

СТРОИТЕЛЬСТВО И РЕКОНСТРУКЦИЯ

ISSN 2073-7416

BUILDING AND RECONSTRUCTION

№2 (106) 2023

Теория инженерных сооружений.
Строительные конструкции

The theory of engineering
constructions. Construction
design

Безопасность зданий
и сооружений

Building and structure
safety

Архитектура
и градостроительство

Architecture
and urban development

Строительные материалы
и технологии

Building materials
and technology



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)*

Реболл 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-ru.ru и www.akc.ru

© ОГУ имени И.С. Тургенева, 2023

Содержание

АКАДЕМИКУ РААСН, СЕРГЕЮ ВИКТОРОВИЧУ ФЕДОСОВУ – 70 ЛЕТ!

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

- Быков А.А., Шардаков И.Н., Шестаков А.П., Глот И.О.** Комплексная оценка деформационного процесса в усиленных углепластиком железобетонных балках..... 4
- Калашников С.Ю., Гурова Е.В., Бандурин Н.Г.** Продольное сжатие стержня с начальной погибью, приобретающего наведенную анизотропию..... 25
- Колчунов В.И.** Модель пластичности железобетонных конструкций..... 39
- Кривошапко С.Н.** Поверхности диагонального переноса велароидального типа на ромбическом плане..... 59
- Мамин А.Н., Бамматов А.А., Гордеев Н.С.** Численное моделирование конструкций с петлевыми стыками арматуры..... 70

Безопасность зданий и сооружений

- Тамразян А.Г.** К безопасному значению длительного нагружения сжатых железобетонных элементов..... 80
- Федорова Н.В., Колчунов В.И., Бушова О.Б.** Расчет параметров деформирования железобетонных рам при разрушении ригелей по наклонному сечению 90

Строительные материалы и технологии

- Бузиков Ш.В., Мотовилова М.В.** Повышение эксплуатационных показателей дорожных покрытий с асфальтовым гранулятом..... 101
- Казанская Л.Ф., Смирнова О.М.** Деструкция бетона на основе сульфатно-шлаковых вяжущих в агрессивных средах животноводческих комплексов..... 112
- Соколова С.В., Баранова М.Н., Васильева Д.И., Холопов Ю.А.** Перспективы применения промышленных отходов для повышения долговечности и огнеупорности жаростойких бетонов..... 123

Журнал входит в «Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук» ВАК по группе научных специальностей 2.1. – Строительство и архитектура: 2.1.1. – Строительные конструкции, здания и сооружения (технические науки); 2.1.2. – Основания и фундаменты, подземные сооружения (технические науки); 2.1.5. – Строительные материалы и изделия (технические науки); 2.1.7. – Технология и организация строительства (технические науки); 2.1.9. – Строительная механика (технические науки); 2.1.10. – Экологическая безопасность строительства и городского хозяйства (технические науки); 2.1.11. – Теория и история архитектуры, реставрация и реконструкция историко-архитектурного наследия (архитектура); 2.1.12. – Архитектура зданий и сооружений. Творческие концепции архитектурной деятельности (архитектура); 2.1.13. – Градостроительство, планировка сельских населенных пунктов (архитектура).

Индексируется в РИНЦ, RSCI (Russian Science Citation Index) на платформе Web of Science

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)

Sergeyev 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 Rossi»
86294 on the websites www.pressa-ru.ru and
www.akc.ru

© Orel State University, 2023

Contents

ACADEMICIAN OF THE RAASN, SERGEY VIKTOROVICH FEDOSOV IS 70 YEARS OLD!

Theory of engineering structures. Building units

Bykov A.A., Shardakov I.N., Shestakov A.P., Glot I.O. Comprehensive assessment of the deformation process of rc beams strengthened with cfrp sheet.....	4
Kalashnikov S.Y., Gurova E.V., Bandurin N.G. Longitudinal compression of a rod with an initial loss acquiring induced anisotropy.....	25
Kolchunov V.I. Plasticity model of reinforced concrete structures.....	39
Krivoshapko S.N. Surfaces of diagonal translation of velaroidal type on a rhombic plane.....	59
Mamin A.N., Bammatov A.A., Gordeev N.S. Numerical simulation of structures with loop joints of rebar.....	70

Building and structure safety

Tamrazyan A.G. To the safe value of long-term loading of compressed reinforced concrete elements.....	80
Fedorova N.V., Kolchunov V.I., Bushova O.B. Calculation of parameters of deformation of reinforced concrete frames during the destruction of crossbars along an inclined section	90

Construction materials and technologies

Buzikov Sh.V., Motovilova M.V. Improving the performance of road surfaces with asphalt granulate.....	101
Kazanskaya L.F., Smirnova O.M. Destruction of concrete based on sulfate-slag binders in aggressive environments of livestock complexes.....	112
Sokolova S.V., Baranova M.N., Vasilieva D.I., Kholopov Y.A. Possibilities of using industrial waste to improve heat resistant concrete durability and refractoriness.....	123

АКАДЕМИКУ РААСН, СЕРГЕЮ ВИКТОРОВИЧУ ФЕДОСОВУ – 70 ЛЕТ!

Уважаемый Сергей Викторович!

Редакция журнала «Строительство и реконструкция», редколлегия, профессорско-преподавательский состав, члены диссертационного совета и аспиранты строительных факультетов Орловского государственного университета им. И.С. Тургенева, Юго-Западного государственного университета сердечно поздравляют Вас со знаменательным Юбилеем!

Ваша научно-творческая и организационная деятельность в области повышения долговечности строительных конструкций принесла Вам заслуженное признание и известность в нашей стране и за рубежом.

Вы признанный специалист в области тепломассообменных процессов в технологиях производства строительных материалов и изделий, нанотехнологий в структурообразовании композит-бетонов с использованием импульсных, механических и механохимических методов активации. Ваши достижения отмечены заслуженными государственными и ведомственными наградами. Талант ученого, принципиальность и высокий профессионализм позволили Вам добиться значимых успехов в научной деятельности. Вы автор более 700 опубликованных научных трудов, включая 20 монографий, 13 учебных пособий, 21 авторское свидетельство, 17 патентов на полезные модели и изобретения РФ. Как академик Российской академии архитектуры и строительных наук вот уже 5 лет Вы возглавляете Верхневолжское представительство Центрального территориального отделения РААСН.

Как профессор, заведующий кафедрой, проректор, ректор и президент Ивановского государственного политехнического университета Вы внесли неоценимый вклад в развитие одного из ведущих ВУЗов страны. Вы готовите лучших специалистов отрасли, аспирантов и докторантов, а также ведете активную работу по аттестации специалистов высшей квалификации, являясь членом диссертационных советов по защите докторских и кандидатских диссертаций. Только под Вашим личным руководством защищены 26 докторских и 76 кандидатских диссертаций.

Желаем Вам, дорогой Сергей Викторович, доброго здоровья благополучия и новых творческих успехов в научно-педагогической деятельности и во всех Ваших начинаниях на благо отечественной строительной науки и высшего образования.



А.А. БЫКОВ¹, И.Н. ШАРДАКОВ², А.П. ШЕСТАКОВ², И.О. ГЛОТ²

¹ФГАОУ ВО «Пермский национальный исследовательский политехнический университет», г. Пермь, Россия

²«Институт механики сплошных сред Уральского отделения Российской академии наук» - филиал Федерального государственного бюджетного учреждения науки Пермского федерального исследовательского центра Уральского отделения Российской академии наук, г. Пермь, Россия

КОМПЛЕКСНАЯ ОЦЕНКА ДЕФОРМАЦИОННОГО ПРОЦЕССА В УСИЛЕННЫХ УГЛЕПЛАСТИКОМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКАХ

Аннотация. В статье исследуется поведение железобетонных балок, усиленных углепластиком, в условиях статического нагружения. В эксперименте участвовали 22 крупномасштабных образца – железобетонные балки размером 120х220х1290мм. Часть образцов были усилены углепластиком до нагружения, часть в процессе нагружения после получения первых трещин в бетоне и их инъектирования. Нагружение балок производилось по схеме 4-х точечного изгиба. Деформационное состояние балок контролировалось с помощью тензометрии и прогибомера. Отслоение углепластика оценивалось методом инфракрасной термографии непосредственно в процессе нагружения.

Оценено влияние углепластика на несущую способность и жесткость балок, усиленных до приложения нагрузки и в ходе нагружения. Продемонстрирована способность углепластика сдерживать раскрытие трещин и способность метода усиления углепластиком в сочетании с инъектированием трещин восстановить жесткость конструкции. Представлена картина трещинообразования в образцах. Показано влияние качества подготовки поверхности на характер отслоения углепластика и, как следствие, характер трещинообразования и разрушения. Определены параметры и особенности отслоения углепластика в зависимости от механизма отслоения. Сопоставлены параметры и интенсивность отслоения углепластика при нагружении для балок, усиленных в ненагруженном состоянии и под нагрузкой. Выполнено сравнение экспериментальных значений деформаций отслоения, с теоретическими значениями, определенными по 8-ми известным методикам.

Показано, что фактическая деформация отслоения углепластика на 15-75% ниже значений, вычисленных по формуле СП 164.1325800.2014, а факт отслоения углепластика не определяет предельное состояние усиленной железобетонной балки при наличии надежной анкеровки продольной полосы композита на опорах.

Ключевые слова: железобетонная балка, углепластик, усиление железобетонной балки композитным материалом, отслоение, инфракрасная термография, инъектирование трещин.

A.A. BYKOV¹, I.N. SHARDAKOV², A.P. SHESTAKOV², I.O. GLOT²

¹Perm National Research Polytechnic University, Perm, Russia

²Institute of Continuous Media Mechanics of the Ural Branch of Russian Academy of Science, Perm, Russia

COMPREHENSIVE ASSESSMENT OF THE DEFORMATION PROCESS OF RC BEAMS STRENGTHENED WITH CFRP SHEET

Abstract. The paper investigates the behavior of reinforced concrete beams reinforced with CFRP sheet under static loading. The experiment involved 22 large-scale samples – reinforced concrete beams with a size of 120x220x1290mm. One part of the specimens was reinforced with CFRP before loading, the other – under load after the appearance of the first cracks in concrete and their injection. The beams were loaded according to the 4-point bending scheme. The deformation state of the beams was assessed using strain gauge and deflection meter. The debonding of the carbon fiber sheet was evaluated by infrared thermography directly in the process of loading.

The effect of CFRP on the bearing capacity and stiffness of beams reinforced before and during loading is evaluated. The ability of CFRP to restrain the opening of a crack was demonstrated.

© Быков А.А., Шардаков И.Н., Шестаков А.П., Глот И.О., 2023

The effectiveness of the method of reinforcing beams with CFRP in combination with injection of cracks to restore the rigidity of the structure was evaluated. The pattern of crack formation in samples is presented. The influence of the quality of surface preparation on the nature of the debonding of carbon fiber and the features of cracking and destruction is shown. The parameters and features of CFRP debonding were determined for various debonding mechanisms. The parameters and intensity of CFRP debonding for beams reinforced in the unloaded state and under load are compared. The experimental values of debonding strains are compared with theoretical values determined by 8 known methods.

It is shown that the actual deformation of CFRP debonding is 15-75% lower than the values calculated in accordance with Russian Building Codes SP 164.1325800.2014, and the fact of CFRP debonding does not determine the limiting state of the reinforced concrete beam in the presence of reliable anchoring of the longitudinal strip of the composite on supports.

Keywords: CFRP sheets, composite materials, load carrying capacity of RC beams, strengthening of RC beams, interfacial debonding, infrared thermography.

Введение

Основой надежности и долговечности железобетонных конструкций, усиленных композитным материалом, является сцепление элемента усиления с поверхностью бетона. Для железобетонных балок, усиленных внешним армированием композитным материалом, свойственны следующие вероятные сценарии разрушения [1], [2], [3], [4], [5], [6], [7], представленные на рисунке 1.

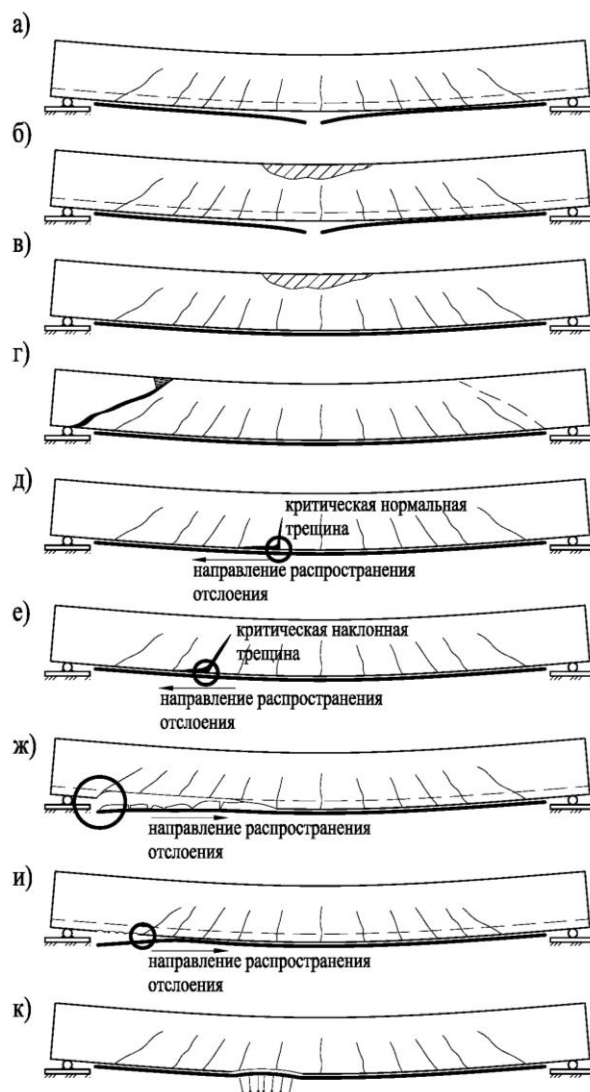


Рисунок 1 – Вероятные сценарии разрушения железобетонной балки, усиленной композитным материалом:

- а) «течение» стальной арматуры и разрыв композита, б) «течение» стальной арматуры и разрыв композита вместе с разрушением бетона сжатой зоны, в) разрушение бетона сжатой зоны, г) разрушение по наклонной трещине, д) отслоение композита из-за раскрытия нормальных трещин, е) отслоение композита из-за раскрытия наклонных трещин, ж) разрушение в результате отслоения защитного слоя бетона, з) разрушение клеевых связей композита с бетоном вследствие продольного сдвига в зоне анкеровки, и) разрушение клеевых связей композита с бетоном вследствие продольного сдвига в зоне анкеровки, к) отслоение композита из-за неровности бетонной поверхности

При наличии надежной анкеровки продольной полосы композита на опорах (не обозначенной на рисунке 1) достижимы варианты (а-г). Вариант (а) характерен для случая, когда площади сечений стальной арматуры и композита малы. Наоборот, если площади сечений стальной арматуры и композита значительны, то разрушение элемента может произойти в сжатой зоне бетона – варианты (б, в). Вариант (г) аналогичен разрушению неусиленного элемента и наступает в случае, если несущая способность усиленного элемента на изгиб превышает несущую способность на сдвиг. При отсутствии надежной анкеровки продольной полосы композита на опорах (не обозначенной на рисунке 1) наиболее вероятными становятся варианты (д-и). Начало отслоения композита по вариантам (д-и) обозначено кружком на рисунке 1. Вариант (к) на практике предотвращается благодаря качественной подготовке основания и не зависит от наличия или отсутствия анкеровки продольной полосы композита на опорах.

Инженерная методика расчета усиления железобетонных конструкций композитными материалами изложена в действующем нормативном документе СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования». Там приведен единый подход расчета усиления нормального сечения изгибаемого железобетонного элемента композитом, по сути, одновременно учитывающий варианты (а-б, д-и). Таким образом, вне зависимости от наличия или отсутствия надежной анкеровки продольной полосы композита на опорах, факт отслоения композита от бетонного основания приравнивается к предельному состоянию первой группы, при котором происходит исчерпание несущей способности усиленной композитом изгибаемой железобетонной конструкции. Однако для усиленных изгибаемых элементов с анкеровкой композита на опорах экспериментальные данные, подтверждающие, что после начала отслоения композита реализуются состояния, свидетельствующие об исчерпании несущей способности (потеря прочности, устойчивости или выносливости), отсутствуют.

В проведенных на сегодняшний день исследованиях [8], [9], [10], [11], [12], [13] отмечается, что усиленные композитом балки разрушаются в основном из-за отсутствия анкеровки продольных элементов усиления или от действия поперечной силы. Если образцы имеют анкеровку продольных полос композита у опор, а поперечное армирование достаточно для восприятия усилия сдвига, разрушение происходит из-за разрыва композита или раздробления сжатой зоны бетона. В ряде случаев схемы разрушений реализуются совместно, что затрудняет анализ данных. При этом сам процесс отслоения композита от основания, предшествующий указанным формам разрушения, его влияние на деформационное поведение усиленных элементов, взаимосвязь отслоения и трещинообразования в бетоне, а также эволюция отслоения композита в процессе нагружения конструкции исследованы недостаточно [14].

Отказы по вариантам (д-и) характеризуются когезионным разрушением по бетону [15], [16], [17], [18], [19]. Для вариантов (д-е, и) отслоение происходит из-за разрушения бетона в приповерхностном слое небольшой глубины. На всей поверхности композита после разрушения остаются небольшие фрагменты поверхностного слоя бетона толщиной 1-5 мм. Для варианта (ж) на поверхности композита остается практически весь защитный слой бетона. Такой характер разрушения клеевого соединения «композит-бетон» при отслоении композита достигается использованием высокопрочных эпоксидных смол для приклеивания армирующего волокна [20]. Адгезионное разрушение по контакту «клей-бетон» возможно в случае нарушения технологии усиления, например, в случае некачественной подготовки бетонного основания или ошибок в приготовлении и отверждении смолы [15], [18].

В выполненных экспериментальных исследованиях не уделено внимания зависимости между механизмом отслоения (когезионный, адгезионный) и соответствующей величиной деформации композита. Результаты испытания балок, разрушившихся по адгезионному механизму [9], [12], [21], используются для построения или уточнения расчетной зависимости для определения деформации отслоения композита, в то время как корректное

применение технологии предполагает в качестве основного когезионный механизм отслоения.

На сегодняшний день большинство экспериментальных исследований [22], [23] посвящено оценке напряженно-деформированного состояния элементов, которые на момент усиления находились в ненагруженном состоянии. В то же время на практике технология внешнего армирования применяется для железобетонных изгибаемых конструкций с трещинами, находящихся под действием нагрузки, и предполагает необходимость ремонта существующих трещин путем инъектирования, после чего на бетон приклеивается композитный материал. Имеющиеся единичные экспериментальные результаты [24], [25], [26], описывающие работу железобетонных элементов, усиленных в нагруженном состоянии, получены без учета работ по инъектированию существующих трещин и оценке влияния такого ремонта на отслоение элемента усиления.

Целью настоящего исследования является определить параметры процесса отслоения углепластика в изгибаемых железобетонных балках, усиленных внешним армированием до приложения нагрузки и в ходе нагружения после появления первых трещин и их инъектирования.

В соответствии с этой целью решались следующие задачи:

1. Исследовать влияние отслоения углепластика на напряженно-деформированное состояние и несущую способность усиленных внешним армированием железобетонных элементов.
2. Исследовать влияние усиления балок внешним армированием до приложения нагрузки и в ходе нагружения после появления первых трещин и их инъектирования на параметры напряженно-деформированного состояния и параметры отслоения углепластика.
3. Сравнить экспериментальные и теоретические, полученные по известным методикам, значения деформаций отслоения углепластика.

Метод

Для цикла экспериментальных исследований были изготовлены 22 железобетонных балки-образца в стандартных заводских формах. Они были разделены на две группы: группа Б1 выполнена из бетона класса В20, группа Б2 – из бетона класса В35. Балки имеют прямоугольное сечение 120×220 мм и длину 1290 мм. В нижней зоне балок армирование выполнено двумя стержнями диаметром 6 мм (коэффициент армирования $\mu=0,22\%$), в верхней зоне – двумя стержнями диаметром 12 мм ($\mu=0,86\%$). Поперечное армирование выполнено стержнями диаметром 6 мм с различным по длине шагом. Армирование выполнено сталью АIII и представлено на рисунке 2.

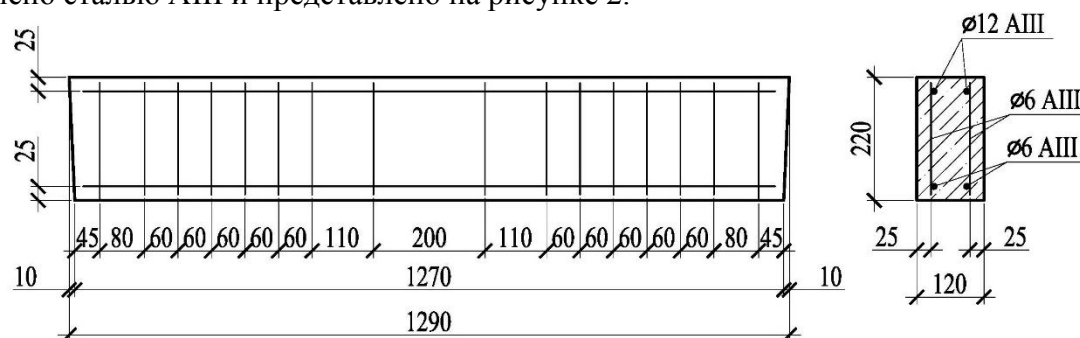


Рисунок 2 – Опалубочный чертеж и схема армирования образцов

Каждая группа балок (Б1 и Б2) была разбита на 3 серии по 3-5 образцов: серия «а» – образцы без углепластика; серия «б» – балки, усиленные в ненагруженном состоянии продольным холстом шириной 6 см с анкеровкой U-образными хомутами шириной 20 см на опорах (рисунок 3); серия «в» – балки, усиленные под нагрузкой аналогично серии «б».

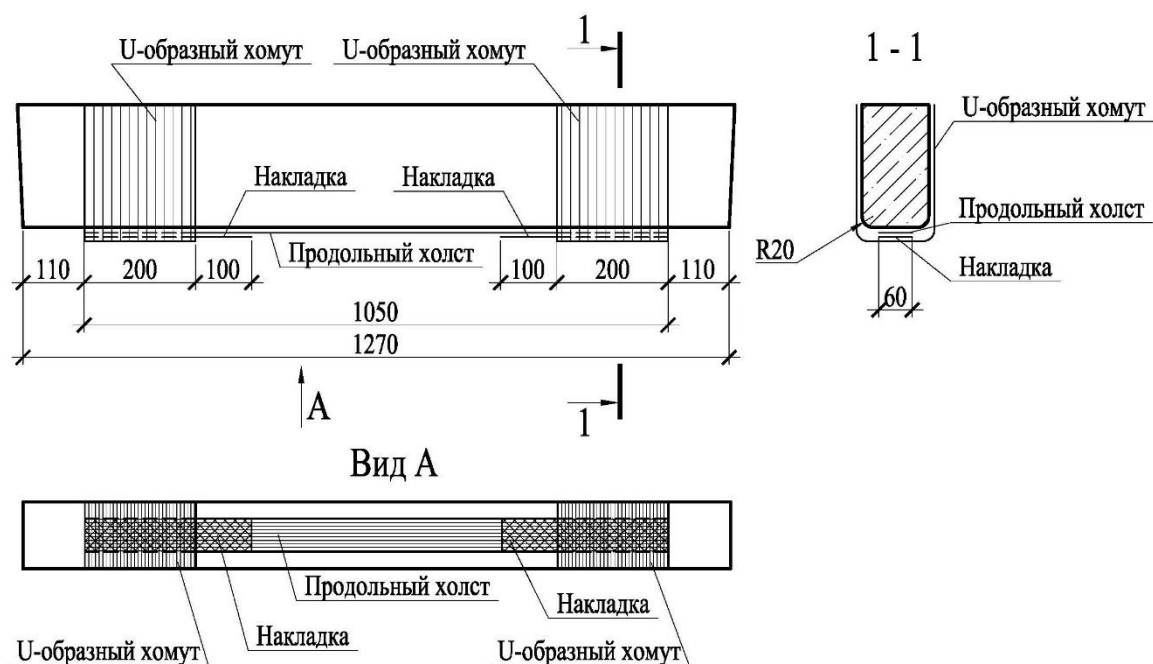


Рисунок 3 – Схема армирования балок углепластиком

На фото 1 показан процесс усиления балок серий «б» и «в». Перед наклейкой углеродного холста поверхность балки шлифовали для удаления цементного молочка, затем промывали водой и высушивали. После подготовки влажность поверхности не превышала 4%. Для усиления использовали углеродный холст SikaWrap-230 и эпоксидную смолу Sikadur-330.

а)

б)



Фото 1 – Приклеивание углеродного холста на балку:
а) для балок серии «б», б) для балок серии «в».

Испытание образцов серии «в» проходило в два этапа: 1 этап – нагружение до появления и раскрытия трещин до 1 мм, 2 этап – догружение балки до разрушения. Между этапами выполняли усиление балки: трещины расшивали, шпаклевали ремонтным составом и инъецировали низковязкой эпоксидной смолой, после чего наклеивали углеродный холст, не снимая с балки нагрузку.

Для шпаклевания расшитых трещин использовали смесь песка фракции 0,5 мм и эпоксидного клея Sikadur-330 в пропорции 1:1. Инъектирование производили при помощи ручного насоса смолой Манопокс 352 производства ООО «Гидрозо».

Статические испытания выполнялись на лабораторном стенде Пермского Национального Исследовательского Политехнического Университета, представленном на фото 2. Нагружение балки производилось по схеме 4-х точечного изгиба. На стальной арматуре, углепластике и бетоне были установлены тензодатчики для контроля деформаций.

Все тензодатчики были подключены к многоканальному регистратору Терем 4.1 и синхронизированы. Нагружение всех балок-образцов выполнялось со ступенчатым увеличением нагрузки с шагом 2 кН, что составляет 4-6% от разрушающей нагрузки. Во время выдержки на каждой ступени выполнялась регистрация картины трещин на поверхности балки, измерение ширины их раскрытия, а также производилась инфракрасная съемка поверхности углепластиковых лент для оценки их отслоения. Запись показаний тензодатчиков велась непрерывно в процессе испытания. После разрушения образцов определялись сечения разрыва арматуры и разрыва ленты углепластика, регистрировались характер отслоения углепластика, места раздробления бетона сжатой зоны, фиксировались трещины, появившиеся после разрушения.

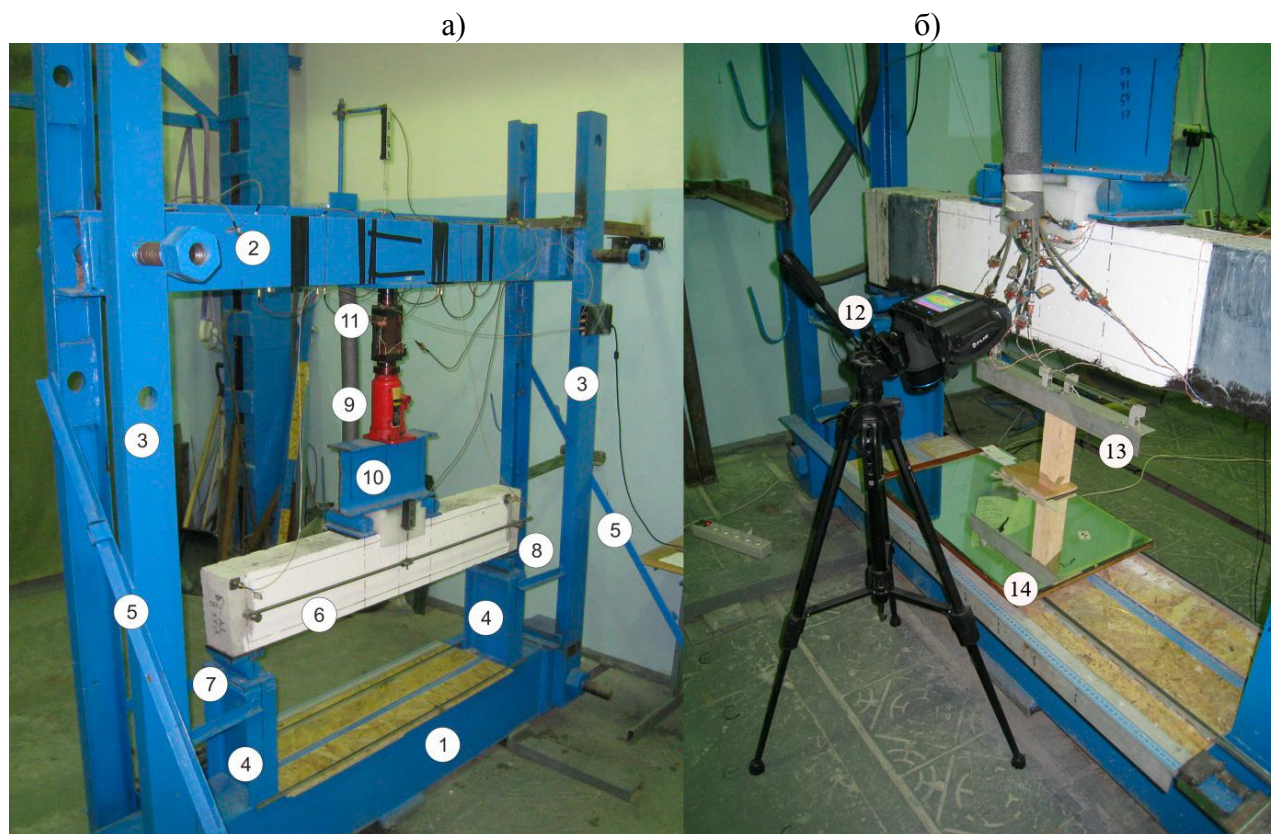


Фото 2 – Стендовое оборудование: а) испытательный стенд, б) схема инфракрасной съемки.

1 – нижняя балка стенда, 2 – верхняя балка стенда; 3 – парная стойка; 4 – стойка; 5 – укос;
6 – балка-образец; 7 – шарнирно-подвижная опора; 8 – шарнирно-неподвижная опора;
9 – гидравлический домкрат; 10 – распределительная балка; 11 – динамометр сжатия;
12 – тепловизор FLIR T620; 13 – галогеновая лампа; 14 – зеркало

Результаты

Результаты статических испытаний

Результаты статических испытаний балок серий «а» и «б» представлены в таблице 1, серии «в» – в таблице 2.

Таблица 1 – Сводные данные результатов статических испытаний балок серий «а» и «б»

Марка образца	M_{crc} , кНм	M_{ult} , кНм	f_{ult} , мм	$a_{crc,max}$, мм	$\varepsilon_{f,ult}$, мкм/м	Характер отслоения углепластика
Б1а-1	3,81	6,13	9,50	2,7	-	-
Б1а-2	3,91	7,45	19,84	2,0	-	-
Б1а-3	4,27	6,92	21,43	2,0	-	-
Среднее	4,00	6,83	-	2,2	-	-
Б1б-1	4,28	10,05	14,29	1,1	12170	адгез.
Б1б-2	5,07	10,42	11,16	0,5	11170	адгез.
Б1б-3	4,33	10,25	8,30	1,0	13370	когез.
Б1б-4	5,40	10,10	8,08	0,9	12180	когез.
Б1б-5	4,32	11,07	9,78	1,1	15040	когез.
Среднее (адгез.)	4,68	10,24	12,72	0,9	11670	-
Среднее (когез.)		10,47	8,72		13530	-
Б2а-1	4,74	6,98	10,60	1,5	-	-
Б2а-2	5,15	6,98	15,75	7,0	-	-
Б2а-3	4,98	7,39	19,73	3,0	-	-
Среднее	4,96	7,12	-	2,2	-	-
Б2б-1	6,14	10,03	10,37	0,8	12180	адгез.
Б2б-2	5,79	10,19	12,52	1,6	10860	адгез.
Б2б-3	5,49	10,56	8,92	1,1	13790	когез.
Б2б-4	5,09	11,46	9,31	1,0	14280	когез.
Б2б-5	5,43	10,27	8,06	1,3	12190	когез.
Среднее (адгез.)	5,59	10,11	11,44	1,1	11520	-
Среднее (когез.)		10,76	8,76		13420	-

Таблица 2 – Сводные данные результатов статических испытаний балок серии «в»

Марка образца	Характеристики 1-го этапа			Характеристики 2-го этапа					Характер отслоения углепластика
	M_{crc} , кНм	Максимальный момент на этапе, кНм	$a_{crc,max}$, мм	M_{crc} , кНм	M_{ult} , кНм	f_{ult} , мм	$a_{crc,max}$, мм	$\varepsilon_{f,ult}$, мкм/м	
Б1в-1	3,32	5,15	1,0	6,79	10,39	10,80	1,4	11680	когез.
Б1в-2	3,60	5,23	1,5	7,19	8,75	9,19	1,5	10190	когез.
Б1в-3	3,86	5,20	1,0	6,59	10,19	11,07	1,3	12760	когез.
Среднее	3,60	5,19	1,2	6,86	10,29	-	1,4	11540	-
Б2в-1	4,30	5,49	1,0	6,88	11,37	10,29	1,1	14180	когез.
Б2в-2	4,92	5,64	0,9	7,02	9,03	9,75	1	8655	когез.
Б2в-3	5,19	5,52	1,0	7,69	10,62	10,72	1,3	12430	когез.
Среднее	4,80	5,55	1,0	7,19	11,00	-	1,1	13305	-

В таблицах 1, 2 использованы обозначения M_{crc} – момент трещинообразования, $a_{crc,max}$ – максимальная ширина раскрытия трещин, M_{ult} – предельный момент, f_{ult} – максимальный прогиб, $\varepsilon_{f,ult}$ – деформации разрыва углепластика. Для усиленных балок зафиксированы два

варианта отслоения углепластика: когезионный по бетону, адгезионный по границе «углепластик-бетон».

При испытании балок серии «а» разрушение образцов происходило из-за разрыва арматуры и раздробления сжатой зоны. Для балок серии «б», «в» разрушение образцов происходило из-за разрыва углепластика (фото 3), которому предшествовало отслоение углепластика.

Эксперимент показал, что характер отслоения определяется качеством подготовки контактной поверхности перед приклеиванием углеродного холста. При очистке поверхности от цементного молочка с помощью металлической щетки (в соответствии с указаниями СП 164.1325800.2014) отслоение углепластика происходило преимущественно по адгезионному типу, причем разрыв осуществлялся в сечении вблизи одного из поперечных анкерочных хомутов. Если контактная поверхность очищалась алмазной чашкой, отслоение реализовывалось по когезионному механизму, и разрыв углепластика наблюдался в средней части пролета.

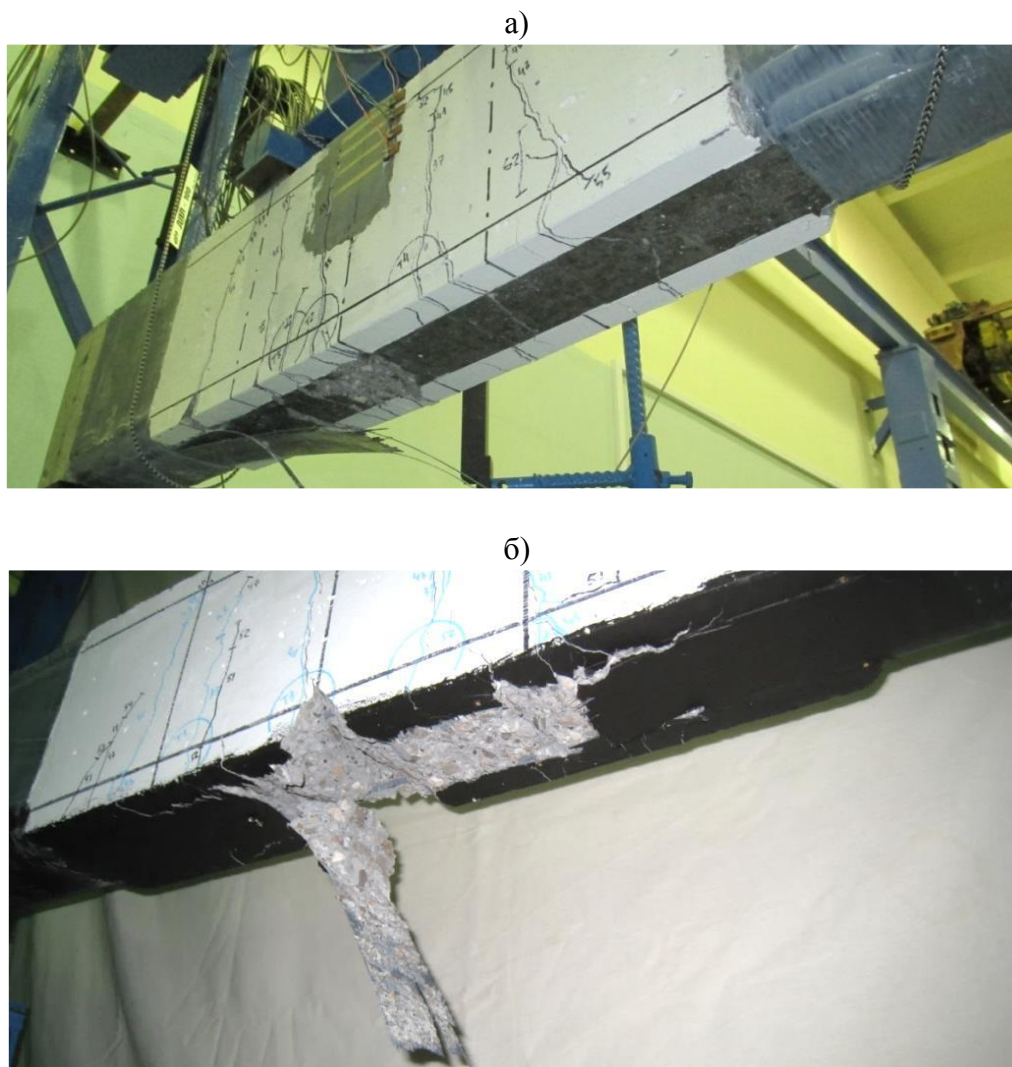


Фото 3 – Характер разрушения образцов:
а) адгезионное отслоение углепластика, б) когезионное отслоение углепластика

На рисунках 4, 5 приведены зависимости «Изгибающий момент–Прогиб», построенные по результатам испытаний.

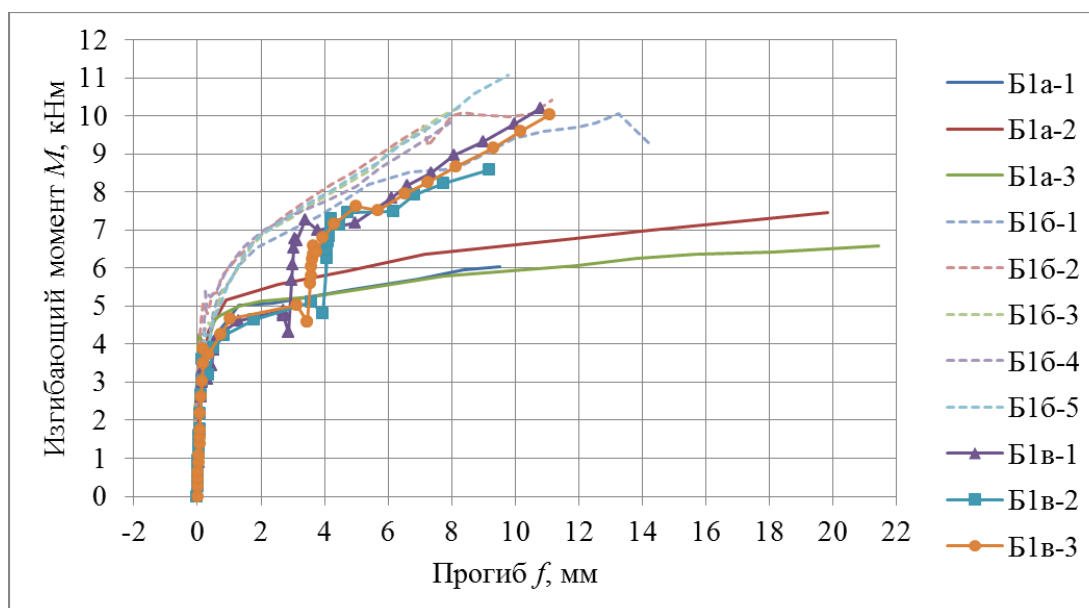


Рисунок 4 – Зависимости M - f для балок группы Б1 серии «а», «б» и «в»

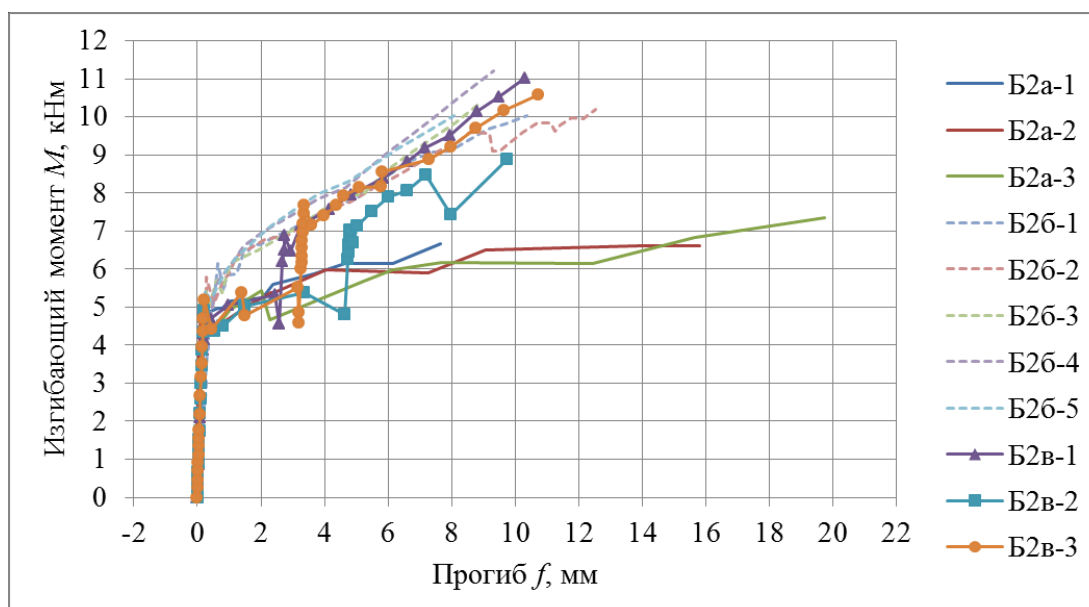


Рисунок 5 – Зависимости M - f для балок группы Б2 серии «а», «б» и «в»

На графиках, описывающих поведение неусиленных (серия «а») и усиленных (серия «б») балок, вначале наблюдается линейный участок деформирования, соответствующий нагружению без образования трещин. После возникновения трещин в бетоне наблюдается изменение угла наклона кривой деформирования. Величина изгибающего момента, соответствующего началу образования трещин в бетоне, для балок серий «а» и «б» отличается незначительно и составляет 4,0 кНм и 4,68 кНм соответственно. Дальнейший рост нагрузки сопровождается увеличением количества и ширины раскрытия трещин и ростом прогиба. При этом в усиленных балках прогиб нарастает медленнее, чем в неусиленных образцах. Углеродистый пластик сдерживает раскрытие трещин и придает дополнительную жесткость конструкции. Так зарегистрированные максимальная ширина раскрытия трещин и прогиб эталонных балок примерно в 2 раза больше, чем в усиленных балках (см. таблицу 1). В целом за счет усиления углеродистым пластиком удастся существенно

увеличить несущую способность балки (максимальный изгибающий момент в сериях «а» и «б» составляет соответственно 6,8 кНм и 10,47 кНм).

График, построенный по результатам испытаний балок, усиленных в ходе нагружения (серия «в»), несет в себе признаки процессов, отмеченных выше. На начальной стадии нагружения, до появления видимых трещин в бетоне, он совпадает с графиком серии «а». После инъектирования трещин и усиления балка вновь ведет себя как неповрежденная конструкция, и на кривой нагружения можно вновь наблюдать линейный участок деформирования, когда восстановлена жесткость и трещиностойкость конструкции. При изгибающем моменте $\sim 7,02$ кНм наблюдается новый излом кривой, соответствующий появлению в бетоне трещин второго поколения, и с дальнейшим ростом нагрузки балка серии «в» ведет себя аналогично балке серии «б». Начало вторичного трещинообразования соответствует изгибающему моменту, который на 45-71% превосходит величину M_{crc} балок серии «а». Предельные значения изгибающего момента (10,47 кНм и 10,29 кНм) и прогиба (8,72 мм и 10,35 мм) у балок серий «б» и «в» близки. Увеличение несущей способности не зависит от того, наклеивался ли углеродный холст до нагружения (серия «б») или под нагрузкой (серия «в»).

Характерные картины трещин на боковой поверхности балок разных серий показаны на рисунке 6. Картины трещин соответствуют шагу нагружения, предшествующему разрушению балки. На балке серии «в» штриховой линией показаны трещины, сформировавшиеся на 1-м этапе нагружения, и сплошными линиями – трещины, возникшие при нагружении балки на 2-ом этапе, после усиления. Из рисунка хорошо видно, что трещины первого поколения локализованы в тех же зонах, что и в неусиленной балке. После инъектирования и усиления они не получили развития при дальнейшем нагружении. В то же время на втором этапе сформировалось новое семейство трещин, и характер их распределения похож на то, что наблюдается в балке серии «б».

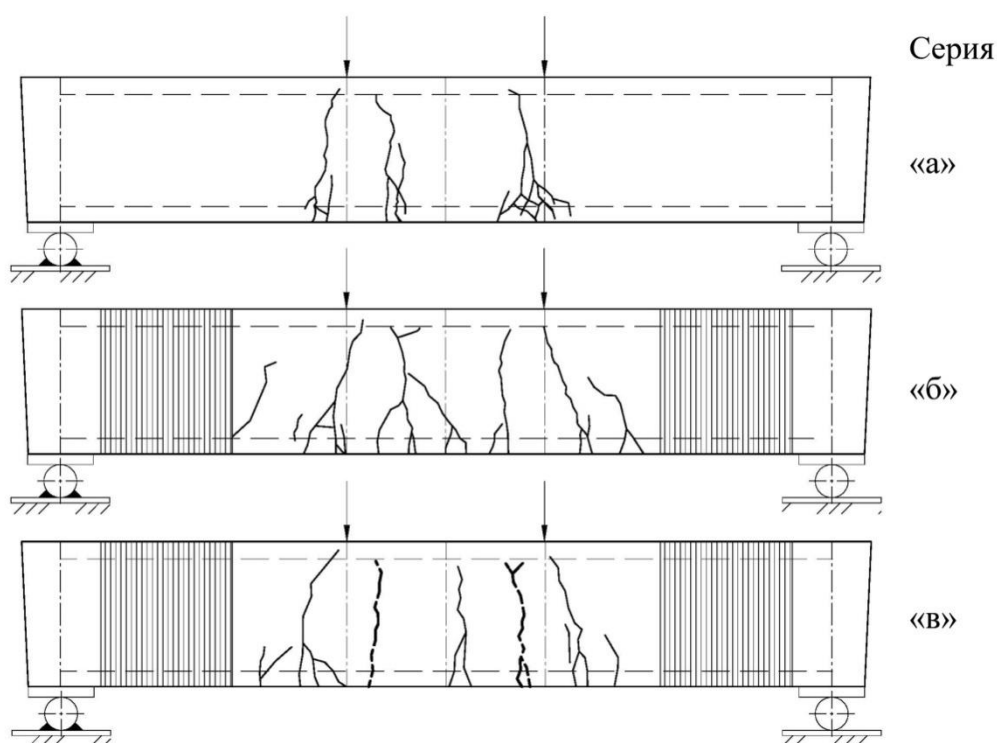


Рисунок 6 – Картина трещин на балках серии «а», «б» и «в» перед разрушением

Для балок, разрушившихся по адгезионному сценарию, характерно развитие сдвиговых трещин на участках между линиями приложения внешней нагрузки и краями

анкерочных хомутов (фото 4). Смещение берегов сдвиговых трещин провоцировало повышенное отслоение и последующий разрыв ленты углепластика именно на этих участках, а также увеличение прогиба балок.

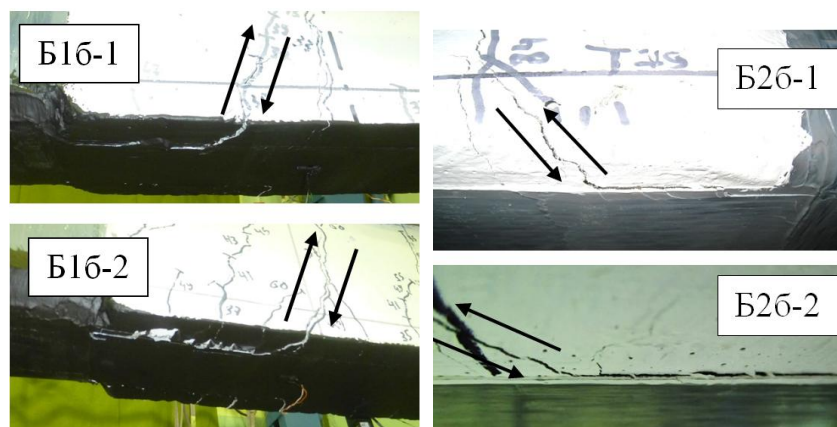


Фото 4 – Трещины сдвига, провоцирующие отслоение

Механические свойства углепластика, использованного для усиления балок в рамках данного исследования, были заранее определены путем испытаний стандартных образцов углепластика на растяжение по ГОСТ 25.601. Экспериментально зафиксированные деформации разрыва углепластика $\varepsilon_{f,ult}$, приклеенного к балкам серий «б», «в», в среднем составили 11500-13500 мкм/м (см. таблицу 1), что в целом хорошо соотносится с результатами испытаний стандартных образцов углепластика на растяжение, для которых деформация разрыва составила 14800 мкм/м. Для всех испытанных балок, разрушение произошло из-за разрыва углепластика, а значит, несущая способность определялась только деформацией, которая достигнута в углепластике. На рисунке 7 показана зависимость предельного изгибающего момента M_{ult} от деформации разрыва в углепластике $\varepsilon_{f,ult}$. Для балок серии «б» данные приведены только для балок, отслоение в которых протекало по когезионному механизму.

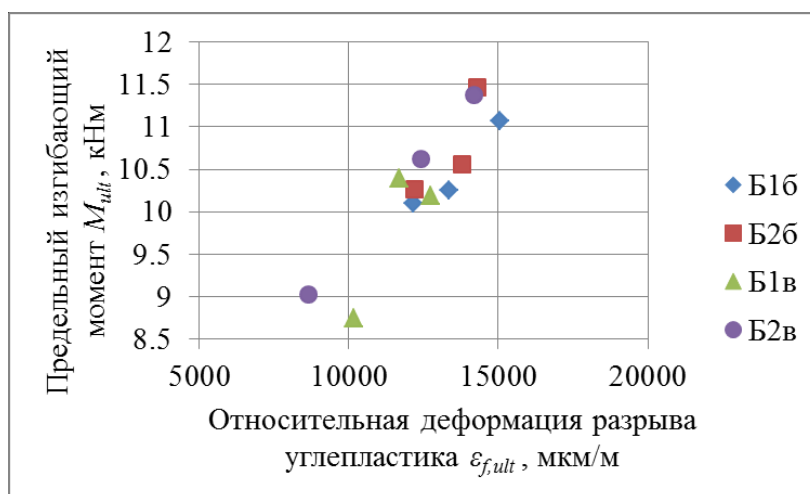


Рисунок 7 – Зависимость предельного изгибающего момента M_{ult} от деформации разрыва углепластика $\varepsilon_{f,ult}$

Видно, что зависимость в целом линейна. Отметим, что линейная зависимость между M_{ult} и $\varepsilon_{f,ult}$ будет справедлива только для балок, сконструированных так, что в предельном состоянии разрушение определяется разрывом углепластика.

Таким образом, можно заключить, что при деформировании в составе усиленной конструкции углепластик полностью исчерпывает свои прочностные свойства, и разрушение конструкции происходит из-за разрыва углепластика, а не из-за его отслоения от бетонной поверхности, которое наблюдается уже при деформациях 5000-6000 мкм/м.

Влияние класса бетона на результаты статических испытаний (предельный изгибающий момент, максимальный прогиб, максимальную ширину раскрытия трещин) предсказуемо отсутствует. Это связано с тем, что на этапе планирования эксперимента площади верхней и нижней стальной арматуры и площадь углепластика были подобраны так, чтобы в предельном состоянии нормального сечения в первую очередь наступал разрыв углепластика, а не раздробление сжатой зоны бетона. Армирование поперечной арматурой приопорных участков выполнено так, чтобы исключить преждевременное разрушение образцов по наклонным сечениям. Кроме того, запроектированный дефицит растянутой стальной арматуры в образцах отражает ситуацию, встречающуюся при реальном проектировании усиления, когда, как правило, сжатая зона сечения отвечает требованиям прочности с некоторым запасом, а растянутая зона ослаблена, например, из-за потери сечения стальной арматуры вследствие коррозии. Отметим, что момент трещинообразования для образцов группы Б2 из бетона В35 ожидаемо выше в среднем на 25% по сравнению с образцами группы Б1 из бетона В20. Экспериментально установлено, что при качественной подготовке контактной поверхности отслоение углепластика происходит по когезионному сценарию как для бетона класса В20, так и В35, что достигается применением высокоадгезионных эпоксидных смол.

Результаты инфракрасной съемки

Контроль процесса отслоения углепластика осуществлялся по предложенной авторами методике на основе инфракрасной термографии [27]. Методика основывается на предположении, что возникновение отслоений углепластика приводит к локальным искажениям теплопроводности конструкции. Регистрация температурного поля на поверхности балки в процессе нагружения позволяет определить те места, где произошло отслоение углепластика.

В соответствии с данной методикой регистрировалась температура нижней поверхности балки на каждом этапе нагружения. В результате обработки полученных термограмм по разработанному авторами алгоритму на каждом шаге нагружения определялись участки поверхности балки, на которых произошло отслоение углепластика. Регистрация температурного состояния поверхности на каждом шаге нагружения позволила зафиксировать нагрузки, которые соответствуют началу отслоения покрытия, активному развитию трещин, разрушению балки.

На рисунке 8 представлены результаты инфракрасной термографии балки Б2б-3 в процессе нагружения. Каждая строка соответствует определенной ступени нагружения, на каждой последующей ступени значение изгибающего момента увеличивается. В первом столбце приведена первичная термограмма, во втором – финальный результат обработки данных – бинарные карты дефектов, наглядно демонстрирующие распределение участков отслоения углепластика на поверхности балки на каждой ступени нагружения.

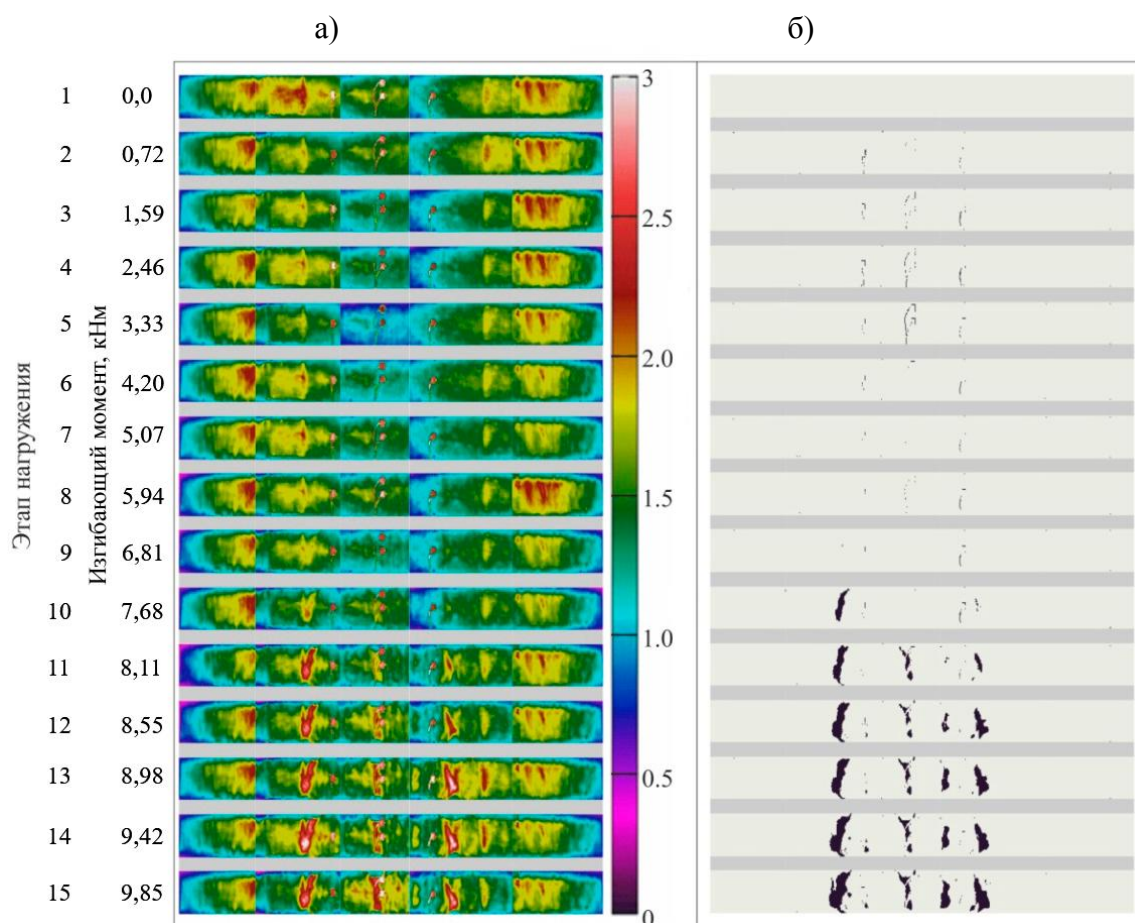


Рисунок 8 – Результаты инфракрасной термографии балки Б2б-3 в процессе нагружения:
а) первичная термограмма, б) бинарная карта дефектов

По результатам обработки термограмм в таблице 3 сопоставлены значения изгибающего момента, ширины раскрытия трещин в бетоне и деформаций углепластика, соответствующих отслоению углепластика, зафиксированному на бинарных картах.

Таблица 3 – Сводные данные характеристик процесса отслоения

Группа, серия, характер разрушения	Момент, кНм	Ширина трещин, мм	Деформации углепластика, мкм/м
Б1б, адгез.	6,91-8,19	0,3-0,5	4965-7020
Б1б, когез.	7,77-8,58	0,5-0,75	6495-8300
Б2б, адгез.	6,85-6,91	0,3-0,5	5105-6990
Б2б, когез.	7,43-7,98	0,3-0,75	5465-7295
Б1в, когез.	7,62-7,92	0,5-0,7	5260-5780
Б2в, когез.	7,50-8,40	0,3-0,5	5765-6275

Анализ данных таблицы 3 показал следующее:

1. Отслоение углепластика от поверхности бетона начинается при изгибающем моменте, составляющем 68-74% от предельного значения, в среднем на уровне 7,11-7,74 кНм для балок серий «б», «в».
2. Отслоение по адгезионному типу происходит при меньшем уровне деформации углепластика, нежели когезионное отслоение. Разница значений деформаций, отвечающих моменту начала отслоения, составляет 25-35%.
3. В балках серии «в» отслоение реализовалось при деформациях углепластика на 4-65% меньших, чем в балках серии «б», см. таблицу 3.

Начало адгезионного отслоения углепластика благодаря развитию сдвиговых деформаций по податливому слою «бетон-углепластик» сопровождается изменением угла наклона кривой деформирования, см. графики на рисунках 4, 5, и увеличению скорости роста прогиба балки. Аналогичные результаты получены в работе [9]. Когезионное отслоение никак не отражается на кривой деформирования.

Анализ данных тензодатчиков, установленных на углепластике, показал, что появление первой трещины в бетоне, то есть достижение предельных деформаций растяжения для бетона, сопровождается скачкообразным увеличением деформаций в углепластике в 10-15 раз. Таким образом, после появления первой трещины совместность деформаций бетона и углепластика нарушается. Появляется некоторая область, где бетон уже не может воспринимать деформации растяжения и трескается, а углепластик деформируется без разрушения. Эта область, по сути, и является областью отслоения, а момент достижения в бетоне предельных деформаций растяжения, которые определены экспериментально по результатам испытания призм-свидетелей на растяжение при изгибе по ГОСТ 10180 и составляют 130-175 мкм/м для бетона В20...В35, и является началом отслоения.

Было выявлено, что начало отслоения, обусловленное появлением первой трещины в бетоне, не фиксируется на инфракрасной съемке. Так, например, для балки Б2б-3 первая трещина появилась при изгибающем моменте 5,49 кНм (таблица 1), при этом на бинарных картах отслоение на 8-ом этапе нагружения (момент 5,94 кНм) отсутствует (рисунок 8). Заметное в инфракрасном диапазоне отслоение появляется после раскрытия трещин в среднем до 0,5 и 0,3 мм для балок серий «б» и «в» соответственно. Для балки Б2б-3 первое отслоение на бинарной карте появилось на 10-ом этапе при изгибающем моменте 7,68 кНм, что соответствует ширине раскрытия трещин 0,55 мм.

Сопоставление картины трещин и местоположения участков отслоения показало, что отслоение не появляется под трещиной. Для балок серии «б» отслоение развивается на участке между основными магистральными трещинами, для балок серии «в» – между трещинами первого и второго поколений.

Для балок, разрушившихся по адгезионному сценарию, значительные отслоения, сопровождающиеся развитием сдвиговых трещин, распространяются под анкерочные U-образные хомуты (на рисунке 9 участки отслоения на термограммах обозначены белым и красным цветами). Это подтверждается фото 5, где показаны поверхности углепластика и бетона балок после разрушения. После срезки углепластика с поверхности балки было обнаружено, что на участках под U-образными хомутами углепластик отслоился по адгезионному сценарию.

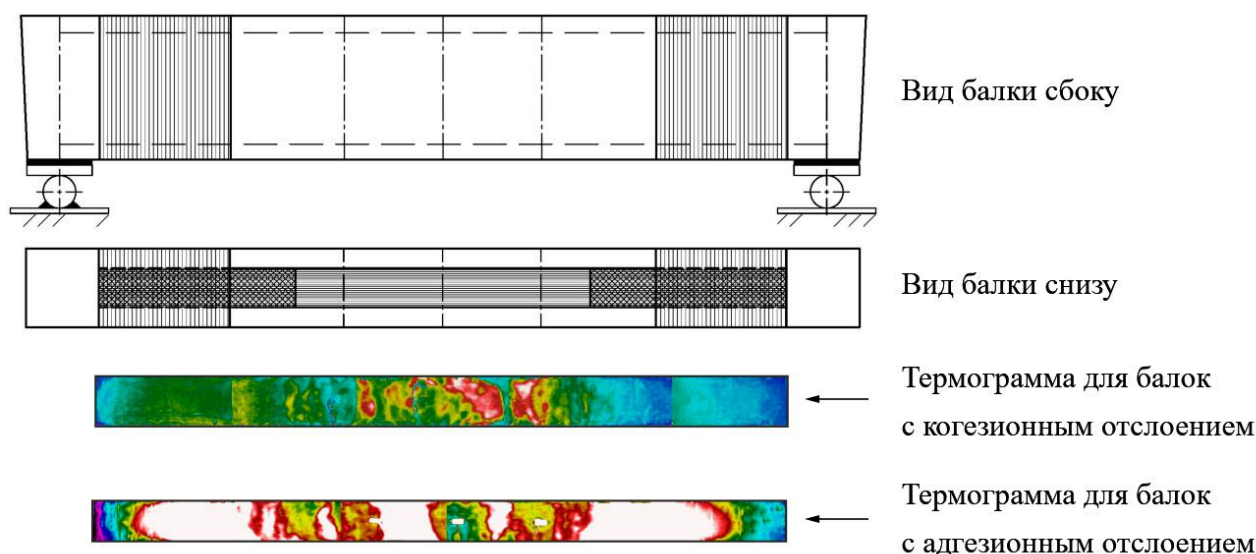


Рисунок 9 – К определению зон интенсивного отслоения для разных сценариев отслоения

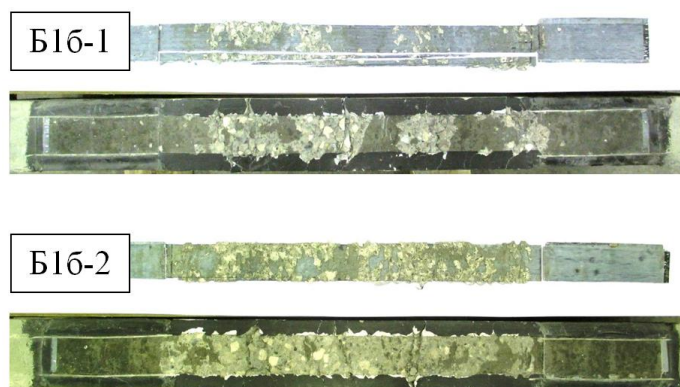


Фото 5 – Поверхность углепластика и бетона после отслоения углепластика

Для балок, разрушившихся по когезионному сценарию, отслоения проявлялись только в средней части пролета, на участке длиной 450 мм, ограниченном сечениями начала приклейки приопорных накладок (см. рисунок 3). В таблице 4 сопоставлена интенсивность процесса отслоения в различных образцах при одинаковом уровне деформации углепластика. Для балок Б1в-2, Б2в-1 и Б2в-2 выписанные данные соответствуют последней ступени, на которой выполнялась инфракрасная съемка. Приведены бинарные карты дефектов и величины относительной площади отслоения, которая определена как отношение суммарной площади дефектных областей на карте дефектов к площади участка однослойного приклеивания углепластика (участка длиной 450 мм, ограниченного сечениями начала приклейки приопорных накладок).

Сравнение интенсивности отслоения в балках, изготовленных из бетона разной прочности, показывает, что при одном и том же уровне деформации углепластика суммарная площадь отслоений в образцах из бетона класса В20 в 1,4–1,5 раза ниже, чем в образцах из бетона класса В35. В балках серии «б» суммарная площадь отслоений в 2,1–2,3 раза меньше, чем в балках серии «в».

Таблица 4 – Относительная площадь отслоений при одинаковом уровне деформаций в углепластике

Марка образца	Бинарная карта дефектов	Относительная площадь отслоения, %		Деформации углепластика, мкм/м	
		Частное	Среднее	Частное	Среднее
Б16-3		7,8	9,71	10300	10360
Б16-4		12,99		10660	
Б16-5		8,34		10140	
Б1в-1		19,77	22,93	10280	9510
Б1в-2		22,59		8020	
Б1в-3		26,43		10240	
Б26-3		11,78	14,90	10810	10360
Б26-4		20,18		10200	
Б26-5		12,73		10070	
Б2в-1		17,86	32,41	8970	8880
Б2в-2		33,08		7220	
Б2в-3		46,29		10450	

Количественный анализ отслоения

В литературе [28], [29], [30], [31], [32], [33], [34], [35] приведен ряд методик вычисления уровня деформации бетонных конструкций, при котором происходит отслоение углепластика. На рисунке 10 даны рассчитанные в соответствии с этими методиками теоретические зависимости относительной деформации углепластика от прочности бетона основания. Расчеты выполнены с учетом характеристик материалов (бетона и углепластика), использованных в настоящем исследовании. Эти зависимости сопоставлены с данными, полученными в нашем эксперименте для балок серий «б» и «в», разрушившихся по когезионному сценарию (точки на графике).

На рисунке 10 видно, что экспериментальные значения деформаций отслоения углепластика слабо зависят от прочности бетона основания. В то же время большая часть упомянутых методик предсказывает, что более прочному бетону соответствуют большие значения деформации отслоения. Кроме того наш эксперимент показал, что эмпирический уровень деформации, соответствующий началу отслоения углепластика, оказался намного ниже теоретического. Формула действующего СП 164.1325800.2014 предлагает значения, превосходящие результаты эксперимента в среднем на 15-75%.

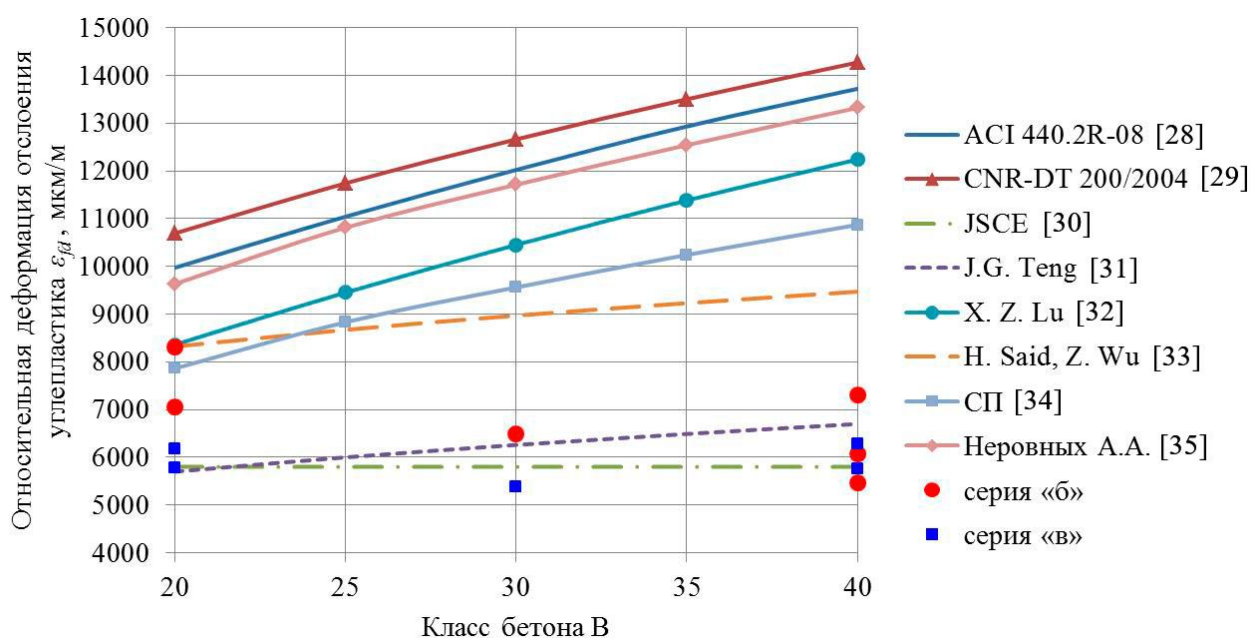


Рисунок 10 – Сопоставление теоретических и экспериментальных значений деформации отслоения

Выводы

На основании проведенных исследований получены следующие выводы:

1. Установлено, что характер отслоения (когезионный или адгезионный) не влияет на несущую способность усиленных углепластиком балок, но влияет на максимальный прогиб в предельном состоянии и на характер распределения трещин.
2. Показано, что несущая способность усиленных углепластиком балок, в предельном состоянии которых разрушение наступает из-за разрыва углепластика, не зависит от того, усилена конструкция под нагрузкой или в ненагруженном состоянии.
3. Установлено, что в конструкциях, усиленных в ненагруженном состоянии и прошедших усиление под нагрузкой после появления первых трещин, деформационное взаимодействие углепластиковой ленты с бетоном различно. Во втором случае процесс отслоения углепластика начинается при деформации углепластика на 4-65% ниже, чем в первом, а относительная площадь отслоения оказывается больше в 2,1-2,3 раза.

4. Продemonстрировано, что начало процесса отслоения углепластика соответствует изгибающему моменту, составляющему 68-74% от предельного, не зависимо от того, усилена конструкция под нагрузкой или в ненагруженном состоянии.

5. Эксперимент показал, что фактическая деформация отслоения углепластика значительно отличается от теоретических значений, полученных по известным методикам. Значения, вычисленные по формуле действующего СП, превышают зарегистрированные экспериментально на 15-75%.

6. Показано, что факт отслоения углепластиковой ленты не определяет предельное состояние усиленной железобетонной балки. В частности, для исследованных балок это состояние характеризуется разрывом углепластиковой ленты. А процесс отслоения может стать индикатором определенного уровня напряженно-деформированного состояния балки.

Благодарности

Исследование выполнено за счет гранта Российского научного фонда № 22-19-00108, <https://rscf.ru/project/22-19-00108/>.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Esfahani M.R., Kianoush M.R., Tajari A.R. Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets // Engineering Structures. 2007. No. 29 (10). Pp. 2428-2444. doi:[10.1016/J.ENGSTRUCT.2006.12.008](https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2006.12.008)
2. Ritchie P.A., Thomas D.A., Lu L.W., Connelly G.M. External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics. ATLSS Report No. 90-06. 1990. [Online]. System requirements: Adobe Acrobat Reader. URL: <https://preserve.lib.lehigh.edu/islandora/object/preserve%3AAbp-4308309>. (date of application: 08.12.2022).
3. Saadatmanesh H., Ehsani M.R. RC beams strengthened with GFRP plates. I: Experimental study // ASCE. 1991. No. 117 (11). Pp. 3417-3455. doi:[10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1991\)117:11\(3417\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:11(3417))
4. Triantafillou T.C., Plevris N. Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fibre-composite materials // Materials and Structures. 1992. No. 25 (4). Pp. 201-211. doi:[10.1007/BF02473064](https://doi.org/10.1007/BF02473064)
5. Shahawy M.A., Arockiasamy M., Beitelman T., Sowrirajan R. Reinforced concrete rectangular beams strengthened with CFRP laminates // Composites Part B: Engineering. 1996. No. 27. Pp. 225-233. [http://dx.doi.org/10.1016/1359-8368\(95\)00044-5](http://dx.doi.org/10.1016/1359-8368(95)00044-5)
6. Rahimi H., Hutchinson A. Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates // Journal of Composites for Construction. 2001. No. 5 (1). Pp. 44-56. [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(2001\)5:1\(44\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(2001)5:1(44))
7. Быков А.А., Третьякова А.Н., Калугин А.В. Расчет деформаций отслоения композита для усиленных изгибаемых железобетонных элементов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2014. № 3. С. 112-122.
8. Быков А.А., Калугин А.В., Балакирев А.А. Чистый изгиб железобетонных балок, армированных углеродным холстом // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 7. С. 22-25.
9. Бокарев С.А., Смердов Д.Н. Экспериментальные исследования изгибаемых железобетонных элементов, усиленных композитными материалами // Известия вузов. Строительство. 2010. № 2. С. 112-124.
10. Григорьева Я.Е. Экспериментальное исследование влияния внешнего армирования изгибаемых железобетонных балок углеволокном на прочность и жесткость конструкций // Вестник МГСУ. 2011. № 8. С. 181-185.
11. Маилян Д.Р., Польской П.П. Прочность и деформативность усиленных композитными материалами балок при различных варьируемых факторах [Электронный ресурс] // Электронный научный журнал «Инженерный вестник Дона». 2013. № 2. URL: http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/42R_N2y13.pdf_1676.pdf (дата обращения: 08.12.2022).
12. Шевцов Д.А. Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 8. С. 61-65.
13. Леонова А.Н., Чагина А.С. Сравнение особенностей U-образного анкерного крепления с другими видами креплений при усилении конструкций композитным материалом // Научные труды КубГТУ. 2021. № 5. С. 40-50.
14. Римшин В.И., Меркулов С.И. К вопросу усиления железобетонных конструкций внешним армированием композитным материалом // Вестник томского государственного архитектурно-строительного университета. 2018. № 5. С. 92-100. doi: [10.31675/1607-1859-2018-20-5-92-100](https://doi.org/10.31675/1607-1859-2018-20-5-92-100)
15. Yao J., Teng J.G., Chen J.F. Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints // Composites Part B: Engineering. 2005. No. 36 (2). Pp. 99-113. doi:[10.1016/j.compositesb.2004.06.001](https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2004.06.001)
16. Taljsten B. Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete // International Journal of Adhesion and Adhesives. 1997. No. 17 (4). Pp. 319-327.

17. Woo S.K., Kim J.H.J., Byun K.J., Song Y.C. Bond-slip parameter determination procedure of RC flexure member strengthened with prestressed CFRP plates // *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2013. No. 17 (1). Pp.179 - 191. doi:[10.1007/s12205-013-1592-2](https://doi.org/10.1007/s12205-013-1592-2)
18. Gravina R.J., Hadigheh S.A., Setunge S. Bond and force transfer of FRP materials bonded to concrete using sitecure system // *APFIS 2012. Hokkaido Univ. Japan*. 2012.
19. Pellegrino C., Tinazzi D., Modena C. Experimental Study on Bond Behavior between Concrete and FRP Reinforcement // *Journal of Composites for Construction*. 2008. No. 12 (2). Pp. 180-189.
20. Teng J.G., Chen J.F. Debonding failures of RC beams strengthened with externally bonded FRP reinforcement: behaviour and modeling // *APFIS 2007*. 2007. Pp. 33-42.
21. Бокарев С.А., Костенко А.Н., Смердов Д.Н., Неровных А.А. Экспериментальные исследования при пониженных и повышенных температурах железобетонных образцов, усиленных полимерными композиционными материалами [Электронный ресурс] // Интернет-журнал «Науковедение». 2013. № 3. URL: <https://naukovedenie.ru/PDF/94tvn313.pdf> (дата обращения: 08.12.2022).
22. Польской П.П., Василенко Н.В., Меретуков З.А. О влиянии модуля упругости композитных материалов на прочность и деформативные свойства усиленных конструкций [Электронный ресурс] // Инженерный вестник Дона. 2019. № 8. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/o-vliyanii-modulya-uprugosti-kompozitnyh-materialov-na-prochnost-i-deformativnye-svoystva-usilennykh-konstruktsiy/viewer> (дата обращения: 08.12.2022).
23. Смердов Д.Н., Яшук М.О. Экспериментальные исследования несущей способности изгибаемых железобетонных элементов, усиленных предварительно напряженными полимерными композиционными материалами // Научный журнал строительства и архитектуры. 2019. № 3 (55). С. 72-83. doi: 10.25987/VSTU.2019.55.3.008
24. Zhang Ah., Jin Wl., Li Gb. Behavior of preloaded RC beams strengthened with CFRP laminates. *J. Zhejiang Univ. - Sci.* 2006. No. 7 (3). Pp. 436-444. <https://doi.org/10.1631/jzus.2006.A0436>
25. Parikh K. Modhera C.D. Application of GFRP on preloaded retrofitted beam for enhancement in flexural strength // *International journal of civil and structural engineering*. 2012. No. 2 (4). Pp.1070-1080.
26. Римшин В.И., Меркулов С.И., Есипов С.М.. Бетонные конструкции, усиленные композитным материалом // Вестник инженерной школы ДВФУ. 2018. № 2 (35). С. 93-100. doi.org/10.5281/zenodo.1286034
27. Bykov A., Shardakov I., Shestakov A. Determination of thermography modes for recording delamination between composite material and reinforced concrete structures // *Diffusion and Defect Data Pt.B: Solid State Phenomena*. 2015. No. 243. Pp. 97-104. doi: [10.4028/www.scientific.net/SSP.243.97](https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/SSP.243.97)
28. ACI 440.2R-08. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. ACI. 2008.
29. CNR-DT 200/2004. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. Rome. 2004.
30. Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous Fiber Sheet // *Concrete Engineering Series 41. Japan Society of Civil Engineers*. 2001.
31. Teng J.G., Smith S.T., Yao J., Chen J.F. Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs // *Construction and Building Materials*. 2003. No. 17 (6-7). Pp. 447-462.
32. Lu X.Z., Teng J.G., Ye L.P., Jiang J.J. Intermediate crack debonding in FRP-strengthened RC beams: FE analysis and strength model // *Journal of Composites for Construction*. 2007. No. 11(2). Pp.161-174. doi:[10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2007\)11:2\(161\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2007)11:2(161))
33. Said H., Wu Z. Evaluating and proposing models of predicting IC debonding failure // *Journal of Composites for Construction*. 2008. No. 12 (3). Pp. 284-299. doi:[10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2008\)12:3\(284\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:3(284))
34. СП 164.1325800.2014. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования.
35. Неровных А.А. Автореферат. Совершенствование методики оценки грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов, усиленных композиционными материалами. Новосибирск. 2013.

REFERENCES

1. Esfahani M.R., Kianoush M.R., Tajari A.R. Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets. *Engineering Structures*. 2007. Vol. 29. Issue 10. Pp. 2428-2444. doi:[10.1016/J.ENGSTRUCT.2006.12.008](https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2006.12.008)
2. Ritchie P.A., Thomas D.A., Lu L.W., Connelly G.M. External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics. ATLSS Report No. 90-06. 1990. [Online]. System requirements: Adobe Acrobat Reader. URL: <https://preserve.lib.lehigh.edu/islandora/object/preserve%3Abp-4308309>. (date of application: 08.12.2022).
3. Saadatmanesh H., Ehsani M.R. RC beams strengthened with GFRP plates. I: Experimental study // *ASCE*. 1991. Vol. 117. No. 11. Pp. 3417-3455. doi:[10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1991\)117:11\(3417\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:11(3417))

4. Triantafyllou T.C., Plevris N. Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fibre-composite materials // *Materials and Structures*. 1992. Vol. 25. Issue 4. Pp. 201-211. doi:[10.1007/BF02473064](https://doi.org/10.1007/BF02473064)
5. Shahawy M.A., Arockiasamy M., Beitelman T., Sowrirajan R. Reinforced concrete rectangular beams strengthened with CFRP laminates // *Composites Part B: Engineering*. 1996. Vol. 27. Issues 3-4. Pp. 225-233. [http://dx.doi.org/10.1016/1359-8368\(95\)00044-5](http://dx.doi.org/10.1016/1359-8368(95)00044-5)
6. Rahimi H., Hutchinson A. Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates // *Journal of Composites for Construction*. 2001. Vol. 5. No. 1. Pp. 44-56. [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(2001\)5:1\(44\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(2001)5:1(44))
7. Bykov A.A., Tretyakova A.N., Kalugin A.V. Raschet deformatcii otsloeniia kompozita dlia usilennykh izgibaemykh zhelezobetonnykh elementov [Delamination buckling analysis for reinforced concrete flexural elements]. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta. Journal of Construction and Architecture*. 2014. Vol. 3. Pp. 112-122. (rus).
8. Bykov A.A., Kalugin A.V., Balakirev A.A. Chisty izgib zhelezobetonnykh balok, armirovannykh uglerodnym kholstom [Pure bending of reinforced concrete beams reinforced with carbon-based cloth]. *Industrial and civil engineering*. 2011. Vol. 7. Pp. 22-25. (rus).
9. Bokarev S.A., Smerdov D.N. Eksperimentalnye issledovaniia izgibaemykh zhelezobetonnykh elementov, usilennykh kompozitnymi materialami // *Izvestiia vuzov. Stroitel'stvo*. 2010. Vol. 2. Pp. 112-124. (rus).
10. Grigoryeva Y.Y. Eksperimentalnoe issledovanie vliianiia vneshnego armirovaniia izgibaemykh zhelezobetonnykh balok uglevoloknom na prochnost i zhestkost konstruktsii [Experimental research of influence of external reinforcing of bent reinforced concrete beams with FRP composites on durability and rigidity of designs]. *Vestnik MGSU*. 2011 Vol. 8. Pp. 181-185. (rus).
11. Polskoy P.P., Mailian D.R. Prochnost i deformativnost usilennykh kompozitnymi materialami balok pri razlichnykh variruemykh faktorakh. [Online]. *Elektronnyi nauchnyi zhurnal «Inzhenernyi vestnik Dona»*. 2013. Vol. 2. System requirements: Adobe Acrobat Reader. URL: http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/42R_N2y13.pdf_1676.pdf (date of application: 08.12.2022). (rus).
12. Shevtsov D.A. Usilenie zhelezobetonnykh konstruktsii kompozitsionnymi materialami [Strengthening of reinforced concrete structures with fiber reinforced composites]. *Industrial and civil engineering*. 2014. Vol. 8. Pp. 61-65. (rus).
13. Leonova A.N., Chagina A.S. Sravnenie osobennostei U-obraznogo ankernogo krepleniia s drugimi vidami krepleniia pri usilenii konstruktsii kompozitnym materialom [Comparison of the features of u-shaped anchorage with other types of fasteners when reinforcing structures with composite material]. *Scientific Works of the Kuban State Technological University*. 2021. Vol. 5. Pp. 40-50. (rus).
14. Rimshin V.I., Merkulov S.I. K voprosu usileniia zhelezobetonnykh konstruktsii vneshnim armirovaniem kompozitnym materialom [External reinforcement of concrete structures using composite materials]. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta. JOURNAL of Construction and Architecture*. 2018. Vol. 5. Pp. 92-100. (rus). doi:[10.31675/1607-1859-2018-20-5-92-100](https://doi.org/10.31675/1607-1859-2018-20-5-92-100)
15. Yao J., Teng J.G., Chen J.F. Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints // *Composites Part B: Engineering*. 2005. Vol. 36. Issue 2. Pp. 99-113. doi:[10.1016/j.compositesb.2004.06.001](https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2004.06.001)
16. Taljsten B. Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete // *International Journal of Adhesion and Adhesives*. 1997. Vol.17. Issue 4. Pp. 319-327.
17. Woo S.K., Kim J.H.J., Byun K.J., Song Y.C. Bond-slip parameter determination procedure of RC flexure member strengthened with prestressed CFRP plates // *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2013. Vol. 17. Issue 1. Pp.179 - 191. doi:[10.1007/s12205-013-1592-2](https://doi.org/10.1007/s12205-013-1592-2)
18. Gravina R.J., Hadigheh S.A., Setunge S. Bond and force transfer of FRP materials bonded to concrete using sitecure system // *APFIS 2012. Hokkaido Univ. Japan*. 2012.
19. Pellegrino C., Tinazzi D., Modena C. Experimental Study on Bond Behavior between Concrete and FRP Reinforcement // *Journal of Composites for Construction*. 2008. Vol. 12. No. 2. Pp. 180-189.
20. Teng J.G., Chen J.F. Debonding failures of RC beams strengthened with externally bonded FRP reinforcement: behaviour and modeling // *APFIS 2007*. 2007. Pp. 33-42.
21. Bokarev S.A., Kostenko A.N., Smerdov D.N., Nerovnykh A.A. Eksperimentalnye issledovaniia pri ponizhennykh i povyshennykh temperaturakh zhelezobetonnykh obraztsov, usilennykh polimernymi kompozitsionnymi materialami [Experimental studies of reinforced with polymer composites ferroconcrete specimens at low and high temperatures]. [Online]. *Internet-zhurnal «Naukovedenie»*. 2013. Vol. 3. System requirements: Adobe Acrobat Reader. URL: <https://naukovedenie.ru/PDF/94tvn313.pdf> (date of application: 08.12.2022).
22. Polskoy P.P., Vasilenko N.V., Meretukov Z.A. O vliianii modul'ia uprugosti kompozitnykh materialov na prochnost i deformativnye svoistva usilennykh konstruktsii [Effect of the FRP elastic modulus on the strength and deformation properties of RC structures]. [Online]. *Elektronnyi nauchnyi zhurnal «Inzhenernyi vestnik Dona»*. 2019. Vol. 8. System requirements: Adobe Acrobat Reader. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/o-vliyanii-modulya-uprugosti-kompozitnykh-materialov-na-prochnost-i-deformativnye-svoystva-usilennykh-konstruktsiy/viewer> (date of application: 08.12.2022). (rus).
23. Smerdov D.N., Yashchuk M.O. Eksperimentalnye issledovaniia nesushchei sposobnosti izgibaemykh zhelezobetonnykh elementov, usilennykh prednapriazhennymi polimernymi kompozitsionnymi materialami

[Experimental studies of the load-carrying capacity of flexible reinforced concrete elements strengthened by prestressed polymer composites]. Russian Journal of Building Construction and Architecture. 2019. Vol. 3. No. 55. Pp. 72-83. (rus). doi: 10.25987/VSTU.2019.55.3.008

24. Zhang Ah., Jin Wl., Li Gb. Behavior of preloaded RC beams strengthened with CFRP laminates. J. Zhejiang Univ. - Sci. 2006. Vol. 7. No. 3. Pp. 436-444. <https://doi.org/10.1631/jzus.2006.A0436>

25. Parikh K. Modhera C.D. Application of GFRP on preloaded retrofitted beam for enhancement in flexural strength. International journal of civil and structural engineering. 2012. Vol. 2. No. 4. Pp.1070-1080.

26. Rimshin V.I., Merkulov S.I., Esipov S.M. Betonnye konstrukticii, usilennye kompozitnym materialom [Concrete structures reinforced by composite material]. Vestnik Inzhenernoi shkoly DVFU, FEFU: School of Engineering Bulletin. 2018. Vol. 2. No. 35. Pp. 93-100. (rus). doi.org/10.5281/zenodo.1286034

27. Bykov A., Shardakov I., Shestakov A. Determination of thermography modes for recording delamination between composite material and reinforced concrete structures // Diffusion and Defect Data Pt.B: Solid State Phenomena. 2015. No. 243. Pp. 97-104. doi:[10.4028/www.scientific.net/SSP.243.97](https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/SSP.243.97)

28. ACI 440.2R-08. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. ACI. 2008.

29. CNR-DT 200/2004. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. Rome. 2004.

30. Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous Fiber Sheet // Concrete Engineering Series 41. Japan Society of Civil Engineers. 2001.

31. Teng J.G., Smith S.T., Yao J., Chen J.F. Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs. Construction and Building Materials. 2003. Vol. 17. Issues 6-7. Pp. 447-462.

32. Lu X.Z., Teng J.G., Ye L.P., Jiang J.J. Intermediate crack debonding in FRP-strengthened RC beams: FE analysis and strength model. Journal of Composites for Construction. 2007. No. 11(2). Pp.161-174. doi:[10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2007\)11:2\(161\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2007)11:2(161))

33. Said H., Wu Z. Evaluating and proposing models of predicting IC debonding failure // Journal of Composites for Construction. 2008. Vol. 12. Issue 3. Pp. 284-299. doi:[10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2008\)12:3\(284\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:3(284))

34. Russian Building Codes SP 164.1325800.2014. Usilenie zhelezobetonnykh konstrukticii kompozitnymi materialami. Pravila proektirovaniia [Reinforcement of reinforced concrete structures with composite materials. Design rules]. (rus).

35. Nerovnykh A.A. Avtoreferat. Sovershenstvovanie metodiki otcenki gruzopodemnosti zhelezobetonnykh proelnykh stroenii zheleznodorozhnykh mostov, usilennykh kompozitcionnymi materialami. [Abstract of the dissertation. Improving the methodology for assessing the load capacity of reinforced concrete superstructures of railway bridges reinforced with composite materials. Abstract. Improvement of the methodology for assessing the load capacity of reinforced concrete superstructures of railway bridges reinforced with composite materials]. Novosibirsk. 2013. (rus).

Информация об авторах:

Быков Антон Алексеевич

ФГАОУ ВО «Пермский национальный исследовательский политехнический университет», г. Пермь, Россия, кандидат технических наук, доцент кафедры строительных конструкций и вычислительной механики.

E-mail: violentharp@yandex.ru

Шардаков Игорь Николаевич

«Институт механики сплошных сред Уральского отделения Российской академии наук» - филиал Федерального государственного бюджетного учреждения науки Пермского федерального исследовательского центра Уральского отделения Российской академии наук, г. Пермь, Россия, доктор физико-математических наук, профессор, заведующий лабораторией интеллектуального мониторинга.

E-mail: shardakov@icmm.ru

Шестаков Алексей Петрович

«Институт механики сплошных сред Уральского отделения Российской академии наук» - филиал Федерального государственного бюджетного учреждения науки Пермского федерального исследовательского центра Уральского отделения Российской академии наук, г. Пермь, Россия, кандидат физико-математических наук, научный сотрудник.

E-mail: shap@icmm.ru

Глот Ирина Олеговна

«Институт механики сплошных сред Уральского отделения Российской академии наук» - филиал Федерального государственного бюджетного учреждения науки Пермского федерального исследовательского центра Уральского отделения Российской академии наук, г. Пермь, Россия, кандидат физико-математических наук, старший научный сотрудник.

E-mail: glot@icmm.ru

Information about authors:

Bykov Anton A.

Perm National Research Polytechnic University, Perm, Russia,
candidate of technical science, associate professor of the department of building structures and computational mechanics.

E-mail: violentharp@yandex.ru

Shardakov Igor N.

Institute of Continuous Media Mechanics of the Ural Branch of Russian Academy of Science, Perm, Russia,
doctor of physical and mathematical sciences, professor, head of the Intelligent Monitoring Laboratory.

E-mail: shardakov@icmm.ru

Shestakov Aleksey P.

Institute of Continuous Media Mechanics of the Ural Branch of Russian Academy of Science, Perm, Russia,
candidate of physical and mathematical sciences, researcher.

E-mail: shap@icmm.ru

Glott Irina O.

Institute of Continuous Media Mechanics of the Ural Branch of Russian Academy of Science, Perm, Russia,
candidate of physical and mathematical sciences, senior researcher.

E-mail: glott@icmm.ru

С.Ю. КАЛАШНИКОВ^{1,2}, Е.В. ГУРОВА¹, Н.Г. БАНДУРИН¹¹Волгоградский государственный технический университет, г. Волгоград, Россия²Центральный научно-исследовательский и проектный институт Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, г. Москва, Россия

ПРОДОЛЬНОЕ СЖАТИЕ СТЕРЖНЯ С НАЧАЛЬНОЙ ПОГИБЬЮ, ПРИОБРЕТАЮЩЕГО НАВЕДЕННУЮ АНИЗОТРОПИЮ

Аннотация. Рассматривается центрально сжатый гибкий прямолинейный стальной стержень. Вследствие имеющегося начального несовершенства в виде погнб стержень работает как сжато-изогнутый. Неоднородность напряженного состояния от изгиба приводит к стеснению деформаций, вызывающих изменение упругих характеристик материала. Для получения уравнения стержня в отклоненном состоянии используется предложенная ранее авторами инкрементальная теория нелинейного деформирования тел в неоднородных полях напряжений с индуцированной анизотропией свойств. Неоднородность поля напряжений вызывает переменность упругих характеристик материала, приводящих вследствие индуцированной инкрементальной криволинейной анизотропии к изменению расчетных параметров конструкции. Решение строится на численной реализации уравнения изогнутой оси с применением метода переменного параметра упругости. Анализируется рост прогибов на ступенях последовательного нагружения возрастающей силой. Рассмотрены различные варианты начальных кривизн, в том числе и исчезающее малой. Независимо от величины начального прогиба установлено заметное увеличение сжимающей силы, отвечающей значительному нарастанию прогибов по сравнению с бифуркационным подходом.

Ключевые слова: индуцированная анизотропия, продольный изгиб, градиент напряжений, инкрементальные соотношения, начальная погнб.

S.Y. KALASHNIKOV^{1,2}, E.V. GUROVA¹, N.G. BANDURIN¹¹Volgograd State Technical University, Volgograd, Russia²Central Research and Design Institute of the Ministry of Construction and Housing and Communal Services of the Russian Federation, Moscow, Russia

LONGITUDINAL COMPRESSION OF A ROD WITH AN INITIAL LOSS ACQUIRING INDUCED ANISOTROPY

Abstract. A centrally compressed flexible rectilinear steel rod is considered. Due to the existing initial imperfection in the form of a perish, the rod works as a compressed-curved one. The inhomogeneity of the stress state from bending leads to the constraint of deformations that cause a change in the elastic characteristics of the material. To obtain the equation of the rod in the deflected state, the incremental theory of nonlinear deformation of bodies in inhomogeneous stress fields with induced anisotropy of properties proposed earlier by the authors is used. The inhomogeneity of the stress field causes the variability of the elastic characteristics of the material, which, due to the induced incremental curvilinear anisotropy, lead to a change in the design parameters of the structure. The solution is based on the numerical implementation of the curved axis equation using the method of variable elasticity parameter. The growth of deflections at the stages of sequential loading with increasing force is analyzed. Various variants of initial curvatures, including vanishing small ones, are considered. Regardless of the magnitude of the initial deflection, a noticeable increase in the compressive force was found, corresponding to a significant increase in deflections compared to the bifurcation approach.

Keywords: induced anisotropy, longitudinal bending, stress gradient, incremental ratios, initial loss.

Введение

В ряде экспериментальных работ установлено, что в процессе деформирования изотропные основания [1], поликристаллические и многокомпонентные металлы и сплавы могут проявлять свойства анизотропии [2-8]. Сложившиеся представления объясняют эти проявления эволюцией микроструктуры материала из-за переориентации кристаллографических осей при изготовлении и деформировании. Анизотропию могут проявлять эластомеры в зависимости от технологических режимов изготовления или эксплуатации [9-12]. Предварительное деформирование приводит также к анизотропии свойств полимерных композитов [13]. Анизотропия подобного типа получила название наведенной или индуцированной.

Ранее авторами предложена и экспериментально проверена [14] модель поведения упругого материала и отвечающая ей группа физических уравнений, когда считается что распределение напряжений вызывает анизотропию физических свойств материала, зависящую от степени неоднородности напряженного состояния в окрестностях рассматриваемой точки. Эта зависимость характеризуется учетом в определенных соотношениях градиентов тензоров напряжений и деформаций относительно пространственных координат. Появление физических, расчетных и математических моделей в последнее время стало заметным направлением в механике деформируемого твердого тела [15]. Учет приращений искомых величин реализует инкрементальный подход, который в последние десятилетия используется в механике деформируемого тела [16, 17], железобетоне [18], в целом для стержневых систем [19], включая нелинейные задачи устойчивости [20, 21]. В предложенной модели полагается, что неоднородное напряженное состояние вызывает стеснение деформаций, когда менее напряженные объемы материала «поддерживают» более напряженные объемы, усиливая их сопротивляемость деформированию. В пределах геометрических размеров тела в плоскости, касательной к поверхности одинакового уровня интенсивности касательных напряжений T , деформирование наиболее стеснено, но эквивалентно по любым направлениям. В направлении, нормальном к этой плоскости, совпадающим с направлением вектора-градиента T , материал будет иметь иные физические свойства. Подобное распределение будет отвечать каждой точке тела, следовательно, имеет место локальная трансверсальная изотропия. В этом случае касательная плоскость является плоскостью локальной изотропии, а нормаль к плоскости – локальной осью упругой симметрии. По известному начальному линейному решению аналогично общеизвестному методу упругих решений последовательно производится корректировка упругих характеристик для многократной реализации системы разрешающих дифференциальных уравнений. По сути изложенное представляет собой модель и разрешающие инкрементальные соотношения деформируемого тела с криволинейной трансверсальной анизотропией, индуцированной видом напряженного состояния. В [22] модель тела с индуцированной анизотропией была применена к продольному изгибу сжимаемого стержня. В [23] такая задача была разрешена вариационным анализом прогибов идеализированного прямолинейного центрально-сжатого стержня с использованием метода Бубнова-Галеркина. Предполагалось некое малое возмущение на начальном этапе нагружения. В результате было установлено заметное увеличение сжимающей силы, соответствующей значительному нарастанию прогибов.

В настоящей работе строится модель деформирования заведомо сжато-изогнутого стержня из-за начальной погиби. Технологическая погибь при изготовлении прокатных профилей закладывается в стандарт. Например, ГОСТ 8509-93 «Уголки стальные горячекатаные равнополочные» устанавливает кривизну не более 0,4 % длины. Для самого короткого из выпускаемых при длине 4 м отклонение посередине составляет 16 мм. Для маленьких уголков (до № 4,5) по особому требованию потребителя устанавливается норматив 0,2 % на длине один метр, что составляет 2 мм. Аналогичные требования устанавливаются при производстве более мощных прокатных профилей, например, ГОСТ

8240-97 «Швеллеры стальные горячекатаные. Сортамент» указывает, что кривизна швеллера в обеих плоскостях не должна превышать 0,2 % длины, а по согласованию изготовителя и потребителя - 0,15 % длины. При производстве прутков прямоугольного поперечного сечения ГОСТ 103-2006 «Прокат сортовой стальной горячекатаный полосовой. Сортамент.» устанавливает, что серповидность проката, то есть искривление участка полосы по дуге в плоскости проката, не должна превышать значений 0,5% длины, а при высоких требованиях по запросу потребителя – 0,2%. При наименьшей длине из выпускаемых в 2 м это определяет значение кривизны в 4 мм, или 2 мм на погонный метр.

Модели и методы. Рассмотрим простой стержень прямоугольного поперечного сечения, сжимаемый силой F , приложенной в центре тяжести поперечного сечения. Линия действия силы проходит через центр опорных шарниров. Предположим, что вследствие технологических погрешностей изготовления, транспортировки или складирования он имеет начальную погибь (рисунок 1)

$$f_0 = f_0(z),$$

которая в начальном состоянии имеет, как обычно принимается, вид полуволны синусоиды (1)

$$f_0 = f_m \sin \frac{\pi z}{l}, \quad (1)$$

где f_m - наибольшее значение погиби в середине стержня.

Любое малейшее увеличение силы придаст кривизне приращение и увеличит перемещение каждой точки по длине стержня на дополнительный прогиб y .

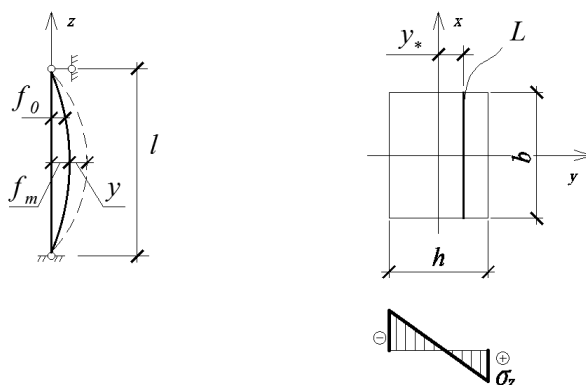


Рисунок 1 - Расчетная схема сжатого стержня с начальной погибью

Полный прогиб стержня в любом сечении тогда

$$y_{\text{полн}} = y + f_m \sin \frac{\pi z}{l}. \quad (2)$$

С другой стороны, неоднородность напряженного состояния создается по высоте поперечного сечения « h ». В каждом сечении по длине стержня степень неоднородности различна из-за разной величины прогиба, следовательно, создается трансверсальная анизотропия, индуцированная прогибом « y », функционально зависящая от координаты по сечению y^* . Поверхность одинакового уровня напряжений U вырождается для каждого сечения в линию L (рисунок 2). Касательная к ней плоскость P соответственно совпадает с плоскостью, касательной к изогнутой оси стержня S . Направление вектора-градиента σ_z нормально к плоскости S и, разумеется, линии L . Обозначив его как ось упругой симметрии α , примем в плоскости изотропии направление оси y совпадающей с линией L , а оси β – нормально к линии L в плоскости S (то есть, по касательной). Слои материала по направлению α спрессованы, значит повышенный модуль упругости $E_\beta = E_{gr}$, а $E_\alpha = E_0$ равен модулю Юнга для материала.

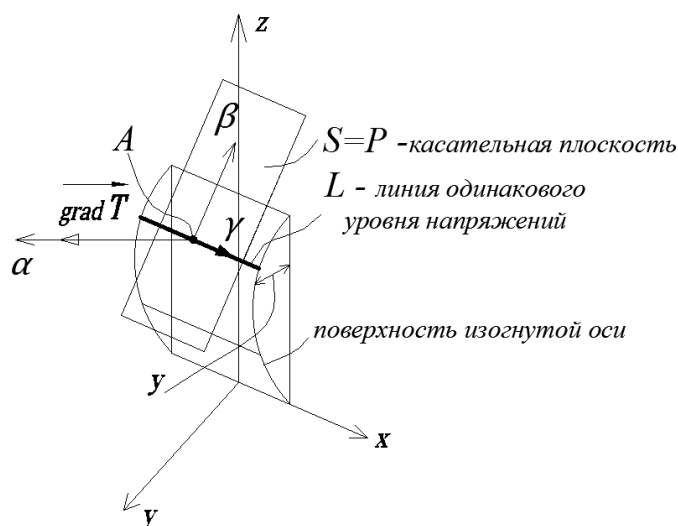


Рисунок 2 - Поверхность напряжений при сжатии стержня с начальной погيبью

Модуль упругости материала в касательной к изогнутой оси плоскости равен [14]

$$E_{gr} = E_0 \frac{\lambda_E + 1,5g}{\lambda_E + g}, \quad (3)$$

где функция неоднородности напряженного состояния для любого сечения в данной задаче

$$g = \frac{grad T}{T} = \frac{12y_{полн}}{h^2 + 12y_{полн} \cdot y_*}. \quad (4)$$

Здесь

$$T = \frac{F}{\sqrt{3}A} \left(1 + \frac{12y_{полн}}{h^2} \cdot y_* \right),$$

а модуль вектор-градиента $grad T = \sqrt{\left(\frac{\partial T}{\partial y_*(h)} \right)^2}$.

Зависимость «момент-кривизна», записанная для оси стержня,

$$y'' = -\frac{M_x}{EJ_x}$$

на любом этапе нагружения с учетом (2), (3) и (4) приводит к дифференциальному уравнению

$$\left[\frac{a + 1,5 \left(y + f_m \sin \frac{\pi z}{l} \right)}{a + y + f_m \sin \frac{\pi z}{l}} \right] \cdot E_0 J_x y'' = -F \left(y + f_m \sin \frac{\pi z}{l} \right), \quad (5)$$

где обозначено $a = \lambda_E h^2 / 12$, причем упругая характеристика материала $\lambda_E = 20,1587 \text{ м}^{-1}$ определена в [14] по экспериментальным данным других авторов.

Для реализации будем использовать метод переменного параметра упругости Биргера. Анализ уравнения (5) свидетельствует о том, что неоднородное, нелинейное дифференциальное уравнение содержит силу F в качестве параметра, значение которой не может быть определено в эйлеровом смысле. Наоборот, при заданном значении силы может быть вычислена и построена упругая линия, ей соответствующая. При этом первый множитель в левой части уравнения отражает инкрементальный характер модели деформирования, выражающийся в приращении величины упругой характеристики из-за стеснения нарастающих деформаций изгиба. Более того, приращение модуля упругости

зависит от величины дополнительного прогиба, то есть от самого решения, пока что неизвестного.

По известному начальному линейному решению будем последовательно производить корректировку упругих характеристик, каждый раз интегрируя разрешающее дифференциальное уравнение.

На первом этапе нагружения, принимая минимальным значение силы, будем полагать, что значение дополнительного прогиба $y=0$. В результате решения получим кривую прогибов, которую на втором шаге нагружения будем использовать в первом сомножителе как известную.

Обозначим в (5)

$$Y_i = \frac{a + 1,5y_{i-1} + 1,5f_m \sin \frac{\pi z}{l}}{a + y_{i-1} + f_m \sin \frac{\pi z}{l}}, \quad (6)$$

что приведет к уравнению

$$Y_i y'' + \frac{F}{E_0 J_x} y + \frac{F}{E_0 J_x} f_m \sin \frac{\pi z}{l} = 0 \quad (7)$$

Тогда, на первом шаге при $F \rightarrow 0$ примем в (6) $y_0=0$, используя Y_1 получим в результате решения (7) дополнительный прогиб на первом шаге y_1 .

На втором шаге в (6) полагаем $y=y_1$, используем в (7) Y_2 и далее по этапам нагружения Y_i и $y=y_{i-1}$. Нагружение продолжаем до тех пор, пока максимальные прогибы не превзойдут нормируемые значения соответствующих технических регламентов. Именно этот критерий позволит судить об исчерпании запаса устойчивости.

Предложенный алгоритм был реализован с помощью авторской программы «Стержень», реализующей численное решение в общем случае нелинейных дифференциальных уравнений, моделирующих это состояние. Используемый в программе численный метод имеет 8-й порядок точности решения, когда на начальных этапах нагружения рассматриваются исчезающе малые возмущения, поэтому позволяет получить достаточно точное решение. Метод произвольно высокого порядка для решения системы интегро-дифференциальных уравнений общего вида, основан на процедуре интерполирования, которая применяется не к самой функции, а к её производной, что исключает при вычислении производных операцию дифференцирования интерполяционных функций и связанную с ней погрешность [24].

С помощью этой программы были решены задачи о сжатии линейно-упругого стержня с начальными несовершенствами. Метод вычисления основывался на том, что исчезающе малые возмущения превращали однородное дифференциальное уравнение в неоднородное, а обычный стержень в сжато-изогнутый [25]. Отметим, что точность вычисления критической силы предлагаемым способом в идеально упругом стержне не зависит от вида упомянутого возмущения, необходимо лишь появление в стержне малых изгибающих моментов или начальных кривизн, обусловленных этим возмущением. Метод реализован не только для стержней, но и для сжатых стоек в составе простых рам и дает высокую точность вычисления критической силы. Расчет стоек рам с удовлетворительной точностью совпадает с результатами расчета по нормам СП 16.13330.2011 "Стальные конструкции" [26].

Результаты исследования и их анализ.

Для рассматриваемого случая результаты вычислений в инкрементальной постановке на некоторых характерных ступенях нагружения для прокатного стержня длиной $l=1$ м, с отвечающими стандарту размерами сечения $h=0,05$ м, $b=0,02$ м с эйлеровой силой $F_{\text{Э}}=68,4$ кН представлены численно в таблице 1. Максимальное значение начальной погиби в середине длины стержня принято исчезающее малым $f_m=1,0 \cdot 10^{-4}$ м=0,1 мм, что составляет 0,01% кривизны на одном метре (в 20 раз меньше строгой вышеуказанной прокатной нормы).

Таблица 1 - Значения прогибов сжато-изогнутого стержня с начальной погибью $f_m = 0,1$ мм

F	$F/F_{\text{Э}}$	Дополнительный прогиб y , мм	Полный прогиб $y_{\text{полн}}$, мм	Относительный прогиб
5	0,075	$8 \cdot 10^{-3}$	0,108	$< \frac{1}{1000} l$
10	0,15	$16 \cdot 10^{-3}$	0,116	
17,1	0,25	$31 \cdot 10^{-3}$	0,131	
34,2	0,5	$86 \cdot 10^{-3}$	0,187	
51,3	0,75	$210 \cdot 10^{-3}$	0,31	
60	0,88	$280 \cdot 10^{-3}$	0,38	
62	0,91	$340 \cdot 10^{-3}$	0,44	
64	0,94	0,36	0,46	
66	0,97	0,41	0,51	
68	0,99	0,46	0,56	
70	1,023	0,51	0,61	
75	1,1	0,79	0,89	$> \frac{1}{1000} l$
80	1,17	1,0	1,1	
85	1,24	2,0	2,1	$> \frac{1}{500} l$
90	1,32	2,1	2,2	
95	1,39	-2,1	-2,0	-

При вариационном решении задачи о центральном сжатии гибкого стержня [23] дифференциальное уравнение изгиба стержня через базисные функции преобразуется в систему квадратных алгебраических уравнений, приводящих на каждом шаге нагружения к результатам, представленным в таблице 2.

Таблица 2 - Значения прогибов сжимаемого гибкого стержня методом Бубнова-Галеркина

F , кН	$F / F_{\text{Э}}$	Постоянные интегрирования		Наибольший прогиб $y_{\text{полн}}$, мм	Относительный прогиб
		C_1	C_2		
68,0	0,99	0	0	0	$< \frac{1}{1000} l$
69,4	1,015	0,000011	$-9,58 \cdot 10^{-20}$	$3,0 \cdot 10^{-3}$	
75,2	1,1	0,00085	$-1,1 \cdot 10^{-17}$	0,21	
80,3	1,17	0,0021	$-1,02 \cdot 10^{-17}$	0,53	
85,5	1,25	0,0044	$-1,47 \cdot 10^{-17}$	1,1	$> \frac{1}{1000} l$
88,9	1,3	0,0076	$-1,5 \cdot 10^{-15}$	1,9	
90,6	1,32	0,0104	$-5,74 \cdot 10^{-17}$	2,6	$> \frac{1}{500} l$
92,3	1,35	0,0153	$-2,1 \cdot 10^{-17}$	3,8	
94,0	1,37	0,0256	$-4,55 \cdot 10^{-15}$	6,4	
95,7	1,4	0,0627	$-2,17 \cdot 10^{-15}$	15,7	

При классическом подходе величина дополнительного прогиба определяется по общеизвестной формуле из [27]

$$y = \frac{f_m}{\frac{F_3}{F} - 1} \quad (8)$$

Результаты ее использования для тех же ступеней нагружения приведены в таблице 3.

Таблица 3 - Значения прогибов сжато-изогнутого Эйлера стержня с начальной погибью $f_m = 0,1$ мм

F	F / F_3	Дополнительный прогиб y , мм	Полный прогиб $y_{полн}$, мм	Относительный прогиб
17,1	0,25	0,033	0,133	$< \frac{1}{1000} l$
34,2	0,5	0,1	0,2	
51,3	0,75	0,3	0,4	
62	0,91	0,97	1,07	$> \frac{1}{1000} l$
66	0,96	2,75	2,85	$> \frac{1}{500} l$
68	0,99	17	17,1	
68,4	1,0	$\rightarrow \infty$	$\rightarrow \infty$	

Анализ табличных данных показывает, что при инкрементально-анизотропной модели деформирования материала эффект начального возмущения сказывается не до, а после достижения эйлеровой силы, что наглядно видно на рисунке 3. В зависимости от того, какую величину принять для нормируемого прогиба (на рисунке эта область затонирована), под критической силой следует понимать $F_{кр} \approx 1.15 F_3$ или $F_{кр} \approx 1.25 F_3$.

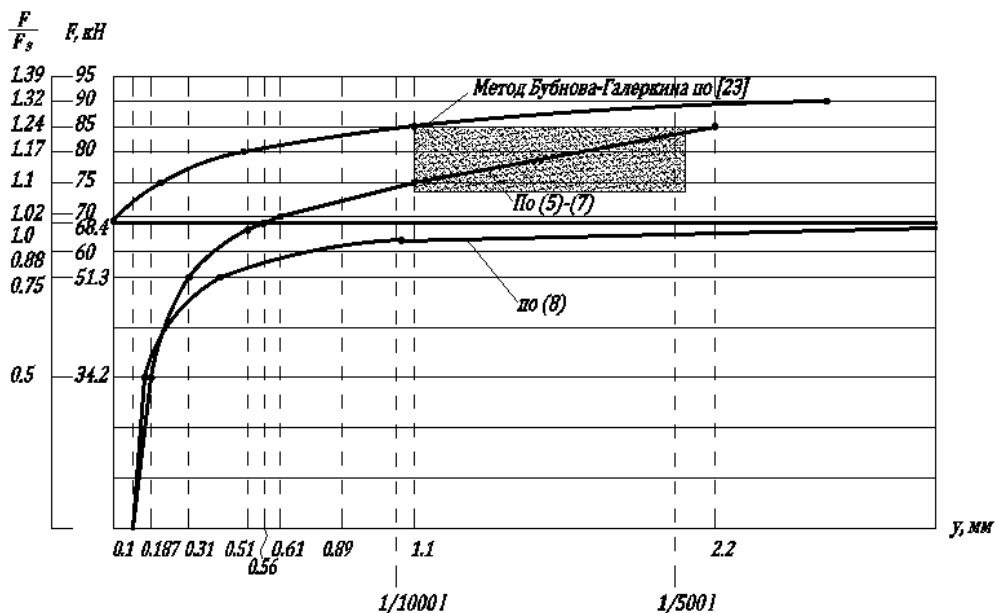


Рисунок 3 - График зависимости полного прогиба посередине высоты стержня от сжимающей силы при исчезающе малой погиби $f_m=0,1$ мм

Задавая иное максимальное значение начальной погиби $f_m=1$ мм, соизмеримое с нормируемой, получим прогибы, представленные в таблице 4 и на рисунке 4. На нём

затонирована область возможных нормируемых прогибов и отвечающие им значения критической силы $1,17F_{\text{э}} < F_{\text{кр}} < 1,25F_{\text{э}}$

Таблица 4. Значения прогибов сжато-прогнутого стержня с начальной погибью $f_m=1$ мм

$F, \text{кН}$	$\frac{F}{F_{\text{э}}}$	Дополнительный прогиб $y, \text{мм}$	Полный прогиб $y_{\text{полн}}, \text{мм}$	Относительный прогиб
5	0,075	$8 \cdot 10^{-3}$	1,008	$< \frac{1}{500} l$
10	0,15	$17 \cdot 10^{-2}$	1,17	
17,4	0,25	$24 \cdot 10^{-2}$	1,24	
34,2	0,5	$62 \cdot 10^{-2}$	1,62	
51,3	0,75	1,3	2,3	$< \frac{1}{200} l$
60	0,88	1,7	2,7	
62	0,91	1,85	2,85	
64	0,94	2,0	3,0	
66	0,97	2,2	3,2	
68	0,99	2,4	3,4	
70	1,023	2,6	3,6	
75	1,1	3,4	4,4	
80	1,17	4,5	5,5	$< \frac{1}{100} l$
85	1,24	6,2	7,2	
90	1,32	9,3	10,3	$> \frac{1}{100} l$
95	1,39	17,0	18,0	

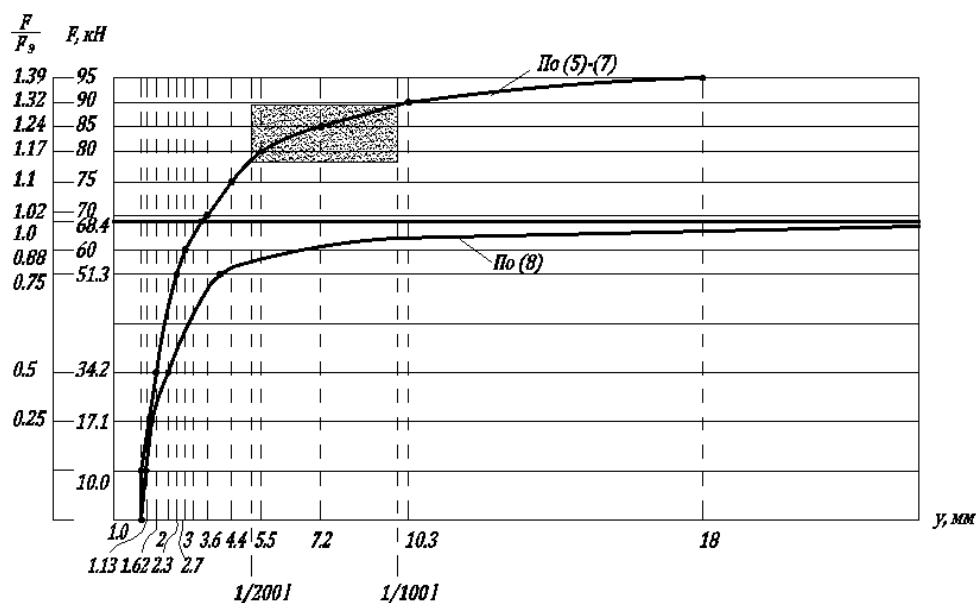


Рисунок 4 - График зависимости полного прогиба посередине высоты стержня от сжимающей силы при погиби $f_m=1$ мм

При значении максимального погиба $f_m=2$ мм, равного предельно допустимой серповидности (кривизне) по вышеуказанным стандартам, получим прогибы, приведённые в таблице 5 и на рисунке 5. Область значений критической силы в этом случае лежит в интервале $F_{\text{кр}} \leq 1,17F_{\text{э}}$.

Таблица 5 – Значения прогибов сжато-изогнутого стержня с начальной погибью $f_m = 2$ мм

F , кН	$\frac{F}{F_3}$	Дополнительный прогиб y , мм	Полный прогиб $y_{полн}$, мм	Относительный прогиб
5	0,075	$16 \cdot 10^{-2}$	2,16	$< \frac{1}{200} l$
10	0,15	$22 \cdot 10^{-2}$	2,22	
17,4	0,25	$45 \cdot 10^{-2}$	2,45	
34,2	0,5	1,1	3,1	
51,3	0,75	2,3	4,3	
60	0,88	3,2	5,2	$< \frac{1}{100} l$
62	0,91	3,4	5,4	
64	0,94	3,7	5,7	
66	0,97	4,0	6,0	
68	0,99	4,4	6,4	
70	1,023	4,8	6,8	
75	1,1	6,2	8,2	
80	1,17	8,0	10,0	$> \frac{1}{100} l$
85	1,24	11,0	13,0	
90	1,32	16,0	18,0	
95	1,39	30,0	32,0	

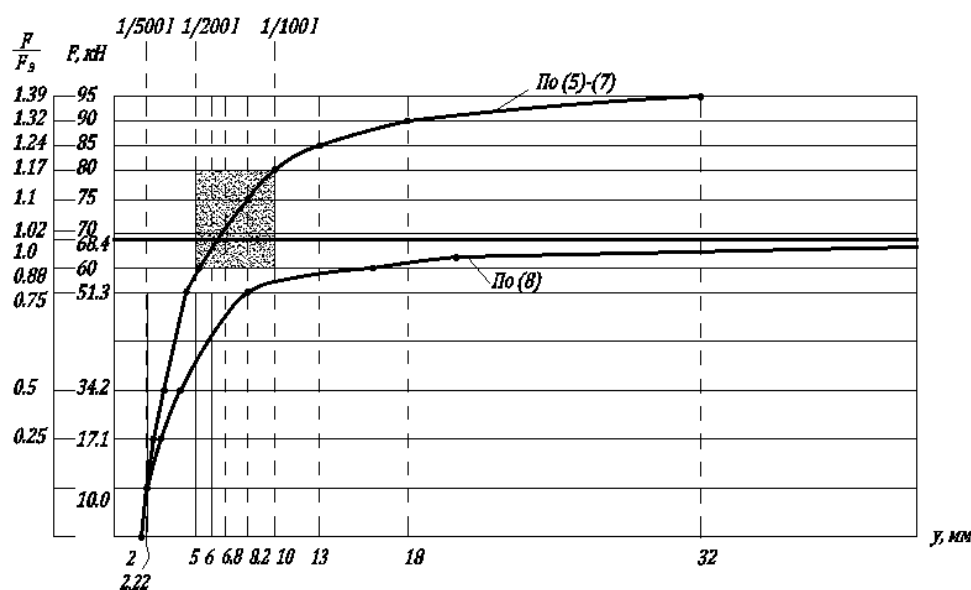


Рисунок 5 - График зависимости полного прогиба посередине высоты стержня от сжимающей силы при предельной погибю $f_m = 2$ мм

Сравнительный результат определения прогибов для рассмотренных случаев начальной погиби представлен в таблице 6, в которой затонированы величины сил и прогибов, отвечающие началу пластического течения в крайнем волокне.

Отметим, что пластические деформации возникают только при больших погибях и существенном значении силы $F > F_3$. Как отмечалось ранее, размеры сечений в рассматриваемой задаче принимались из соображений условий упругой работы материала при продольном изгибе в рамках бифуркационного подхода.

Таблица 6 – Сравнительный результат прогибов сжато-изогнутого стержня при разных начальных погибах

F , кН	$\frac{F}{F_0}$	Прогибы в середине длины					
		Начальная погибь $f_m = 0,1$ мм		Начальная погибь $f_m = 1$ мм		Начальная погибь $f_m = 2$ мм	
		Прогиб y , мм	Полный прогиб $y_{полн}$, мм	Прогиб y , мм	Полный прогиб $y_{полн}$, мм	Прогиб y , мм	Полный прогиб $y_{полн}$, мм
5	0,073	$8 \cdot 10^{-3}$	0,108	$8 \cdot 10^{-3}$	1,008	$16 \cdot 10^{-2}$	2,16
10	0,146	$16 \cdot 10^{-3}$	0,116	$17 \cdot 10^{-2}$	1,17	$22 \cdot 10^{-2}$	2,22
17,4	0,25	$31 \cdot 10^{-3}$	0,131	$24 \cdot 10^{-2}$	1,24	$45 \cdot 10^{-2}$	2,45
34,2	0,5	$87 \cdot 10^{-3}$	0,187	$62 \cdot 10^{-2}$	1,62	1,1	3,1
51,3	0,75	$210 \cdot 10^{-3}$	0,31	1,3	2,3	2,3	4,3
60	0,877	$280 \cdot 10^{-3}$	0,38	1,7	2,7	3,2	5,2
62	0,906	$340 \cdot 10^{-3}$	0,44	1,85	2,85	3,4	5,4
64	0,936	0,36	0,46	2,0	3,0	3,7	5,7
66	0,965	0,41	0,51	2,2	3,2	4,0	6,0
68	0,995	0,46	0,56	2,4	3,4	4,4	6,4
70	1,023	0,51	0,61	2,6	3,6	4,8	6,8
75	1,096	0,79	0,89	3,4	4,4	6,2	8,2
80	1,17	1,0	1,1	4,5	5,5	8,0	10,0
85	1,243	2,0	2,1	6,2	7,2	11,0	13,0
90	1,316	2,1	2,2	9,3	10,3	16,0	18,0
95	1,389	-2,1	-	17,0	18,0	30,0	32,0

В классическом труде А.С. Вольмира [27] сжимаемую стержневую систему с начальной погибью характеризуют с помощью относительных величин: не только F/F_0 , но и отношением дополнительного прогиба y к наибольшей погиби f_m . Отличительной характеристикой конкретного сжимаемого стержня является отношение максимальной погиби к радиусу инерции поперечного сечения в плоскости наименьшей жесткости. В нашем случае

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} = 5,77 \text{ мм};$$

$$\zeta_{0,1} = \frac{f_m}{i_x} = 0,1 / 5,77 = 0,0173;$$

$$\zeta_{1,0} = \frac{f_m}{i_x} = 1,0 / 5,77 = 0,173;$$

$$\zeta_{2,0} = \frac{f_m}{i_x} = 2,0 / 5,77 = 0,347.$$

То есть, чем больше эта величина, тем быстрее должны нарастать дополнительные прогибы при росте сжимающей силы, что означает возрастающую деформативность.

По результатам, представленным в таблицах 1, 4, 5 и 6 построены графики в вышеуказанных координатах, представленные на рисунке 6 сплошными линиями. Пунктирной линией показана кривая по классическому соотношению (8), причем она является общей для всех случаев относительной погиби одного и того же стержня.

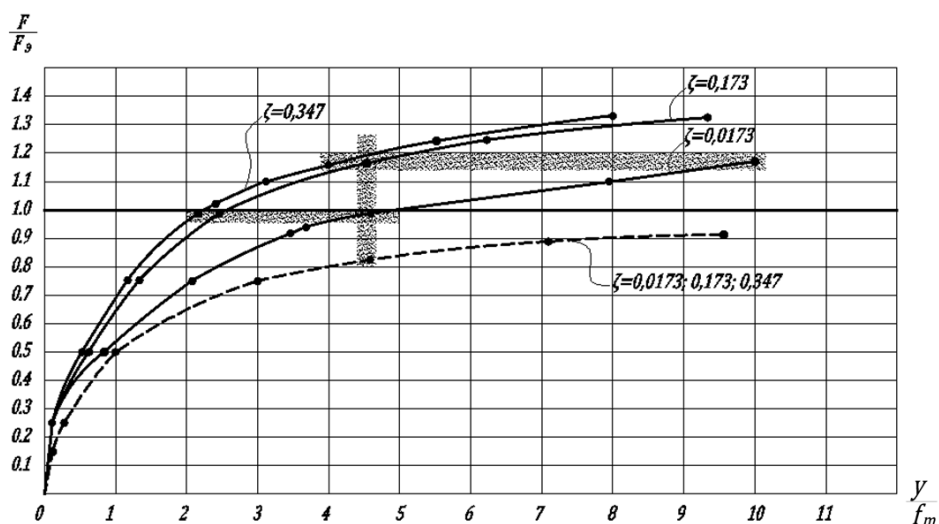


Рисунок 6 – График зависимости полного относительного дополнительного прогиба стержня от сжимающей силы при различных начальных погибах

Очевидно качественное отличие поведения системы при использовании инкрементальной модели деформирования материала. Это заключается не только в том, что прогибы нарастают при нагрузках больших эйлеровой силы (вертикальная тонировка). Характерным является обратный порядок расположения кривых по ζ : чем больше начальная погибь, отнесенная к радиусам инерции, тем больше сопротивляемость. Это означает, что чем больше будет величина начальной погиби f_m , тем меньшее значение дополнительного прогиба будет требоваться для усиления градиентного эффекта (горизонтальная тонировка).

Выводы.

- 1) Приведенные в статье теоретические построения демонстрируют, что в сжато-изогнутом стержне с начальной погибью вследствие неоднородности напряженного состояния в сечениях стержня в материале создается индуцированная видом напряженного состояния инкрементальная криволинейная анизотропия со сложно изменяющимися упругими характеристиками.
- 2) Продемонстрирована эффективность численного решения соответствующего уравнения изогнутого стержня в отклоненном состоянии. Решение строится на моделировании прогибов стержня с использованием метода переменного параметра упругости Биргера.
- 3) Установлено заметное увеличение силы, соответствующей значительному нарастанию прогибов по сравнению с бифуркационным подходом.
- 4) Установлена взаимосвязь между величиной начального прогиба и дополнительного прогиба при проявлении градиентных эффектов.

Благодарности

Работа выполнена по «Плану фундаментальных научных исследований Российской академии архитектуры и строительных наук и министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации на 2021 г.» по теме № 3.1.1.14 «Разработка методов определения устойчивости стержней с анизотропией, индуцированной видом напряженного состояния».

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Xiao Y., Zhang Z., Wang J. Granular hyperelasticity with inherent and stress-induced anisotropy. *Acta Geotech.* 15, 671–680 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11440-019-00768-z>
2. Бусько В.Н., Осипов А.А.. Применение магнитошумового метода для контроля механической анизотропии ферромагнитных материалов // Приборы и методы измерений. 2019. Т. 10. № 3. С. 281–292. doi:10.21122/2220-9506-2019-10-3-281-292
3. Попович А.А., Суфияров В.Ш., Борисов Е.В., Полозов И.А., Масайло Д.В., Григорьев А.В. Анизотропия механических свойств изделий, изготовленных методом селективного лазерного плавления порошковых материалов // Известия вузов. Порошковая металлургия и функциональные покрытия. 2016. №3. С.4-11. doi:dx.doi.org/10.17073/1997-308X-2016-3-4-11.
4. Ельцов Р.И. Разработка технологического процесса изготовления сварных конструкций // Строительные материалы и изделия. 2021. Том 4. № 5. С.35-44.
5. Одесский П.Д., Гурьева Е.С. Влияние пластической деформации на анизотропию механических свойств стальных листов большой толщины для строительных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. 1991. № 1. С.70-77.
6. Муравьев В.В., Муравьева О.В., Волкова Л.В. Влияние анизотропии механических свойств тонколистового стального проката на информативные параметры волн Лэмба. *Сталь*. 2016. № 10. С. 75-79.
7. Finelli A., Labanti M. Analysis of the influence of the anisotropy induced by cold rolling on duplex and super-austenitic stainless steels // *Frattura ed Integrità Strutturale*. 2010. Iss 13. P. 24-30.
8. Loginov Y.N., Puzanov M.P. Influence of properties anisotropy on stress-deformed state at rolling stripes from electrical steel // *Chernye Metally*. 2018. Iss. 10. P. 22-27.
9. Устинов К.Б.. О наведенной анизотропии механических свойств эластомеров // Известия Российской академии наук. Механика твердого тела. 2019. №5. С.27-36. doi:10.1134/S0572329919050167
10. Experimental analysis of the effect of carbon nanoparticles with different geometry on the appearance of anisotropy of mechanical properties in elastomeric composites / K.A. Mokhireva, A. Svistkov, Vladislav N. Solod'ko, L. Komar, K. Stöckelhuber // *Polymer testing*. 2017. T. 59. C. 46-54. doi:10.1016/j.polymertesting.2017.01.007
11. Шадрин В.В., Мохирева К.А., Комар Л.А. Анизотропия механических свойств наполненных вулканизаторов под воздействием внешней нагрузки. – Вестник Пермского федерального исследовательского центра. 2017. № 1. С. 93-98.
12. Корнеев С.А., Корнеев В.С., Романюк Д.А. Математическое моделирование эффекта наведенной деформационной анизотропии резинокордного упругого элемента плоской муфты. – Омский научный вестник. 2017. № 3(153). С. 10-15.
13. Комар Л.А., Мохирева К.А., Морозов И.А.. Исследование появления анизотропных свойств полимерных нанокомпозитов в результате предварительного деформирования в условиях двухосного нагружения.- Вестник Пермского федерального исследовательского центра. 2017. № 2. С. 61-66.
14. Калашников С.Ю. Экспериментальная проверка модели деформирования материала в условиях неоднородного напряжённого состояния: монография. ВолГТУ. Волгоград, 2017. 80 с.
15. Колчунов В.И., Федоров В.С. Понятийная иерархия моделей в теории сопротивления строительных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 8. С. 16-23. doi:10.33622/0869-7019.2020.08.16-23.
16. Петров В.В. Инкрементальные уравнения механики деформируемого тела в полных функциях. Вестник отделения строительных наук. Вып.14: в 2 т. Т.1. РААСН Иван. гос. архит.-стр. ун-т. М. Иваново, 2010. С. 159-166.
17. Зиновьев А.С. Напряженно-деформированное состояние системы "плита - слой основания" на базе инкрементальной модели деформирования // Вестник Саратовского государственного технического университета. 2009. Вып. 1(37). С. 27-33.
18. Модель деформирования железобетона в приращениях и расчет балок-стенки и изгибаемых плит с трещинами : монография / Н.И. Карпенко [и др.]; М-во образования и науки Рос. Федерации, Федер. гос. бюджет. образоват. учреждение высш. проф. образования Петрозав. гос. ун-т. - Петрозаводск : Изд-во ПетрГУ, 2013. 153 с.
19. Петров В.В. Нелинейная инкрементальная строительная механика. М.: Инфра. Инженерия, 2014. 480 с.
20. Купавцев В.В. Базисные функции метода двусторонних оценок в задачах устойчивости упругих неоднородно сжатых стержней. Вестник МГСУ. № 6. С. 63-70.
21. Инкрементальная модель для исследования устойчивости высотного сооружения на неоднородном основании / Иноземцев В.К., Синева Н.Ф., Иноземцева О.В. // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2008. №2. С. 41-46.
22. About the Distortion Model of Operational Compressed-Bent Bars with Induced Anisotropy / С.Ю. Калашников, Е.В. Гурова, Р.Х. Курамшин, Б. Языев // *International Scientific Conference on Building Life-cycle Management. Information Systems and Technologies (Moscow 26 November 2021)* / eds.: A. Ginzburg, G. Kashevarova. - Springer, Cham, 2022. Vol. 231. P. 95-102. https://doi.org/10.1007/978-3-030-96206-7_10.

23. Калашников С.Ю., Гурова Е.В., Шведов Е.Г. Применение метода Бубнова - Галеркина для анализа деформирования сжато-изогнутого стержня с индуцированной анизотропией // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2022. Вып. 1 (86). С. 132-144.
24. Бандурин Н.Г., Калашников С.Ю. Метод и пакет программ для численного решения систем существенно нелинейных интегро-дифференциально-алгебраических уравнений (корректные по Адамару двумерные и трехмерные краевые задачи) // Вычислительные технологии. 2014. Т. 19. № 5. С. 3-11.
25. Бандурин Н.Г., Калашников С.Ю. Численный метод и программа для определения критического состояния упругого стержня переменной жесткости в общем случае закрепления его концов // Строительство и реконструкция. 2015. № 2. С. 4-11.
26. Бандурин Н.Г., Калашников С.Ю. Расчёт сжатых стоек в составе простых плоских рам с помощью компьютерной программы и сравнение результатов с расчётами по СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции» // Вестник Волгоградского гос. архит.-строит. ун-та. Сер. Строительство и архитектура. 2016. № 46 (65). С. 48-57.
27. Вольмир А.С. Устойчивость упругих систем. М.: Физматгиз, 1963. 880 с.

REFERENCES

1. Xiao Y., Zhang Z., Wang J. Granular hyperelasticity with inherent and stress-induced anisotropy. *Acta Geotech.* 15, 671–680 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11440-019-00768-z>
2. Bus'ko V.N., Osipov A.A. Primenenie magnitoshumovogo metoda dlya kontrolya mekhanicheskoy anizotropii ferromagnitnykh materialov // *Pribory i metody izmerenij.* 2019. T. 10. No. 3. Pp. 281–292. doi:10.21122/2220-9506-2019-10-3-281-292
3. Popovich A.A., Sufiyarov V.SH., Borisov E.V., Polozov I.A., Masajlo D.V., Grigor'ev A.V. Anizotropiya mekhanicheskikh svoystv izdelij, izgotovlennykh metodom selektivnogo lazernogo plavlenniya poroshkovykh materialov // *Izvestiya vuzov. Poroshkovaya metallurgiya i funkcional'nye pokrytiya.* 2016. No. 3. Pp. 4-11. doi:dx.doi.org/10.17073/1997-308X-2016-3-4-11.
4. El'cov R.I. Razrabotka tekhnologicheskogo processa izgotovleniya svarnykh konstrukcij // *Stroitel'nye materialy i izdeliya.* 2021. Tom 4. No. 5. Pp. 35-44.
5. Odesskij P.D., Gur'eva E.S. Vliyaniye plasticheskoy deformatsii na anizotropiyu mekhanicheskikh svoystv stal'nykh listov bol'shoj tolshchiny dlya stroitel'nykh konstrukcij // *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij.* 1991. No.1. Pp. 70-77.
6. Murav'ev V.V., Murav'eva O.V., Volkova L.V. Vliyaniye anizotropii mekhanicheskikh svoystv tonkolistovogo stal'nogo prokata na informativnye parametry voln Lemba. Stal'. 2016. No. 10. Pp. 75-79.
7. Finelli A., Labanti M. Analysis of the influence of the anisotropy induced by cold rolling on duplex and super-austenitic stainless steels // *Frattura ed Integrità Strutturale.* 2010. Iss 13. Pp. 24-30.
8. Loginov Y.N., Puzanov M.P. Influence of properties anisotropy on stress-deformed state at rolling stripes from electrical steel // *Chernye Metally.* 2018. Iss. 10. Pp.22-27.
9. Ustinov K.B. O navedennoy anizotropii mekhanicheskikh svoystv elastomerov // *Izvestiya Rossijskoj akademii nauk. Mekhanika tverdogo tela.* 2019. No. 5. Pp. 27-36. doi:10.1134/S0572329919050167
10. Experimental analysis of the effect of carbon nanoparticles with different geometry on the appearance of anisotropy of mechanical properties in elastomeric composites / K.A. Mokhireva, A. Svishtkov, Vladislav N. Solod'ko, L. Komar, K. Stöckelhuber // *Polymer testing.* 2017. T. 59. Pp. 46-54. doi:10.1016/j.polymertesting.2017.01.007
11. SHadrin V.V., Mohireva K.A., Komar L.A. Anizotropiya mekhanicheskikh svoystv napolnennykh vulkanizatorov pod vozdejstviem vneshnej nagruzki. – *Vestnik Permskogo federal'nogo issledovatel'skogo centra.* 2017. No. 1. Pp. 93-98.
12. Korneev S.A., Korneev V.S., Romanyuk D.A. Matematicheskoe modelirovaniye efekta navedennoy deformatsionnoy anizotropii rezinokordnogo uprugogo elementa ploskoj mufty. – *Omskij nauchnyj vestnik.* 2017. No. 3(153). Pp. 10-15.
13. Komar L.A., Mohireva K.A., Morozov I.A. Issledovaniye poyavleniya anizotropnykh svoystv polimernykh nanokompozitov v rezul'tate predvaritel'nogo deformirovaniya v usloviyakh dvuhosnogo nagruzheniya.- *Vestnik Permskogo federal'nogo issledovatel'skogo centra.* 2017. No. 2. Pp.61-66.
14. Kalashnikov S.YU. Eksperimental'naya proverka modeli deformirovaniya materiala v usloviyakh neodnorodnogo napryazhyonnogo sostoyaniya: monografiya. VolgGTU. Volgograd, 2017. 80 p.
15. Kolchunov V.I., Fedorov V.S. Ponyatijnaya ierarhiya modelej v teorii soprotivleniya stroitel'nykh konstrukcij // *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo.* 2020. No. 8. Pp. 16-23. doi:10.33622/0869-7019.2020.08.16-23.
16. Petrov V.V. Inkremental'nye uravneniya mekhaniki deformiruемого tela v polnykh funkciyakh. *Vestnik otdeleniya stroitel'nykh nauk.* Vyp.14: v 2 t. T.1. RAASN Ivan. gos. arhit.-str. un-t. M. Ivanovo, 2010. Pp. 159-166.
17. Zinov'ev A.S. Napryazhenno-deformirovannoye sostoyaniye sistemy "plita - sloj osnovaniya" na baze inkremental'noy modeli deformirovaniya // *Vestnik Saratovskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta.* 2009. Vyp. 1(37). Pp. 27-33.

18. Model' deformirovaniya zhelezobetona v prirashcheniyah i raschet balok-stenok i izgibaemyh plit s treshchinami : monografiya / N.I. Karpenko [i dr.]; M-vo obrazovaniya i nauki Ros. Federacii, Feder. gos. byudzh. obrazovat. uchrezhdenie vyssh. prof. obrazovaniya Petrozav. gos. un-t. - Petrozavodsk : Izd-vo PetrGU, 2013. 153 p.
19. Petrov V.V. Nelinejnaya inkremental'naya stroitel'naya mekhanika. M.: Infra – Inzheneriya, 2014. 480 p.
20. Kupavcev V.V. Bazyisnye funkicii metoda dvustoronnih ocenok v zadachah ustojchivosti uprugih neodnorodno szhatyh sterzhnej. Vestnik MGSU. No. 6. Pp. 63-70.
21. Inkremental'naya model' dlya issledovaniya ustojchivosti vysotnogo sooruzheniya na neodnorodnom osnovanii / Inozemcev V.K., Sineva N.F., Inozemceva O.V. // Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstrukcij i sooruzhenij. 2008. No. 2. Pp. 41-46.
22. About the Distortion Model of Operational Compressed-Bent Bars with Induced Anisotropy / S.YU. Kalashnikov, E.V. Gurova, R.H. Kuramshin, B. Yazyev // International Scientific Conference on Building Life-cycle Management. Information Systems and Technologies (Moscow 26 November 2021) / eds.: A. Ginzburg, G. Kashevarova. - Springer, Cham, 2022. Vol. 231Pp. 95-102. https://doi.org/10.1007/978-3-030-96206-7_10.
23. Kalashnikov S.YU., Gurova E.V., SHvedov E.G. Primenenie metoda Bubnova - Galerkina dlya analiza deformirovaniya szhato-izognutogo sterzhnya s inducirovannoj anizotropiej // Vestnik Volgogradskogo gosudarstvennogo arhitekturno-stroitel'nogo universiteta. Seriya: Stroitel'stvo i arhitektura. 2022. Vyp. 1 (86). Pp. 132-144.
24. Bandurin N.G., Kalashnikov S.YU. Metod i paket programm dlya chislennogo resheniya sistem sushchestvenno nelinejnykh integro-differencial'no-algebraicheskikh uravnenij (korrektnye po Adamaru dvumernye i trekhmernye kraevye zadachi) // Vychislitel'nye tekhnologii. 2014. T. 19. No. 5. Pp. 3-11.
25. Bandurin N.G., Kalashnikov S.YU. CHislennyj metod i programma dlya opredeleniya kriticheskogo sostoyaniya uprugogo sterzhnya peremennoj zhestkosti v obshchem sluchae zakrepleniya ego koncov // Stroitel'stvo i rekonstrukciya. 2015. No. 2. Pp. 4-11.
26. Bandurin N.G., Kalashnikov S.YU. Raschyot szhatyh stoek v sostave prostykh ploskih ram s pomoshch'yu komp'yuternoj programmy i sravnenie rezul'tatov s raschyotami po SP 16.13330.2011 «Stal'nye konstrukcii» // Vestnik Volgogradskogo gos. arhit.-stroit. un-ta. Ser. Stroitel'stvo i arhitektura. 2016. No. 46 (65). Pp. 48-57.
27. Vol'mir A.S. Ustojchivost' uprugih sistem. M.: Fizmatgiz, 1963. 880 p.

Информация об авторах:

Калашников Сергей Юрьевич

ФГБОУ ВО «Волгоградский государственный технический университет», г. Волгоград, Россия, советник РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Экспертиза и эксплуатация объектов недвижимости».

E-mail: kalashnikov@vstu.ru

Гурова Елена Владимировна

ФГБОУ ВО «Волгоградский государственный технический университет», г. Волгоград, Россия, кандидат технических наук, доцент кафедры «Экспертиза и эксплуатация объектов недвижимости».

E-mail: eun.cafedra@yandex.ru

Бандурин Николай Григорьевич

ФГБОУ ВО «Волгоградский государственный технический университет», г. Волгоград, Россия, доктор технических наук, профессор кафедры «Строительные конструкции, основания и надежность сооружений».

E-mail: bandurin_ng@mail.ru

Information about the authors:

Kalashnikov Sergey Yu.

Volgograd State Technical University, Volgograd, Russia, Advisor to the RAASN, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department "Examination and Operation of Real Estate objects".

E-mail: kalashnikov@vstu.ru

Gurova Elena V.

Volgograd State Technical University, Volgograd, Russia, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department "Examination and Operation of Real Estate objects".

E-mail: eun.cafedra@yandex.ru

Bandurin Nikolay G.

Volgograd State Technical University, Volgograd, Russia, Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of "Building Structures, Foundations and Reliability of Structures".

E-mail: bandurin_ng@mail.ru

ВЛ.И. КОЛЧУНОВ^{1,2}¹ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия²Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН (НИИСФ), г. Москва, Россия

МОДЕЛЬ ПЛАСТИЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Аннотация. Рассмотрена модель пластичности железобетонных конструкций, построенная на преобразованиях интенсивности связи «напряжений - деформаций», путем проецирования тензоров этой связи, используя специальные переходы для главного угла деформаций, суммарных деформаций сдвига и др. При этом определен модуль пластичности бетона, коэффициент поперечных деформаций и построены сложные функции для линейных и угловых деформаций в сечениях, учитывающие деформацию, градиенты-деформаций при образовании трещин и изменениях жесткости. Принятые для расчетной модели гипотезы определяют распределение силовых потоков – блоков для сжатого и растянутого бетона (первый объект), «магистральные трещины» из механики разрушения железобетона, сложные функции и двухконсольный элемент для моделирования деформационного эффекта железобетона, разработанного автором (второй объект). Сопротивление растянутого бетона передается на рабочую арматуру и моделируются с использованием суммарными средними значениями продольного и поперечного усилия, а также среднего приведенного коэффициента растянутого бетона. «Нагельный» эффект в арматуре пересекаемой трещиной получен с помощью модели второго уровня строительной механики для арматурного стержня с двумя заделанными концами. Моделируется раскрытие трещины и сдвиг берегов трещины. Главный вектор усилий в арматуре характеризуется величинами продольных и поперечных перемещений (третий объект).

В сложном напряженном железобетонном элементе с пространственными трещинами матрица жесткости получена аппроксимацией прямоугольных поперечных сечений малыми квадратами.

Ключевые слова: модель пластичности, принцип, бетон, объекты железобетона, среда, макротрещины, дилатации.

VL.I. KOLCHUNOV¹¹Southwestern State University, Kursk, Russia²Scientific Research Institute of Construction Physics RAACS, Moscow, Russia

PLASTICITY MODEL OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Abstract. A model of plasticity of reinforced concrete structures is considered, based on the transformations of the intensity of the “stress-strain” connection by projecting the tensors of this connection, using special transitions for the main angle of deformations, total shear deformations, etc.). At the same time, the modulus of plasticity of concrete, the coefficient of transverse deformations are determined, and complex functions are constructed for linear and angular deformations in sections, taking into account deformation, gradients of deformations during the formation of cracks and stiffness changes. The hypotheses adopted for the calculation model determine the distribution of force flows - blocks for compressed and stretched concrete (first object), “main cracks” from the mechanics of destruction of reinforced concrete, complex functions and a two-cantilever element for modeling the deformation effect of reinforced concrete, developed by the author (second object). Tensile concrete resistance is transferred to the working reinforcement and is modeled using the sum of the average values of the longitudinal and transverse forces, as well as the average reduced coefficient of tension concrete. The “pin (nagel)” effect in the reinforcement crossed by a crack was obtained using the model of the second level of structural mechanics for a reinforcing bar with two pinched ends. The opening of the crack and the shift of the crack edges are simulated. The main force vector in the reinforcement is characterized by the values of longitudinal and transverse displacements (the third object).

Keywords: plasticity model, principle, concrete, objects of reinforced concrete, environments, macrocracks, dilatations.

Введение

Развитие исследований моделей пластичности железобетонных конструкций направлено на сближении физических явлений и процессов с теорией расчета. Имеет одно из важных в фундаментальных исследованиях механики железобетона [1-6]. Особенно это касается сложно напряженных конструкций, для которых уровень адекватного отрицания физических особенностей деформирования остается крайне условным [7-10]. Между тем, любому творчески мыслящему проектировщику или научному сотруднику важно не только формально знать, как рассчитать конструкцию, но и глубоко понимать, почему используются именно эти зависимости, каков их физический смысл. Трудно предположить, что все теории железобетона и проектирования строительных конструкций будет решать люди, механические оперирующие формулами, не вникая в их суть.

Принимаемые рабочие предпосылки моделей сопротивления железобетона [1-4,6] позволяют более гибко использовать достижения в области смежных дисциплин механики твердого деформированного тела, физики твердого тела и активно развивающейся механики разрушения на основе их анализа и синтеза [11-16].

Объектом рассматриваемого исследования: является процесс развития теории пластичности железобетона для трех стадии напряженно–деформированного состояния.

Целью исследования явилась: разработка модели пластичности железобетонных конструкций на основе диаграмм состояний и интенсивность «напряжений – интенсивность деформаций» проецированием тензоров этих диаграмм через главный угол на соответствующие оси.

В рамках сформулированной цели рассмотрены следующие задачи: 1) формулировка рабочих предпосылок для трех стадии напряженно–деформированного состояния и интенсивности связи «напряжения-деформации»; 2) проецирование тензоров диаграмм через соответствующие переходы и коэффициенты ступеней усилий; 3) развитие элементов изотропии блочной среды между трещинами и модели *магистральных трещин* на основе деформационного *эффекта железобетона*; 4) для растянутого бетона и «нагельного» *эффекта для арматуры для трансверсально-изотропной среды*;

Материалы и методы

Сформулируем рабочие предпосылки модели пластичности железобетона основанные на всестороннем анализе экспериментальных данных полученных в опытах автора [8-10, 19] и других исследователей:

1) рассматриваемая среда железобетона включает в себя силовые потоки механики твердого сплошного тела в связи «интенсивность напряжений - интенсивность деформаций» для блоков сжатого и растянутого бетона с изотропной средой между трещинами и локальной областью около берегов трещины (первый объект);

2) рассматриваемая среда включает магистральные трещины моделируемые параметрами механики разрушения железобетона при раскрытии и развитии которых учитывается эффект не сплошности бетона и неразрывность арматуры с помощью специального двухконсольного элемента (второй объект), а также другие параметры для решения задачи сопротивления околоарматурной зоны железобетонного элемента полученные в опытах Я.М. Немировского, Б.Ш. Шамурадова, работах автора [1, 2, 4, 8] и др.;

3) сопротивление растянутого бетона в железобетонной конструкции для среднего продольного усилия $(N_{s,m} = \varepsilon_s \cdot \psi_s \cdot E_s \cdot A_s)$ и среднего поперечного усилия $Q_{s,m}$

$(Q_{s,m} = \varepsilon_s \cdot \psi_{Q,s} \cdot E_s \cdot A_s)$ определяется через общий параметр ψ_s или $\psi_{s,sw}$ проф. В.И. Мурашева, при этом связь между этими усилиями в продольной арматуре и поперечных стержнях определяется с использованием эффекта железобетона (третий объект). Главный вектор и усилий в арматуре характеризуется двумя величинами u_{gi} , v_{gi} и связан с нормальными $\sigma_{s,i}$ арматуры и касательными напряжениями $\tau_{s,i}$ в трещинах;

4) функционал механики разрушения железобетона строится на энергетической основе с помощью специального двухконсольного элемента через параметр его податливости, определяемый классическими методами строительной механики (метод сил, метод перемещений, смешанный метод) с применением канонической системы уравнений;

5) за критерий образования трещин отрыва перпендикулярно главным деформациям удлинения бетона принято условие $\varepsilon_I < \varepsilon_{bt,ul}$, а за критерий предельного деформирования сжатого бетона, при сложном напряженном состоянии в нем, принято условие где $\varepsilon_i \leq \varepsilon_{b,u}$; где ε_i - интенсивность деформаций i-го направления;

6) для трансверсально-изотропной среды растянутого бетона расстояния между трещинами l_{crc} , обобщенный параметр ψ_s , и ширина раскрытия трещин рассматривается как накопление относительных условных сосредоточенных взаимных смещений $\varepsilon_g(x)$ арматуры и бетона на берегах трещины a_{crc} , где установлен особый участок эффекта не сплошности бетона и деформации трещины от реакции «бетон – арматура»;

7) проекция опасной пространственной трещины на горизонтальную ось сложно напряженного железобетонного стержневого элемента определяется из системы разрешающих уравнений, с использованием функции Лагранжа;

8) линейные и угловые деформации в железобетонных конструкциях с трещинами при сложном напряженном состоянии вычисляются через специально разработанные сложные функции, позволяющие определять эти деформации с учетом деформации сечений и градиентов деформаций от образования трещин;

Следуя работам [1-3], определяем коэффициент поперечных деформаций $\mu(\lambda)$ и величину модуля пластичности бетона $E(\lambda)$:

$$E(\lambda) = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i}; \quad (1)$$

$$0,167 \leq \mu(\lambda) = 0,5 - 0,049875 \cdot \frac{E(\lambda)}{100 \cdot R_b} \leq 0,357; \quad (2)$$

Здесь коэффициент поперечных деформаций $\mu(\lambda)$ – линейная зависимость, полученная по результатам экспериментальных данных, в которых ограничения составляют от 0,167 до 0,357.

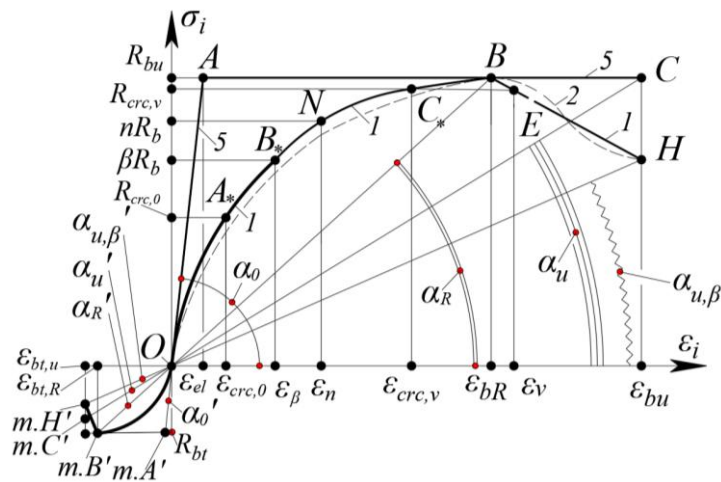


Рисунок 1 - Диаграмма интенсивности связи $\sigma_i - \varepsilon_i$ для сжатого и растянутого бетона

Рассмотрим диаграммы деформирования бетона в главных осях « $\sigma_1 - \varepsilon_1$ » и « $\sigma_2 - \varepsilon_2$ ».

Из формулы для определения интенсивности деформаций находим $\varepsilon_{1,u}$, принимая его равным ограничению для ε_1 :

$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{2}}{2(1 + \mu(\lambda))} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} \quad (3)$$

Принимая из работ [1, 2, 6] $\varepsilon_{i,u} = \varepsilon_{b,u}$, $\mu_{b,u}(\lambda) = 0.357$, и проведя соответствующие алгебраические преобразования, для главных деформаций бетона получим следующие ограничения:

$$\varepsilon_1 \leq 1.567 \cdot \varepsilon_{i,u} + \varepsilon_{3,u} \quad (4)$$

$$\varepsilon_2 \leq 0.784 \cdot \varepsilon_{i,u} + \varepsilon_{3,u} \quad (5)$$

Значение деформации $\varepsilon_{3,u}$ определяется из выражения:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{3,u} &= \frac{\sigma_{3,u}}{E_{b,u}(\lambda)} - \frac{\mu_{b,u}(\lambda) \cdot (\sigma_{1,u} + \sigma_{2,u})}{E(\lambda)} = 0 - \frac{\mu_{b,u}(\lambda) \cdot (\sigma_{1,u} + \sigma_{2,u})}{E_{b,u}(\lambda)} = \\ &= \left(\frac{\mu_{b,u}(\lambda)}{E_{b,u}(\lambda)} \right) \cdot (\sigma_{1,u} + \sigma_{2,u}). \end{aligned} \quad (6)$$

В уравнении (6) напряжение $\sigma_{1,u}$ принимается равным ограничению для σ_1 , найденному из формулы для определения интенсивности напряжений:

$$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (7)$$

Принимая $\sigma_i = \sigma_{b,u}$ и выполнив алгебраические преобразования (переход первый от диаграммы $\sigma_i - \varepsilon_i$ при вычислении из главных диаграмм деформаций – напряжений « $\sigma_1 - \varepsilon_1$ » и « $\sigma_2 - \varepsilon_2$ »), получим следующие ограничения для главных напряжений:

$$\sigma_1 \leq \frac{R_b}{0.87} = 1.149 R_b; \quad (8)$$

– ограничение 1:

$$\sigma_2 \leq 0,5 \cdot \frac{R_b}{0,87} = 0,575 R_b \quad (9)$$

– ограничение 2: Предельное значение для главного напряжения $\sigma_{2,u}$ найдем из условия:

$$\sigma_{1,u} + \sigma_{2,u} = \sigma_{x,u} + \sigma_{z,u} \quad (10)$$

Отсюда, с учетом ограничения 2 для главного напряжения получим:

$$\sigma_{2,u} = \sigma_{x,u} + \sigma_{z,u} - \sigma_{1,u} = \sigma_{x,u} + \sigma_{z,u} - \frac{R_b}{0,87} \leq 0,5 \cdot \frac{R_b}{0,87} \quad (11)$$

Здесь предельное значение продольного напряжения $\sigma_{x,u}$ находится из условий равновесия блоков принятой нами расчетной модели [1, 2, 4].

Из уравнения равновесия моментов внутренних и внешних сил блок I в сечении I-I (см. рисунок 5 и 6) относительно оси z, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре ($\sum M_O, I=0$) определяется неизвестное напряжение в сжатой зоне бетона $\sigma_{b,x,I}$.

Следуя модели [1, 2, 4] для деформаций по оси z можно записать:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E(\lambda)} \cdot \left[\frac{R_{sup,u}}{bh} \cdot \frac{\beta_{rel}^2}{1,57} \left(\frac{\beta_{rel}}{(\alpha_{rel}^2 + \beta_{rel}^2)^2} - \frac{3 - 2\beta_{rel}}{(1 + \alpha_{rel}^2)^2} \right) \right] \leq \varepsilon_{z,el} \quad (12)$$

Из формулы (12), для предельных деформаций по этой оси получим:

$$\sigma_{z,u} = \varepsilon_z \cdot E(\lambda) \leq \sigma_{z,pl} \quad (13)$$

Здесь $R_{sup,u}$ – величина опорной реакции, определяется из уравнений равновесия блоков принятой расчетной модели; $\alpha_{rel} = x/h$, $\beta_{rel} = z/h$ – относительные координаты точки, для которой определяется напряжение $\sigma_{z,u}$. При этом принято, что начало координат располагается в точке приложения силы $R_{sup,u}$, (см. рисунок 5), ось x направлена параллельно продольной оси элемента, ось z – нормально к ней; $\sigma_{z,pl}$ – напряжение в бетоне по оси z соответствующие пластическим деформациям определяемое через коэффициент φ_{ij} путем проецирования диаграммы " $\sigma_i - \varepsilon_i$ " или диаграмм деформирования бетона в главных осях " $\sigma_1 - \varepsilon_1$ ", " $\sigma_2 - \varepsilon_2$ " от их координат x, y, z); $\varepsilon_{z,el}$ – упругие деформации в бетоне по оси z определяемые через коэффициент φ_{ij} и путем проецирование диаграммы " $\sigma_i - \varepsilon_i$ " или диаграмм деформирования бетона в главных осях или главных " $\sigma_1 - \varepsilon_1$ ", " $\sigma_2 - \varepsilon_2$ " от их координат x, y, z или x1, y1, z1).

Напряжение в бетоне по оси z $\sigma_{z,pl}$ соответствующие пластическим деформациям определяется как местное напряжение от обобщенной опорной реакции $R_{sup,u}$:

$$\sigma_{z,u} = \frac{R_{sup,u}}{A_{red}} \cdot (\varphi_z + k \cdot \varphi_{2,z}) \quad (14)$$

Здесь φ_z или $k \cdot \varphi_{2,z}$ – коэффициенты учета местных нормальных напряжений σ_z в направлении оси z от сосредоточенных сил, принимаются по [17, таблица 39]. При этом для этих напряжений учитывается ограничение до значений $\sigma_{z,u}$ т.е. $\sigma_{z,u} \leq \sigma_{z,pl}$.

Теперь, аналогично, как и в случае с деформациями $\varepsilon_{3,u}$, определим значение деформаций $\varepsilon_{2,u}$ по формуле:

$$\varepsilon_{2,u} = \frac{\sigma_{2,u}}{E_{b,u}(\lambda)} - \mu_{b,u}(\lambda) \cdot (\sigma_{1,u} + \sigma_{3,u}) = \frac{\sigma_{2,u}}{E} - \mu_{b,u}(\lambda) \cdot \sigma_{1,u} \quad (15)$$

Здесь $\sigma_{3,u} = 0$.

Для выполнения дальнейших переходов между параметрами тензора деформаций и тензора напряжений в бетоне сжатой зоны необходимо найти значение угла α_0 , определяющего наклон главных площадок. Запишем известную из сопротивления материалов и теории пластичности формулу тангенса двойного угла, определяющую наклон главных площадок (рисунок 2):

$$\operatorname{tg} 2\alpha_{0,j} = -\frac{2\tau_{z_l x_l}}{\sigma_{x_l} - \sigma_{z_l}} \quad (16)$$

Здесь $j = C, B, A, D$ для диаграмм (рисунок 3); $\tau_{z_l x_l}$, σ_{x_l} и σ_{z_l} – напряжения на наклонной площадке.

Подставив соответствующие значения расчетных параметров и выполнив некоторые преобразования, получим:

$$\frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} \cdot \frac{1}{1 - \mu^2(\lambda)} \left[\varepsilon_1 \cos^2 \alpha_0 + \varepsilon_2 \sin^2 \alpha_0 + \mu(\lambda) (\varepsilon_1 \sin^2 \alpha_0 + \varepsilon_2 \cos^2 \alpha_0) \right] - \frac{R_{\text{sup}}}{bh} \cdot \frac{\beta_{\text{rel}}^2}{1.57} \left[\frac{\beta_{\text{rel}}}{(\alpha_{\text{rel}}^2 + \beta_{\text{rel}}^2)^2} - \frac{3 - 2\beta_{\text{rel}}}{(1 + \alpha_{\text{rel}}^2)^2} \right] =$$

$$\frac{\cos 2\alpha_0}{\cos 2\alpha_{0,j}} =$$

$$= -\frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} \cdot \frac{1}{[1 + \mu(\lambda)]} (\varepsilon_1 - \varepsilon_2); \quad (17)$$

Обозначив в выражении (17):

$$\varphi_{\Delta\Delta\Delta} = \frac{\varphi_{\Delta\Delta\Delta} \cdot \left[\varepsilon_1 \cos^2 \alpha_{0,j} + \varepsilon_2 \sin^2 \alpha_{0,j} + \mu(\lambda) (\varepsilon_1 \sin^2 \alpha_{0,j} + \varepsilon_2 \cos^2 \alpha_{0,j}) \right] - \varphi_{\Delta\Delta}}{\cos 2\alpha_{0,j}}; \quad (18)$$

$$\varphi_{\Delta} = -\frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} \cdot \frac{1}{[1 + \mu(\lambda)]} (\varepsilon_1 - \varepsilon_2); \quad (19)$$

$$\varphi_{\Delta\Delta} = \frac{R_{\text{sup}}}{bh} \cdot \frac{\beta_{\text{rel}}^2}{1.57} \left[\frac{\beta_{\text{rel}}}{(\alpha_{\text{rel}}^2 + \beta_{\text{rel}}^2)^2} - \frac{3 - 2\beta_{\text{rel}}}{(1 + \alpha_{\text{rel}}^2)^2} \right]; \quad (20)$$

$$\varphi_{\Delta\Delta\Delta} = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} \cdot \frac{1}{1 - \mu^2(\lambda)}. \quad (21)$$

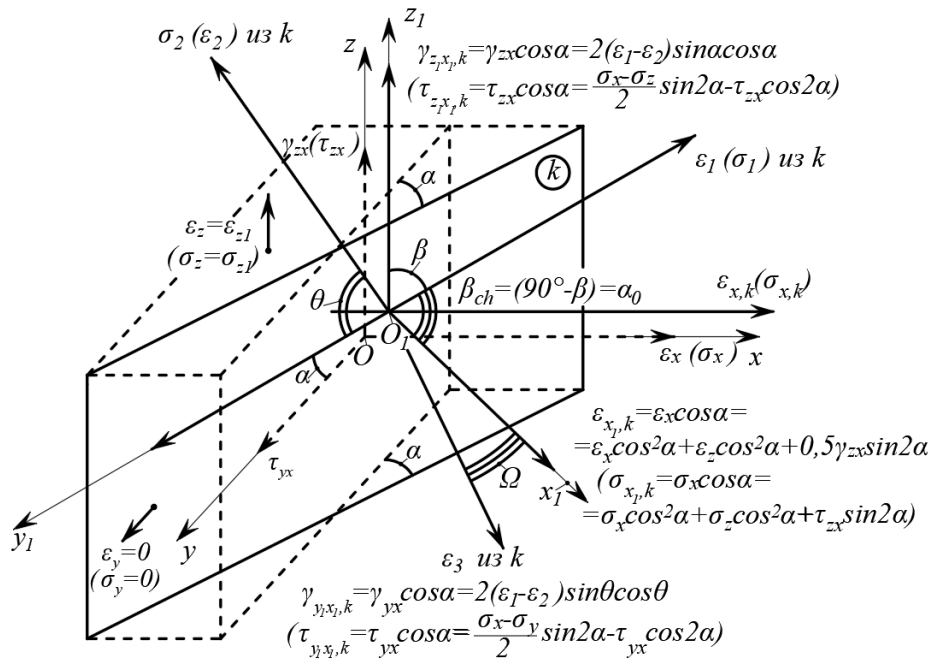


Рисунок 2 - Деформации и напряжения в вертикальном поперечном сечении, проходящем через конец фронта пространственной третины: составляющие на элементарной площадке

В результате преобразований получено выражение для определения значения угла α_0 , определяющего наклон главных площадок (рисунок 2):

$$\alpha_{0,j} = \pm \arcsin \left(\frac{Q_{\Delta} + Q_{\Delta\Delta} - Q_{\Delta\Delta\Delta} \cdot \varepsilon_1 - Q_{\Delta\Delta\Delta} \cdot \mu(\lambda) \cdot \varepsilon_2}{-Q_{\Delta\Delta\Delta} \cdot \varepsilon_1 + Q_{\Delta\Delta\Delta} \cdot \varepsilon_2 + Q_{\Delta\Delta\Delta} \cdot \mu(\lambda) \cdot \varepsilon_1 - Q_{\Delta\Delta\Delta} \cdot \mu(\lambda) \cdot \varepsilon_2 + 2Q_{\Delta}} \right)^{\frac{1}{2}}; \quad (22)$$

Принимая значения $\sigma_i = \sigma_{b,i}$ и выполнив соответствующие математические преобразования, получены переходы диаграмм " $\sigma_i - \varepsilon_i$ " ($j = C, B, A, D$ (см. рисунок 1, 3)

посредством их проецирования и с использованием коэффициентов φ_{ij} от интенсивности до главных напряжений (деформаций). Первый переход и ограничения от главных напряжений-деформаций для тензоров осей x_1, y_1, z_1 , а также осей x, y, z , второй и третий переходы через касательные напряжения (угловые деформации) от осей yx до осей zx . Четвертый и

пятый переходы приводят к выражениям $\gamma_{yx} = k_* \cdot k_{**} \cdot \gamma_{zx, Mt, el}$ и $\gamma_{zx, pl} = k_* \cdot \gamma_{zx, Mt, el}$. Здесь для сложного сопротивления - кручения с изгибом $k_* = M_t / M_{t, crc}$. Ограничения касательных напряжений в пластической стадии τ_{pl} составляют от $0,5R_{bt}$ до $0,5R_b$.

Тогда для диаграмм « $\sigma_{x_1} - \varepsilon_{x_1}$ » и « $\sigma_{z_1} - \varepsilon_{z_1}$ » можем вычислить значения деформаций и напряжений полученных при помощи второго перехода от главных деформаций-напряжений для осей x_1, y_1, z_1 , (а также осей x, y, z) через третий переход по формулам:

$$\varepsilon_{x_1} = \varepsilon_1 \cos^2 \alpha_0 + \varepsilon_2 \sin^2 \alpha_0, \quad (23)$$

$$\sigma_{x_1} = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} \cdot \frac{1}{1 - \mu^2(\lambda)} \left[\varepsilon_{x_1} + \mu(\lambda) \cdot \varepsilon_{z_1} \right], \quad (24)$$

$$\varepsilon_{z_l} = \varepsilon_l \sin^2 \alpha_0 + \varepsilon_2 \cos^2 \alpha_0, \quad (25)$$

$$\sigma_{z_l} = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} \cdot \frac{I}{1 - \mu^2(\lambda)} [\varepsilon_{z_l} + \mu(\lambda) \cdot \varepsilon_{x_l}] \quad (26)$$

Соответственно, для диаграммы « $\tau_{z_l x_l} - \gamma_{z_l x_l}$ » вычисляем значения деформаций сдвига и касательных напряжений по формулам:

$$\gamma_{z_l x_l} = \varepsilon_{q, z_l x_l} = 2 \cos \alpha_0 \sin \alpha_0 (\varepsilon_l - \varepsilon_2); \quad (27)$$

$$\tau_{z_l x_l} = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} \cdot \frac{I}{2[1 + \mu(\lambda)]} \varepsilon_{q, z_l x_l} \quad (28)$$

Для диаграммы « $\tau_{y_l x_l} - \gamma_{y_l x_l}$ » вычисляем значения деформаций сдвига и касательных напряжений при помощи третьего перехода (обратного через оси x, y, z и оси x_l, y_l, z_l) от диаграмм « $\sigma_x - \varepsilon_x$ » и « $\tau_{yx} - \gamma_{yx}$ »:

$$\gamma_{y_l x_l} = \frac{\tau_{y_l x_l}}{G} = \frac{\frac{\sigma_x}{2} \sin 2\alpha - \tau_{yx} \cos 2\alpha}{\frac{E(\lambda)}{2(1 + \mu(\lambda))}}; \quad (29)$$

$$\tau_{y_l x_l} = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha - \tau_{yx} \cos 2\alpha \quad (30)$$

Переход от деформаций и напряжений на наклонной площадке (рисунок 2 и 3) к деформациям и напряжениям на нормальной площадке, производится для диаграмм « $\sigma_x - \varepsilon_x$ », « $\sigma_z - \varepsilon_z$ » и « $\tau_{zx} - \gamma_{zx}$ » по известным формулам механики твердого деформируемого тела:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_{x_l} \cos^2 \alpha + \varepsilon_{z_l} \sin^2 \alpha + \frac{I}{2} \cdot \gamma_{z_l x_l} \sin 2\alpha \quad (31)$$

$$\sigma_x = \sigma_{x_l} \cos^2 \alpha + \sigma_{z_l} \sin^2 \alpha + \tau_{z_l x_l} \sin 2\alpha \quad (32)$$

$$\varepsilon_z = \varepsilon_{x_l} \cos^2 \alpha_l + \varepsilon_{z_l} \sin^2 \alpha_l + \frac{I}{2} \cdot \gamma_{z_l x_l} \sin 2\alpha_l = \varepsilon_{x_l} \cos^2 90^\circ + \varepsilon_{z_l} \sin^2 90^\circ + \frac{I}{2} \cdot \gamma_{z_l x_l} \sin 180^\circ = \varepsilon_{z_l}; \quad (33)$$

$$\sigma_z = \sigma_{x_l} \cos^2 \alpha_l + \sigma_{z_l} \sin^2 \alpha_l + \tau_{z_l x_l} \sin 2\alpha_l = \sigma_{x_l} \cos^2 90^\circ + \sigma_{z_l} \sin^2 90^\circ + \tau_{z_l x_l} \sin 180^\circ = \sigma_{z_l}. \quad (34)$$

Здесь, параметры ε_{x_l} , ε_{z_l} и $\gamma_{z_l x_l}$ вычисляются по формулам (23), (25) и (27); $\alpha_l = 90^\circ$ – угол между направлением оси x и оси z_l .

$$\gamma_{zx} = (\varepsilon_{x_l} - \varepsilon_{z_l}) \cdot \sin 2\alpha + \gamma_{z_l x_l} \cos 2\alpha; \quad (35)$$

$$\tau_{zx} = \frac{\sigma_{x_l} - \sigma_{z_l}}{2} \sin 2\alpha - \tau_{z_l x_l} \cos 2\alpha \quad (36)$$

Значения деформаций сдвига и касательных напряжений $\gamma_{zx, Mt, el}$, $\tau_{zx, Mt, el}$ и $\gamma_{zx, Mt, pl}$, $\tau_{zx, Mt, pl}$ определяются при помощи предложенной сложной функции (см. работы [1, 2, 4, 18]).

$$\gamma_{zx,Mt} = \tau_{zx,Mt} / G(\lambda) = \tau_{zx,Mt} 2(1 + \mu) / E(\lambda) \quad (37)$$

Кроме параметров суммарной диаграммы « $\tau_{yx} - \gamma_{yx}$ », определяются также значения деформаций сдвига и касательных напряжений для диаграмм « $\tau_{zx,Mt} - \gamma_{zx,Mt}$ » (возникающих при кручении от действия крутящего момента) и касательных напряжений для диаграмм « $\tau_{zx,Q} - \gamma_{zx,Q}$ » (возникающих от действия поперечной силы):

$$\gamma_{zx,Q} = \tau_{zx,Q} / G = 2(\tau_{zx} - \tau_{zx,Mt})(1 + \mu(\lambda)) / E(\lambda) \quad (38)$$

Здесь параметры τ_{zx} и $\tau_{zx,Mt}$ вычисляются из формул (36) и (37).

Касательные напряжения, возникающие от действия поперечной силы:

$$\tau_{zx,Q} = \tau_{zx} - \tau_{zx,Mt}, \quad (39)$$

т.е. касательное напряжение $\tau_{zx,Q}$ находим из суммарных напряжений τ_{zx} .

Для диаграммы « $\tau_{yx} - \gamma_{yx}$ » вычисляем значения деформаций сдвига и касательных напряжений при помощи четвертого и пятого переходов:

$$\gamma_{yx} = k_* \cdot k_{**} \cdot \gamma_{zx,Mt,el}, \quad (40)$$

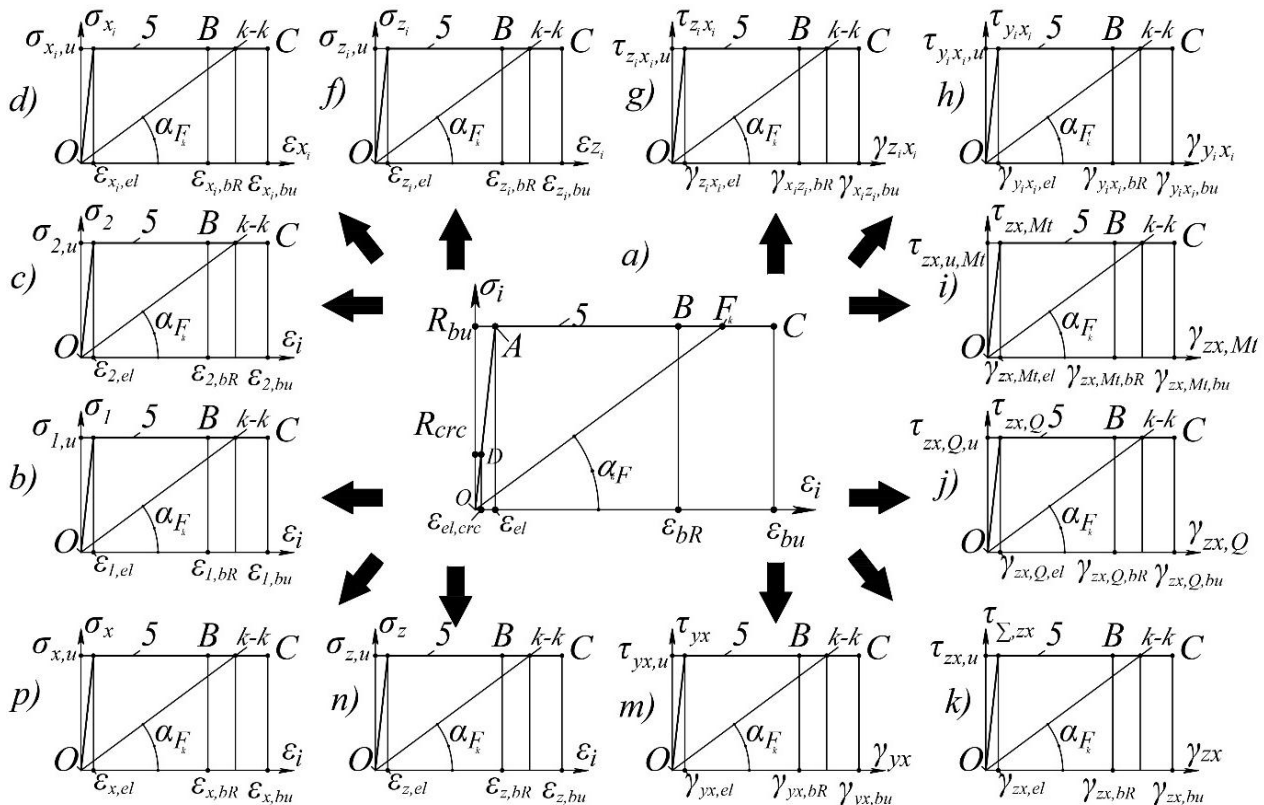


Рисунок 3 - Диаграмма « $\sigma_i - \epsilon_i$ » (a) и диаграммы остальных составляющих напряженно – деформированного состояния: связь « $\sigma_1 - \epsilon_1$ » (b); связь « $\sigma_2 - \epsilon_2$ » (c); связь « $\sigma_{x1} - \epsilon_{x1}$ » (d); связь « $\sigma_{z1} - \epsilon_{z1}$ » (f); связь « $\tau_{z1x1} - \gamma_{z1x1}$ » (g); связь « $\tau_{y1x1} - \gamma_{y1x1}$ » (h); связь « $\tau_{zx,Mt} - \gamma_{zx,Mt}$ » (i); связь « $\tau_{zx,Q} - \gamma_{zx,Q}$ » (j); связь « $\tau_{zx} - \gamma_{zx}$ » (k); связь « $\tau_{yx} - \gamma_{yx}$ » (m); связь « $\sigma_z - \epsilon_z$ » (n); связь « $\sigma_x - \epsilon_x$ » (p)

$$\tau_{yx} = \gamma_{yx} \cdot G = k_* \cdot k_{**} \cdot \gamma_{zx,Mt,el} \cdot \frac{E(\lambda)}{2(1+\mu(\lambda))} \leq \tau_{pl} \left(\frac{c}{h_0} \right) \quad (41)$$

Четвертый переход имеет вид:

$$\gamma_{zx,pl} = k_* \cdot \gamma_{zx,Mt,el}, \quad (42)$$

здесь $k_* = M_t / M_{t,crc}$, параметр $\gamma_{zx,Mt,el}$ определяется по формуле (37). При этом ограничение для касательных напряжений принимается в виде $\tau_{pl} \leq R_{ch}$, $\tau_{pl} = \tau_{pl}(c/h_0)$.
Здесь функция от c/h_0 определяется по работам [1, 2, 4, 18].

Следующий пятый переход необходимо осуществить для касательных напряжений кручения $\tau_{zx,Mt}$ через касательные напряжения $\tau_{yx,Mt}$.

В сложно напряженных железобетонных конструкциях при изгибе с кручением для диаграмм сжатого бетона необходимо получить коэффициенты φ_{ij} и $\nu(\lambda)$ для главных “напряжений – деформаций” через проецирования нормальных и касательных напряжений в точках С, В, А, D определяющих параметры прочности и трещиностойкости бетона (рисунок 4)

В частности, для напряжений (деформаций) в точке С диаграммы для деформаций имеем следующие коэффициенты φ_{ij} :

$$\varphi_{\varepsilon_{x,u}} = \frac{\varepsilon_{x,u}}{\varepsilon_{l,u}} = \frac{\varepsilon_{x_l,u} \cdot \cos^2 \alpha + \varepsilon_{z_l,u} \sin^2 \alpha + \frac{1}{2} \gamma_{z_l x_l, u} \sin 2\alpha}{1,567 \cdot \varepsilon_{i,u} + \varepsilon_{3,u}} = \frac{\frac{1}{2} \varepsilon_{x_l,u} + \frac{1}{2} \varepsilon_{z_l,u} + \frac{1}{2} \gamma_{z_l x_l, u}}{1,567 \cdot \varepsilon_{i,u} + \varepsilon_{3,u}} \quad (43)$$

Здесь, α_i - углы (для 45° или др.) между поперечным сечением и наклонным сечением k (см. работы [1, 2, 4, 18]).

$$\varphi_{\gamma_{zx,u}} = \frac{\gamma_{zx,u}}{\varepsilon_{l,u}} = \frac{(\varepsilon_{x_l,u} - \varepsilon_{z_l,u}) \cdot \sin 2\alpha + \gamma_{z_l x_l, u} \cos 2\alpha}{1,567 \cdot \varepsilon_{i,u} + \varepsilon_{3,u}} = \frac{\varepsilon_{x_l,u} - \varepsilon_{z_l,u}}{1,567 \cdot \varepsilon_{i,u} + \varepsilon_{3,u}} \leq \frac{\tau_{pl} \left(\frac{c}{h_0} \right) \cdot 2(1 + \mu_{b,u}(\lambda))}{E_{b,u}(\lambda) \cdot (1,567 \cdot \varepsilon_{i,u} + \varepsilon_{3,u})} \quad (44)$$

Для деформаций $\varepsilon_{x_l,u}$ и $\gamma_{z_l x_l, u}$ принимаются ограничения, приведенные в работах [1, 2, 4, 18]:

$$\varphi_{\gamma_{zx,Q,u}} = \frac{\gamma_{zx,Q,u}}{\varepsilon_{l,u}} = \frac{(\tau_{zx,u} - \tau_{zx,Mt,u}) \cdot 2(1 + \mu_{b,u}(\lambda))}{E_{b,u}(\lambda) \cdot (1,567 \cdot \varepsilon_{i,u} + \varepsilon_{3,u})} \quad (45)$$

$$\text{Здесь } E_{b,u}(\lambda) = \frac{\sigma_{i,u}}{\varepsilon_{i,u}} = \frac{R_b}{0.0035}; \quad \mu_{b,u}(\lambda) = 0.357$$

С учетом принятых значений приведенных параметров, для коэффициента $\varphi_{\gamma_{yx,u}}$ получим:

$$\varphi_{\gamma_{yx,u}} = \frac{\gamma_{yx,u}}{\varepsilon_{l,u}} = \frac{k_{*,u} \cdot k_{**} \cdot \gamma_{zx,Mt,el}}{1,567 \cdot \varepsilon_{i,u} + \varepsilon_{3,u}} \quad (46)$$

$$\varphi_{\sigma_{x,j}} = \frac{\sigma_{x,j}}{\sigma_{l,j}} = \frac{\sigma_{x_l,j} \cos^2 \alpha + \sigma_{z_l,j} \sin^2 \alpha + \tau_{z_l x_l, j} \sin 2\alpha}{1,149 R_b} \quad (47)$$

Здесь $i = C, B, A, D$; $\sigma_x = \varepsilon_x \cdot E_b(\lambda) = \varepsilon_x \cdot v_b(\lambda) \cdot E_b$; $E_{b,i}(\lambda) = \sigma_{b,i} / \varepsilon_{b,i}$; для точки С: $E_{b,u}(\lambda) = R_b / 0.0035$, $\mu_{b,u}(\lambda) = 0,357$, $k_{*,u} = M_{bend,u} / M_{bend,crc}$; для точки В: $E_{bR}(\lambda) = \sigma_{i,bR} / \varepsilon_{i,bR} = R_b / 0.0020$, $\mu_{bR}(\lambda) = 0.251$; для точки А: $E_{b,el} = \sigma_{i,el} / \varepsilon_{i,el} = R_b / 0,0015$, $\mu_{b,el} = 0,167$; для параметров второй группы предельных состояний – участок АС, например, для точки F на диаграмме « $\sigma_x - \varepsilon_x$ » (см. рисунок 4) коэффициент $\varphi_{ij} - \operatorname{tg} \alpha_{F_k} = \sigma_{x,u} / \varepsilon_{x,F_k} = E_{b,F_k}(\lambda)$, $v_{b,F_k}(\lambda) = \sigma_{x,u} / (\varepsilon_{x,F_k} \cdot E_b)$.

Линейные и угловые деформации в железобетонных конструкциях с трещинами при сложном напряженном состоянии на всех стадиях деформирования вычисляются через специально разработанные сложные функции, позволяющие определять эти деформации с учетом деформации сечений и градиентов деформаций от образования трещин. Их суммарные значения определяются вычитанием значений деформаций описываемых линейной зависимостью закона плоских сечений и приращений деформаций описываемых сложной функцией с учетом их градиентов ($f_{sum,\gamma,\Delta_1,crc}$) при образовании трещин:

$$\varepsilon_{b,x,sum} = \varepsilon_{b,x} \pm \varepsilon_{x,d}$$

Упруго-пластическое деформирование сжатого бетона учитывается параметром λ_* [18].

Построены сложные функции для описания линейных и угловых деформаций в сечении сложно напряженного элемента при изгибе с кручением позволяющие определять эти деформации с учетом деформации сечений и градиентов деформаций от образования трещин при переходе от значений деформаций описываемых линейной зависимостью закона плоских сечений к трапеции к закону описываемому вогнутой или выпуклой параболой с учетом градиентов деформаций от образования трещин [18]. При этом сложная функция $f_{5,*}(y,z)$ используется для определения деформаций в сечении на расстоянии от опоры конструкции до рассматриваемого расчетного поперечного сечения и на различных уровнях деформирования от упругопластической стадии деформирования в точке с параметром $\lambda_{*,\gamma}$ к пластической, а также для вычисления градиентов деформаций при образовании трещин ($f_{sum,\gamma,\Delta_1,crc}$). Запишем функцию первого градиента деформаций от сдвига, возникающего при образовании первой трещины:

$$f_{\gamma,\Delta_2} = f_{sum,\gamma} - f_{sum,\gamma,\Delta_1,crc} = f_{sum,\gamma} - \frac{f_{sum,\gamma}}{k_{\gamma,sum}} = f_{sum,\gamma} \left(1 - \frac{1}{k_{\gamma,sum}} \right), \quad (48)$$

а также функцию деформаций при возникновении второй трещины:

$$f_{sum,\gamma,\Delta_2,tr} = f_{sum,\gamma,\Delta_1,crc} - f_{\Delta\gamma} = \frac{f_{sum,\gamma}}{k_{\gamma,sum}} - f_{sum,\gamma} + \frac{f_{sum,\gamma}}{k_{\gamma,sum}} = f_{sum,\gamma} \left(\frac{2}{k_{\gamma,sum}} - 1 \right). \quad (49)$$

Через параметр податливости, принятый в классических методах строительной механики (метод сил, метод перемещений, смешанный метод), и энергетический метод развития трещин механики разрушения $\zeta_{c,u}$:

$$\zeta_{cu} = \lim_{\delta A \rightarrow 0} \left(\frac{\delta W - \delta V}{\delta A} \right) = C_I \cdot \Delta T \frac{\partial \Delta T}{\partial h_{crc}} - C_{II} P_1 \cdot \frac{\partial P_1}{\partial h_{crc}} - C_{III} P_2 \cdot \frac{\partial P_2}{\partial h_{crc}} - C_0 M_{con} \cdot \frac{\partial M_{con}}{\partial h_{crc}}. \quad (50)$$

получена система канонических уравнений.

В формуле (50), δV – уменьшение потенциальной энергии тела при продвижении трещины на малое приращение δa ; δW – дополнительная работа, совершаемая над телом при продвижении трещины на малое приращение δa .

Развития трещины определяется новым энергетическим критерием приращения удельной поверхности, записываемым в виде [1, 2, 4, 6]:

$$\frac{d\zeta_{c,u}}{dh_{crc}} = 0 \quad (51)$$

Здесь $\zeta_{c,u}$ – новый критерий развития трещины, определяемый приращением удельной поверхности (в параметрах потенциальной энергии и работы); h_{crc} – длина трещины.

Ширина раскрытия трещин a_{crc} в рассматриваемой модели железобетонных конструкций рассматривается как накопление относительных условных взаимных смещений $\varepsilon_g(x)$ арматуры и бетона на берегах трещины.

Относительные взаимные смещения арматуры и бетона находятся из зависимости:

$$\varepsilon_g(x) = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_{bt}(x) \quad (52)$$

Здесь $\varepsilon_s(x)$ – относительные деформации арматуры; $\varepsilon_{bt}(x)$ – относительные деформации бетона в расчетном сечении x .

При этом решение однородного дифференциального уравнения первого порядка для определения взаимных смещений арматуры и бетона имеет вид:

$$\varepsilon_g(x) = C \cdot e^{-Bx} \quad (53)$$

Постоянная интегрирования C находится из граничного условия.

Следуя [8, 10] расстояние между трещинами определяется из соотношения:

$$l_{crc} = \frac{2(\ln B_4 - Bt_*)}{-B} \quad (54)$$

Коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами вычисляется по формуле:

$$\begin{aligned} \psi_S = & \frac{2 \cdot K \cdot B_3}{\varepsilon_S \cdot l_{crc} \cdot B} \cdot \left[1 - e^{-B \cdot (0,5l_{crc} - t_*)} \right] + \frac{2}{\varepsilon_S \cdot l_{crc}} \left(\varepsilon_S + \frac{\Delta T}{E_S A_S} - K \cdot B_3 \right) \cdot (0,5l_{crc} - t_*) + \\ & + \frac{\delta Q \cdot K}{\varepsilon_S \cdot l_{crc} \cdot B \cdot t_*} (0,5l_{crc} - t_*)^2 + \frac{2 \cdot \varepsilon_S \cdot E_S \cdot A_S + \Delta T}{\varepsilon_S \cdot l_{crc} \cdot E_S \cdot A_S} \cdot t_* ; \end{aligned} \quad (55)$$

а зависимость для определения ширины раскрытия трещин имеет вид:

$$\begin{aligned} a_{crc} = & -\frac{2\Delta T}{G} + \frac{2}{B} \left(\frac{q_{sw} S}{A_{sw} E_{sw}} + B_{a,1} \right) \left(1 - e^{\ln B_4} \right) - \frac{2B_2}{B} \ln B_4 = \\ = & -\frac{2\Delta T}{G} - \frac{2B_{a,2}}{B} - \frac{2B_2}{B} \ln \left(1 + \frac{B_{a,2} \cdot A_{sw} E_{sw}}{q_{sw} S + B_{a,1} A_{sw} E_{sw}} \right). \end{aligned} \quad (56)$$

Новый уровень трещинообразования соответствует выполнению следующего неравенства:

$$l_{crc,i} \leq \eta_* \cdot l_{crc,i-1} \quad (57)$$

Главный вектор u усилий в арматуре характеризуется двумя величинами u_{gi} , v_{gi} и связан с нормальными $\sigma_{s,i}$ арматуры и касательными напряжениями $\tau_{s,i}$ в трещинах (рисунок 4).

Согласно [19] нормальные перемещения в арматуре в трещине:

$$U_s = 0.5l_{crc}\varepsilon = 0.5l_{crc}\sigma_s\psi_s / E_s = 0.5l_{crc}N_s\psi_s / A_sE_s. \quad (58)$$

Здесь ε - средние относительные деформации арматуры на участках между трещинами; l_{crc} - расстояние между трещинами, ψ_s - коэффициент В.И. Мурашева, учитывающий влияние сцепления арматуры с бетоном на ее деформации. Учитывая, что отдельная группа величин представляет собой горизонтальную податливость арматурного стержня B_s можно записать:

$$B_s = 0.5l_{crc}\psi_s / E_sA_s. \quad (59)$$

Тогда запись зависимости (59) можно упростить:

$$U_s = N_sB_s. \quad (60)$$

Экспериментальные исследования показывают, что податливость связанная с тангенциальными перемещениями V_s значительно ниже податливости B_s связанной с нормальными перемещениями U_s и ее можно выразить через некоторый переходной коэффициент η_τ :

$$V_s = Q_sB_s\eta_\tau. \quad (61)$$

Для составляющих перемещений можно записать [19]:

$$\left. \begin{aligned} U_s &= 0.5a_{crc} \sin \theta - 0.5\Delta_s \cos \theta \\ V_s &= 0.5a_{crc} \cos \theta + 0.5\Delta_s \sin \theta \end{aligned} \right\}. \quad (62)$$

Главный вектор u усилий в арматуре характеризуется двумя величинами u_{gi} , v_{gi} и связан с нормальными $\sigma_{s,i}$ и касательными напряжениями $\tau_{s,i}$ в трещине (рисунок 4).

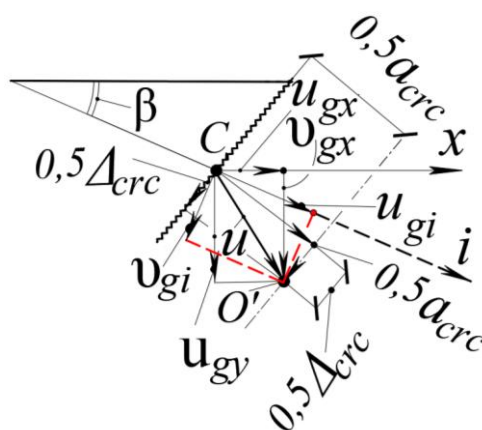


Рисунок 4 - Связанные перемещения стержней арматуры u_{gi} и v_{gi} (для смятого бетона) в трещине с раскрытием a_{crc} и сдвигом берегов Δ_{crc} трещин и учитывающие главный вектор и угол усилий β в арматуре, пересекающей трещину

Составляющие главного вектора по ортогональным направлениям связаны между собой:

$$u_{gz} = \frac{0.5 \cdot a_{crc} - u_{gx} \cdot \sin \alpha}{\cos \alpha}; \quad (63)$$

$$v_{gi} = u_{gz} \cdot \cos \beta_i - u_{gx} \cdot \sin \beta_i; \quad (64)$$

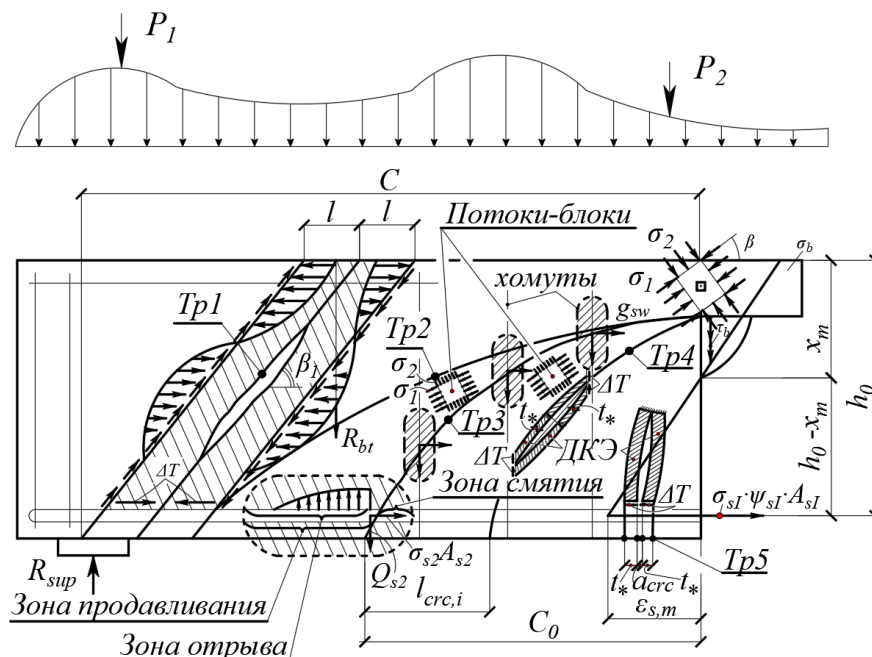
Тогда можно записать:

$$\cos \beta = 0,5 A_\beta \pm \sqrt{(0,5 A_\beta)^2 - B_\beta}; \quad (65)$$

Здесь $A_\beta = 2 \cdot v_{gi} \cdot u_{gz} / (u_{gx}^2 + u_{gz}^2); B_\beta = (v_{gi}^2 - u_{gx}^2) / (u_{gx}^2 + u_{gz}^2).$

Модель пластичности построена также для наклонного (рисунок 5) и пространственного сечения (рисунок 6) железобетонных конструкций.

а)



б)

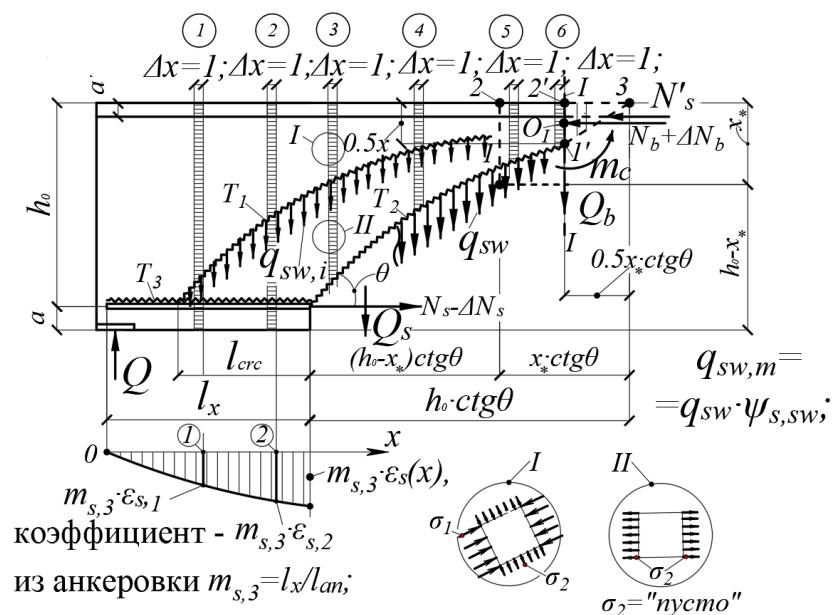


Рисунок 5 - Вторая расчетная модель сопротивления железобетонных конструкций

При определении внутренних усилий в конструкции суммирование изгибающих M_{bend} выполнено для всех i -ых квадратов, расположенных в сжатой зоне поперечных сечений:

$$M_c = \sum_{i=1}^m M_i \quad (66)$$

Здесь, ω_i – наполнения эпюра линейных деформаций, $z_{b,i}$ или $z_{s,i}$ – плечи для всех i -ых квадратов до нейтральной оси; $A_{b,i}$ или $A_{s,i}$ – площади для i -ых квадратов.

Из условий статики получен изгибающий момент, воспринимаемый сжатым бетоном

$$-(\varepsilon_{b,x,i} \cdot v_{b,i} \cdot E_b \cdot A_{b,i} \cdot z_{b,i} = M_{bend,b,i}) \quad (67)$$

или растянутой арматурой через коэффициент ψ_s ,

$$-(\varepsilon_{s,x,i} \cdot \psi_s \cdot v_{s,i} \cdot E_s \cdot A_{s,i} \cdot z_{s,i} = M_{bend,s,i}), \quad (68)$$

где, $\frac{1}{\rho_A}$ – i -я кривизна;

В этих зависимостях пределы интегрирования координаты z от h_n до h_{n+1} , координаты y от b_n до b_{n+1} и координаты x от a_n до a_{n+1} .

Коэффициент общего наполнения эпюры $\omega_\varepsilon(x, y, z)$ при вычислении моментов и общее плечо внутренней пары z_b от точки центр Ас до нейтральной оси: определяются из выражений:

$$\omega_\varepsilon(x, y, z) = \frac{\iiint f_{sum,\Delta-d} dx dy dz}{\varepsilon_{b,x} \cdot A_{b,c}}, \quad (69)$$

$$z_b = z_c - \frac{S_{b,c}}{A_{b,c}} \quad (70)$$

Здесь z_c – область сжатого бетона по вертикали; $S_{b,c}$ – статический момент сжатого бетона в поперечном сечении

Аналогично записывается коэффициент общего наполнения эпюры деформаций сдвига $\omega_{\gamma,def}$ (или $\omega_{\tau,def}$):

$$\omega_{\gamma,def} = \frac{2 \int_{-0.5b}^{0.5b} \int_{-0.5h}^{0.5h} f_{5,*}(y, z) dy dz}{\gamma_{t,b,sum,u} \cdot v_b(\lambda) \cdot G_b \cdot A_{b,c} \cdot z_{b,t}} \quad (71)$$

В итоге суммарные изгибающие и крутящие моменты в сечениях железобетонного элемента с трещинами просуммированные из малых квадратов в сжатой и растянутой зонах имеют вид:

$$M_{bend,sum} = v_b(\lambda) \cdot E_b \cdot A_b \cdot z_b \iiint f_{sum,\Delta-d} dx dy dz + \sum_{\substack{k=1 \\ i=1}}^{n,k} (\sigma_{s,m,i,k} \cdot A_{s,i,k} \cdot z_{s,i,k}). \quad (72)$$

$$M_{t,sum} = \chi_2 \cdot \varphi_{A,i}(z, y) \cdot f_{5, **} \int \int (z, y) + \sum_{k=1}^{n,k} (\sigma_{s,m,i,k} \cdot A_{s,i,k} \cdot z_{s,i,k}). \quad (73)$$

Здесь n – общее количество малых квадратов; m – количество квадратов сжатой области; $n-m$ – количество квадратов растянутой области (продольной арматуры); k – свернутые уровни растянутой (сжатой) арматуры.

Матрица жесткости железобетонных конструкций при сложном сопротивлении - изгибе с кручением (D_{pq}) получена путем аппроксимации сжатой и растянутой зон расчетных поперечных сечений с участками линейного и нелинейного деформирования бетона малыми квадратами. Преобразование матрица жесткости производится прямым - когда известны усилия M_x , M_t , N , Q , и обратным переходом - когда неизвестны деформации $1/r_x$, φ , ε_0 и ΔQ .

Таким образом мы получаем матрицы $D_{p,q}$ ($p=1$ до $p=4$ и $q=1$ до $q=4$), также переходы: прямой переход 1 от внутренних усилий M_x , M_t , N , Q и обратный переход 2 от относительных деформаций $1/r_x$, φ , ε_0 , ΔQ . Соответственно получены алгебраические уравнения для решения задач жесткости железобетонных конструкций.

Определение относительных деформаций в сечении железобетонного элемента с трещиной выполнено с использованием малых квадратов в сжатом бетоне, рабочей арматуре для продольных деформаций $\varepsilon_{0,x,j,i}$ (от нейтральной оси), кривизн $1/r_{x,j,i}$, углов закручивания $\varphi_{A,j,i}$ и поперечных перемещений ΔQ_{Σ} . Коэффициент приведения криволинейной эпюры к трапеции определяется по формуле (рисунок 6):

$$k_{\omega} = \frac{A_{cur}}{A_{trap}}. \quad (74)$$

Здесь, A_{cur} – площадь эпюры под графиком кривой (рисунок 6 а), A_{trap} – площадь эпюры трапеции, проведенной через точки верхней и нижней фибр этой кривой.

Уравнение прямой, аппроксимирующей конкретную кривую, может быть записано аналогично уравнению прямой $\varepsilon_{n,i}(z)$, умноженной на коэффициент k_{ω} . Тогда значение Δz_{ω} (см. рисунок 6) можно найти из следующего уравнения:

$$\varepsilon_{n,i}(z_{n,b,A,0,i}) = k_{\omega} \cdot \varepsilon_{n,i}(z_{n,b,A,0,i} + \Delta z_{\omega}). \quad (75)$$

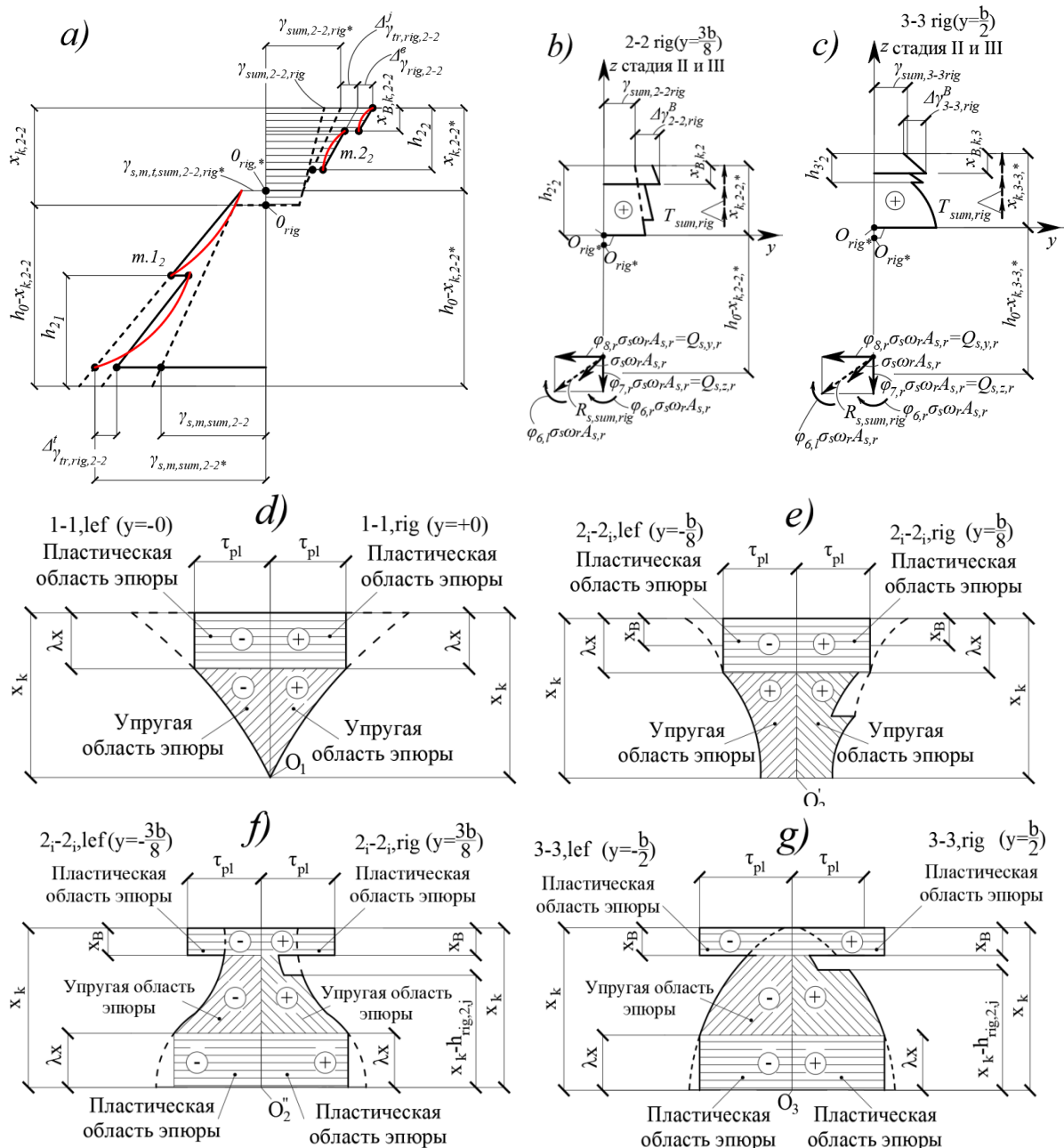


Рисунок 6 – Расчетные области сопротивления железобетонных конструкций рассматриваемой расчетной модели: упругие и пластические эпюры угловых деформаций и напряжений для стадии II (III) напряженно деформированного состояния: а) угловые деформации в поперечном сечении 2i-2i с градиентами -трещинами; б,с) градиенты на эпюрах угловых деформаций при $y = 3b/8$ и $y = b/2$; д, е, ф, г) эпюры касательных напряжений при $y = \pm 0$, $y = \pm b/8$; $y = \pm 3b/8$; $y = \pm b/2$, соответственно

Кривизна железобетонного в сечении элемента, с учетом изгиба нейтральной оси от продольных деформаций $\varepsilon_{b,0,x,j,i}$, приращений от раскрытия трещин $\Delta\varepsilon_{b,0,x,j,i} = a_{cr,0} / l_{cr,0}$ приращений от деформаций арматуры в трещине $\Delta\varepsilon_{s,0,x,j,i}$, определяется согласно [19] по формуле:

$$\frac{1}{r_{x,j,i}} = \pm \left(\left(\frac{a_{crc} \cdot k_r}{l_{crc}} \right)_{n,up,i} + \left(\frac{a_{crc} \cdot k_r}{l_{crc}} \right)_{n,d,i} \right) \cdot k_{\omega} / \Delta h_i \quad (76)$$

Здесь, Δh_i – размер малого квадрата, на которые разбивается сечение в зоне раскрытия трещины.

Здесь матрица жесткости прямоугольных поперечных сечений с помощью малых квадратов в элементах D_{pq} (p, q - 1, 2, 3, 4) для физических характеристик от D_{11} до D_{44} , n – общее количество малых квадратов; m – количество квадратов сжатой области; n-m – количество квадратов растянутой области продольной арматуры; k – свернутые уровни растяжения арматуры, сжатая арматура, хомуты с нормальными трещинами и хомуты с боковыми трещинами; j – поперечные сечения j=1-6.

Выводы

1. На основе принятых рабочие предпосылок основанных на всестороннем анализе экспериментальных данных полученных в опытах автора и других исследователей построена общая модель пластичности железобетонных конструкций. Моделируемая среда железобетона включает в себя силовые потоки механики твердого сплошного тела в связи «интенсивность напряжений - интенсивность деформаций» для блоков сжатого и растянутого бетона с изотропной средой между трещинами и локальной областью около берегов трещины. В этой среде рассматриваются магистральные трещины моделируемые параметрами механики разрушения железобетона при раскрытии и развитии которых учитывается эффект не сплошности бетона и неразрывность арматуры с помощью специального элемента, а также другие параметры для решения задачи сопротивления околоарматурной зоны железобетонного элемента полученные в опытах.

2. Разработанная модель пластичности железобетона на энергетической основе, с помощью специального двухконсольного элемента, обеспечивает переход между параметрами механики разрушения железобетона с трещинами через параметр его податливости с классическими методами строительной механики.

3. Определения линейных и угловых деформаций в сечениях железобетонных сложнапряженных конструкций с трещинами на всех уровнях нагружения выполняется через специально разработанные сложные функции, позволяющие определять эти деформации с учетом деформации сечений и градиентов деформаций от образования трещин. Сложные функции построены на основе обобщенных гипотез о деформировании сечений железобетонных элементов до и после образования трещин с учетом градиентов деформаций при трещинообразовании.

4. Не распадающиеся разрешающие уравнения, для определения расчетных параметров модели построены с привлечением функции Лагранжа. Они позволяют однозначно определять проекцию на горизонтальную ось опасной плоской или пространственной трещины.

5. Для трансверсально-изотропной среды растянутого бетона определены расстояния между трещинами, коэффициент сопротивления растянутого бетона при развитии и раскрытии трещин с учетом накопления и относительных условных сосредоточенных взаимных смещений арматуры и бетона на берегах трещины. При этом автором установлен особый участок для учета эффекта несплошности бетона и деформации трещины.

6. Для сложнапряженных железобетонных конструкций при изгибе с кручением построена матрица жесткости путем аппроксимации прямоугольных поперечных сечений с помощью малых квадратов, на которые разбивается расчетное сечение с нормальными и пространственными трещинами.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. М.: АСВ, 2004. 472 с.
2. Голышев А.Б., Колчунов В.И. Сопротивление железобетона. К.: Основа, 2009. 432 с.
3. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 410 с.
4. Верюжский Ю.В., Голышев А.Б., Колчунов В.И., Ключева Н.В., Лисицин Б.М., Машков И.Л., Яковенко И.А. Справочное пособие по строительной механике. В двух томах.: Учебное пособие. М.: Изд-во АСВ, 2014. 432 с.
5. Колчунов В.И., Федоров В.С. Понятийная иерархия моделей в теории сопротивления строительных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 8. С. 16-23. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.08.16-23>.
6. Верюжский Ю.В., Колчунов В.И. Методы механики железобетона. Учебное пособие. - К.: Книжное издательство НАУ, 2005. 653 с.
7. Травуш В.И., Карпенко Н.И., Колчунов В.И., Каприелов С.С., Демьянов А.И., Конорев А.В. Результаты экспериментальных исследований конструкций квадратного и коробчатого сечений из высокопрочного бетона при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2018. № 6(80). С. 32-43.
8. Баширов Х.З., Колчунов В.И., Федоров В.С., Яковенко И.А. Железобетонные составные конструкции зданий и сооружений. М.: АСВ, 2017. 248 с.
9. Голышев А.Б., Колчунов В.И. Сопротивление железобетонных конструкций, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях (монография). Киев: Основа, 2010, 286 с.
10. Голышев А.Б., Колчунов В.И., Яковенко И.А. Сопротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях. Киев: Талком, 2015. 371 с.
11. Петров В.В. Нелинейная инкрементальная строительная механика. М.: Инфра-Инженерия, 2014. 480 с.
12. Петров В.В., Селяев П.В. Инкрементальная модель взаимодействия нелинейно деформируемых материалов с агрессивными средами // Долговечность строительных материалов, изделий и конструкций. Саранск: Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарёва, 2014. С. 145-151.
13. Петров В.В. Методы выделения главной части решения при расчете нелинейно деформируемых балок // Вестник Саратовского государственного технического университета. 2011. № 3(61). С. 160-169.
14. Колчунов В.И. Физическая суть сопротивления бетона и железобетона от дислокаций до трещин // Строительство и реконструкция. 2022. № 4(102). С. 15-35.
15. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Ключева Н.В., Никулин А.И., Пятикрестовский К.П. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях. М.: АСВ, 2004. 216 с.
16. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. М.: Стройиздат, 1974, 316 с.
17. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84*). – Часть 2. М.: ЦИТП Госстоя СССР, 1988. 144 с.
18. Колчунов В.И., Демьянов А.И., Протченко М.В. Моменты в железобетонных конструкциях при изгибе с кручением // Строительство и реконструкция. 2021. № 3 (95). С. 25-44.
19. Колчунов В.И., Аль-Хашими О.И., Протченко М.В. Жесткость железобетонных конструкций при изгибе поперечной и продольной силами // Строительство и реконструкция. 2021. № 6(98). С. 5-19.
20. Боришанский М.С. Расчет железобетонных элементов при действии поперечных сил // Расчет и конструирование элементов железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1964. С. 122-143.

REFERENCES

1. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Calculation models of the force resistance of reinforced concrete. M.: ASV, 2004. 472 p.
2. Golyshev A.B., Kolchunov V.I. Reinforced concrete resistance. K.: Osnova, 2009. 432 p.
3. Karpenko N.I. General models of reinforced concrete mechanics. M.: Stroyizdat, 1996. 410 p.
4. Veryuzhsky Yu.V., Golyshev A.B., Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Lisitsin B.M., Mashkov I.L., Yakovenko I.A. Reference manual on structural mechanics. In two volumes. M.: ASV, 2014. 432 p.
5. Kolchunov V.I., Fedorov V.S. Conceptual hierarchy of models in the theory of resistance of building structures // Industrial and civil engineering. 2020. No. 8. Pp. 16–23.
6. Veryuzhskij YU.V., Kolchunov V.I. Methods of mechanics of reinforced concrete. K.: NAU, 2005. 653 p.
7. Travush V.I., Karpenko N.I., Kolchunov V.I., Kaprielov S.S., Demyanov A.I., Konorev A.V. The results of experimental studies of structures square and box sections in torsion with bending // Building and reconstruction. 2018. No. 6(80). Pp. 32-43.
8. Bashirov H.Z., Kolchunov V.I., Fedorov V.S., Yakovenko I.A. Reinforced Concrete Composite Structures of Buildings and Structures. M.: ABC, 2017. 248 p.

9. Golyshev A.B., Kolchunov V.I. Resistance of reinforced concrete structures erected in complex engineering and geological conditions. Kiev: Osnova, 2010. 286 p.
10. Golyshev A.B., Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. Resistance of reinforced concrete structures, buildings and structures erected in complex engineering and geological conditions. Kiev: Talkom, 2015. 371 p.
11. Petrov V.V. Nonlinear incremental structural mechanics. Moscow: Infra-Engineering, 2014. 480 p.
12. Petrov V.V., Selyaev P.V. Incremental Model of Interaction of Nonlinearly Deformable Materials with Aggressive Medium // Durability of Building Materials, Products and Constructions. Saransk: N.P. Ogarev Mordovian State University, 2014. Pp. 145-151.
13. Petrov V.V. Methods of selecting the main part of the solution in the calculation of nonlinearly deformed beams // Bulletin of the Saratov State Technical University. 2011. No. 3(61). Pp. 160-169.
14. Kolchunov V.I. Physical essence of resistance of concrete and reinforced concrete from dislocations to cracks // Building and reconstruction. 2022. No. 4(102). Pp. 15-35.
15. Geniev G.A., Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Nikulin A.I., Pyatikrestovsky K.P. Strength and Deformability of Reinforced Concrete Structures under Beyond Design Influences. Moscow: ABC, 2004. 216 p.
16. Geniev G.A., Kissyuk V.N., Tyupin G.A. Theory of Plasticity of Concrete and Reinforced Concrete. M.: Stroyizdat, 1974. 316 p.
17. Design Guide for Prestressed Reinforced Concrete Structures of Heavy and Light Concrete (to SNiP 2.03.01-84*). - Part 2. M. Moscow: Central Institute of Reinforced Concrete of the USSR State Committee for Standardization, 1988. 144 p.
18. Kolchunov V.I., Demyanov A.I., Protchenko M.V. Moments in reinforced concrete structures under bending with torsion // Construction and Reconstruction. 2021. No. 3 (95). Pp. 25-44.
19. Kolchunov V.I., Al-Hashimi O.I., Protchenko M.V. Stiffness of reinforced concrete structures under bending with transverse and longitudinal forces // Building and Reconstruction. 2021. No. 6(98). Pp. 5-19.
20. Borishansky M.S. Calculation of reinforced concrete elements under the action of transverse forces // Calculation and design of elements of reinforced concrete structures. M.: Stroyizdat, 1964. Pp. 122-143.

Информация об авторе:

Колчунов Владимир Иванович

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия,
член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры уникальных зданий и сооружений.

Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН, г. Москва, Россия,
главный научный сотрудник.

E-mail: vlik52@mail.ru

Information about author:

Kolchunov Vladimir Iv.

Southwestern state university, Kursk, Russia,
corresponding member of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Unique Buildings and Structures.
Scientific Research Institute of Construction Physics RAACS, Moscow, Russia,
principal researcher.

E-mail: vlik52@mail.ru

С.Н. КРИВОШАПКО¹¹Инженерная академия ФГАОУ ВО «Российский университет дружбы народов», г. Москва, Россия

ПОВЕРХНОСТИ ДИАГОНАЛЬНОГО ПЕРЕНОСА ВЕЛАРОИДАЛЬНОГО ТИПА НА РОМБИЧЕСКОМ ПЛАНЕ

Аннотация. Статья иллюстрирует применение ранее полученных автором формул общего вида для описания поверхностей диагонального переноса суперэллипсов переменной кривизны на ромбическом плане. Дополнительно получены явные и параметрические уравнения для целой группы поверхностей диагонального переноса конгруэнтных суперэллипсов. В обоих случаях рассматриваются поверхности велароидального типа на ромбическом плане. Все предлагаемые поверхности визуализированы методами компьютерной графики. Благодаря наличию произвольных показателей степеней в явных уравнениях образующих суперэллипсов главного каркаса поверхности переноса конструирование поверхностей диагонального переноса расширено на случай использования плоских алгебраических кривых вместо суперэллипсов при задании главного каркаса проектируемых поверхностей диагонального переноса. Рассмотренные поверхности могут найти применение в архитектуре, строительстве, в машиностроении.

Ключевые слова: поверхность диагонального переноса, ромб, суперэллипс, велароидальная поверхность, главный каркас поверхности.

S.N. KRIVOSHAPKO¹¹Engineering Academy of the Peoples' Friendship University of Russia, Moscow, Russia

SURFACES OF DIAGONAL TRANSLATION OF VELAROIDAL TYPE ON A RHOMBIC PLANE

Abstract. The paper illustrates the application of the formulae of general type derived by the author earlier for the definition of surfaces of diagonal translation of superellipses of variable curvature on a rhombic plane. Explicit and parametric equations were derived additionally for the large group of surfaces of diagonal translation of congruent superellipses. For the both cases, the surfaces of velaroidal type are examined on rhombic plane. All of presented surfaces were visualized with the help of methods of computer graphics. Due to availability of arbitrary exponents of powers in explicit equations of generatrix superellipses of the main frame of a translation surface, design of surfaces of diagonal translation was broadened for the case of using plane algebraic curves instead of superellipses in the process of choice of main frame of projected surface of diagonal translation. The presented surfaces can find the application in architecture, civil engineering, and in machine building.

Keywords: surface of diagonal translation, rhombus, superellipse, velaroidal surface, main frame of the surface, architecture of shells.

Введение

В последнее десятилетие появилось много статей, посвященных использованию суперэллипсов при проектировании судовых поверхностей [1, 2], форм строительных оболочек [3, 4] и машиностроительных изделий [5, 6]. Появляются новые линейчатые [7] поверхности и поверхности на круглом основании [8] с главным каркасом из трех суперэллипсов в координатных плоскостях.

В работах [1, 3] предполагается, что плоские кривые главного каркаса рассматриваемых поверхностей заданы в виде:

© Кривошапко С.Н., 2023

первая кривая главного каркаса в плоскости xOy (кривая $z = 0$):

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

вторая кривая главного каркаса в плоскости yOz (кривая $x = 0$):

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

третья кривая главного каркаса в плоскости xOz (кривая $y = 0$):

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

где для выпуклых кривых $r, t, n, m, s, k > 1$;

для вогнутых кривых $r, t, n, m, s, k < 1$.

Кривые (1) – (3) представляют собою суперэллипсы [9]. В формулах (1) – (3) необходимо принимать

$$r = t, n = m, s = k.$$

Поверхности прямого переноса относят к классу *кинематических поверхностей*. Кинематические поверхности включают в себя также поверхности диагонального переноса велароидального типа на ромбическом плане, которые известны намного меньше. В научной литературе описаны только диагональная круговая поверхность переноса Волкова [10] и диагональная параболическая поверхность переноса [11].

Поверхности диагонального переноса образуются по принципу переноса плоской кривой по направляющей так, что при скольжении образующей кривой по плоскому неподвижному контуру две ее симметричные точки непрерывно его касаются

Велароидальной называется *поверхность переноса* на плоском прямоугольном плане с образующей кривой переменной кривизны. Таким образом, поверхность ограничена четырьмя взаимно ортогональными контурными прямыми, лежащими в одной плоскости [12].

Цель исследования

Как отмечается во «Введении», до настоящего времени исследованы только две поверхности диагонального переноса на ромбическом плане. Целью данной статьи является увеличение числа поверхностей диагонального переноса на ромбическом основании с привлечением суперэллипсов в качестве образующих кривых. Эти поверхности могут привлечь внимание архитекторов строительных оболочек и дизайнеров – машиностроителей в связи с расширением выбора архитектурных стилей и стилевых течений, предлагаемых в настоящее время [13, 14], или войти в состав резерва поверхностей для будущего использования [15].

Явные и параметрические уравнения поверхностей прямого переноса переноса велароидального типа на ромбическом плане с применением конгруэнтных суперэллипсов

Пусть суперэллипс (2) является образующей кривой поверхности диагонального переноса, две симметричные точки которого скользят по сторонам ромбического основания, которое можно задать суперэллипсом (1), положив $r = t = 1$ (рисунок 1).

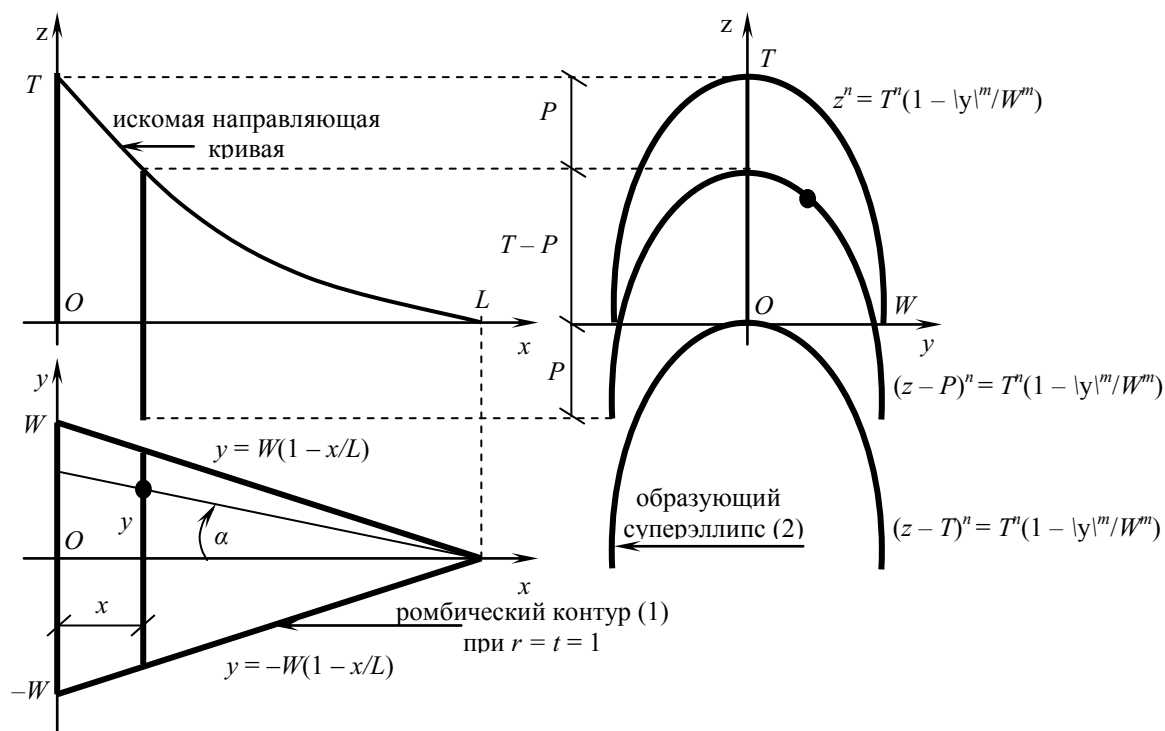


Рисунок 1 – Формирование поверхности диагонального переноса

Согласно рисунку 1 уравнение суперэллипса в сечении $x = \text{const}$ будет:

$$z + P = T \left(1 - \frac{|y|^m}{W^m} \right)^{1/n}, \quad (4)$$

где

$$P = P(x) = T \left[1 - \left(1 - \frac{x}{L} \right)^m \right]^{1/n}, \quad 0 \leq P(x) \leq T.$$

После подстановки последнего уравнения в формулу (4) получаем явное уравнение искомой поверхности:

$$z = T \left(1 - \frac{|y|^m}{W^m} \right)^{1/n} - T \left[1 - \left(1 - \frac{x}{L} \right)^m \right]^{\frac{1}{n}}. \quad (5)$$

В сечении поверхности (5) плоскостью $z = 0$, находится ромб:

$$|y| = W(1 - x/L). \quad (6)$$

Уравнение (6) можно получить из уравнения (1) при $r = t = 1$.

В сечении поверхности (5) плоскостью $x = 0$, находится суперэллипс (2). А в сечении поверхности (5) координатной плоскостью $y = 0$ располагается направляющая плоская кривая поверхности переноса:

$$T - P = T - T \left[1 - \left(1 - \frac{x}{L} \right)^m \right]^{\frac{1}{n}} = T \left\{ 1 - \left[1 - \left(1 - \frac{x}{L} \right)^m \right]^{\frac{1}{n}} \right\} = z(x). \quad (7)$$

Введем новый переменный параметр α (рисунок 1), так чтобы

$$-W/L \leq \tan \alpha = v \leq W/L. \quad (8)$$

В этом случае параметрические уравнения искомой поверхности диагонального переноса будут:

$$x = uL, \quad y = vL(1 - u),$$

$$z = T \left[1 - \frac{L^m}{W^m} |v|^m (1-u)^m \right]^{\frac{1}{n}} - T [1 - (1-u)^m]^{\frac{1}{n}}, \quad (9)$$

где $0 \leq u \leq 1, -W/L \leq v \leq W/L$.

Примеры поверхностей переноса с образующими суперэллипсами на ромбическом плане

Проиллюстрируем использование формул (9) на конкретных примерах. Во всех случаях будем принимать $L = 9$ м, $W = 3$ м, $T = 5$ м (рисунок 1).

Пример 1.

Пусть $n = m = 2$, то есть суперэллипс (2) представляет собой обыкновенный эллипс. Тогда формулы (9) примут вид:

$$x = uL, \quad y = vL(1-u), \quad z = T \sqrt{1 - \frac{L^2}{W^2} v^2 (1-u)^2} - T \sqrt{1 - (1-u)^2}.$$

где $0 \leq u \leq 1, -W/L \leq v \leq W/L$.

На рисунке 2 а представлена поверхность, построенная в пределах $0 \leq x \leq L$ при положительных значениях z , а на рисунке 2 б поверхность построена в пределах $-L \leq x \leq L$.

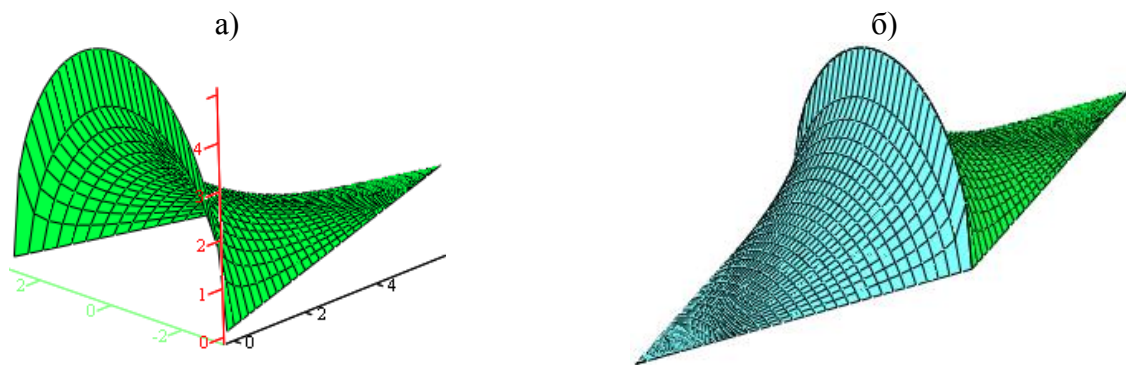


Рисунок 2 – Поверхность переноса с обыкновенным образующим эллипсом.
а) $0 \leq x \leq L$; б) $-L \leq x \leq L$

По формуле (7) можно определить плоскую направляющую кривую построенной поверхности переноса:

$$\left(\frac{T-z}{T} \right)^2 + \left(\frac{L-x}{L} \right)^2 = 1.$$

Полученная формула показывает, что для рассматриваемой поверхности переноса на ромбическом плане направляющей кривой будет являться часть обыкновенного эллипса, расположенного в третьей четверти координатной плоскости. Центр эллипса будет в точке с координатами $(x, z) = (L, T)$.

Пример 2.

Пусть $n = m = 4$. Тогда формулы (9) примут вид:

$$x = uL, \quad y = vL(1-u), \quad z = T \left[1 - \frac{L^4}{W^4} |v|^4 (1-u)^4 \right]^{\frac{1}{4}} - T [1 - (1-u)^4]^{\frac{1}{4}},$$

где $0 \leq u \leq 1, -W/L \leq v \leq W/L$.

На рисунке 3 представлена поверхность, построенная в пределах $0 \leq x \leq L$ при положительных значениях z .

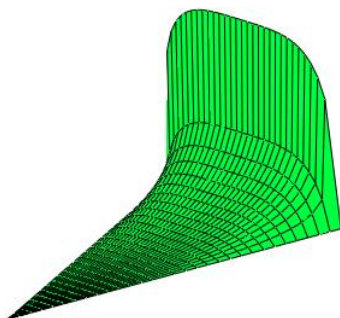


Рисунок 3 – Поверхность переноса с образующим суперэллипсом (2) при $n = m = 4$

Пример 3.

Пусть $n = m = 3/4 = 0,75$. Тогда формулы (9) примут вид:

$$x = uL, \quad y = vL(1 - u),$$

$$z = T \left[1 - \frac{L^{0,75}}{W^{0,75}} |v|^{0,75} (1 - u)^{0,75} \right]^{4/3} - T [1 - (1 - u)^{0,75}]^{4/3}.$$

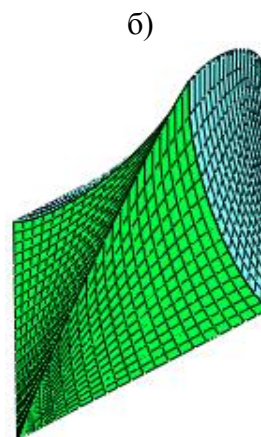
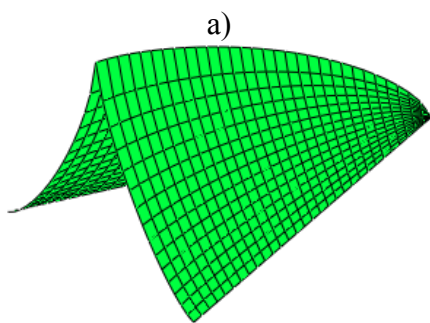


Рисунок 4 – Поверхности переноса с образующим суперэллипсом (2) при $n = m = 3/4$.

а) $0 \leq x \leq L$; б) $-L \leq x \leq L$

На рисунке 4 а, б представлены поверхности, построенные в пределах $0 \leq x \leq L$ и $-L \leq x \leq L$ при положительных значениях z .

Пример 4.

Пусть $n = m = 2$ и кроме того $W = T = L = r$, то есть суперэллипс (2) представляет собой окружность. Тогда явное уравнение поверхности диагонального перехода (5) примет вид:

$$z = \sqrt{W^2 - y^2} - \sqrt{W^2 - (L - x)^2}. \quad (10)$$

Уравнение направляющей кривой можно получить из уравнения (10) при $y = 0$:

$$(z - W)^2 + (x - W)^2 = W^2$$

или из уравнения (7). Это есть уравнение окружности. Явное уравнение поверхности (10) показывает, что получена круговая поверхность Волкова, которая представляет собой поверхность прямого переноса окружности радиусом r по окружности радиуса r [10]. Её также можно отнести к классу циклических поверхностей к подклассу циклических поверхностей с плоскостью параллелизма [16]. Фрагмент поверхности переноса окружности по окружности иногда называют «Богемским куполом» [17].

Явные и параметрические уравнения поверхностей прямого переноса велароидального типа на ромбическом плане с применением суперэллипсов переменной кривизны

Поверхности этого типа хорошо изучены. Построение поверхностей начинается с задания главного каркаса поверхности в форме трех суперэллипсов (1) – (3) в главных координатных плоскостях.

Учитывая, что суперэллипс (1) принимается в форме ромба, имеем $r = t = 1$. Суперэллипсы (2) и (3) выбираются произвольно по необходимости. В предыдущем разделе произвольно назначался только суперэллипс (2). В статье [7] показано, что если главный каркас поверхности задан суперэллипсами (1) – (3), то есть в виде:

первая кривая главного каркаса в плоскости xOy (кривая $z = 0$):

$$|y| = W \left(1 - \frac{|x|^n}{L^n} \right), \quad (11)$$

вторая кривая главного каркаса в плоскости yOz (кривая $x = 0$):

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

третья кривая главного каркаса в плоскости xOz (кривая $y = 0$):

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

где для выпуклых кривых $n, m, s, k > 1$; для вогнутых кривых $n, m, s, k < 1$, то параллельным переносом вдоль оси Ox суперэллипса (2) с изменяющейся кривизной можно получить поверхность, задаваемую явным уравнением:

$$z = T(1 - |x|^k/L^k)^{1/s} [1 - |y/W|^m / (1 - |x/L|^n)^{m/1/n}], \quad (12)$$

или параметрическими уравнениями:

$$x = x(u) = \pm uL, \quad y = y(u, v) = vW[1 - u], \quad z = z(u, v) = T[1 - u^k]^{1/s} [1 - |v|^m]^{1/n} \quad (\text{рисунок 5}), \quad (12a)$$

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

На рисунке 5 а показана поверхность с $n = m = 2, s = k = 2/3, L = 5 \text{ м}, W = 3 \text{ м}, T = 5 \text{ м}$ [7].

На рисунке 5 б показана поверхность с $n = m = 1, s = k = 2, L = 5 \text{ м}, W = 3 \text{ м}, T = 5 \text{ м}$ [7].

На рисунке 5 в показана поверхность с $r = t = n = m = s = k = 1$.

Все три поверхности, представленные на рисунке 5, имеют одинаковый ромбический план.

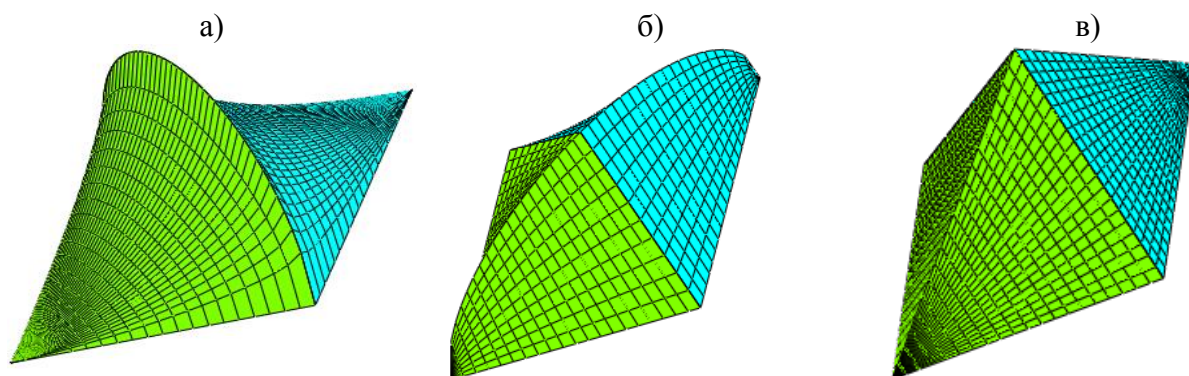


Рисунок 5 – Поверхности на плоском ромбическом плане

Явные и параметрические уравнения поверхностей прямого переноса велароидального типа на ромбическом плане с применением жестких плоских кривых

Рассмотрим случай, когда в уравнениях (1) – (3) $r = t = 1$, но $m \neq n$. Формулы (5) и (9) можно использовать для построения поверхностей переноса на ромбическом плане, когда в качестве образующей кривой вместо суперэллипса нужно применить конгруэнтную плоскую алгебраическую кривую. В дальнейшем будем принимать $L = 9 \text{ м}, W = 3 \text{ м}, T = 5 \text{ м}$.

Пример 5.

Пусть $n = 1$, $m = 2$. Тогда параметрические уравнения (9) примут вид:

$$x = uL, \quad y = vL(1 - u), \quad z = T(1 - u)^2(1 - L^2v^2/W^2).$$

Поверхность изображена на рисунке 6 а при $0 \leq u \leq 1$, на рисунке 6 б при $-1 \leq u \leq 1$, $-W/L \leq v \leq W/L$.

Направляющую кривую рассматриваемой поверхности переноса можно определить по формуле (7):

$$z = T(L - x)^2/L^2.$$

Очевидно, что направляющая кривая будет квадратной параболой с вершиной в точке $x = L$.



Рисунок 6 – Поверхность переноса на ромбическом плане с параболической образующей:
а) случай $0 \leq x \leq L$, б) случай $-L \leq x \leq L$

Явные и параметрические уравнения поверхностей прямого переноса велароидального типа на ромбическом плане с применением суперэллипсов и плоских кривых переменной кривизны

В этом разделе будут представлены два типа поверхностей переноса на ромбическом плане, следовательно, $r = t = 1$. Суперэллипсы (2) или (3) выбираются произвольно по необходимости, то есть $m = n$ или $s = k$. Третью кривую главного каркаса поверхности можно задать в виде произвольной алгебраической кривой, то есть $s \neq k$ или $m \neq n$. Проиллюстрируем этот тип поверхностей на 2-х примерах.

Как это было в предыдущих примерах, оставим $L = 9$ м, $W = 3$ м, $T = 5$ м.

Пример 6.

Пусть $m = n = 1,5$ и $s = 1$, $k = 2$. Тогда явное уравнение (12) примет вид:

$$z = T(1 - x^2/L^2)[1 - |y/W|^{1,5}/(1 - |x/L|)^{1,5}]^{2/3},$$

а параметрические уравнения (12а) будут:

$$x = x(u) = \pm uL, \quad y = y(u, v) = vW[1 - u], \quad z = z(u, v) = T[1 - u^2][1 - |v|^{1,5}]^{2/3},$$

где $0 \leq u \leq 1$ (рисунок 7 а) и $-1 \leq u \leq 1$ (рисунок 7 б), $-1 \leq v \leq 1$; u, v – безразмерные параметры.

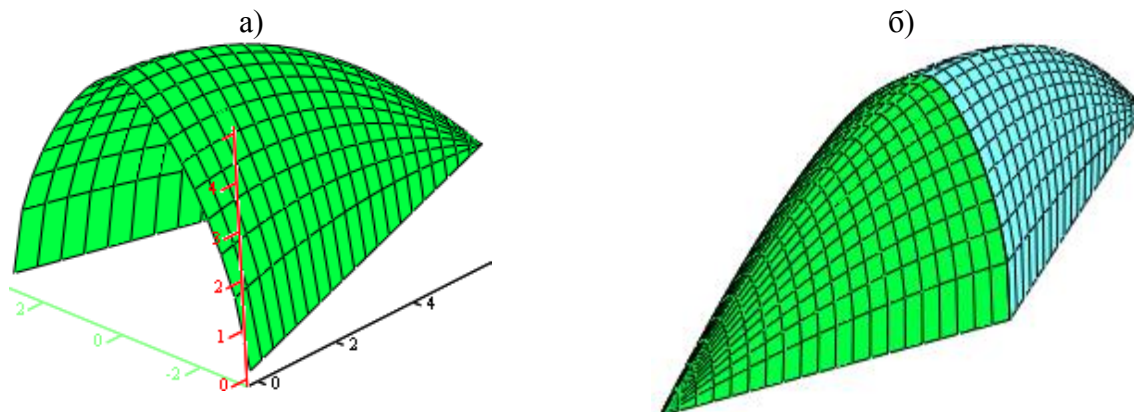


Рисунок 7 – Поверхность переноса на ромбическом плане с образующим суперэллипсом и направляющей параболой в плоскости xOz: а) случай $0 \leq x \leq L$, б) случай $-L \leq x \leq L$

Пусть $m = 1$, $n = 2$ и $s = k = 1,5$. Тогда явное уравнение (12) примет вид:
 $z = T(1 - |x|^{1,5}/L^{1,5})^{2/3}[1 - |y/W|/(1 - |x/L|)^{1/2}]^{1/2}$,

а параметрические уравнения (12а) будут:

$$x = x(u) = \pm uL, \quad y = y(u, v) = vW[1 - u], \quad z = z(u, v) = T[1 - u^{1,5}]^{2/3}[1 - |v|]^{1/2},$$

где $0 \leq u \leq 1$ (рисунок 8 а) и $-1 \leq u \leq 1$ (рисунок 8 б), $-1 \leq v \leq 1$; u, v – безразмерные параметры.

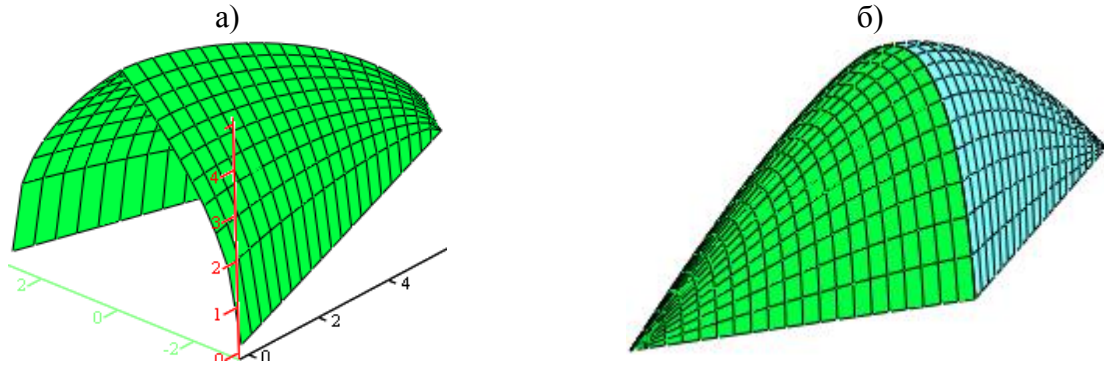


Рисунок 8 – Поверхность переноса на ромбическом плане с параболической образующей и направляющим суперэллипсом в плоскости xOz

а) случай $0 \leq x \leq L$, б) случай $-L \leq x \leq L$

Пример 7.

Предположим, что две кривые главного каркаса, лежащие в координатных плоскостях xOz и yOz , являются плоскими алгебраическими кривыми, которые можно задать уравнениями (2) и (3), но при условии, что $s \neq k$ и $m \neq n$. Условие $r = t = 1$ остается прежним. Явное уравнение (12) и параметрические уравнения (12а) будут описывать форму предлагаемых поверхностей переноса *кривых вдоль оси Oх*.

Пусть $m = 2$, $n = 1$ и $s = 1$, $k = 1,5$. Поверхность показана на рисунке 9 а. Если принять $n = 2$, $m = 3$ и $s = 0,8$; $k = 0,9$, то получим поверхность, представленную на рисунке 9 б.

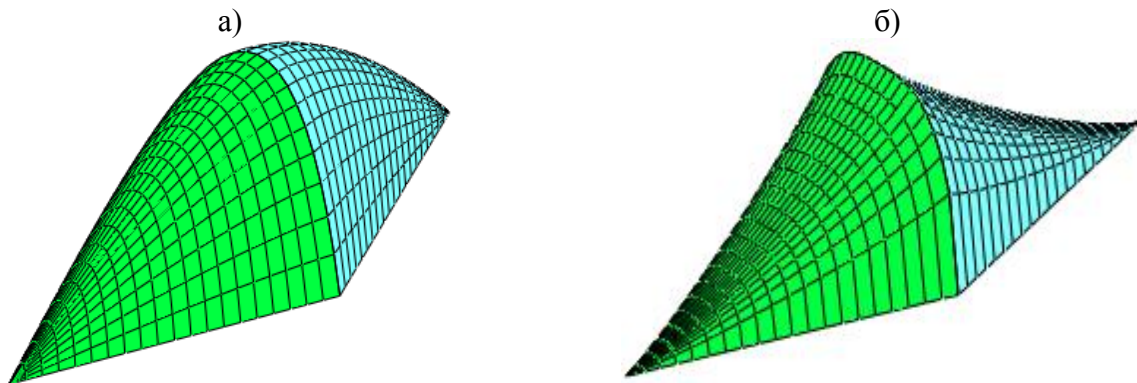


Рисунок 9 – Поверхности переноса на ромбическом плане с плоскими кривыми в качестве направляющих и образующих кривых: а) случай $0 \leq x \leq L$, б) случай $-L \leq x \leq L$

Результаты исследования.

Предложены к рассмотрению две группы поверхностей прямого диагонального переноса велароидального типа на ромбическом плене. Одна группа формируется образующими конгруэнтными суперэллипсами (рисунки 2, 3, 4) или кривыми производными от суперэллипсов (рисунок 6). Другая группа формируется образующими суперэллипсами (рисунок 5) или кривыми производными от суперэллипсов переменной кривизны (рисунки 7, 8, 9). Аналитические уравнения поверхностей и методы их построения проиллюстрированы на конкретных примерах.

Ученые пытаются выяснить преимущества тех или иных поверхностей, содержащих разные кривые в качестве кривых главного каркаса с точки зрения геометрических свойств (длины кривых на поверхности, площади фрагментов поверхности, объем внутреннего пространства, сложность построения) [18], с учетом напряженно-деформированного состояния оболочек, с рекомендуемыми срединными поверхностями, содержащими суперэллипсы [4, 19] или выбора оптимальной оболочки по выбранному критерию оптимальности.

Хотя в научно-технической литературе есть описания зданий на ромбовидных плоских планах, однако, это здания с вертикальными стенами [20]. Покрытия таких зданий можно выполнить в форме рассматриваемых поверхностей переноса. Можно подобрать угол $2\alpha_{\max}$ (рисунок 1) так, что расположенные по окружности полуоболочки, изображенные на рисунках 2 а, 4 а, 6 а – 8 а, будут образовывать интересные зонтичные оболочки [21].

Выводы.

В данной статье предлагается огромный выбор поверхностей на ромбическом опорном контуре, задаваемыми только двумя типами параметрических уравнений (9) и (12а), содержащими произвольные показатели степеней суперэллипсов, входящих в главный каркас поверхностей.

Дальнейшие исследования предлагаемых поверхностей необходимо проводить в направлении рекомендаций к их практическому использованию в строительстве и машиностроении, а для этого требуются дополнительные исследования их геометрических свойств методами дифференциальной геометрии и сравнительный анализ прочностных параметров оболочек в форме предлагаемых поверхностей на различные виды воздействий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Karnevich V.V. Hydrodynamic surfaces with midship section in the form of the Lamé curves // RUDN Journal of Engineering Researches. 2021. 22(4): 323-328. doi:[10.22363/2312-8143-2021-22-4-323-328](https://doi.org/10.22363/2312-8143-2021-22-4-323-328)
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. 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 (305). С. 18–27. doi:10.37538/0039-2383.2022.6.18.27
4. Мамиева И.А., Карневич В.В. Геометрия и статический расчет тонких оболочек с линейчатыми срединными поверхностями с главным каркасом из трех суперэллипсов // Строительство и реконструкция. 2023. № 1(105). С. 16-27. doi:10.33979/2073-7416-2023-105-1-16-27.
5. Ma YQ, Wang CM, Ang KK. 2008. Buckling of superellipsoidal shells under uniform pressure // Thin-Walled Structures. 46(6): 584-591. doi:10.1016/j.fws.2008.01.013
6. Rosin P. Fitting superellipses // IEEE Trans. on Pattern Analysis and Machine Intelligence. 2000. No. 22 (7). Pp. 726–732. <https://doi.org/10.1109/34.865190>
7. Мамиева И.А. Линейчатые алгебраические поверхности с главным каркасом из трех суперэллипсов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Том 18. № 4. С. 387-395. doi:10.22363/1815-5235-2022-18-4-387-395
8. Страшнов С.В. Компьютерное моделирование новых форм строительных оболочек // Геометрия и графика. 2022. №. 4. С. 26-34. doi:<https://doi.org/10.12737/2308-4898-2022-10-4-26-34>
9. Абрамович Н.А., Нестерович Н.Д. Суперэллипс в экосистеме APPLE // Материалы докладов 54-й Международной научно-технической конференции преподавателей и студентов: в 2 т. УО "ВГТУ". Витебск, 2021. Том 2. С. 102-104. URI:<http://rep.vstu.by/handle/123456789/14813>
10. Волков Г.Ф. Оболочка переноса отрицательной кривизны // Армоцементные конструкции в строительстве. Ленинград: Госстройиздат, 1963. С. 48 – 58.
11. Кривошапко С.Н., Иванов В.Н. Энциклопедия аналитических поверхностей. М.: Книжный дом «ЛИБРОКОМ», 2010. 560 с. [ISBN 978-5-397-00985-0]
12. Алборова Л.А. [Возможности велароидальных оболочек](#)// В сб.: Инженерные системы. Труды научно-практической конференции с международным участием, посвященной 60-летию Российского университета дружбы народов. В 2-х томах. Под общей редакцией М.Ю. Мальковой. 2020. С. 59-65.

13. Krivoshapko S.N. Shell structures and shells at the beginning of the 21st century // Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings. 2021. No. 17(6). С. 553-561. doi:10.22363/1815-5235-2021-17-6-553-561
14. 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. Том 18. № 3. С. 255-268. doi:10.22363/1815-5235-2022-18-3-255-268
15. Gil-oulbe Mathieu. Reserve of analytical surfaces for architecture and construction // Building and Reconstruction. 2021. No. 6 (98). Pp. 63-72. doi:10.33979/2073-7416-2021-98-6-63-72
16. Иванов В.Н., Шамбина С.Л. Зонтичные оболочки из отсеков циклических поверхностей переноса на различных типах базовых поверхностей вращения / Прикладна геометрія та інженерна графіка. Праці Таврійський державний агротехнологічний університет. Вип.4, т. 51. Мелітополь: ТДАТУ, 2011. С. 9 - 15.
17. Gray A. Modern Differential Geometry of Curves and Surfaces with Mathematica. Boca Raton, FL: CRC Press. 2nd ed. 1998. 1053 p.
18. Elishakoff I., Elettro F. Interval, ellipsoidal, and super-ellipsoidal calculi for experimental and theoretical treatment of uncertainty: Which one ought to be preferred? // International Journal of Solids and Structures. 2015. 51. Pp. 1576-1586. <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2014.01.010>
19. Tupikova E., Berdiev M. The comparison of velaroidal shell structures of square plane loadbearing properties // IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 2020. 883. 012218 (8) (PDF) Available from: <https://www.researchgate.net/publication/343109806> [accessed Mar 11 2023].
20. Krasic Sonja. Geometrijske Površi u Arhitekturi. Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerzitet u Nišu, 2012. 238 p. [ISBN 978-86-88601-02-3]
21. Козырева А.А., Рынковская М.И., Тупикова Е.М. Зонтичные оболочки для покрытия спортивного центра // Вестник Российского университета дружбы народов. Серия: Инженерные исследования. 2017. Т. 18. № 1. С. 70 – 78. doi:10.22363/2312-8143-2017-18-1-70-78

REFERENCES

1. Karnevich V.V. Hydrodynamic surfaces with midship section in the form of the Lamé curves. RUDN Journal of Engineering Researches. 2021. 22(4): 323-328. doi:[10.22363/2312-8143-2021-22-4-323-328](https://doi.org/10.22363/2312-8143-2021-22-4-323-328)
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. 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)
4. Mamieva Irida A., Karnevich Valery V. Geometry and static analysis of thin shells with ruled middle surfaces of three superellipses as main frame. Building and Reconstruction. 2023. No. 1(105). Pp. 16-27. doi:10.33979/2073-7416-2023-105-1-16-27.
5. Ma YQ, Wang CM, Ang KK. 2008. Buckling of superellipsoidal shells under uniform pressure. Thin-Walled Structures. 46(6): 584-591 doi:10.1016/j.fws.2008.01.013
6. Rosin P. Fitting superellipses. IEEE Trans. on Pattern Analysis and Machine Intelligence. 2000. No. 22 (7). Pp. 726–732. <https://doi.org/10.1109/34.865190>
7. 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).
8. Strashnov S.V. Computer simulation of new forms of shell structures. Geometry & Graphics. 2022. No. 4. Pp. 26-34. doi:<https://doi.org/10.12737/2308-4898-2022-10-4-26-34>
9. Abramovich N.A., Nesterovich N.D. Superellipse in eco-system APPLE. Materiali Dokladov 54th Intern. Nauchno-Tekhnicheskoy Konferentsii Prepodavateley i Studentov. UO "BGTU". Vitebsk, 2021. Vol. 2. Pp. 102-104. URI: <http://rep.vstu.by/handle/123456789/14813>
10. Volkov G.F. Translational shell of negative Gaussian curvature. Armotzementnie Konstruktzii v Stroitelstve [Reinforces Cement Structures in Building]. Leningrad: Gosstroyizdat, 1963. Pp. 48-58. (rus).
11. Krivoshapko S.N., Ivanov V.N. Encyclopedia of Analytical Surfaces. Springer International Publishing Switzerland, 2015. 752 p. doi:10.1007/978-3-319-11773-7
12. Alborova L.A. Opportunities of velaroidal shells. In book: Engineering Systems. Tr. Nauchno-Pract. Konf. s Mezhdunar. Uchastiem, Posvyaschennoy 60-Letiye RUDN. Vol. 1. 2020. Pp. 59-65 (rus.) [ISBN 978-5-209-10101-7].
13. Krivoshapko S.N. Shell structures and shells at the beginning of the 21st century. Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings. 2021. No. 17(6). Pp. 553-561. doi:10.22363/1815-5235-2021-17-6-553-561

14. 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; 18(3): 255–268 (rus.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-3-255-268>
15. Gil-oulbe Mathieu. Reserve of analytical surfaces for architecture and construction. *Building and Reconstruction*. 2021. No. 6 (98). Pp. 63-72. doi:10.33979/2073-7416-2021-98-6-63-72
16. Ivanov V.N., Shambina S.L. Umbrella shells from the fragments of cyclic surfaces of translation on different types of basic surfaces of revolution. *Prikladnaya Geometriya ta Inzhenernaya Grafika. Prtzi TDATU [Applied Geometry and Engineering Graphics. Proc. of TDATU]*. Iss. 4. Vol. 51. Melitopol: TDATU, 2011. Pp. 9-15.
17. Gray A. *Modern Differential Geometry of Curves and Surfaces with Mathematica*. Boca Raton, FL: CRC Press. 2nd ed. 1998. 1053 p.
18. Elishakoff I., Elettro F. Interval, ellipsoidal, and super-ellipsoidal calculi for experimental and theoretical treatment of uncertainty: Which one ought to be preferred?. *International Journal of Solids and Structures*. 2015. 51. Pp. 1576-1586. <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2014.01.010>
19. Tupikova E., Berdiev M. The comparison of velaroidal shell structures of square plane loadbearing properties. *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 2020. 883. 012218 (8) (PDF) Available from: <https://www.researchgate.net/publication/343109806> [accessed Mar 11 2023].
20. Krasic Sonja. *Geometrijske Površi u Arhitekturi*. Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerzitet u Nišu, 2012. 238 p. [ISBN 978-86-88601-02-3]
21. Kozyreva A.A., Rynkovskaya M.I., Tupikova E.M. Umbrella shells sports center cover. *RUDN Journal of Engineering Researches*. 2017. No. 18(1). Pp. 70 – 78. doi:10.22363/2312-8143-2017-18-1-70-78].

Информация об авторе:

Кривошапко Сергей Николаевич

Инженерная академия ФГАОУ ВО «Российский университет дружбы народов», г. Москва, Россия,
доктор технических наук, профессор, профессор-консультант департамента строительства ИА РУДН.
E-mail: sn.krivoshapko@mail.ru

Information about author:

Krivoshapko Sergey N.

Engineering Academy of the Peoples' Friendship University of Russia, Moscow, Russia,
DSc, Professor, Professor-tutor at the Civil Engineering Department of the EA of the RUDN University.
E-mail: sn.krivoshapko@mail.ru

А.Н. МАМИН^{1,2}, А.А. БАММАТОВ², Н.С. ГОРДЕЕВ²¹АО «ЦНИИПромзданий», г. Москва, Россия²Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ С ПЕТЛЕВЫМИ СТЫКАМИ АРМАТУРЫ

Аннотация. В статье описана постановка задачи исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных монолитных конструкций с петлевыми стыками арматуры с применением метода конечных элементов. Представлен краткий обзор модели пластического повреждаемого бетона *concrete damaged plasticity*, описание основных ее параметров и их подбора на примерах задачи верификации математической модели материала результатами натурных испытаний бетонной призмы и балки с петлевым стыком над статической нагрузкой.

Представлено подробное описание параметров модели, диаграмм состояния бетона и арматуры, включая графики напряжения-деформации с учетом особенностей моделей, а также даны графики сопоставления экспериментального и численного исследования бетонной призмы и изгибаемой железобетонной балки с петлевым стыком, включающей помимо модели бетона, и модель арматуры.

В результате расчетов получены максимальные напряжения в арматуре 514 МПа, близкие к полученным в результате натурного эксперимента 550 МПа (рисунок 8). Величина прогиба при достижении разрушающей нагрузки в эксперименте составил 16.7 мм, в КЭ модели 18,07 мм.

Ключевые слова: петлевой стык арматуры, *concrete damaged plasticity*, диаграмма деформирования бетона, испытания статической нагрузкой, бетонная призма, изгибаемая железобетонная балка.

A.N. MAMIN^{1,2}, A.A. BAMMATOV², N.S. GORDEEV²¹АО «ЦНИИПромзданий», Moscow, Russia²Moscow State University of Civil Engineering (NIU MGSU), Moscow, Russia

NUMERICAL SIMULATION OF STRUCTURES WITH LOOP JOINTS OF REBAR

Abstract. The article describes the statement of a problem of research of the stress-strain state of reinforced concrete monolithic structures with loop joints of rebar using the finite element method. A review of plastic damaged concrete model, a description of its basic parameters and their selection by the example of the problem of verification of mathematical material model by the results of full-scale tests of concrete prism and beam with a loop joint over a static load have been presented.

The detailed description of the model parameters, diagrams of concrete and reinforcement state, including stress-strain diagrams with regard to the models features, as well as graphs comparing the experimental and numerical research of a concrete prism and a bendable reinforced concrete beam with a loop joint, including a model of concrete, and reinforcement model are presented.

The results of numerical calculations obtained stresses in the reinforcement of 514 MPa, which is close to those resulting from the full-scale experiment of 550 MPa (Fig. 8). The value of deflection when the failure load in the experiment was 16.7 mm, in the FE model it was 18.07 mm.

Keywords: loop joint of rebar, concrete damaged plasticity, concrete deformation diagram, static load tests, concrete prism, flexural reinforced concrete beam.

Введение

Применение петлевых стыков стержневой арматуры в монолитных железобетонных конструкциях является одним из перспективных методов стыковки арматурных стержней без применения сварки или механических приспособлений [1]. Такой тип соединений обладает большей универсальностью на этапе строительно-монтажных и проектных работ, так как для него нет требований по строгой соосности стыкуемых стержней, как в сварных и муфтовых соединениях, и его использование не приводит к перерасходу арматуры, как при соединениях внахлест. Однако остается открытым вопрос оценки напряженно-деформированного состояния (НДС), прежде всего, бетонного ядра при различных вариациях стыка.

Как отмечено в [1], несмотря на имеющиеся результаты испытаний для более широкого применения петлевых соединений при возведении монолитных зданий только физических экспериментов недостаточно. Во-первых, невозможно физически испытать все разнообразные варианты стыкуемых элементов. Во-вторых, исследуемые участки стыка расположены глубоко в теле бетона, и наблюдение за ними при натурных испытаниях крайне затруднено.

Отметим также сложность аналитического описания НДС бетона ядра в условиях многоосного напряженного состояния, но как показывают результаты исследований ряда авторов [2-11 и др.], современные математические модели материалов, реализованные в методе конечных элементов, позволяют оценить напряжения и деформации как в конструкции в целом, так и в отдельных ее областях.

Также следует отметить, что проблема численного моделирования железобетонных конструкций достаточно объемна и не имеет на сегодняшний день единственного общепринятого решения. Ей посвящено множество работ как в России, так и за ее пределами. В отечественных работах проблема моделирования и сопоставления с результатами экспериментов, в том числе при численном описании эффектов кратковременной ползучести и раннего нагружения бетона, исследована, например, в [3-5,12]. Отметим также работы чешского коллектива [8-10], описывающие проблемы учета в КЭ моделях сцепления и работу бетона при действии поперечных сил и развитию при этом наклонных трещин.

Цель данной работы – на основе анализа результатов серий итерационных расчетов подобрать численные значения параметров модели пластически повреждаемого бетона с учетом, прежде всего, факторов сцепления с арматурой, многоосного НДС, кратковременной ползучести.

Описание модели материалов

Как правило, численное моделирование строительных конструкций начинается с выбора математической модели материала, способной описать реальные или приближенные к реальным исследуемые свойства. В данной статье рассмотрена так называемая модель пластически повреждаемого бетона Concrete Damaged Plasticity (CDP) [13-16].

Как и большинство современных моделей, CDP включает в себя ряд параметров, таких как угол дилатансии (*Dilation Angle*), отношение второго инварианта тензора напряжений на меридиане растяжения (K_c) и эксцентриситет потенциала потока (*Eccentricity*), от правильного назначения которых зависят результаты численного моделирования [13,17].

Модель CDP позволяет получить детальное напряженно-деформированное состояние в стадии разрушения бетона с учетом повреждений, реализуя модифицированную модель прочности основанную на критерии Друкера-Прагера [13,14], которую можно графически отобразить в виде трехмерной поверхности (см. рисунок 1).

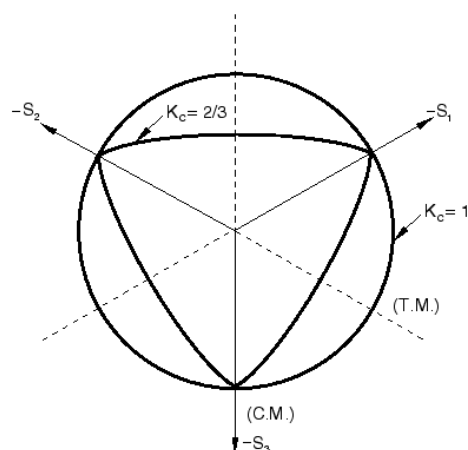


Рисунок 1 - Поверхность прочности при трехосном НДС

Функция, описывающая поверхность прочности имеет вид:

$$F = \frac{1}{1 - \alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\bar{\varepsilon}^{pl})\langle\hat{\sigma}_{max}\rangle - \gamma\langle-\hat{\sigma}_{max}\rangle) - \sigma_c(\hat{\varepsilon}_c^{pl}) = 0 \quad (1)$$

Подробное описание функции представлено в [12].

Также, описанная модель позволяет учитывать возможность накопления повреждений на ветви разгрузки. Данный прием реализован путем использования коэффициентов повреждения бетона при сжатии (d_c) и растяжении (d_t) [13, 15, 16]. Диаграммы деформирования бетона в общем виде представлены на рисунке 2.

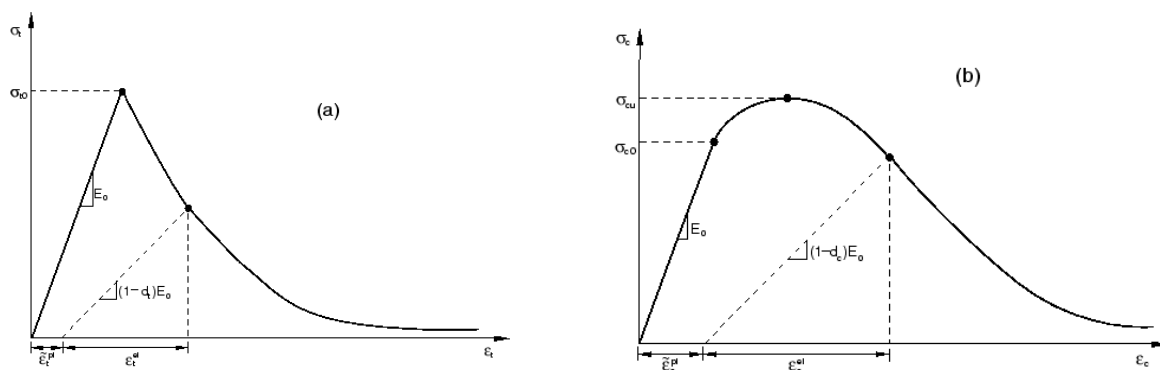


Рисунок 2 - Диаграммы деформирования бетона при одноосном растяжении (а) и сжатии (б)

Для моделирования арматуры использовались стержневые конечные элементы типа truss, физико-механические характеристики которых описаны моделью plastic, позволяющей описать одноосное напряженно-деформированное состояние стальной арматуры с учетом как упругой работы, так и зоны пластических деформаций.

Для верификации модели материала проводился ряд численных экспериментов по нагружению бетонной призмы 100x100x400 мм, выполненной из бетона В30. Численная модель разработана на основе материала CDP, на основе рекомендаций и опыта других авторов [13, 17-19].

Указанные далее в данной работе численные значения различных параметров модели являются результатом серий итерационных расчетов, выполненных в результате подбора и представлены читателям в их окончательном варианте. Основные параметры модели отображены в таблице 1.

Таблица 1 - Параметры модели CDP

<i>Dilation Angle</i>	<i>Eccentricity</i>	f_{b0}/f_{c0}	K_c	<i>Viscosityparameter</i>
31	0.1	1.16	0.667	0

Принятые зависимости напряжений от деформаций, а также коэффициенты повреждения бетона при растяжении и сжатии, используемые в верификационной задаче, представлены в таблице 2.

Принятые диаграммы деформирования, характерны наличием ниспадающей ветви как при сжатии, так и при растяжении. Если ниспадающая ветвь при сжатии описывает реальное поведение бетона и подтверждено результатами многочисленных экспериментов, то ниспадающая ветвь при растяжении является особенностью математической модели, косвенно учитывающая работу бетона между трещинами и сцепление бетона с арматурой. Необходимость такого приема связана с тем, что размер конечного элемента гораздо больше ширины раскрытой трещины и выключение из работы целого элемента при достижении предела прочности бетона при растяжении (R_{bt}) привело бы к неоправданному снижению жесткости моделируемой конструкции. Общий вид принятых графиков представлен на рисунке 3.

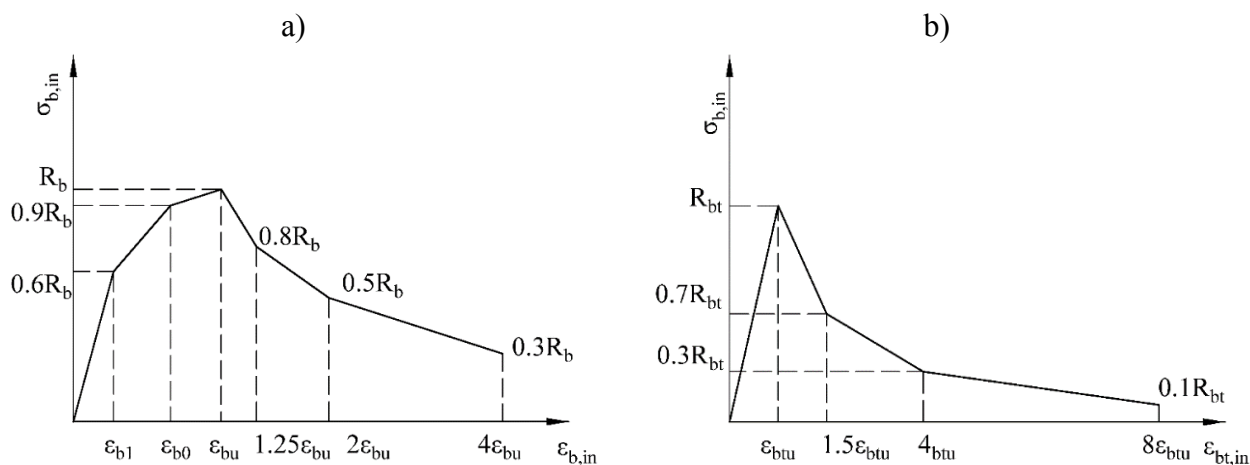


Рисунок 3 - Диаграмма состояния бетона при сжатии (а) и растяжении (b)

Таблица 2 - Параметры модели, описывающие напряженно-деформированное состояние.

<i>Зависимость напряжений от деформаций при сжатии</i>		<i>Коэффициенты повреждения бетона при сжатии</i>	
σ_b МПа	ε_{pl}	D_c	ε_{pl}
15.45	0.00000	0.0000	0.00000
37.08	0.00057	0.0737	0.00057
41.2	0.00191	0.1938	0.00191
32.96	0.00310	0.3280	0.00310
20.6	0.00621	0.6096	0.00621
12.36	0.01352	0.8501	0.01352
σ_b МПа	ε_{crs}	D_t	ε_{pl}
2.98	0.000000	0.0000	0.000000
2.09	0.000144	0.2640	0.000116
0.89	0.000565	0.7662	0.000452
0.3	0.001188	0.9538	0.000951

Так как у экспериментального образца имеется трение между поверхностью бетона и прессом, в численной модели были введены связи по горизонтальным степеням свободы торцевых поверхностей.

Результаты

Результаты конечно-элементного анализа и их сравнение с экспериментальными данными представлены на рисунках 4-6.

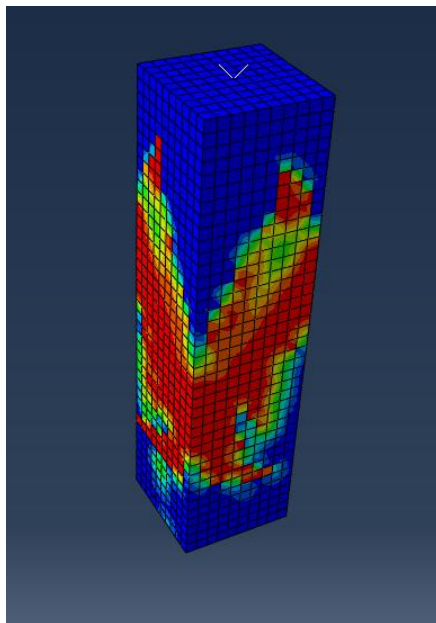


Рисунок 4 - Картина повреждения бетонной призмы в процессе нагружения.

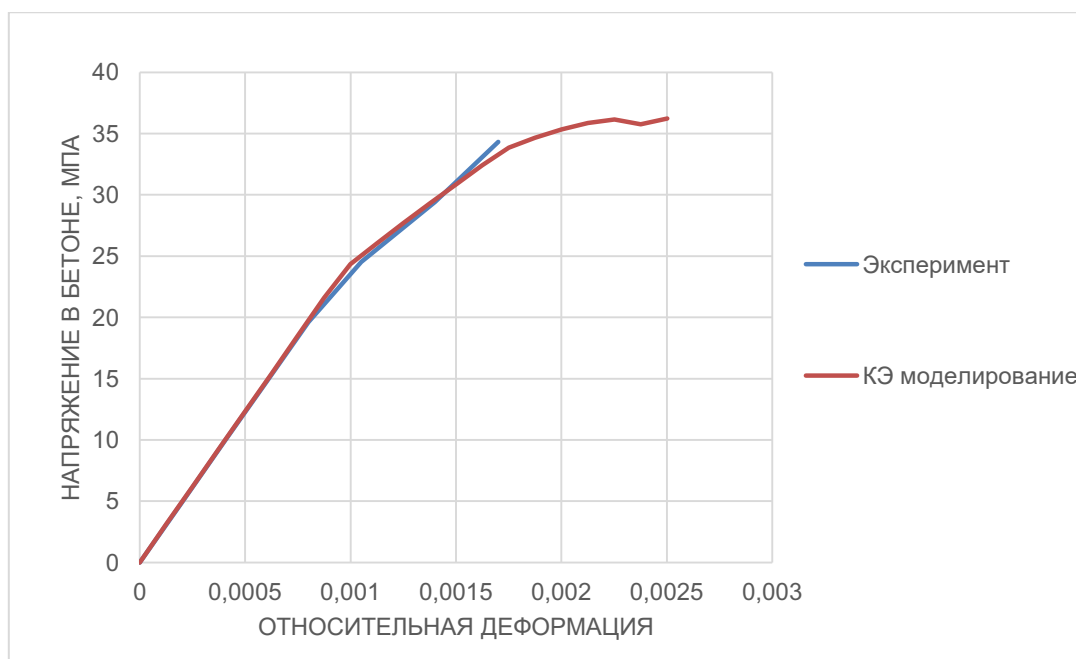


Рисунок 5 - Графики нагрузка-относительная деформация

Результаты сопоставления численного моделирования и эксперимента говорят о высокой сходимости, что позволяет сделать вывод о том, что принятые параметры

численной модели при сжатии верны, и данный подход может быть применен для дальнейшего численного моделирования работы сжатого бетона.

Для верификации модели материала на примере железобетонной конструкции с петлевыми стыками арматуры, обратимся к экспериментальным исследованиям Николаева [20-22], в рамках которых была проведена большая работа по исследованию несущей способности железобетонных изгибаемых элементов с такими стыками. Для численного моделирования примем балку, описанную в [20], нагружаемую двумя сосредоточенными силами, образующими зону чистого изгиба (рисунок 6).

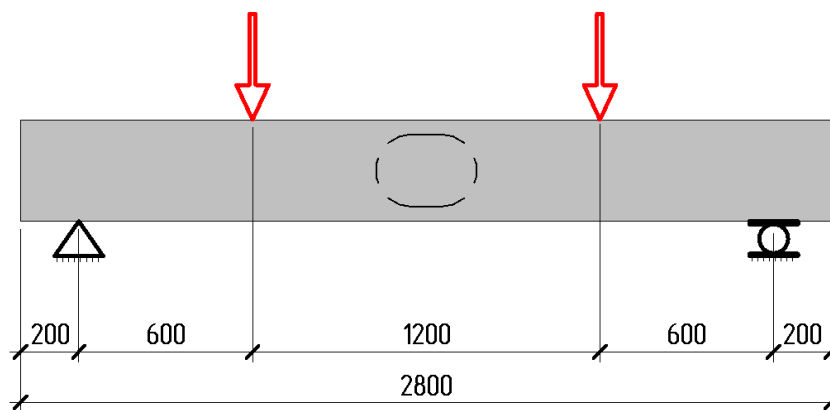


Рисунок 6 - Схема испытаний железобетонной балки с петлевым стыком

Результаты конечно-элементного анализа и их сравнение с экспериментальными данными представлены на рисунках 7 и 8.

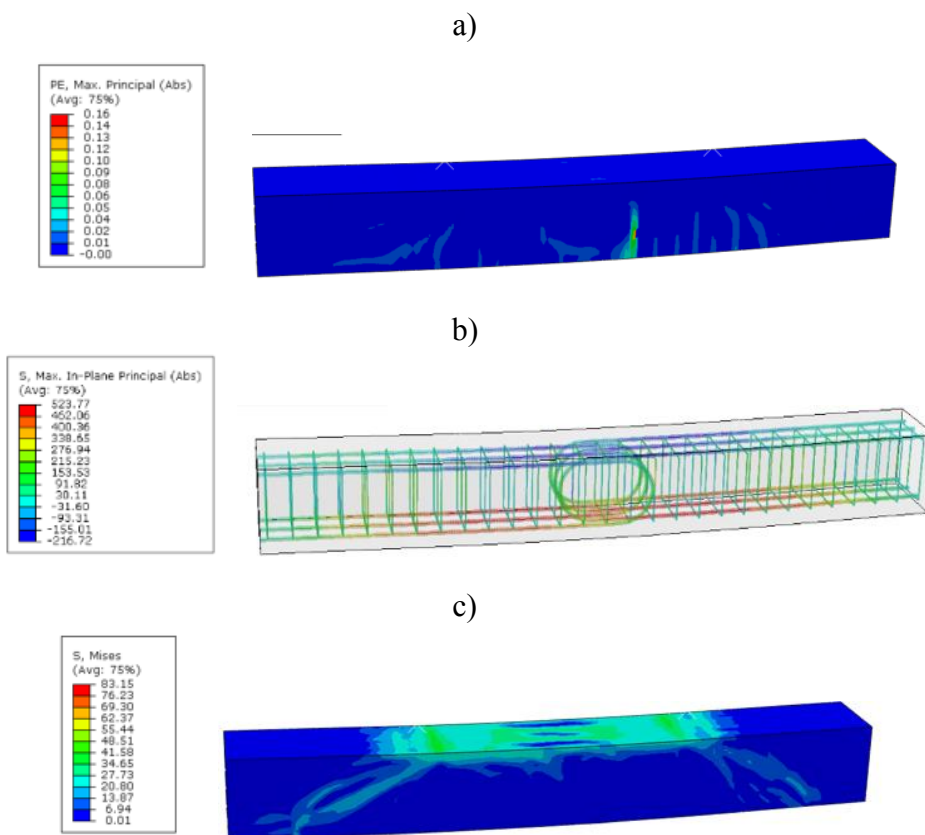


Рисунок 7 - Результаты численного моделирования в виде пластических деформаций (a), эквивалентных напряжений в бетоне (b) и главных напряжений в арматуре (c)

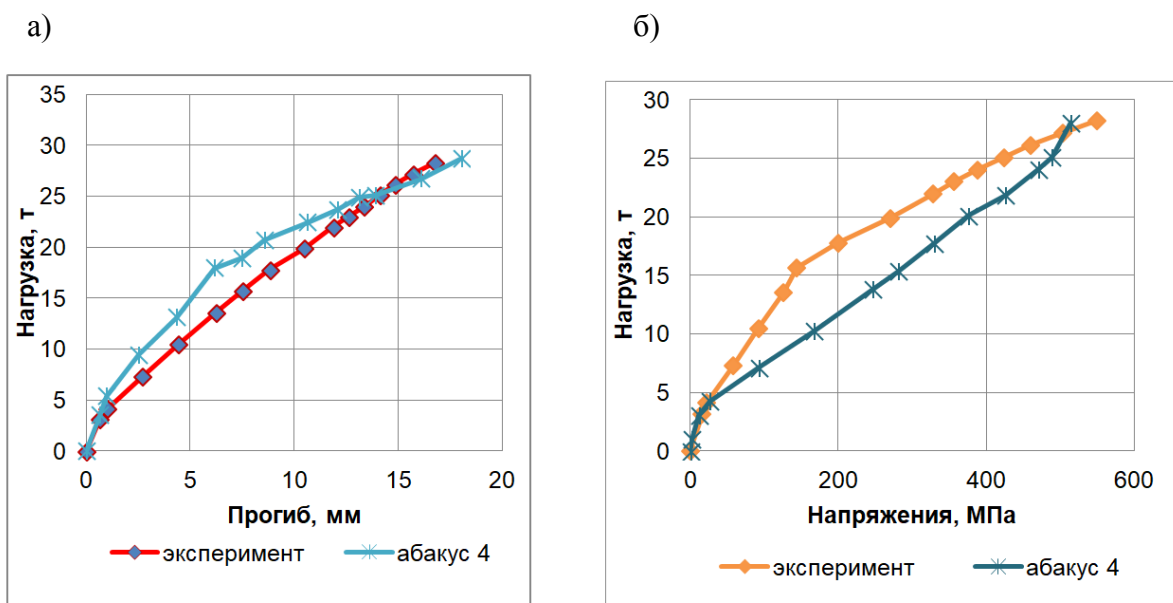


Рисунок 8 - Графики зависимости прогиба от нагрузки (а) и напряжений в арматуре от нагрузки (б).

Как видно из графиков, для изгибаемой балки сходимость результатов конечно-элементного анализа с экспериментальными данными также довольно высока, особенно на начальных этапах нагружения и перед разрушением, что достаточно для практических расчетов. Однако, по сравнению с призмой, на средних этапах сходимость немного ниже, что, вероятно, вызвано влиянием несколько условного моделирования растянутого бетона с трещинами.

В результате конечно-элементных расчетов перед разрушением получены напряжения в арматуре 514 МПа, которые близки к напряжениям, зафиксированным на последнем этапе натурного эксперимента 550 МПа. Величина прогиба при достижении разрушающей нагрузки в эксперименте составила 16,7 мм, в КЭ модели 18,07 мм.

Выводы

Для широкого применения петлевых соединений в монолитных зданиях необходимы дополнительные исследования. Из-за объективных трудностей невозможно ограничиться только натурными испытаниями и аналитическим описанием НДС в зоне стыков. Для различных вариантов стыкуемых элементов следует провести численные эксперименты с помощью конечно-элементного анализа на основе современных математических моделей материалов.

Рассмотрена так называемая модель пластически повреждаемого бетона, позволяющая определить его напряженно-деформированное состояние с учетом повреждений на всех этапах нагружения, включая стадию разрушения. По результатам анализа результатов серий итерационных расчетов подобраны численные значения различных параметров модели.

В результате расчетов получены напряжения в арматуре 514 МПа, близкие к величине 550 МПа, полученной в результате натурного эксперимента. Величина прогиба при достижении разрушающей нагрузки в эксперименте составила 16,7 мм, в КЭ модели – 18,07 мм.

Сопоставление данных численных исследований с натурными испытаниями показало, что применение конечно-элементного анализа с описанными в статье параметрами рассматриваемой модели позволяет достаточно корректно описывать напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций. Разработанный подход может быть использован с достаточной точностью в практических расчетах и рекомендован для описания НДС конструкций с петлевыми стыками при проведении численных экспериментов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Авдеев К.В., Мамин А.Н., Бамматов А.А. и др. Петлевые стыки стержневой арматуры. История развития, проблемы и актуальность // Строительство и реконструкция. 2022. № 6. С. 4-11.
2. Силантьев А.С. Расчет прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов методом конечных элементов в КЭ-комплексах Ansys и Abaqus // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 2. С. 49-52.
3. Крылов А.С. Численные расчеты сталежелезобетонных балок с учетом контактного взаимодействия стального сердечника с бетоном // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2019. Т. 21. № 2. С. 175-184.
4. Krylov S. B. Contact technologies in design of reinforced concrete beams with cracks [Электронный ресурс] / S.B. Krylov, V.I. Travush, D.V. Konin, A.S. Krylov // IOP Conference Series. VII International Symposium Actual Problems of Computational Simulation in Civil Engineering 1–8 July 2018, Novosibirsk, Russian Federation: Materials Science and Engineering. 2018. Vol. 456.
5. Квасников А.А. Методика расчета взаимодействия бетона и арматуры железобетонных конструкций в программном комплексе Abaqus // Строительная механика и расчет сооружений. 2019. №1. С. 65-70
6. Силантьев А.С., Лучкин Е.А. Моделирование стыка круглой колонны с плоской плитой с использованием комплекса "Abaqus" // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 10. С. 74-80.
7. Rahman R., Akbar I., Rofriantona R. 3D Finite Element Model for Shear-dominant Failure of Reinforced Concrete Beams // Journal of Applied Materials and Technology. 2021. Т. 3. № 1. С. 12-21.
8. Cervenka V. et al. Prediction of shear failure of large beams based on fracture mechanics // Proceedings of the 9th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures FraMCoS-9, Prague, Czech Republic. 2016. Т. 29.
9. Cervenka V., Dolezel J., Novak D. Shear failure of large lightly reinforced concrete beams. Part II–Assessment of global safety of resistance // The 3rd International congress of the international federation for structural concrete (fib), Washington, DC, USA. 2010.
10. Jendele L., Cervenka J. Finite element modelling of reinforcement with bond // Computers & structures. 2006. Т. 84. № 28. С. 1780-1791.
11. Genikomsou A.S., Polak M.A. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS // Engineering structures. 2015. Т. 98. С. 38-48.
12. Байбурун А.Х. Раннее нагружение монолитных железобетонных конструкций // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 2. № 2. С. 13–21.
13. Abaqus Documentation. Abaqus Analysis User's manual. Materials. Other plasticity models. Concrete.
14. Hillerborg A., Modéer M., Petersson P.E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements // Cement and concrete research. 1976. Т. 6. № 6. С. 773-781.
15. Lee J., Fenves G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures // Journal of engineering mechanics. 1998. Т. 124. № 8. С. 892-900.
16. Lubliner J. et al. A plastic-damage model for concrete // International Journal of solids and structures. 1989. Т. 25. № 3. С. 299-326.
17. Wahalathantri B. et al. A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS // Proceedings of the first international conference on engineering, designing and developing the built environment for sustainable wellbeing. – Queensland University of Technology, 2011. С. 260-264.
18. Chaudhari S.V., Chakrabarti M. A. Modeling of concrete for nonlinear analysis using finite element code ABAQUS // International Journal of Computer Applications. 2012. Т. 44. № 7. С. 14-18.
19. Hafezolghorani M. et al. Simplified damage plasticity model for concrete // Structural Engineering International. 2017. Т. 27. № 1. С. 68-78.
20. Николаев В.Б. и др. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций АЭС с модифицированными петлевыми стыками на крупномасштабных железобетонных моделях балочного типа // Безопасность энергетических сооружений. 2016. № 1. С. 66-81.
21. Николаев В.Б., Рубин О.Д., Селезнев С.В.. Расчет прочности и конструирование петлевых стыков сборных элементов // Бетон и железобетон. 1987. № 1. С. 38-40.
22. Климов Е.А., Николаев В.Б. Совершенствование методики расчета промышленных бессварных петлевых стыков арматуры железобетонных конструкций ГЭС и АЭС по предельным состояниям // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2016. № 5. С. 3-10.

REFERENCES

1. Avdeev K.V., Mamin A.N., Bammatov A.A. et al. Loop Joints of Bar Reinforcement. The History of Development, Problems and Relevance // Construction and Reconstruction. 2022. No. 6. Pp. 4-11.
2. Silantiev A.C. Calculation of the Strength of Inclined Sections of Bending Reinforced Concrete Elements by Finite Element Method in Ansys and Abaqus Complexes // Industrial and Civil Engineering. 2012. No. 2. Pp. 49-52.
3. Krylov A.S. Numerical calculations of steel reinforced concrete beams taking into account the contact interaction of the steel core with concrete / A. S. Krylov // Bulletin of the Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering. 2019. T. 21. No. 2. Pp. 175-184.
4. Krylov S.B. Contact technologies in design of reinforced concrete beams with cracks [Electronic resource] / S.B. Krylov, V.I. Travush, D.V. Konin, A.S. Krylov // IOP Conference Series. VII International Symposium Actual Problems of Computational Simulation in Civil Engineering 1-8 July 2018, Novosibirsk, Russian Federation: Materials Science and Engineering. 2018. Vol. 456.
5. Kvasnikov A.A. Method of calculation of interaction of concrete and reinforcement of reinforced concrete structures in the software package Abaqus // Building Mechanics and Calculation of Structures. 2019. No. 1. Pp. 65-70.
6. Silantiev A.S., Luchkin E.A. Modeling the joint of a round column with a flat plate using the complex "Abaqus" // Industrial and Civil Engineering. 2018. No. 10. Pp. 74-80.
7. Rahman R., Akbar I., Rofriantona R. 3D Finite Element Model for Shear-dominant Failure of Reinforced Concrete Beams // Journal of Applied Materials and Technology. 2021. T. 3. No. 1. Pp. 12-21.
8. Cervenka V. et al. Prediction of shear failure of large beams based on fracture mechanics // Proceedings of the 9th International Conference on Fracture Mechanis of Concrete and Concrete Structures FraMCoS-9, Prague, Czech Republic. 2016. T. 29.
9. Cervenka V., Dolezel J., Novak D. Shear failure of large lightly reinforced concrete beams. Part II–Assessment of global safety of resistance // The 3rd International congress of the international federation for structural concrete (fib), Washington, DC, USA. 2010.
10. Jendele L., Cervenka J. Finite element modelling of reinforcement with bond // Computers & structures. 2006. T. 84. No. 28. Pp. 1780-1791.
11. Genikomsou A.S., Polak M.A. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS // Engineering structures. 2015. T. 98. Pp. 38-48.
12. Bayburin A.Kh. Early loading of monolithic reinforced concrete structures // Reinforced Concrete Structures. 2023. T. 2. No. 2. Pp. 13-21.
13. Abaqus Documentation. Abaqus Analysis User's manual. Materials. Other plasticity models. Concrete.
14. Hillerborg A., Mod  r M., Petersson P. E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements // Cement and concrete research. 1976. T. 6. No. 6. Pp. 773-781.
15. Lee J., Fenves G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures // Journal of engineering mechanics. 1998. T. 124. No. 8. Pp. 892-900.
16. Lubliner J. et al. A plastic-damage model for concrete // International Journal of solids and structures. 1989. T. 25. No. 3. Pp. 299-326.
17. Wahalathantri B. et al. A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS // Proceedings of the first international conference on engineering, designing and developing the built environment for sustainable wellbeing. – Queensland University of Technology, 2011. Pp. 260-264.
18. Chaudhari S. V., Chakrabarti M. A. Modeling of concrete for nonlinear analysis using finite element code ABAQUS // International Journal of Computer Applications. 2012. T. 44. No. 7. Pp. 14-18.
19. Hafezolghorani M. et al. Simplified damage plasticity model for concrete // Structural Engineering International. 2017. T. 27. No. 1. Pp. 68-78.
20. Nikolaev V.B. et al. Experimental Investigations of Reinforced Concrete Structures of NPPs with Modified Loop Joints on Large-Scale Reinforced Concrete Beam Models // Bezopasnost energeticheskikh sooruzheniy. 2016. No. 1. Pp. 66-81 (in Russian).
21. Nikolaev V.B., Rubin O.D., Seleznev S.V.. Calculation of Strength and Design of Loop Joints of Prefabricated Elements // Beton i jelozobeton. 1987. No. 1. Pp. 38-40. (in Russian).
22. Klimov E.A., Nikolaev V.B. Improvement of calculation methods of industrial non-welded loop joints of reinforcement of reinforced concrete structures of HPP and NPP on the limiting states // Stroitel'naya mekhanika i inzhenernih konstruksii i sooruzheniy. 2016. No. 5. (in Russian).

Информация об авторах:

Мамин Александр Николаевич

АО «ЦНИИПромзданий», г. Москва, Россия,

доктор технических наук, профессор, начальник отдела обследований зданий и сооружений.

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,

профессор кафедры Железобетонные и каменные конструкции.

E-mail: otozs@yandex.ru

Бамматов Арслан Асельдерович

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва Россия,

аспирант кафедры Железобетонные и каменные конструкции.

E-mail: a.bammatof@yandex.ru

Гордеев Никита Сергеевич

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва Россия,

студент.

E-mail: gordey1999@list.ru

Information about authors:

Mamin Aleksandr N.

АО «CNIIPromzdaniy», Moscow, Russia,

doctor of technical Sciences, Professor, Head of the Department of Surveys of Buildings and Structures.

Moscow State University of Civil Engineering (NIU MGSU), Moscow, Russia,

professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures.

E-mail: otozs@yandex.ru

Bammatov Arslan As.

Moscow State University of Civil Engineering (NIU MGSU), Moscow, Russia,

postgraduate student of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures.

E-mail: a.bammatof@yandex.ru

Gordeev Nikita S.

Moscow State University of Civil Engineering (NIU MGSU), Moscow, Russia,

student.

E-mail: gordey1999@list.ru

А.Г. ТАМРАЗЯН¹

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

К БЕЗОПАСНОМУ ЗНАЧЕНИЮ ДЛИТЕЛЬНОГО НАГРУЖЕНИЯ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Аннотация. В практике расчетов сжатых железобетонных элементов на статические воздействия ряд вопросов, важных для определения деформаций и несущей способности этих элементов, не имеют до сих пор окончательных и однозначных ответов. Прежде всего, это проблема достоверного учета длительного действия внешней нагрузки. В отличие от изгибаемых элементов несущая способность сжатых стержней зависит от времени пребывания их под нагрузкой.

В статье рассматриваются вопросы влияния гибкости, коэффициента армирования при длительном действии нагрузки на уменьшение несущей способности железобетонного сжатого стержня.

Предложена методика расчета для определения длительного сжимающего усилия, обеспечивающего заданный период безопасной эксплуатации железобетонных колонн.

Выявлена зависимость отношения уровня длительного действия к кратковременной разрушающей нагрузке на прогибы сжатых стержней.

Проведен анализ экспериментальных исследований, свидетельствующий о том, что величина этого отношения зависит от эксцентриситета продольной силы, а также данные по величине снижения длительного сопротивления колонн.

Получены зависимости отношения жесткости колонны при длительном и кратковременном действии внешней нагрузки от гибкости стержней, которая заложена в действующих нормативных документах, и являющаяся определяющим фактором при решении вопроса об учете длительного характера нагружения.

Сделанный вывод подтверждается данными вышеприведенных экспериментальных исследований.

Ключевые слова: железобетонные стойки, длительное нагружение, армирование, ползучесть, эксцентриситет, прогибы, гибкость, безопасность.

A.G. TAMRAZYAN¹

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

TO THE SAFE VALUE OF LONG-TERM LOADING OF COMPRESSED REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

Abstract. In the practice of calculations of compressed reinforced concrete elements for static effects, a number of questions important for determining the deformations and bearing capacity of these elements still do not have definitive and unambiguous answers. First of all, this is the problem of reliable accounting for the long-term effect of the external load. Unlike bending elements, the bearing capacity of compressed rods depends on the time they are under load.

The article deals with the influence of flexibility, the coefficient of reinforcement under long-term load on the decrease in the bearing capacity of a reinforced concrete compressed rod.

A calculation method is proposed to determine the long-term compressive force that provides a given period of safe operation of reinforced concrete columns.

The dependence of the ratio of the level of long-term action to the short-term breaking load on the deflections of compressed rods is revealed.

An analysis of experimental studies was carried out, indicating that the value of this ratio depends on the eccentricity of the longitudinal force, as well as data on the magnitude of the reduction in the long-term resistance of the columns.

Dependences of the stiffness ratio of the column under long-term and short-term external load on the flexibility of the rods, which is laid down in the current regulatory documents, and which is the determining factor in deciding whether to take into account the long-term nature of loading, are obtained.

This conclusion is confirmed by the data of the above experimental studies.

Keywords: reinforced concrete racks, long-term loading, reinforcement, creep, eccentricity, deflections, flexibility, safety.

Введение

Актуальным до настоящего времени является вопрос обсуждения расчетной схемы распределения напряжений в бетоне по высоте сечения на различных стадиях работы его под нагрузкой при различных эксцентриситетах продольных сил.

В связи с предусмотренной в [1] необходимостью расчета на длительное действие нагрузки, выявились различные взгляды на сложную проблему несущей способности и устойчивости железобетонных сжатых стержней.

Задача расчета сжатых стержней по второй группе предельных состояний, требовавшая определения эксплуатационного напряженно-деформированного состояния сечений, привлекает внимание исследователей, которые связывают несущую способность колонн с историей нагружения (имеется в виду история их нагружения и деформирования во времени). Можно считать, что многочисленные варианты построения теории ползучести бетона в значительной степени связаны с изучением процесса длительного деформирования сжатых железобетонных элементов [2-11].

Практические запросы строительства, связанные, прежде всего с необходимостью экономии материалов, ставят новые вопросы и требуют более тщательного изучения уже известных проблем.

Изучение перечисленных выше вопросов, а также других, имеющих важное значение для формирования представлений о наиболее важных проблемах теории сопротивления сжатых железобетонных стержней длительному нагружению, проводилось [12,13]. Благодаря результатам, полученным в этих и других работах, в действующих нормативных документах заложены новые принципиальные положения расчета сжатых элементов в зависимости от гибкости и эксцентриситетов продольных сил при кратковременном и длительном действии внешней нагрузки.

Результаты экспериментальных исследований по определению эксплуатационного напряженно-деформированного состояния, [14-16] подтверждают достаточно высокую надежность аналитических зависимостей для определения текущих значений напряжений в бетоне и арматуре и прогибов сжатого железобетонного стержня в условиях длительно действующей внешней нагрузки. Это позволяет поставить вопрос об определении влияния длительного нагружения на несущую способность сжатых железобетонных элементов. В определенном смысле можно говорить о решении задачи об устойчивом деформировании этих элементов, критерием которого является оптимальный срок службы конструкции.

Для определения длительного сжимающего усилия, обеспечивающего заданный период безопасной эксплуатации железобетонных колонн, можно рассмотреть ставшие классическими опытные данные, полученные [17-19] и др., которые были использованы при разработке ранее действовавших нормативных документов.

Методы

Целью анализа является предположение, что при определенных значениях отношения длительно действующей продольной силы к кратковременной разрушающей прогибы сжатых стержней растут в течение долгого времени.

Кривую длительного деформирования можно разбить на пять характерных участков (рисунок 1).

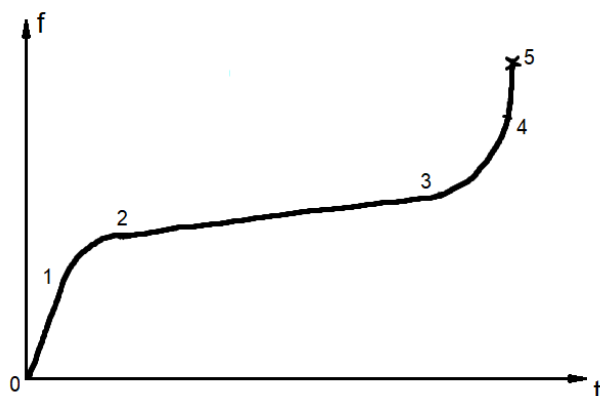


Рисунок 1 - Развитие прогибов во времени при длительном сжатии гибких железобетонных стержней

На первом, почти вертикальном участке 0-1, соответствующем моменту приложения нагрузки, развиваются в основном упругие деформации. На участке 1-2, имеющем относительно небольшую протяженность, прогибы растут с явно затухающей скоростью и переходят в почти прямолинейный участок 2-3 с небольшим углом наклона к горизонтали. На этом участке развитие прогибов происходит с небольшой, но практически постоянной скоростью, достаточно продолжительное время. Длина участка 2-3 зависит от ношения длительно действующей продольной силы к кратковременной разрушающей и от гибкости железобетонных колонн. Именно длина этого участка определяет время безопасной эксплуатации колонн. Незначительная скорость нарастания прогибов на этом участке свидетельствует о стабилизации процесса ползучести в бетоне. Вместе с тем наличие как угодно малой скорости нарастания прогибов в течение достаточно большого времени свидетельствует о незатухающем процессе нарушения условий равновесия внутренних и внешних усилий в сечениях, сам факт проявления которого, несмотря на относительно малые приращения усилий, таит в себе угрозу возможного разрушения колонны.

Действительно, медленное, но неуклонное нарастание прогибов в течение большого промежутка времени приводит к росту внешних моментов продольной силы, которые могут превысить сопротивление внутренних сил и вызвать ускоренный рост прогибов, характеризующихся ординатами кривых на участках 3-4 и 4-5 и последующим разрушением стержня - точка 5. Очевидно, что на участке 2-3 развиваются линейные деформации ползучести, а на участке 3-4 они переходят в нелинейную область. С точки зрения безопасной эксплуатации сжатого стержня нас интересует, прежде всего, длина участка 2-3, ибо после прохождения его равновесие внутренних и внешних усилий начинает нарушаться, и колонна переходит в состояние, близкое к предельному. Необходимо, следовательно, уметь определять оптимальное значение отношения длительно действующей внешней продольной силы к кратковременной разрушающей.

Опытные данные [19] свидетельствуют о том, что величина этого отношения зависит от эксцентриситета продольной силы.

Наименьшее значение это отношение, безопасное для длительной эксплуатации сжатых стержней, имеет при центральном сжатии.

Не вызывает сомнения, что на величину снижения кратковременной разрушающей нагрузки до безопасного уровня должны оказывать влияние и коэффициент продольного армирования и параметры, определяющие развитие самого процесса ползучести в бетоне.

Влияние длительного характера внешних сжимающих сил на сопротивление гибких железобетонных колонн возможно учесть прогибом, изменяющемся во времени вследствие проявления неупругих деформаций бетона.

Введем понятие характеристики жесткости колонны "С" и определим ее в функции расчетного эксцентриситета продольной силы, включающего в себя полный прогиб, для случая кратковременного действия внешней нагрузки (1):

$$C_{кр} = \frac{N\lambda^2}{R_b A} \cdot \frac{e_0 + \bar{f}_{кр}}{\bar{f}_{кр}}. \quad (1)$$

При длительном действии нагрузки такой же интенсивности имеем выражение (2)

$$C_{дл} = \frac{N\lambda^2}{R_b A} \cdot \frac{e_0 + \bar{f}_{дл}}{\bar{f}_{дл}}. \quad (2)$$

То есть величина снижения несущей способности сжатых железобетонных элементов зависит от соотношения:

$$m_{дл,э} = \frac{C_{дл}}{C_{кр}} = \frac{1 + e_0 / \bar{f}_{дл}}{1 + e_0 / \bar{f}_{кр}}. \quad (3)$$

При $e_0 = 0$, т.е. при центральном сжатии, по формуле (3) не происходит снижение жесткости, что противоречит опытным данным. Это противоречие можно объяснить тем, что в реальных железобетонных конструкциях центрального сжатия достичь не удастся вследствие наличия начальных кривизн, неточности установки продольной арматуры, а также различной деформативности бетона по высоте и ширине поперечных сечений. Вместе с тем наличие этих несовершенств оказывает настолько сильное влияние на снижение несущей способности колонн при длительном действии нагрузки, что приводит к весьма существенному изменению схемы распределения внутренних усилий в сечениях и, в конечном счете, вызывает наибольшее снижение несущей способности именно при отсутствии заданных эксцентриситетов. В этом случае следует в качестве расчетных эксцентриситетов принимать случайные e_a . Большинство исследователей и действующие нормы проектирования железобетонных конструкций рекомендуют принимать значения случайных эксцентриситетов равными (4)

$$e_a = l / 600 \quad (4)$$

и сводить, тем самым, расчет центрально сжатых элементов к расчету внецентренно сжатым.

Идея прямого учета снижения величины длительного сопротивления колонн с помощью коэффициента $m_{дл}$ была заложена еще в ранних нормах. И хотя в дальнейших редакциях норм эта методика не нашла применения, актуальность определения величины безопасного значения длительной нагрузки не уменьшилась.

Изложенный подход к определению величины снижения несущей способности сжатых стержней при длительном действии внешней нагрузки позволяет использовать многочисленные результаты изучения напряженно-деформированного состояния.

При этом будем исходить из предположения о недопустимости развития в процессе эксплуатации сжатых железобетонных стержней нелинейных деформаций ползучести в бетоне сжатой зоны. В противном случае длительное сопротивление колонн будет характеризоваться отсутствием на кривой деформирования участка 2-3, определяющего собой безопасное состояние конструкции.

В важном для практики случае внецентренно сжатого со случайными эксцентриситетами стержня прямоугольного сечения при шарнирно закрепленных концах и симметричном расположении произвольного количества рядов продольной арматуры "n", после подстановки в формулу (3) выражений для кратковременного и длительного прогиба:

$$m_{\partial l} = 1 - \frac{0,8\varphi_t(1-C)}{0,8\varphi_t + \frac{1-C\nu_1}{1-C} + 3\frac{E_s}{E_b}\nu_1\sum_{i=1}^n 0,5\mu(1-2\delta)^2} \quad (5)$$

$$\mu = \frac{2A_s}{bh}; \quad \delta = \frac{a}{h} \quad (6)$$

Параметр C определяется по формуле

$$C = \frac{N_{\partial l}l^2}{\pi^2 E_b I_{red}}, \quad (7)$$

A_s и a - площадь сечения и расстояние арматуры ряда "n" от ближайшей грани сечения.

При размещении продольной арматуры в один ряд по обе стороны от оси симметрии, т.е. при $n = 1$:

$$m_{\partial l} = 1 - \frac{0,8\varphi_t(1-C)}{0,8\varphi_t + \frac{1-C\nu_1}{1-C} + 3\frac{E_s}{E_b}\nu_1\mu(1-2\delta)^2}. \quad (8)$$

Отмеченное в опытах повышение $m_{\partial l} = \frac{N_{\partial l}}{N_{u,кр}}$ при наличии заданных начальных эксцентриситетов можно учесть опытной зависимостью от относительного эксцентриситета e_0/h .

Формулы (5), (8) позволяют при определении снижения длительного сопротивления железобетонных колонн использовать действительные деформативные характеристики бетона и коэффициент армирования продольной арматуры.

В настоящее время накоплены экспериментальные данные, позволяющие выполнить количественную оценку предлагаемой методики определения безопасного значения длительно действующего сжимающего усилия.

Были проведены достаточно обширные экспериментальные исследования длительного сопротивления гибких стоек с продольной арматурой. Несмотря на различие целей, у авторов этих опытов, большинство из них содержат необходимые сведения о геометрических, прочностных и деформативных характеристиках образцов и материалов, необходимые для вычисления отношения $m_{\partial l}$ по предлагаемым формулам. Для большей части опытных образцов известно также время длительного сопротивления внешней нагрузке вплоть до разрушения в зависимости от опытного соотношения величины длительного усилия $N_{\partial l}$ к кратковременному разрушающему $N_{u,кр}$.

В работах [12, 16-19] приведены сведения о длительности пребывания сжатых железобетонных колонн в зависимости от уровня длительного нагружения, гибкости и эксцентриситета продольной силы.

Только в пяти случаях из 103 значения $m_{\partial l}$, определенные по предлагаемой методике, приводят к заметному несоответствию (свыше 10%) опытным соотношениям $\frac{N_{\partial l}}{N_{u,кр}}$ при известной длительности сопротивления колонны, то есть при фиксированном времени разрушения образцов от действия длительной нагрузки заданного уровня при $m_{\partial l}$ р 1. Еще в восьми случаях наблюдается несоответствие опытных значений отношения $\frac{N_{\partial l}}{N_{u,кр}}$ и вычисленных по формуле (8) величины $m_{\partial l}$. Однако эти несоответствия, как правило, находятся в пределах 5% и могут быть, очевидно, отнесены за счет неизбежных колебаний в опытных значениях геометрических и деформативных характеристик колонн, которые использовались при расчетах с использованием формулы (8).

Из отмеченных случаев несоответствия опытных и расчетных величин обнаружено заметное (около 10%) превышение вычисленного значения над опытным соотношением $N_{\text{дл}}/N_{\text{н.кр}}$, когда вопреки предлагаемому теоретическому прогнозу разрушение опытного образца имело место уже через 7,5 лет пребывания колонн под длительной нагрузкой вместо 100-150 лет ожидаемого срока безопасной эксплуатации. Еще в пяти случаях превышение над опытными значениями из всех отмеченных случаев несоответствия не превышают 1-2,5%, т.е. практически не отличаются от предельно допустимых теоретических значений этих отношений.

С точки зрения обеспечения безопасного уровня длительного нагружения колонн это указывает на достаточно высокую надежность предлагаемой расчетной методики, по крайней мере, при длительности эксплуатации находящейся в пределах времени нарастания деформации ползучести бетона при постоянных усилиях, которую можно определить приблизительно в три года.

При экстраполяции результатов теоретического прогноза длительности безопасной эксплуатации на большие промежутки времени, вплоть до значений $t - \tau_1$ f 100–150 лет, необходимо в предлагаемую методику определения $m_{\text{дл}}$ и $m_{\text{дл},\text{э}}$ внести коррективы.

На рисунке 2 представлена графическая зависимость между уровнем длительно действующей нагрузки и временем нагружения колонн различной гибкости.

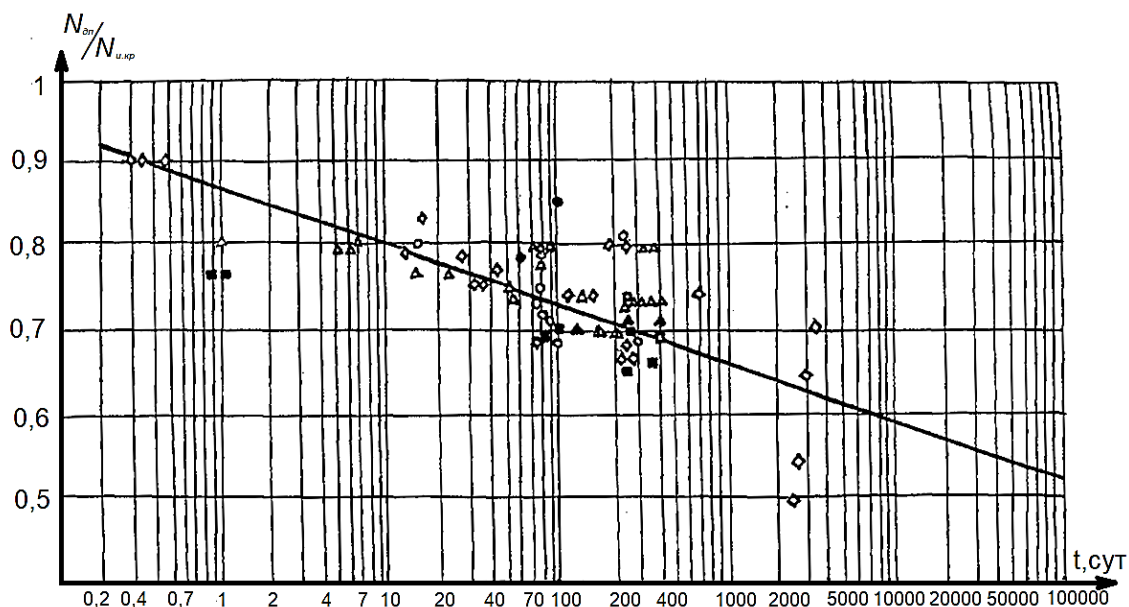


Рисунок 2- Зависимость времени нагружения колонн от интенсивности длительной нагрузки:

- ▲ ○ - стойки гибкостью $\lambda = l/h = 27,5$ и $\lambda = 19,5$
- □ - стойки гибкостью $\lambda = 30$ и $\lambda = 40$
- ▲ ▲ - стойки гибкостью $\lambda = 35$; $\lambda = 25$ и $\lambda = 30$
- ◇ - стойки гибкостью $\lambda = 30$.

Нетрудно установить, что, несмотря на значительный разброс результатов, они в целом достаточно удовлетворительно отражают общую тенденцию к снижению несущей способности гибких стоек в зависимости от уровня длительного нагружения, которая выражается формулой (3) и (9). В то же время предложение выражения (5) и (8) позволяет реализовать эту тенденцию в конкретной зависимости от гибкости железобетонных стержней, их коэффициента армирования и реальных деформативных характеристик бетона при кратковременном и длительном нагружении.

Рекомендуемые формулы позволяют избежать при проектировании как опасности недооценки влияния длительного нагружения на несущую способность колонн, так и необоснованного перерасхода арматурной стали и бетона.

Анализ этих формул дает основание для утверждения о положительном влиянии высоких значений коэффициента армирования на повышение безопасного уровня длительного сжатия железобетонных стержней.

Оценивая в целом результаты сопоставительного анализа вычисленных значений m_{dl} и $m_{э,dl}$ с опытными величинами соотношений $N_{dl}/N_{u,кр}$ при времени действия внешней нагрузки, в большинстве случаев не превышающей один год, можно сделать вывод о достаточной надежности предлагаемой методики определения величины снижения несущей способности железобетонных стоек при длительном нагружении. Вместе с тем необходимо иметь следующее обстоятельство.

Рост деформаций ползучести бетона при постоянных внешних воздействиях прекращается практически через три года с момента нагружения. Как отмечалось ранее, при более продолжительном времени действия внешней нагрузки вследствие роста прогибов момент внешней сжимающей силы непрерывно растет, стимулируя тем самым непрерывное увеличение напряжений в сжатой зоне бетона и деформаций ползучести этого бетона практически на всем периоде длительной эксплуатации сооружения, т.е. при $t - \tau_1$ f 100–150 лет. Поэтому при определении m_{dl} и $m_{э,dl}$ необходим учет данного обстоятельства, которое будет проводить к дополнительному снижению величины безопасной длительно действующей сжимающей силы.

Для количественной оценки этого снижения воспользуемся анализом опытных данных по величине снижения длительного сопротивления колонн [19].

1. Скорости роста прогибов колонн почти до самого начала разрушения остаются примерно постоянными, если исключить из рассмотрения участки 3-4 и 4-5 на кривой деформирования (см. рисунок 1);

2. Зависимость между m_{dl} и временем существования колонны при центральном сжатии можно выразить формулой:

$$m_{dl} = \frac{N_{dl}}{N_{u,кр}} = 0,87 - 0,08 \log v', \quad (9)$$

где $v' = t/t'$ – время эксплуатации железобетонной колонны в сутках при $t=150$ лет, отнесенное к $t'=1$ сут.

Переписывая (9) в виде:

$$m_{dl} = 0,87 - 0,08 \log 1100 - 0,08 \log \frac{v'}{1100} \quad (10)$$

и принимая в соответствии с приведенными выше соображениями сумму первых двух слагаемых правой части выражения (10), равной величине m'_{dl} , получим:

$$m_{dl} \approx m'_{dl} - 0,08 \log \frac{v'}{1100}. \quad (11)$$

В формулах (10) и (11) за число 1100 принято время в сутках, соответствующее примерно времени нарастания характеристик ползучести при постоянных напряжениях, принимаемое равным 3 годам.

С учетом ряда факторов, несколько снижающих отрицательное воздействие длительной нагрузки для максимально учитываемой длительности сопротивления в 100-150 лет в случае **прямоугольного** стержня с многорядным симметричным расположением продольной арматуры будем иметь:

$$m_{\text{ол}} = 0,9 - \frac{0,8\varphi_t(1-C)}{0,8\varphi_t + \frac{1-C\nu_1}{1-C} + 3\frac{E_s}{E_b}\nu_1\sum_{i=1}^n\mu(1-2\delta)^2} \quad (12)$$

Для стержня прямоугольного сечения с продольной арматурой, расположенной в один ряд у каждой из наружных граней:

$$m_{\text{ол}} = 0,9 - \frac{0,8\varphi_t(1-C)}{0,8\varphi_t + \frac{1-C\nu_1}{1-C} + 3\frac{E_s}{E_b}\nu_1\mu(1-2\delta)^2} \quad (13)$$

Значения параметров μ , δ и C определяются по формулам (6) и (7).

Выражения (12) и (13) дают в сравнении с зависимостью (8) более осторожную оценку предельной величины длительно действующих сжимающих усилий на железобетонные стержни и обеспечивают безопасную их работу на весь период эксплуатации в 100-150 лет и более.

Выводы

Полученные формулы позволяют учесть при вычислении безопасного значения сжимающей силы такие факторы, как определяемые на основе наследственной теории старения специфические особенности развития деформаций ползучести бетона во времени и, в частности, их обратимость, коэффициент армирования и уровень напряженного состояния. Установлено, что применение методики СП при определении предельно допустимого уровня длительного нагружения и величин прогибов приводит при сравнении результатов расчета с опытными данными к несовпадению их примерно в 40% от всех сопоставляемых результатов.

Анализ формул (5) и (8) не выявил однозначной зависимости параметра $m_{\text{ол}}$ от гибкости стержней, которая в явной форме заложена в несколько иной форме в ныне действующих нормативных документах, и во всех случаях являющаяся определяющим фактором при решении вопроса об учете длительного характера нагружения.

Сделанный вывод подтверждается и данными вышеприведенных экспериментальных исследований. Например, почти одинаковый уровень снижения разрушающей нагрузки, близкий к величине 0,7 отмечен у образцов с диапазоном изменения гибкости 19,5 до 40,5 при сопоставимой длительности сопротивления от 100 до 300 суток. Эти колонны подвергались длительному сжатию с близкими, но небольшими по величине относительными эксцентриситетами e_0 , не превышающими значения 0,1.

Объяснение полученным фактам несоответствия опытных результатов нормативным предпосылкам содержится в неправомерном использовании предположения о зависимости интенсивности снижения несущей способности стержней по мере увеличения их гибкости.

Необходимо также отметить, что, несмотря на содержащуюся в формулах (5) и (8) связь параметра $m_{\text{ол}}$ с коэффициентом продольного армирования μ , заметного влияния последнего на величину снижения длительной несущей способности опытных образцов при изменении μ % от 0,9% до 2,5% не наблюдается. Однако выполненные расчеты показывают, что при значениях μ % существенно больших 2,5%, влияние продольной арматуры на величину $m_{\text{ол}}$ может оказаться весьма заметным.

Из всех физических и геометрических характеристик, так или иначе влияющих на величину $m_{\text{ол}}$, наибольшее значение имеет ползучесть бетона. Установлено, что между значением $m_{\text{ол}}$ и характеристикой ползучести φ_t практически при всех исследованных значениях гибкости и коэффициентов армирования, имеется связь, близкая к линейной. С увеличением характеристики ползучести от 1 до 2 степень снижения несущей способности независимо от гибкости и содержания продольной арматуры в указанных пределах, увеличивается от значения, близкого к 0,7 до $m_{\text{ол}} = 0,5$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями №1, 2, 3)». - введ. с 2018-12-19. - М.: Минстрой России, 2018.
2. Тамразян А.Г., Фаликман В.Р. Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ // Строительство и реконструкция. 2016. № 3(65). С. 71-77.
3. Тамразян А.Г., Есаян С.Г. Механика ползучести бетона. Монография / Москва, 2012. Сер. Библиотека научных разработок и проектов МГСУ. 2012. 524 с.
4. Тамразян А.Г. К расчету железобетонных элементов с учетом ползучести и старения на основе реологической модели бетона // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 26-27.
5. Тамразян А.Г. К устойчивости внецентренно сжатых железобетонных элементов с малым эксцентриситетом с учетом реологических свойств бетона // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 2. № 2. С. 48-57.
6. Расчетный анализ длительного деформирования основания комплекса зданий курской АЭС. Колчунов В.И., Федорова Н.В., Дмитриева К.О., Дьяков И.М. В книге: Методология безопасности среды жизнедеятельности. Программа и тезисы IV Крымской Международной научно-практической конференции. Под редакцией: А.Т. Дворецкого, Т.В. Денисовой, А.Е. Максименко. 2017. С. 44-45.
7. Крылов С.Б., Гончаров Е.Е. Использование реологических моделей при моделировании ползучести бетона // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 2. С. 32-33.
8. Харлаб В.Д. Принципиальные вопросы линейной теории ползучести (с привязкой к бетону). СПб.: СПбГАСУ, 2014. 207 с.
9. Галустов К.З. Нелинейная теория ползучести бетона и расчет железобетонных конструкций / К. З. Галустов. - М.: Физматлит, 2006. - 248 с.
10. Крылов С.Б. Особенности применения уравнений теории ползучести к расчету стержневых изогнутых и сжато-изогнутых железобетонных конструкций // Промышленное и гражданское стр-во. 2004. № 4. С. 32-33.
11. Селяев В.П., Селяев П.В., Сорокин Е.В., Алимов М.Ф. Аналитическое описание диаграмм деформирования бетона для расчета прогибов пластин из нелинейно деформируемого материала // Строительство и реконструкция. 2018. № 3 (77). С. 22-29.
12. Zainab Kammouna, Matthieu Briffaut, Yann Malecot. Experimental Study of the Creep Effect on the Mechanical Properties of Concrete. *Advances in Civil Engineering*. 2019:1-9
13. Ruiz M.F., Muttoni A., Gambarova P.G. Relationship between nonlinear creep and cracking of concrete under uniaxial compression. *J. Adv. Concr. Technol.*, 5(3), (2007), pp. 383-393.
14. EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2001, p. 225.
15. Zuanfeng Pan, Dong Cao, Bin Zeng, Yuwei Wang. Nonlinear Creep Amplification Factor Considering Damage Evolution of Concrete under Compression. *Materials* 2022, 15(19), 6742.
16. Mazzotti C.; Savoia M. Nonlinear creep damage model for concrete under uniaxial compression. *J. Eng. Mech.* 2003, 129, 1065-1075.
17. Neville A.M., Dilger W.H., Brooks J.J., Creep of plain and structural concrete, Construction Press, London and NewYork (1983).
18. Bazant Z.P., Xi Y., Baweja S. Improved prediction model for time dependent deformations of concrete: Part 7—Short form of BPKX model, Statistics and extrapolation of short-time data,” *Materials and Structures* 26 (1993), 567-574.
19. Таль К.Э., Чистяков Е.А. Экспериментальные исследования несущей способности гибких железобетонных стержней при длительном нагружении. В кн. Исследование прочности, жесткости и трещиностойкости конструкций. - М.: Госстройиздат, 1962. Дып. 26. С.30-58.

REFERENCES

1. SP 63.13330.2018 «Betonnnyye i zhelezobetonnyye konstruksii. Osnovnyye polozheniya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 52-01-2003 (s Izmeneniyami №1, 2, 3)». - vved. s 2018-12-19. - M.: Minstroy Rossii, 2018.
2. Tamrazyan A.G., Falikman V.R. Osnovnyye trebovaniya k proyektirovaniyu zhelezobetonnykh konstruktsey po model'nomu kodeksu FIB. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2016. No. 3 (65). Pp. 71-77.
3. Tamrazyan A.G., Yesayan S.G. Mekhanika polzuchesti betona. *Monografiya* / Moskva, 2012. Ser. Biblioteka nauchnykh razrabotok i projektov MGSU. 2012.524 p.
4. Tamrazyan A.G. K raschetu zhelezobetonnykh elementov s uchetom polzuchesti i stareniya na osnove reologicheskoy modeli betona. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2012. No. 7. Pp. 26-27.

5. Tamrazyan A.G. K ustoychivosti vnetsentrenno szhatykh zhelezobetonnykh elementov s malym ekstsentrisitetom s uchetom reologicheskikh svoystv betona // *Zhelezobetonnyye konstruksii*. 2023. T. 2. No. 2. Pp. 48–57.
6. Raschetnyy analiz dlitel'nogo deformirovaniya osnovaniya kompleksa zdaniy kurskoy AES. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Dmitriyeva K.O., D'yakov I.M. V knige: *Metodologiya bezopasnosti sredy zhiznedeyatel'nosti. Programma i tezisy IV Krymskoy Mezhdunarodnoy nauchno-prakticheskoy konferentsii*. Pod redaktsiyey: A.T. Dvoret'skogo, T.V. Denisovoy, A.Ye. Maksimenko. 2017. Pp. 44–45.
7. Krylov S.B., Goncharov Ye.Ye. Ispol'zovaniye reologicheskikh modeley pri modelirovanii polzuchesti betona. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2013. No. 2. Pp. 32–33.
8. Kharlab V.D. Printsipial'nyye voprosy lineynoy teorii polzuchesti (s privyazkoy k betonu). SPb.: SPbGASU, 2014. 207 p.
9. Galustov K.3. Nelineynaya teoriya polzuchesti betona i raschet zhelezobetonnykh konstruksiy. M.: Fizmatlit, 2006. 248 p.
10. Krylov S.B. Osobennosti primeneniya uravneniy teorii polzuchesti k raschetu sterzhnevyykh izognutykh i szhato-izognutykh zhelezobetonnykh konstruksiy // *Promyshlennoye i grazhdanskoye str-vo*. 2004. No. 4. Pp. 32–33.
11. Selyayev V.P., Selyayev P.V., Sorokin Ye.V., Alimov M.F. Analiticheskoye opisaniye diagramm deformirovaniya betona dlya rascheta progibov plastin iz nelineyno deformiruyemogo materiala // *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2018. No. 3 (77). Pp. 22–29.
12. Zainab Kammouna, Matthieu Briffaut, Yann Malecot. Experimental Study of the Creep Effect on the Mechanical Properties of Concrete. *Advances in Civil Engineering* 2019:1–9
13. Ruiz M.F., Muttoni A., Gambarova P.G. Relationship between nonlinear creep and cracking of concrete under uniaxial compression. *J. Adv. Concr. Technol.*, 5 (3) (2007), pp. 383–393.
14. EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2001, p. 225.
15. Zuanfeng Pan, Dong Cao, Bin Zeng, Yuwei Wang. Nonlinear Creep Amplification Factor Considering Damage Evolution of Concrete under Compression. *Materials* 2022, 15(19), 6742.
16. Mazzotti, C.; Savoia, M. Nonlinear creep damage model for concrete under uniaxial compression. *J. Eng. Mech.* 2003, 129, 1065–1075.
17. Neville, A.M., Dilger, W.H. and Brooks, J.J., *Creep of plain and structural concrete*, Construction Press, London and NewYork (1983).
18. Bazant, Z.P., Xi, Y., and Baweja, S., “Improved prediction model for time dependent deformations of concrete: Part 7—Short form of BPKX model, Statistics and extrapolation of short-time data,” *Materials and Structures* 26 (1993), 567–574.
19. Tal' K.E., Chistyakov Ye.A. Eksperimental'nyye issledovaniya nesushchey sposobnosti gibkikh zhelezobetonnykh sterzhney pri dlitel'nom nagruzhenii. V kn. *Issledovaniye prochnosti, zhestkosti i treshchinostoykosti konstruksiy*. M.: Gosstroyizdat, 1962. Vyp.26. Pp. 30–58.

Информация об авторе:

Тамразян Ашот Георгиевич

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, доктор технических наук, профессор, чл.-корр. РААСН, зав. кафедрой Железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: tamrazian@mail.ru

Information about author:

Tamrazyan Ashot G.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, doctor of technical sciences, professor, Corresponding Member RAACS, head Department of Reinforced Concrete and Stone Structures.

E-mail: tamrazian@mail.ru

Н.В. ФЕДОРОВА¹, В.И. КОЛЧУНОВ², О.Б. БУШОВА²¹Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, г. Москва, Россия²Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет" (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия

РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ ПРИ РАЗРУШЕНИИ РИГЕЛЕЙ ПО НАКЛОННОМУ СЕЧЕНИЮ

Аннотация. На энергетической основе, решена задача расчета нелинейного деформирования конструкций железобетонных многоэтажных рам при разрушении ригелей по наклонному сечению от особых воздействий, вызванных структурной перестройкой конструктивной системы. Получены аналитические зависимости для определения параметров диаграммы «момент-кривизна» и «поперечная сила-сдвиг» при статико-динамическом режиме нагружения рассматриваемых конструкций. Определена предельная нагрузка, при которой в рассматриваемой конструктивной системе рывы после приложения особого воздействия в виде внезапного удаления одной из колонн достигается особое предельное состояние с разрушением ригелей по наклонным сечениям. Полученная расчетная схема разрушения ригелей рассматриваемых конструкций рам вызванных совместным действием изгибающих моментов и поперечных сил, сопоставлена со схемой разрушения, полученной экспериментально.

Ключевые слова: железобетон, энергетический метод, поперечная сила, наклонное сечение, деформирование, особое воздействие.

N.V. FEDOROVA¹, V.I. KOLCHUNOV², O.B. BUSHOVA²¹Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia²National Research Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow, Russia

CALCULATION OF PARAMETERS OF DEFORMATION OF REINFORCED CONCRETE FRAMES DURING THE DESTRUCTION OF CROSSBARS ALONG AN INCLINED SECTION

Abstract. On an energy basis, the problem of calculating the nonlinear deformation of structures of reinforced concrete multi-storey frames during the destruction of crossbars along an inclined section from special influences caused by structural restructuring of the structural system is solved. Analytical dependences are obtained for determining the parameters of the "moment-curvature" and "transverse force-shear" diagrams in the static-dynamic loading mode of the structures under consideration. The limiting load is determined at which, in the considered structural system of the ring, after applying a special effect in the form of a sudden removal of one of the columns, a special limiting state is achieved with the destruction of crossbars along inclined sections. The obtained design scheme of the destruction of the crossbars of the frame structures under consideration caused by the combined action of bending moments and transverse forces is compared with the destruction scheme obtained experimentally.

Keywords: reinforced concrete, energy method, transverse force, inclined section, deformation, special impact.

Введение

Природные, техногенные и террористические события, происходящие в мире, подтверждают увеличивающиеся воздействия на здания и сооружения и увеличивающуюся опасность возникновения их прогрессирующего обрушения при таких воздействиях.

© Федорова Н.В., Колчунов В.И., Бушова О.Б., 2023

Поэтому проблема защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения находит все более широкое обсуждение в научных публикациях российских и зарубежных авторов. В частности, разработка способов защиты конструкций зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения при особых воздействиях обсуждалась в отечественных [1-6] и зарубежных [7-11] публикациях, однако, эти способы защиты были предложены на основе результатов исследований рамно-стержневых конструкций при их разрушении по нормальным сечениям. В то же время, в недавно проведенных экспериментальных исследованиях [12] показано, что применительно к железобетонным каркасам многоэтажных зданий разрушения по наклонным сечениям ригелей могут носить хрупкий динамический характер и, соответственно, стать более опасными. В работах [12, 13] предложена схема армирования приопорных зон ригелей железобетонной рамы, повышающая их силовое сопротивление при внезапных изменениях силовых потоков от особого воздействия. Однако вопросы, связанные с изучением физических явлений деформирования железобетонных рам каркасов зданий в предельном состоянии при особых аварийных воздействиях с разрушением по наклонным сечениям ригелей, для рассматриваемых конструктивных систем, остаются практически неизученными.

В соответствии с ГОСТ 27751-2014 Изменение №1 и требованиями СП 385.1325800.2018 с Изм.№1,2,3, расчет на прогрессирующее обрушение должен производиться на особое сочетание нагрузок для всех зданий и сооружений класса КС-3 и для многоэтажных зданий класса КС-2 с массовым пребыванием людей. Детализация этих требований в действующих нормативных документах из-за ограниченного объема, проведенных в России и за рубежом, теоретических и экспериментальных исследований не достаточна. В публикациях последних лет отмечается противоречивый характер объяснений ряда принципиальных положений, описывающих деформирования и разрушения железобетонных конструктивных систем зданий и сооружений в предельных состояниях при особых аварийных воздействиях на основе метода предельных состояний. Это подтверждают и экспериментальные исследования деформирования и разрушения железобетонных конструкций, проведенные в последние годы на моделях и натурных конструкциях, например, [3, 5, 16, 17]. Установлено [14, 15], что динамические догружения железобетонных элементов каркасов многоэтажных зданий зависит не только от значений особых воздействий в аварийных расчетных ситуациях, но и от топологии конструктивной системы, структуры сечения и армирования элементов конструкций, степени статической неопределимости, положения зоны и времени возможного начального локального разрушений, напряженного состояния рассчитываемого элемента и других факторов. Все эти положения требуют детализации и углубленных теоретических и экспериментальных исследований применительно к различным видам напряженного состояния и различным типам конструктивных систем. В этой связи в рассматриваемой статье приведены результаты экспериментально-теоретических исследований параметров деформирования железобетонных рамных систем в предельном состоянии при разрушении ригелей по наклонному сечению от действия эксплуатационной нагрузки и особого воздействия в виде внезапного удаления одного из конструктивных элементов.

Метод

В качестве объекта исследований рассмотрена железобетонная рама фрагмента каркаса многоэтажного здания (рисунок 1). Армирование ригелей рамы принято симметричным: продольными стержнями из арматуры класса А500С и поперечной арматуры в виде наклонных стержней из арматурной проволоки, расположенных по предложению [12] в двух взаимно ортогональных направлениях в приопорных зонах ригелей. К ригелям рамы, на расстояниях a от опор, приложена эксплуатационная нагрузка в виде сосредоточенных сил P_i (рисунок 1 б, в). Особое воздействие на раму принято в виде внезапного удаления одной из стоек первого этажа рамы. При таком приложении нагрузки, в сечениях приопорной зоны ригелей рамы возникают изгибающие моменты (M) и поперечная сила (Q). На картину напряженно-деформированного состояния, и, соответственно, на картину

разрушения конструктивной системы при рассматриваемом особом воздействии, в виде внезапного удаления одной из колонн, влияет внезапные изменения структуры конструкции [6, 9]. Другими словами, при выключении связи в конструктивной системе изменяется степень статической неопределимости и, соответственно, перераспределяются силовые потоки между конструктивными элементами. Для восприятия изменяющихся усилий в ригеле принят вариант симметричного армирования: продольная стержневая арматура в двух уровнях и поперечное армирование в виде наклонных стержней, расположенных в приопорных зонах ригелей в двух взаимно ортогональных направлениях. При рассматриваемом особом воздействии в виде внезапного удаления из конструкции рамы одного из конструктивных элементов, например колонны первого этажа, в оставшихся нагруженных элементах конструкции возникнут динамические догрузки и соответственно приращения внутренних усилий в элементах рамы. Диаграммы статико-динамического деформирования «изгибающий момент - кривизна» и «поперечная сила-перемещение» представим по предложению [19] в виде билинейных зависимостей (рисунок 2 а и б).

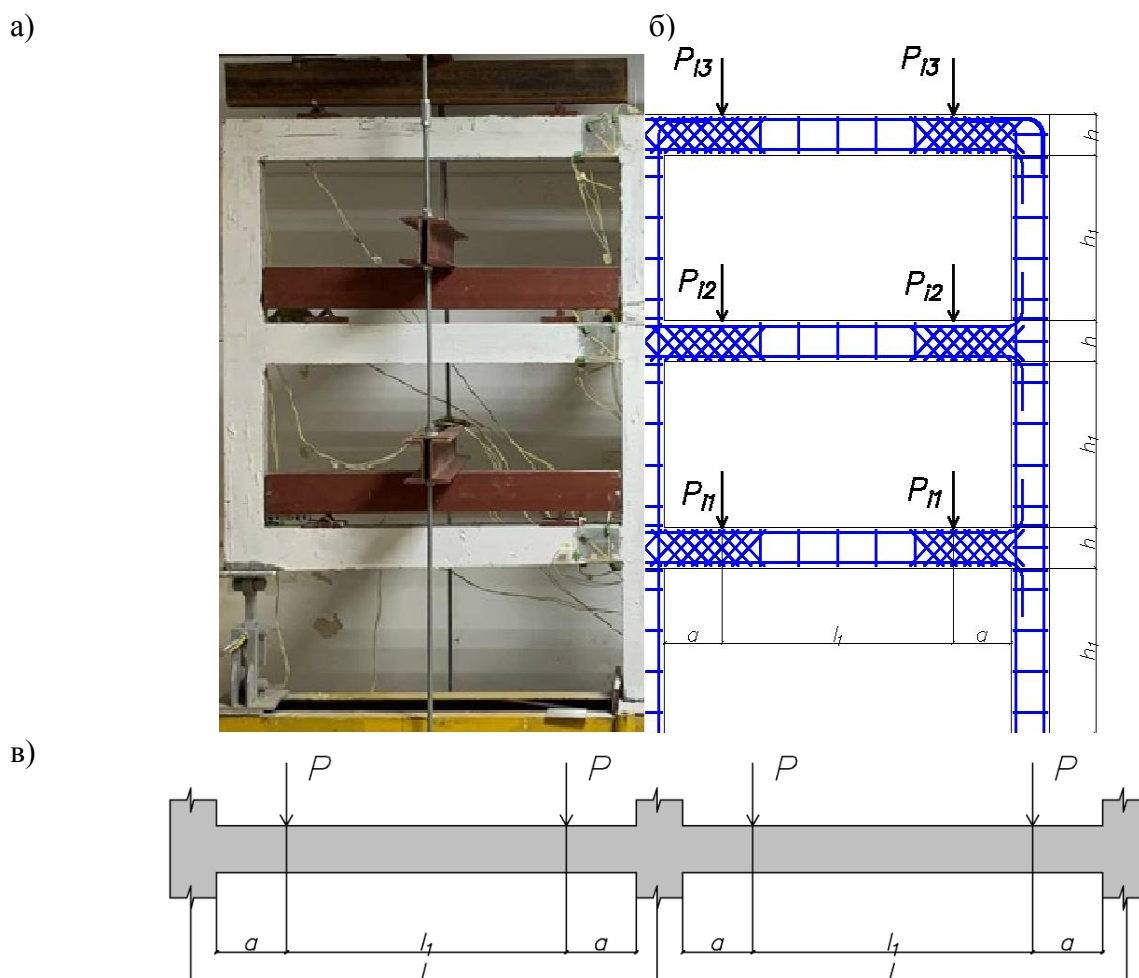


Рисунок 1 – Исследуемая железобетонная рама и схема приложения нагрузок:
а – общий вид конструкций, б - схема армирования; в – схема нагружения

Используя энергетический подход [12] и диаграммный метод в варианте предложенном в [3, 5, 16], определим энергетические соотношения для параметров диаграммы при рассматриваемом режиме двухэтапного нагружения конструкции рамы. Будем полагать, что при эксплуатационной нагрузке в исходной n -раз статически неопределимой системе, на первом этапе нагружения рамы статической нагрузкой в наиболее напряженном приопорном сечении ригеля образуются наклонные трещины, т.е. выполняются критерии трещиностойкости $M > M_{сгс}$. или $Q > Q_{сгс}$. Если бы приложение

особого воздействия на втором этапе нагружения носило статический характер, изменение статической неопределённости рамы на единицу, в этом же сечении произошло бы приращение изгибающего момента M и поперечной силы Q до значений M_{n-1}^c и Q_{n-1}^c . Если же приложение особого воздействия на втором этапе нагружения носило динамический характер, рамы происходит динамически в виде удара, то приращение изгибающего момента M и поперечной силы Q произошло бы до значений M_{n-1}^d и Q_{n-1}^d .

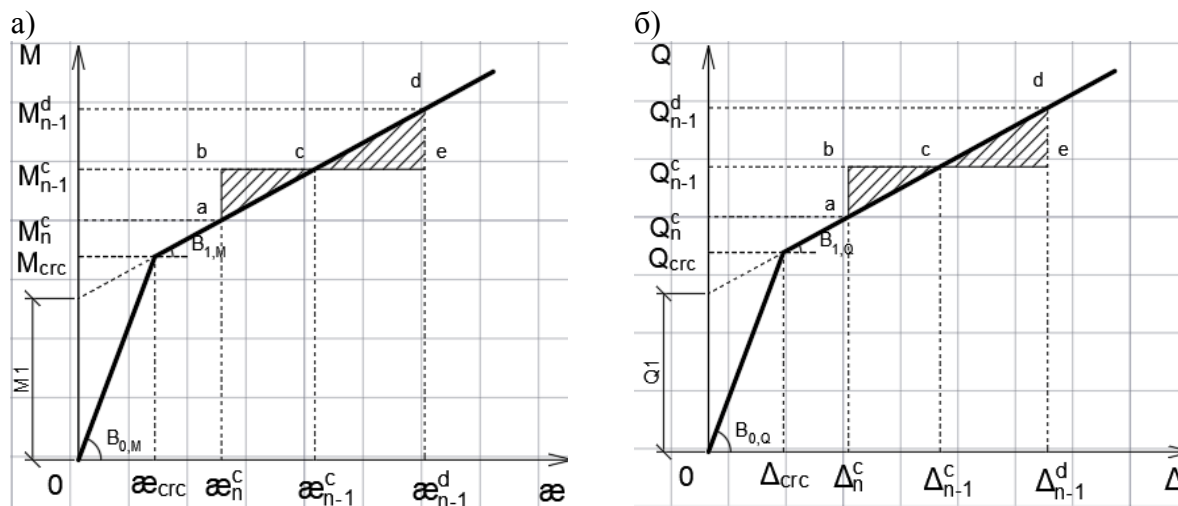


Рисунок 2 – Диаграммы «момент-кривизна» (а), «поперечная сила-сдвиг» (б) для описания деформирования сечений приопорных зон рассматриваемого элемента

Максимальных значений эти моменты от рассматриваемого ударного догружения будут достигать на первой полуволне колебаний конструкции рамы.

Для количественной оценки исследуемого динамического эффекта в соответствии с [17, 18] общий вид диаграмм статико-динамического деформирования «момент-кривизна» ($M - \mathfrak{a}$) и поперечная сила-сдвиг ($Q - \Delta$) принимаем двух линейными (рисунок 2). Примем также гипотезу о простом нагружении железобетонного элемента и при этом будем полагать что диаграммы « $M - \mathfrak{a}$ » и « $Q - \Delta$ » афинно подобны.

Следуя энергетическому подходу, предложенному в работе [16, 17], воспользуемся принципом сохранения полной удельной энергии деформации. Величину удельной работы внутренних сил изгибающего момента и поперечной силы определим из выражений (1):

$$\begin{cases} \Phi(\mathfrak{a}) = \int_0^{\mathfrak{a}} M(\mathfrak{a}) d\mathfrak{a} \\ \Phi(\Delta) = \int_0^{\Delta} Q(\Delta) d\Delta \end{cases} \quad (1)$$

Условие постоянства полной удельной энергии приводит к равенству на графике « $M - \mathfrak{a}$ » и « $Q - \Delta$ » площади прямоугольников $\mathfrak{a}_n^c$, b , e , $\mathfrak{a}_{n-1}^d$; Δ_n^c , b , e , Δ_{n-1}^d ; площадям трапеций $\mathfrak{a}_n^c$, a , d , $\mathfrak{a}_{n-1}^d$; Δ_n^c , a , d , Δ_{n-1}^d (рисунок 2 а, б):

$$\begin{cases} \Phi(\mathfrak{a}_{n-1}^d) - \Phi(\mathfrak{a}_n^c) = M_{n-1}^c(\mathfrak{a}_{n-1}^d - \mathfrak{a}_n^c) \\ \Phi(\Delta_{n-1}^d) - \Phi(\Delta_n^c) = Q_{n-1}^c(\Delta_{n-1}^d - \Delta_n^c) \end{cases} \quad (2)$$

Если для рассматриваемого изгибаемого элемента на основе диаграмм рисунка 2 принять упрощенный вариант вычисления изгибной и сдвиговой жесткостей элемента без трещин и с трещинами [18, 19, 20], то при линейной диаграмме момент - кривизна $M = \mathfrak{a}B_{0,M}$,

$\Phi(\varkappa) = \frac{B_{0.M}\varkappa^2}{2}$, где $B_{0.M} = E_b J_{b.red}$ - начальная жесткость сечения; $Q = \Delta B_{0.Q}$, $\Phi(\Delta) = \frac{B_{0.Q}\Delta^2}{2}$, где $B_{0.Q} = G_b A_{b.red}$ - начальная жесткость сечения.

Подставляя выражение (1) в формулу (2) и раскрывая подынтегральные выражения, получено:

$$\begin{aligned} \Phi(\varkappa_{n-1}^d) &= B_{0.M} \int_0^{\varkappa_{crc}} \varkappa d\varkappa + B_{1.M} \int_{\varkappa_{crc}}^{\varkappa_{n-1}^d} \varkappa d\varkappa = B_{0.M} \frac{(\varkappa_{crc})^2}{2} + B_{1.M} \frac{(\varkappa_{n-1}^d)^2}{2} - \\ &\quad B_{1.M} \frac{(\varkappa_{crc})^2}{2}; \end{aligned} \quad (3)$$

$$\Phi(\varkappa_n^c) = B_{0.M} \int_0^{\varkappa_{crc}} \varkappa d\varkappa + B_{1.M} \int_{\varkappa_{crc}}^{\varkappa_n^c} \varkappa d\varkappa = B_{0.M} \frac{(\varkappa_{crc})^2}{2} + B_{1.M} \frac{(\varkappa_n^c)^2}{2} - B_{1.M} \frac{(\varkappa_{crc})^2}{2};$$

$$\begin{aligned} \Phi(\Delta_{n-1}^d) &= B_{0.Q} \int_0^{\Delta_{crc}} \Delta d\Delta + B_{1.Q} \int_{\Delta_{crc}}^{\Delta_{n-1}^d} \Delta d\Delta = B_{0.Q} \frac{(\Delta_{crc})^2}{2} + B_{1.Q} \frac{(\Delta_{n-1}^d)^2}{2} - \\ &\quad B_{1.Q} \frac{(\Delta_{crc})^2}{2}; \end{aligned} \quad (4)$$

$$\Phi(\Delta_n^c) = B_{0.Q} \int_0^{\Delta_{crc}} \Delta d\Delta + B_{1.Q} \int_{\Delta_{crc}}^{\Delta_n^c} \Delta d\Delta = B_{0.Q} \frac{(\Delta_{crc})^2}{2} + B_{1.Q} \frac{(\Delta_n^c)^2}{2} - B_{1.Q} \frac{(\Delta_{crc})^2}{2}.$$

Жесткость сечения на изгиб $B_{1.M}$ и на сдвиг $B_{1.Q}$ определяется по формулам:

$$B_{1.M} = tg\alpha = \varphi_1 E_s A_s h_0^2; \quad (5)$$

$$B_{1.Q} = tg\alpha = \varphi_1 E_s A_s, \quad (6)$$

где $B_{1.M}, B_{1.Q}$ жесткость сечения после образования трещин.

В итоге для определения динамической кривизны и сдвига в приопорном сечении элемента при динамическом догружении получим следующую систему уравнений:

$$\begin{cases} B_{1.M} \left[\frac{(\varkappa_{n-1}^d)^2}{2} - \frac{(\varkappa_n^c)^2}{2} \right] = M_{n-1}^c (\varkappa_{n-1}^d - \varkappa_n^c) \\ B_{1.Q} \left[\frac{(\Delta_{n-1}^d)^2}{2} - \frac{(\Delta_n^c)^2}{2} \right] = Q_{n-1}^c (\Delta_{n-1}^d - \Delta_n^c) \end{cases} \quad (7)$$

или, раскрывая уравнение (6) в порядке убывания степеней при неизвестных $\varkappa_{n-1}^d$ и Δ_{n-1}^d :

$$\begin{cases} B_{1.M} \frac{(\varkappa_{n-1}^d)^2}{2} - B_{1.M} \frac{(\varkappa_n^c)^2}{2} - M_{n-1}^c \varkappa_{n-1}^d + M_{n-1}^c \varkappa_n^c = 0 \\ B_{1.Q} \frac{(\Delta_{n-1}^d)^2}{2} - B_{1.Q} \frac{(\Delta_n^c)^2}{2} - Q_{n-1}^c \Delta_{n-1}^d + Q_{n-1}^c \Delta_n^c = 0 \end{cases} \quad (8)$$

Решение системы уравнений (8) относительно кривизны и сдвига, приводит к следующим зависимостям для динамических кривизн $\varkappa_{n-1}^d$ и динамических сдвигов Δ_{n-1}^d в расчетном наклонном сечении:

$$\varkappa_{n-1}^d = \frac{M_{n-1}^c \pm \sqrt{(M_{n-1}^c)^2 + B_{1.M}^2 (\varkappa_n^c)^2 - 2B_{1.M} \varkappa_n^c M_{n-1}^c}}{B_{1.M}} \quad (9)$$

$$\Delta_{n-1}^d = \frac{Q_{n-1}^c \pm \sqrt{(Q_{n-1}^c)^2 + B_{1.Q}^2 (\Delta_n^c)^2 - 2B_{1.Q} \Delta_n^c Q_{n-1}^c}}{B_{1.Q}} \quad (10)$$

Значения M_1 определяется отрезком отсекаемым продолжением прямой $a-d$ на диаграмме « $M - \alpha$ » и Q_1 на диаграмме « $Q-\Delta$ » при статическом нагружении элемента используя зависимости [13]:

$$M_1 = \varphi_2 b h^2 R_{bt,ser} ; \quad (11)$$

$$Q_1 = \varphi_2 b h R_{ht.ser} \quad (12)$$

Результаты

Выполним расчёт двухпролетной трехэтажной железобетонной рамы, физическая модель которой была испытана на заданную нагрузку, приложенную в приопорных зонах на особое воздействие. Конструкции рам выполнялись из бетона В30 сечением ригелей 50x100 мм. Продольное армирование ригелей рам было рассчитано по методике [11] и принято симметричным из стержней диаметром ф8А500С. Поперечное армирование рассчитано на совместное действие момента и поперечной силы по рассматриваемой методике и принято в виде наклонных стержней или перекрестных наклонных стержней диаметром ф2В500 шагом 35 мм (рисунок 3 б). Такое техническое решение позволило обеспечить восприятие изменяющихся в каркасе силовых потоков при особом воздействии, вызванном внезапным удалением одной из несущих колонн и, как следствие, обеспечить повышение сопротивляемости рамы прогрессирующему обрушению. Проектная нагрузка в виде сосредоточенных сил, приложенных к ригелям на расстоянии 150 мм от опор, принята 30 кН.

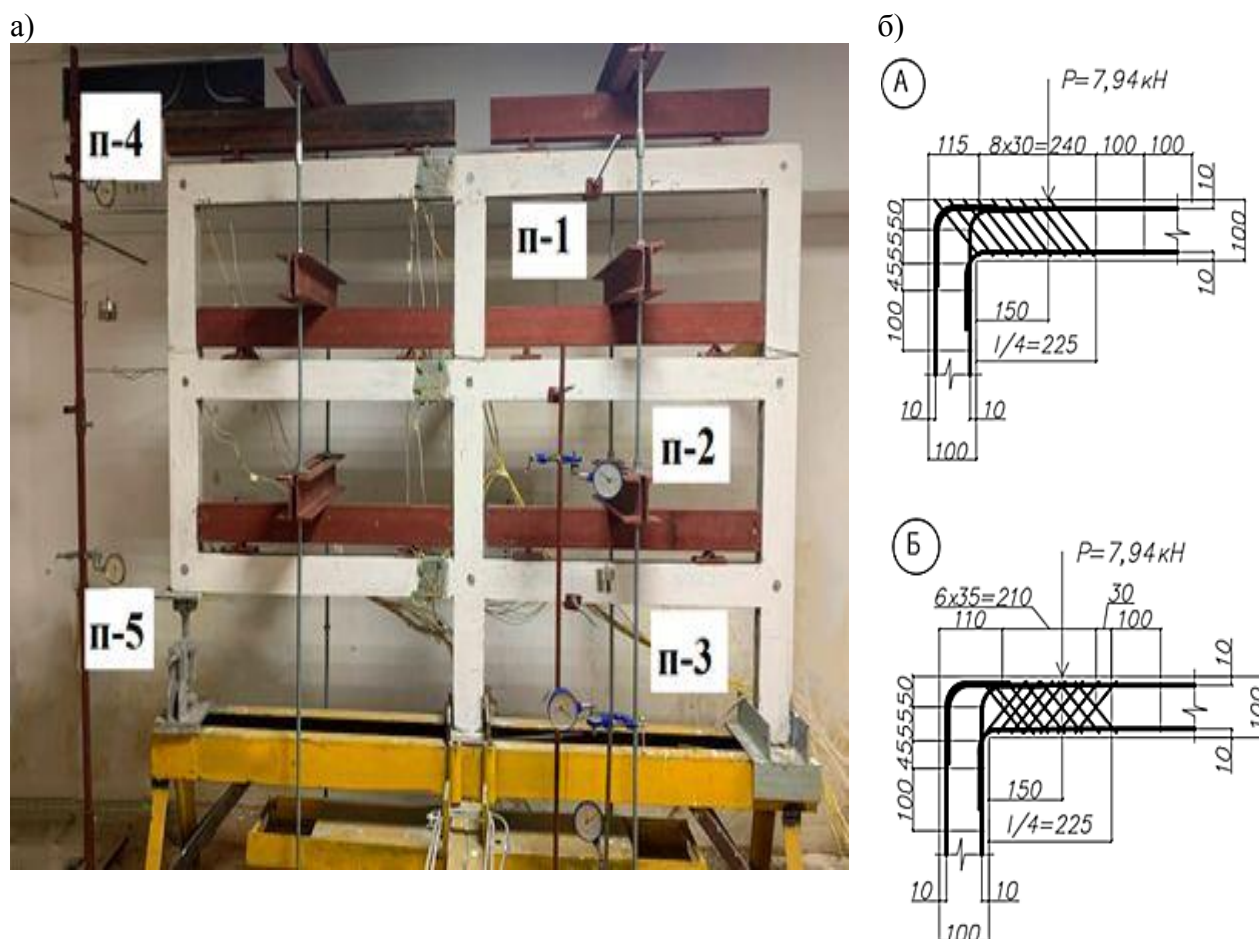


Рисунок 3 – Общий вид опытной конструкции рамы (а) и схемы поперечного армирования приопорных зон (б)

Была определена также предельная расчетная нагрузка P , при которой в рассматриваемом расчетном сечении после приложения особого воздействия достигается особое предельное. В результате вычислений с использованием приведенных расчетных зависимостей (8)-(10) получено для наиболее напряженного наклонного сечения ригеля рамы под первым этажом получены следующие параметры статико-динамических диаграмм « $M - \alpha$ » и « $Q - \Delta$ » (рисунок 4 а, б).

$$\begin{aligned} M_n^c &= 2.9 \text{ кН} \cdot \text{м}, M_{n-1}^c = 9 \text{ кН} \cdot \text{м}; \alpha_n^c = 0.07 \frac{1}{\text{м}}, \alpha_{n-1}^c = 0.22 \frac{1}{\text{м}}; \\ M_{n-1}^d &= 15 \text{ кН} \cdot \text{м}, \alpha_{n-1}^d = 0.37 \frac{1}{\text{м}}; \\ Q_{crc} &= 5.25 \text{ кН}, Q_n^c = 7 \text{ кН}, Q_{n-1}^c = 29 \text{ кН}; \\ \Delta_{crc} &= 0.8 \cdot 10^{-4}, \Delta_n^c = 1.9 \cdot 10^{-4}, \Delta_{n-1}^c = 7.9 \cdot 10^{-4}; \\ Q_{n-1}^d &= 51 \text{ кН}, \Delta_{n-1}^d = 13.9 \cdot 10^{-4}. \end{aligned}$$

Результаты расчета были сопоставлены с данными экспериментальных исследований железобетонных рам, полученных испытанием двух образцов этих конструкций [8] на заданную проектную нагрузку и особое воздействие в виде внезапного удаления левой стойки рамы.

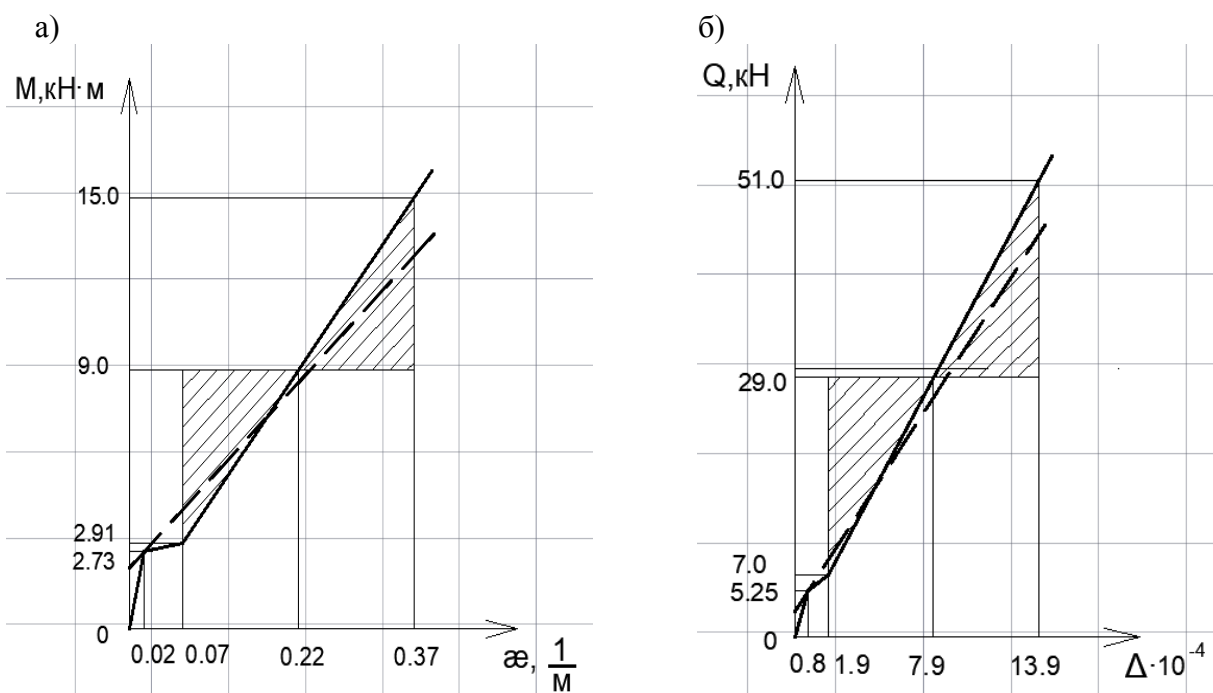


Рисунок 4 – Диаграммы «момент-кривизна» ($M - \alpha$) (а), «поперечная сила-перемещение» и ($Q - \Delta$) (б) к примеру расчета для сечения 1-1 ригеля над первым этажом

Было изготовлено и испытано два опытных образца рам: один – с традиционным вариантом армирования ригелей наклонными стержнями, а второй – с наклонными стержнями, расположенными в двух взаимно ортогональных направлениях (см. рисунок 3 б).

Сопоставление предельной расчетной нагрузки P , при которой в рассматриваемом расчетном сечении по грани сопряжения ригеля левого пролета первого этажа, после приложения особого воздействия достигалось особое предельное – разрушение по наклонному сечению от сдвига всех ригелей рамы при первом варианте армирования (рисунок 5 а) с экспериментальным значением этой нагрузки, показало их удовлетворительное согласование.

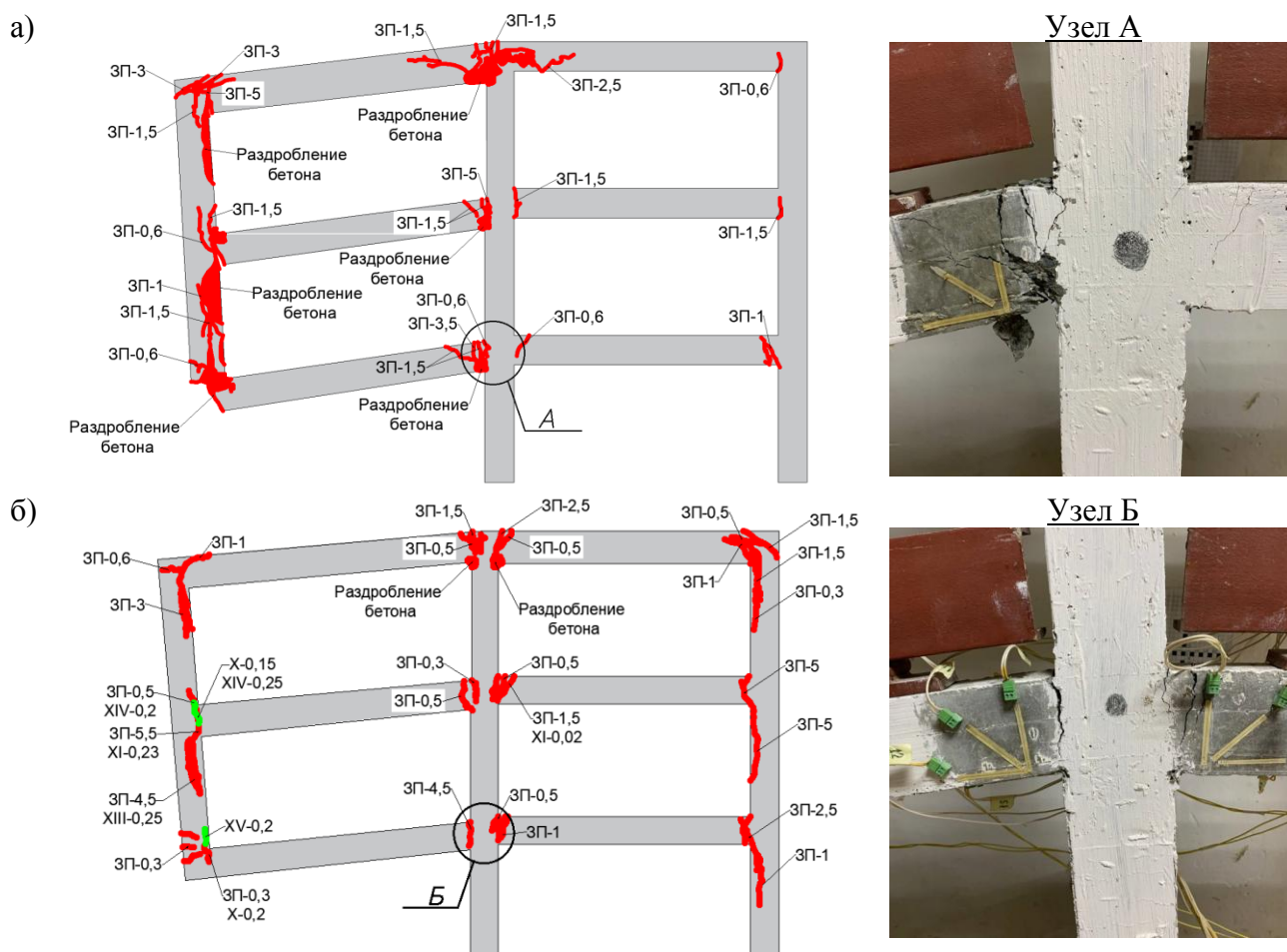


Рисунок 5 - Картины трещинообразования и разрушения опытных рам после приложения проектного воздействия: а – рама, армированная наклонными стержнями одного направления; б – рама, армированная наклонными стержнями в двух направлениях

Расхождение не превысило 17,5 %. В рамах, армированных по второму варианту – с наклонными стержнями, расположенными в двух взаимно ортогональных направлениях разрушение произошло по нормальным сечениям в зоне действия максимальных моментов по грани сопряжения ригелей со средней колонной. Расчетные картины трещинообразования и разрушения опытных рам обоих вариантов при приложении проектной нагрузки и после особого воздействия были аналогичны полученным в опытах (рисунок 5 а, б).

Выводы

1. На энергетической основе, без привлечения аппарата динамики сооружений, получены аналитические зависимости для определения параметров диаграммы статико-динамического деформирования железобетонных рам в предельных и запредельных состояниях при их разрушении по наклонным сечениям от совместного действия моментов и поперечных сил.

2. Численным анализом деформирования и разрушения конструкций железобетонных рам с различными вариантами поперечного армирования в сопоставлении с данными их экспериментальных исследований установлено, что армирование приопорных зон ригелей наклонными стержнями в двух направлениях соответствующей интенсивности позволяет обеспечить защиту рам от прогрессирующего разрушения при внезапном изменении направления силовых потоков от особого аварийного воздействия.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алмазов В.О., Као Зуй Кхой. Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов. М.: АСВ, 2013. 128 с.
2. Еремеев П.Г. Методы проектирования на прогрессирующее обрушение: гармонизация российских и международных нормативных документов // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 4. С. 23-28.
3. Федорова Н.В., Фан Динь Гуок, Нгуен Тхи Чанг. Экспериментальные исследования живучести железобетонных рам с ригелями, усиленными косвенным армированием // Строительство и реконструкция. 2020. № 1. С. 92-100.
4. Ильюшенко Т.А., Колчунов В.И., Федоров С.С. Трещиностойкость преднапряженных железобетонных рамно-стержневых конструкций при особых воздействиях // Строительство и реконструкция. 2021. № 1. С. 74-84.
5. Ву Нгок Туен. Исследование живучести железобетонной конструктивно нелинейной рамно-стержневой системы каркаса многоэтажного здания в динамической постановке // Строительство и реконструкция. 2020. Т. 90. № 4. С. 73-84.
6. Федорова Н.В., Халина Т.А. Исследование динамических догрузок в железобетонных конструктивных системах при внезапных структурных перестройках // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 8. С. 32-36.
7. Alogla K., Weekes L., Augustus-Nelson L. A new mitigation scheme to resist progressive collapse of RC structures // Construction and Building Materials. 2016. (125). С. 533-545.
8. Alshaikh I. M. H. [и др.]. Progressive collapse of reinforced rubberised concrete: Experimental study // Construction and Building Materials. 2019. (226). С. 307-316.
9. Li J., Hao H. Numerical study of structural progressive collapse using substructure technique // Engineering Structures. 2013. (52). С. 101-113.
10. Xuan W., Wang L., Liu C., Xing G., Zhang L., Chen H. Experimental and theoretical investigations on progressive collapse resistance of the concrete-filled square steel tubular column and steel beam frame under the middle column failure scenario // Shock and Vibration. 2019. Vol. 2019. Pp. 1-12. doi:10.1155/2019/2354931
11. Lin K., Lu X., Li Y., Guan H. Experimental study of a novel multi-hazard resistant prefabricated concrete frame structure // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2019. Vol. 119. Pp.390-407
12. Колчунов В.И., Бушова О.Б., Кореньков П.А. Деформирование и разрушение железобетонных рам с ригелями, армированными наклонными стержнями, при особых воздействиях // Строительство и реконструкция. 2022. № 1. С. 18-28.
13. Колчунов В.И., Бушова О.Б. Деформирование железобетонных каркасов многоэтажных зданий в запредельных состояниях при особых воздействиях // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 4. С. 297-306.
14. Колчунов В.И., Федорова Н.В., Савин С.Ю. Динамические эффекты в статически неопределимых физически и конструктивно нелинейных системах // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 9. С. 42-51.
15. Колчунов В.И., Ключева Н.В., Андросова Н.Б., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях/ Научное издание. – М.: АСВ, 2014. 208 с.
16. Федорова Н.В., Московцева В.С., Амелина М.А., Демьянов А.И. Определение Динамических усилий в сложноподвешенных элементах железобетонных рам при особом воздействии // Известия вузов. Строительство. 2023. № 2. С. 6-15.
17. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Ключева Н.В. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях - М.: АСВ, 2004. 216 с.
18. Savin A.Yu., Kolchunov V.I. Dynamic behavior of reinforced concrete column under accidental impact// International journal for computational civil and structural engineering. 2021. С. 120-131.
19. Верюжский Ю.В., Колчунов В.И., Барабаш М.С., Гензерский Ю.В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций – К.: Книжное изд-во НАУ, 2006. 808 с.
20. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона – М.: АСВ, 2004. 472 с.

REFERENCES

1. Almazov V.O., Kao Zui Khoi. Dynamics of progressive destruction of monolithic multi-storey frames. M.: DIA, 2013. 128 p.
2. Eremeev P.G. Design methods for progressive collapse: harmonization of Russian and international regulatory documents // Industrial and civil construction. 2022. No. 4. Pp. 23-28.
3. Fedorova N.V., Fan Dinh Guok, Nguyen Thi Chang. Experimental studies of the survivability of reinforced concrete frames with crossbars reinforced with indirect reinforcement // Construction and reconstruction. 2020. No. 1. Pp. 92-100.

4. Ilyushenko T.A., Kolchunov V.I., Fedorov S.S. Crack resistance of prestressed reinforced concrete frame-rod structures under special influences. *Construction and reconstruction*. 2021. No. 1. Pp.74-84.
5. Wu Ngoc Tuen. Study of the survivability of a structurally nonlinear reinforced concrete frame-rod frame system of a multi-storey building in a dynamic formulation // *Construction and reconstruction*. 2020. Vol. 90. No. 4. Pp. 73-84.
6. Fedorova N.V., Khalina T.A. Investigation of dynamic overloads in reinforced concrete structural systems during sudden structural rearrangements // *Industrial and civil construction*. 2017. No. 8. Pp. 32-36.
7. Alogla K., Weekes L., Augustus-Nelson L. A new mitigation scheme to resist progressive collapse of RC structures // *Construction and Building Materials*. 2016. (125). Pp. 533–545.
8. Alshaikh I. M. H. [et al.]. Progressive collapse of reinforced rubberized concrete: Experimental study // *Construction and Building Materials*. 2019. (226). Pp. 307-316.
9. Li J., Hao H. Numerical study of structural progressive collapse using substructure technique // *Engineering Structures*. 2013. (52). Pp. 101–113.
10. Xuan W., Wang L., Liu C., Xing G., Zhang L., Chen H. Experimental and theoretical investigations on progressive collapse resistance of the concrete-filled square steel tubular column and steel beam frame under the middle column failure scenario // *Shock and Vibration*. 2019. Vol. 2019. Pp. 1–12. doi:10.1155/2019/2354931
11. Lin K., Lu X., Li Y., Guan H. Experimental study of a novel multi-hazard resistant prefabricated concrete frame structure // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2019. Vol.119. Pp. 390-407.
12. Kolchunov V.I., Bushova O.B., Korenkov P.A. Deformation and destruction of reinforced concrete frames with crossbars reinforced with inclined rods, under special influences // *Construction and reconstruction*. 2022. No. 1. Pp. 18-28.
13. Kolchunov V.I., Bushova O.B. Deformation of reinforced concrete frames of multi-storey buildings in extreme conditions under special influences // *Construction Mechanics of engineering structures and structures*. 2022. Vol. 18. No. 4. Pp. 297-306.
14. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Yu. Dynamic effects in statically indeterminate physically and structurally nonlinear systems // *Industrial and civil construction*. 2022. No. 9. Pp. 42-51.
15. Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Androsova N.B., Bukhtiyarova A.S. Survivability of buildings and structures under non-design impacts/ Scientific edition. – M.: DIA, 2014. 208 p.
16. Fedorova N.V., Moskovtseva V.S., Amelina M.A., Demyanov A.I. Determination of dynamic forces in complex-stressed elements of reinforced concrete frames under special impact // *Izvestiya vuzov. Construction*. 2023. No.2. From 6-15.
17. Geniev G.A., Kolchunov V.I., Klyueva N.V. Strength and deformability of reinforced concrete structures under beyond design impacts - M.: DIA, 2004. 216 p.
18. Savin A.Yu., Kolchunov V.I. Dynamic behavior of reinforced concrete column under accidental impact// *international journal for computational civil and structural engineering*. 2021. Pp. 120-131.
19. Veryuzhsky Yu.V., Kolchunov V.I., Barabash M.S., Genzersky Yu.V. Computer technologies for designing reinforced concrete structures – K.: NAU Book Publishing House, 2006. 808 p.
20. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Computational models of the strength resistance of reinforced concrete – M.: DIA, 2004. 472 p.

Информация об авторах:

Федорова Наталия Витальевна

Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН Российская Федерация, г. Москва, Россия, доктор технических наук, профессор, ведущий научный сотрудник НИИСФ РААСН.
E-mail: fenavit@mail.ru

Колчунов Виталий Иванович

ФГБОУ ВО " Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет" (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: asiorel@mail.ru

Бушова Олеся Борисовна

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия, аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций НИУ МГСУ.
E-mail: bushova96@mail.ru

Information about authors:

Fedorova Natalia V.

Scientific Research Institute of Construction Physics of the RAASN Russian Federation, Moscow, Russia,
doctor of technical sciences, professor, leading researcher of the NIISF RAASN.

E-mail: fenavit@mail.ru

Kolchunov Vitaly Iv.

National Research Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow, Russia,
doctor of technical sciences, professor, professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures.

E-mail: asiorel@mail.ru

Bushova Olesya B.

National Research Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow, Russia,
postgraduate student of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures of the MGSU.

E-mail: bushova96@mail.ru

Ш.В. БУЗИКОВ¹, М.В. МОТОВИЛОВА¹¹ФГБОУ ВО «Вятский государственный университет», г. Киров, Россия

ПОВЫШЕНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ ДОРОЖНЫХ ПОКРЫТИЙ С АСФАЛЬТОВЫМ ГРАНУЛЯТОМ

Аннотация. Состояние асфальтобетона и его нормативный срок эксплуатации на дорогах общего пользования являются основными показателями дорожного покрытия. Рассмотрены факторы нарушения верхнего слоя асфальтобетона от повышенных динамических воздействий колесной нагрузки транспортных средств. Эксплуатационные показатели характеризуются прочностными и деформационными характеристиками.

Проанализированы и обоснованы факторы обеспечивающие необходимые деформационные и прочностные параметры при эксплуатации дорожного полотна. Определены показатели и условия контакта поверхности измельченного гранулята в зоне соприкосновения с вяжущими компонентами.

Предложен способ использования асфальтового гранулята трех типоразмеров при формировании верхнего слоя дорожного покрытия с нормативным, эксплуатационным сроком службы и рациональным использованием материально-технических ресурсов на всех стадиях формирования и укладки асфальтобетона. Прочность дисперсной системы достигается при формировании асфальтовой смеси за счет повышения плотности, прочности, адгезии вяжущего, водостойкости и сохранения структуры дорожного покрытия. Экспериментом установлен объемный и фракционный типоразмер асфальтового гранулята в общем объеме смеси. Объемный состав содержания гранулята в общем объеме смеси составляет от 20% до 25%.

Ключевые слова: асфальтобетон и дорожное покрытие, показатели прочности и деформации, асфальтовый гранулят, плотность, старение.

Sh.V. BUZIKOV¹, M.V. MOTOVILOVA¹¹Vyatka State University, Kirov, Russia

IMPROVING THE PERFORMANCE OF ROAD SURFACES WITH ASPHALT GRANULATE

Abstract. The condition of asphalt concrete and its standard service life on public roads are the main indicators of the road surface. The factors of violation of the top layer of asphalt concrete from increased dynamic effects of the wheel load of vehicles are considered. Performance indicators are characterized by strength and deformation characteristics.

The factors providing the necessary deformation and strength parameters during the operation of the roadway are analyzed and justified. The indicators and conditions of contact of the surface of the crushed granulate in the zone of contact with the binding components are determined.

A method of using asphalt granulate of three standard sizes in the formation of the top layer of pavement with a normative, operational service life and rational use of material and technical resources at all stages of the formation and laying of asphalt concrete is proposed. The strength of the dispersed system is achieved during the formation of an asphalt mixture by increasing the density, strength, adhesion of the binder, water resistance and preservation of the structure of the pavement. The experiment established the volumetric and fractional standard size of asphalt granulate in the total volume of the mixture. The volume composition of the granulate content in the total volume of the mixture is from 20% to 25%.

Keywords: asphalt concrete and road surface, strength and deformation indicators, asphalt granulate, density, aging.

Введение

Увеличение протяженности вновь вводимых автомобильных дорог общего пользования, интенсивности транспортных потоков, грузоподъемности, влияние динамических нагрузок от колес и повышенного воздействия на верхний слой асфальтобетона приводит к уменьшению нормативного срока эксплуатации дорожного покрытия. В результате повышенных нагрузок дорожного полотна и нарушений со стороны нижних слоев асфальтобетона накапливаются и проявляются упругие и пластические деформации, появляются нарушения ровности покрытия, образуются локальные дефекты на поверхности. А так как интенсивность движения и нагрузка не уменьшается, то это приводит к потере эксплуатационных характеристик больших площадей верхнего слоя дорожного покрытия. Дефекты асфальтобетона сказываются на состоянии и эффективной работе транспортных средств, экологической безопасности, а также безопасности дорожного движения.

Асфальтобетонные покрытия для дорог общего пользования разрабатываются по усредненной нагрузке от колес транспортного средства на основе ГОСТ Р 59300-2021, ГОСТ Р 59302-2021 и СП.

Для повышения эксплуатационных характеристик дорожного покрытия в условиях городского природного рельефа и интенсивности реализуемой транспортной нагрузки целесообразно определить условия пластического сдвига и нарушение прочностных свойств асфальтобетона. Применяемая технология формирования асфальтобетона, используемый материал и качество выполненных работ оказывают влияние на дальнейшую эксплуатацию верхнего слоя асфальтобетонного покрытия. Возникает необходимость в повышении эксплуатационного срока дорожного покрытия, а также более рационального расходования материально-технических ресурсов на всех стадиях формирования и укладки асфальтобетона.

Дороги общего пользования в условиях городской застройки очень редко находятся в состоянии, когда нагрузка на верхний слой асфальтобетона отсутствует. В основном дорожное полотно является системой, на которую постоянно действуют силы, вибрации и механические колебания. К разрушению верхнего слоя дорожного полотна приводит интенсивная эксплуатация дорожного покрытия, увеличение осевой нагрузки при большой грузоподъемности транспортного средства, изменение физико-механических свойств асфальтобетона под воздействием температурных показателей, солнечная радиация, осадки, воздействие стока поверхностных вод, усталостные процессы, процессы старения и другие внешние и внутренние воздействия.

В данных условиях происходит постепенное накопление остаточных деформаций, усталостных процессов, образование дефектов и в результате – разрушение дорожного полотна (см. рисунок 1).



Рисунок 1 – Дефекты дорожного покрытия на дорогах общего пользования

Многочисленные проведенные исследования в РФ, странах Европы, Азии, Америки дают основания полагать об увеличивающейся тенденции по совершенствованию дорожного

покрытия на основании новых знаний нагружения и воздействия на асфальтобетонное покрытие, а также уточненных физико-механических свойствах применяемых материалов.

Повысить срок службы дорожных покрытий до нормативного срока, а значит и эксплуатационные показатели асфальтобетона возможно за счет применения и использования многокомпонентных составов асфальтобетонных смесей [1], а также применения современных технологий производства дорожно-строительных работ. При этом необходимо учитывать не только, уже сейчас увеличивающуюся интенсивность движения и осевую нагрузку транспортных средств, но и предусмотреть дальнейшее суммарное повышение нагрузки на асфальтобетон.

По результатам анализа отечественных и зарубежных источников научной информации, а также исследований и практических экспериментов, проведенных по повышению эксплуатационных параметров асфальтобетона, можно сделать вывод об актуальности данного направления

Китайскими учеными ключевой лаборатории дорожного строительства университета Тунцзи (Key Laboratory of Road and Traffic Engineering of Ministry of Education, Tongji University), рассмотрено направление восстановления асфальтового покрытия (RAP) путем измельченного и переработанного старого дорожного покрытия. Результаты полученных экспериментальных данных показывают увеличение прочности на сжатие в результате применения жесткого гранулированного материала из-за состарившегося связующего на поверхности измельченного асфальтового гранулята при фрезеровании дорожного покрытия. Максимальная прочность на сжатие достигается при смешивании 50% щебня и 50% асфальтового гранулята. Использование RAP приводит к снижению выбросов парниковых газов и пористости в верхнем слое асфальтобетона, что положительно сказывается на коэффициенте водопоглощения [2]. К этому же мнению пришли авторы [5], что переработка асфальта RAP и добавка его к новой горячей асфальтовой смеси демонстрируют те же характеристики, что и при их первоначальном использовании. Однако в своих исследовательских работах авторы [3] отмечают, что восстановленный асфальт проявляет ограниченную функциональность, что также подтверждается работами бельгийских ученых [4]. Основное внимание коллектива университета Антверпена (University of Antwerp, Belgium) [4] уделяется повторному использованию восстановленного асфальтового покрытия, снижению температуры производства асфальта, а также экологическим преимущественным показателям за счет экономии первичного материала и сокращения углеродного следа продукции.

В совместном исследовании бразильскими и бельгийскими учеными федерального технического центра (Education of Minas Gerais (CEFET-MG), Department of Civil Engineering, Brazil) и университета Антверпена (University of Antwerp, EMIB Research Group, Belgium) [5] в результате экспериментальных работ по использованию переработанных асфальтовых смесей (асфальтового гранулята) получены результаты, предлагающие высокий уровень замены природных заполнителей с предварительной физической и химической обработкой асфальтового гранулята, или улучшением связующего для повышения прочностных и деформационных свойств асфальтобетона.

Австралийскими и иракскими учеными по результатам работ на деформационные свойства верхнего слоя дорожного покрытия и колееобразование от динамической и циклической нагрузки от колес транспортного средства дана оценка усталостных процессов верхнего слоя дорожного полотна, а также за счет динамического модуля представлена эксплуатационная характеристика горячих асфальтобетонных смесей, имеющих в своем составе от 0% до 60% переработанного бетонного заполнителя с двойным покрытием цементно-шлаковой пастой. Обеспечение высокой устойчивости на образование колее (повышение прочностных характеристик) соответствует состав горячей асфальтобетонной смеси с 40% и 60% измельченного заполнителя. Авторы дают удовлетворительную оценку

результатам своих исследований, которые требуют дальнейшего изучения в реальных условиях интенсивного потока транспортных средств [6].

Департаментом гражданского строительства и охраны окружающей среды, Мичиганского технологического университета (Department of Civil and Environmental Engineering, Michigan Technological University, United States) дана характеристика механических свойств асфальтобетонных смесей с переработанными бетонными заполнителями для дорог с малым объемом движения и образованием колеи глубиной до 8 мм [7].

Одним из составляющих компонентов асфальтобетона является битум. При получении битума необходимо учитывать экономическую составляющую конечного готового продукта дорожного полотна. Так как используются не восполняемые природные (углеводородные) ресурсы, а также применяется технология более глубокой переработки нефтяных углеводородов, которая влияет на структуру и свойства дорожного битума – соотношение стоимости и срока эксплуатации необходимо учитывать. Поэтому вторичное использование верхнего слоя при фрезеровании дорожного полотна, в качестве асфальтового гранулята относится к перспективному направлению. Таким образом, повторное использование и переработка дорожных строительных отходов (асфальтовый гранулят) является осуществимой и многообещающей технологией в строительстве дорожной сети страны и уменьшения высокого углеродного следа строительной отрасли.

Оценку жизненного цикла битумных смесей, содержащих вторичные материалы: резиновую крошку и восстановленное асфальтовое покрытие (гранулят) в своих работах представляют авторы политехнического института Турин, Италия (Department of Environment, Land and Infrastructure Engineering, Torino, Italy) [8].

Цель данной работы состоит в повышении эксплуатационных показателей верхнего слоя дорожных покрытий из горячих асфальтобетонных смесей, с учетом использования асфальтового гранулята при формировании смеси. Решение данного вопроса связано:

- с определением основных факторов, влияющих на состояние асфальтобетона, и срока эксплуатации на дорогах общего пользования,
- с определением гранулометрического ряда и процентного соотношения каждого типоразмера присутствующего гранулята в смеси в зависимости от прочностных и деформационных показателей.

Модели и методы

Для решения первой задачи проведен анализ факторов и показателей внешнего воздействия на состояние верхнего слоя дорожного полотна, а также применен метод инструментального анализа по определению дефектов асфальтобетона с использованием дорожной рейки.

Решение второй задачи основано на анализе источников теоретических работ и экспериментальных исследований по переработке старого асфальтобетона с применением технологии использования асфальтового гранулята при формировании дорожного полотна.

В результате постоянного повышения интенсивности движения транспортных потоков и увеличения в составе потока машин большой грузоподъемности, а также от воздействия скоростного режима и характера движения транспортного средства – нагрузка в точке контакта колеса и слоя асфальтобетона постоянно меняется. Под действием многократно повторяющихся нагружений (воздействий) в слоях дорожного покрытия происходит постепенное накопление необратимых деформаций. Это способствует динамическому воздействию на верхний слой дорожного покрытия и на дорожную конструкцию в целом.

В результате воздействия нескольких осей транспортного средства расположенных на расстоянии 1.2-1.6 м деформация дорожного покрытия имеет сложный характер от взаимного влияния осей. При скорости движения (60-70 км/ч) многоосных транспортных средств частота нагрузки на точку контакта с поверхностью покрытия составляет 14-16 Гц, при среднем времени воздействия 0,059 с (согласно исследованиям МIRONЧУК С.А. научная спец. 05.23.11)

Дороги общего пользования в городской черте, это сложная система, при которой возникает комплексная деформация верхнего слоя дорожного покрытия от взаимного влияния осей (колесной нагрузки) попутного транспортного средства и влияния рядом встречного проезжающего транспортного потока. Возникающая потенциальная энергия от упругой деформации частично перераспределяется в вал по радиусу вокруг зоны прогиба. К тому же при движении транспортных средств от встречного или попутного потока могут возникать дополнительные зоны перенапряжения в дорожном полотне. При движении автосредства перед колесами формируется волна, а в зонах сжатия возникает процесс сдвига. Прогиб формируется при воздействии динамической нагрузки транспортных средств в потоке, сопутствующей волны, температуры поверхностного слоя дорожного покрытия и постоянного изменения физико-механических свойств асфальтобетона при его эксплуатации. В своей работе Матвиенко Ф. В. (Прогнозирование величины необратимой деформации дорожной конструкции от воздействия транспортного потока: 05.23.11) анализируя прогиб дорожного покрытия от колес автосредства при различных скоростях движения и расчетной нагрузке на ось, делает вывод – автомобили с большой грузоподъемностью образуют «сложную чашу» прогиба с деформацией низлежащих слоев в процессе сдвига, что вызывает преждевременное появление необратимых деформаций, дефектов асфальтобетона, утраты ровности поверхности и разрушение основной конструкции дорожного покрытия.

Рассматривая связь упругого прогиба с радиусом кривизны, с предельным сдвигом верхнего слоя дорожного покрытия и относительным удлинением, целесообразно использовать упругий прогиб покрытия как характеристику состояния всей конструкции (см. рисунок 2).

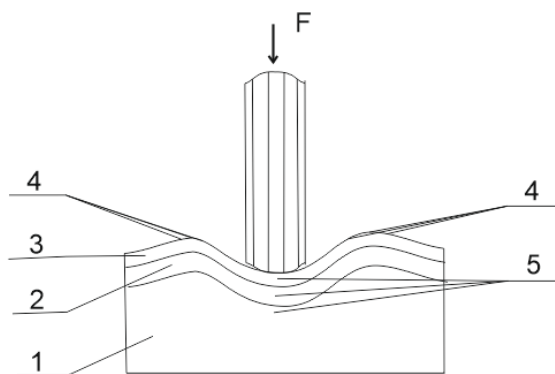


Рисунок – 2. Схема деформации жесткой дорожной одежды с асфальтобетонным покрытием от колес транспортного средства.

1 – земляной грунт, 2 – основание, 3 – асфальтобетонное покрытие, 4 – зона максимального растяжения, 5 – зона максимальных напряжений сдвига

Расчетная нагрузка согласно основным дорожным нормам (ОДН 218.046-01) определяется как суммарное расчетное число приложений расчетной нагрузки к точке на поверхности конструкции за срок службы определяют по формуле (1):

$$\sum N_p = f_{пол} \sum_{m=1}^n (N_{1m} K_c T_{pdg} 0,7) S_{тсум} k_n \quad (1)$$

где n – число марок автомобилей;

N_{1m} – суточная интенсивность движения автомобилей марки m в первый год службы (в обоих направлениях), авт/сут;

N_p – приведенная интенсивность на последний год срока службы, авт/сут;

T_{pdg} – расчетное число расчетных дней в году, соответствующих определенному состоянию деформируемости конструкции;

k_n – коэффициент, учитывающий вероятность отклонения суммарного движения от среднего ожидаемого;

$S_{тсум}$ – суммарный коэффициент приведения воздействия на дорожную одежду транспортного средства m – й марки к расчетной нагрузке.

Асфальтобетонную смесь необходимо рассматривать в качестве сложной физико-химической системы. А современная, распространенная теория рассматривает состав асфальтобетона как смесь структурных составляющих: минерального заполнителя (щебень, песок, гравий), которые имеют согласно ГОСТ 9128-2013 размерный ряд. И второго основного компонента асфальтовяжущего, в состав которого входит минеральный порошок и битум.

Используя технологию с применением асфальтового гранулята при формировании верхнего слоя асфальтобетона в дорожно-строительных работах можно повлиять на эксплуатационные показатели дорожных покрытий и увеличить их долговечность. Данную задачу возможно решить при использовании положений физико-химической механики высококонцентрированных дисперсных систем с учетом контактных взаимодействий, а также формирования структуры и свойств асфальтобетона. К основным показателям при технологии формировании смеси с асфальтовым гранулятом относят:

- равномерное распределение всех компонентов и подготовленного асфальтового гранулята по всему объему замеса.
- равномерное распределение битумной пленки постоянной толщины по низкодисперсным фракциям применяемого материала.
- равномерное распределение битумной пленки по поверхности фрезерованного асфальтового гранулята, имеющего на своей поверхности участки со старыми битумными пленками и участки сухих поверхностей, образовавшихся при предварительной подготовке (измельчении) гранулята.
- обеспечение структурированного водостойкого слоя в асфальтобетоне, а также упругих свойств в верхнем слое дорожного полотна за счет эластичных свойств битумной пленки на внешней ее оболочке.

Необходимые прочностные и упругие свойства верхнего слоя дорожного полотна обеспечиваются правильным выбором размерного ряда, применяемого асфальтового гранулята. Для определения удельной поверхности компонентов смеси можно использовать исследования профессора Королева И.В. Средняя удельная поверхность до предварительной подготовки асфальтового гранулята и после измельчения определяется по выражению (2) как средневзвешенная величина.

$$S_{yo} = \sum_{i=1}^n \frac{S_i \cdot P_i}{100} \quad (2)$$

где S_{yo} – средняя удельная поверхность материала, м²/кг;

S_i – удельная поверхность i фракции м²/кг;

P_i – массовая доля i фракции, %.

Для формирования дорожного полотна с заданными повышенными характеристиками прочности и устойчивости к сдвигу необходимо выполнить условие однородности, плотности и фракционного состава гранулята в объеме формируемой смеси. Прочность дисперсионной системы характеризуется выражением [9, 10]:

$$\sigma = \frac{kF_{cu} \cdot f(n)}{d^2} \quad (3)$$

где σ – прочность дисперсионной системы;

k – коэффициент, учитывающий микрогеометрию структуры;

F_{cu} – значение сил взаимодействия между частицами;

$f(n)$ – коэффициент концентрации дисперсной фазы в дисперсной среде;

d – размер частицы (дисперсная фаза).

Согласно выражению (3) прочность дисперсионной системы зависит от размера частиц измельченного гранулята, а также от увеличения сил взаимодействия между частицами. Согласно физико-химической механики для достижения прочности дисперсионной системы является условие максимального разрушения структуры гранулята и достижение большой подвижности на первоначальном этапе процесса формирования дорожного полотна.

Однако необходимо учитывать изменение свойств асфальтобетона и старение вяжущего в грануляте, в процессе эксплуатации предыдущего дорожного покрытия, а также присутствие сухих необработанных поверхностей измельченного гранулята. Использование пластификатора близкого по химическому углеводородному составу к среде битума позволяет обеспечить образование на всей поверхности измельченного асфальтового гранулята равномерной технологической пленки. Толщина пленки составляет от 2 до 12 мкм и зависит от размера гранулята [11-13]. В процессе формирования смеси целесообразна обработка сухих поверхностей на которых отсутствуют пленки «старого» битума поверхностно-активными веществами (ПАВ). Данная обработка обеспечивает повышенное взаимодействие в зоне контакта гранулята и битума. Формируются слои, состоящие из молекул ПАВ на всей поверхности частицы гранулята.

В процессе горячей подготовки новой асфальтобетонной смеси «старые» битумные пленки, которые находятся на поверхности подготовленного гранулята не разрушаются и имеют прочную связь с поверхностями минеральных частиц.

Введение в состав смеси неизмельченного гранулята до 30% от общего объема смеси позволяют сократить содержание битума на 1,5-2,2 %, а минерального порошка до 5% (Лупанов А.П. Совершенствование, научное обоснование и промышленное освоение технологического процесса производства асфальтобетонных смесей с использованием «старого» асфальтобетона: 05.17.08). Гранулят измельченный и попавший в размерный ряд 0,05 – 1 мм заменяет мелкофракционные компоненты смеси (в соответствии с ГОСТ Р52129-2003, материал, полученный при помоле твердых отходов промышленного производства, классификация – МП-2, используется в асфальтобетонных смесях). С экономической составляющей это эффективно, так как минеральный порошок и битум являются наиболее дорогостоящими компонентами асфальтобетонной смеси.

Результаты исследования и их анализ

Определение прочностных и деформационных характеристик при формировании верхнего слоя дорожного покрытия с технологией применения подготовленного асфальтового гранулята проводилась при ремонте автомобильных дорог общего пользования Кировской области строительной организацией АО «Вятавтодор» (г. Киров). Данные экспериментальные исследования по формированию и укладке дорожного полотна проходили в рамках реализации национального проекта «Безопасные и качественные автомобильные дороги» (БКАД). АО «Вятавтодор» проводивший весь комплекс работ, имеет в наличии необходимую дорожно-строительную технику, приборную базу и контрольно-измерительное оборудование.

На первом этапе производилась предварительная подготовка асфальтового гранулята по типоразмеру. Отфрезерованный верхний слой дорожного покрытия подвергался измельчению и сортировке на три типоразмера (0,05 – 5) мм, (5 – 30) мм и (30 – 60) мм. Образующие фракции размером более 60 мм подвергались дополнительному измельчению и сортировке. В соответствии с ГОСТ Р 55052-2012 допускается зерновой состав гранулята (тип Б) с содержанием зерен крупнее 5 мм до 50% состава минеральной части. Объемная доля использования асфальтового гранулята составляла 20% – 25% от общего объема смеси, а фракционный состав применялся трех типоразмеров. Гранулят соответствующий мелкофракционному размеру (0.05-5) мм использовался в объеме 30 % от общего объема, используемого гранулята. Размерный ряд (5-30) мм составлял 45 % и максимальный размер гранулята соответствующий (30-65) мм находился в пределах 25 % от общего объема гранулята. Данный гранулометрический состав обусловлен тем, что применение более 30% размера гранулята (0.05-5) мм приводит к уменьшению прочности коагуляционных и фазовых

контактов, повышению адгезии и водостойкости [7, 11]. Однако при этом развиваются упругие и пластические деформации по толщине слоев асфальтобетона, что в условиях эксплуатации приводит к сдвигу и нарушению ровности верхнего слоя дорожного покрытия (согласно исследованиям Кузина Н.В. научная спец. 05.23.11). Применение гранулята размерного ряда (30-60) мм более 25% и (5-30) мм более 40 % по суммарному объему асфальтового гранулята приводит к упрочнению дорожного покрытия с ухудшением деформационных характеристик верхних слоев дорожного покрытия [18].

На втором этапе формировалась горячая асфальтобетонная смесь. При этом гранулят обрабатывался поверхностно активными веществами, данное условие важно для поверхностей предварительно измельченного асфальтового гранулята, имеющего одновременно участки с пленками от предыдущего асфальтобетона и сухие не обработанные поверхности с битумной пленкой в зоне контакта. В смесь битума вводился пластификатор углеводородного состава близкий к используемому битуму. В зоне контакта происходило формирование битумной пленки постоянной толщины, а также повышение адгезия вяжущего.

На следующем этапе формировался верхний слой дорожного полотна (подготовленной асфальтобетонной смесью) при ремонтных и восстановительных работах автомобильных дорог общего пользования Кировской области и проводился процесс постепенного уплотнения горячей асфальтовой смеси соответствующими катками. В процессе укатки зерна наполнителя и компоненты смеси перераспределяются относительно друг к другу, а воздушные пустоты между ними заполняются асфальтовязующим веществом – смесью битума и минерального порошка.

По результатам проведенных экспериментальных исследований дорожного покрытия с асфальтовым гранулятом показатель предела прочности при температуре 20°C находится в пределах (4,35 - 4,75) МПа, что на 10 % больше по сравнению с асфальтобетонным покрытием (без применения гранулята).

Состояние асфальтобетона и его срок эксплуатации соответствует нормативному сроку не менее пяти лет при интенсивности движения транспортного потока по полосе движения до 10000 авт./сут. (согласно приказу Минтранса России от 05.02.2019 N 37 (ред. от 17.08.2021) «Об утверждении типовых условий контрактов на выполнение работ по строительству (реконструкции), капитальному ремонту, ремонту автомобильных дорог, искусственных дорожных сооружений и информационной карты типовых условий контракта»).

На рисунке 3 представлен метод инструментального анализа по определению ровности верхнего слоя дорожного покрытия с использованием дорожной рейки.



Рисунок 3 – Инструментальное измерение дефектов дорожного покрытия.

Показатель напряжения сдвига определялся с помощью пластомера и учитывался зависимостью:

$$T_{50} = k_k \frac{N}{h^2} \quad (4)$$

где N – нагрузка во время испытания;

h – глубина погружения конуса;

k_k – численное значение константы конуса (угол заострения 30°).

Результаты исследований других авторов по данному направлению следующие: авторами [14, 15] предложен предел замены крупного заполнителя бетона в 50%, однако при этом объемные свойства нарушаются, рекомендуется использовать заменители не более 25%; положительные результаты от вторичного заполнителя бетона получены при работе авторов [16, 17] при замене до 30% смеси; продолжаются работы по улучшению прочностных характеристик с помощью химической, термической и биологической обработки гранулята [18]; коллективом исследователей [19, 20] выявлена энергопоглощающая прочность бетона с добавлением старого асфальтобетона до (35-40)% при использовании стандартного оборудования.

Выводы

Определены факторы, влияющие на состояние асфальтобетона и срок эксплуатации на дорогах общего пользования с заданными эксплуатационными свойствами при формировании дорожного полотна с гранулятом трех типоразмеров (0,05 – 5) мм, (5 – 30) мм и фракции (30 – 60) мм.

В зависимости от прочностных и деформационных показателей определен гранулометрический ряд и процентное соотношение каждого типоразмера присутствующего гранулята в смеси. В состав смеси входит гранулят в соотношении 30% мелкодисперсной фракции (0,05-5) мм, 45% имеющий размер (5-30) мм и 25% фракция (30 – 60) мм. Объемный состав гранулята в общем объеме смеси составляет от 20% до 25%.

Повышение эксплуатационных показателей дорожного покрытия оказывает влияние на комплексные показатели работы транспортного средства, а также на безопасность дорожного движения. Формирование качественного покрытия гарантирует нормативный период срока эксплуатации асфальтобетона и в целом развитие дорог общего пользования в условиях городской застройки.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гуторов К.В., Павлова В.А. Универсальные добавки, улучшающие характеристики асфальтобетонных смесей // student. 2021. Т. 4. №. 4.
2. Zifeng Z., Feipeng X., Serji A. Recent applications of waste solid materials in pavement engineering // Waste Management. 2020. Vol. 108. Pp. 78-105. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2020.04.024>.
3. Jin Li, Feipeng X., Lanfang Z., Serji N. Amirkhanian Life cycle assessment and life cycle cost an alysis of recycled solid waste materials in highway pavement: A review // Journal of Cleaner Production. 2019. Vol. 233. Pp. 1182-1206. doi.org/10.1016/j.jclepro. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.06.061>.
4. Joke A., Wim Van den bergh, Johan B. Review and environmental impact assessment of green technologies for base courses in bituminous pavements // Environmental Impact Assessment Review. 2016. Vol. 60. Pp. 139-147. <https://doi.org/10.1016/j.eiar>.
5. Juliana O. Costa, Paulo H.R. Borges, Flávio A. dos Santos, Augusto Cesar S. Bezerra, Wim Van den bergh, Johan Blom. Cementitious binders and reclaimed asphalt aggregates for sustainable pavement base layers: Potential, challenges and research needs // Construction and Building Materials. 2020. Vol. 265. Article 120325. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat>.
6. Abbaas I. Kareem, Performance of hot-mix asphalt produced with double coated recycled concrete aggregates // Construction and Building Materials. 2019. Vol. 205. Pp. 425-433. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.02.023>.
7. Mills-Beale, J. The mechanical properties of asphalt mixtures with Recycled Concrete Aggregates // Constr. Build. Mater. 2010. No. 24(3). Pp. 230–235. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.08.046>.
8. Farina A., Zanetti M.C., Santagata E., Blengini G.A. Life cycle assessment applied to bituminous mixtures containing recycled materials: Crumb rubber and reclaimed asphalt pavement // Resources, Conservation and Recycling. 2017. No.117. Pp. 204–212. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2016.10.015>.
9. Углова Е.В., Бессчетнов Б.В. Влияние погодно-климатических факторов на усталостную долговечность асфальтобетона //Известия высших учебных заведений. Строительство. 2009. № 7. С. 70–76.
10. Qasrawi H., Asi I Effect of bitumen grade on hot asphalt mixes properties prepared using recycled coarse concrete aggregate // Constr. Build. Mater. 2016. No. 121. Pp. 18–24. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.101>.
11. Лупанов А.П., Басков А.Н. Переработка старого асфальтобетона с применением технологии электромагнитного измельчения // Изв. вузов. Химия и химическая технология. 2008. Т. 51. Вып. 2. С. 108-110.

12. Лупанов А. П., Силкин В.В., Рудакова В.В., Гладышев Н.В., Силкин А.В. и др. Повторное использование асфальтобетона // СТТ: Строительная техника и технологии. 2016. Т. 4. №. 4. С. 76– 79.
13. Бадоев В. А., Лупанов А. П., Таршис М. Ю. Новый подход к использованию старого асфальтобетона в дорожном строительстве // Научные итоги года: достижения, проекты, гипотезы. 2011. №. 1-1. С. 277–281.
14. Hisham Q., Ibrahim A. Effect of bitumen grade on hot asphalt mixes properties prepared using recycled coarse concrete aggregate // Construction and Building Materials. 2016. Vol. 121. Pp. 18-24. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.101>
15. Khodair Y., Raza M. Sustainable self-consolidating concrete using recycled asphalt pavement and high volume of supplementary cementitious materials // Construction and Building Materials. 2017. Vol. 131. Pp. 245-253. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.11.044>.
16. Marshall V., Raman J., Ramasamy V. Various treatment techniques involved to enhance the recycled coarse aggregate in concrete: A review // Materials Today: Proceedings. 2021. Vol. 45. Part 7. Pp. 6356-6363. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.10.935>.
17. Pasandin A.R., Pérez I. Mechanical properties of hot-mix asphalt made with recycled concrete aggregates coated with bitumen emulsion // Construction and Building Materials. 2014. Vol. 55. Pp. 350-358. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.01.053>.
18. Chidozie Maduabuchukwu Nwakaire, Soon Poh Yap, Chiu Chuen Onn, Choon Wah Yuen, Hussein Adebayo Ibrahim Utilisation of recycled concrete aggregates for sustainable highway pavement applications; a review // Construction and Building Materials. 2020. Vol. 235. Article 117444. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117444>.
19. Huang B., Shu X., Li G. Laboratory investigation of portland cement concrete containing recycled asphalt pavements // Cement and Concrete Research. 2005. Vol. 35. Pp. 2008-2013. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.05.002>.
20. Pérez P., Agrela F., Herrador R., Ordoñez J. Application of cement-treated recycled materials in the construction of a section of road in Malaga, Spain // Construction and Building Materials. 2013. Vol. 44. Pp. 593-599. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.02.034>.

REFERENCES

1. Gutorov K.V., Pavlova V.A. Universal'nye dobavki, uluchshayushchie harakteristiki asfal'tobetonnyh smesey. StudNet, 2021. T. 4. No. 4.
2. Zifeng Z., Feipeng X., Serji A. Recent applications of waste solid materials in pavement engineering. Waste Management. 2020. Vol. 108. Pp. 78-105. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2020.04.024>.
3. Jin Li, Feipeng X., Lanfang Z., Serji N. Amirkhanian Life cycle assessment and life cycle cost an alysis of recycled solid waste materials in highway pavement: A review. Journal of Cleaner Production. 2019. Vol. 233. Pp. 1182-1206. [doi.org/10.1016/j.jclepro](https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.06.061). <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.06.061>.
4. Joke A., Wim Van den bergh, Johan B. Review and environmental impact assessment of green technologies for base courses in bituminous pavements. Environmental Impact Assessment Review, 2016. Vol. 60. Pp. 139-147. <https://doi.org/10.1016/j.eiar>.
5. Juliana O. Costa, Paulo H.R. Borges, Flávio A. dos Santos, Augusto Cesar S. Bezerra, Wim Van den bergh, Johan Blom. Cementitious binders and reclaimed asphalt aggregates for sustainable pavement base layers: Potential, challenges and research needs. Construction and Building Materials. 2020. Vol. 265. Article 120325. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat>.
6. Abbaas I. Kareem, Performance of hot-mix asphalt produced with double coated recycled concrete aggregates. Construction and Building Materials. 2019 Vol. 205. Pp. 425-433. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.02.023>.
7. Mills-Beale, J. The mechanical properties of asphalt mixtures with Recycled Concrete Aggregates // Constr. Build. Mater. 2010. No. 24(3). Pp. 230–235. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.08.046>.
8. Farina A., Zanetti M.C., Santagata E., Blengini G.A. Life cycle assessment applied to bituminous mixtures containing recycled materials: Crumb rubber and reclaimed asphalt pavement // Resources, Conservation and Recycling. 2017. No. 117. Pp. 204–212. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2016.10.015>.
9. Uglova E.V., Besschetnov B.V. Vliyanie pogodno-klimaticheskikh faktorov na ustalostnuyu dolgovechnost' asfal'tobetona // Izvestiya vysshih uchebnykh zavedenij. Stroitel'stvo. 2009. No. 7. Pp. 70–76.
10. Qasrawi H., Asi I Effect of bitumen grade on hot asphalt mixes properties prepared using recycled coarse concrete aggregate // Constr. Build. Mater. 2016. No. 121. Pp. 18–24. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.101>.
11. Lupanov A.P., Baskov A.N. Pererabotka starogo asfal'tobetona s primeneniem tekhnologii elektromagnitnogo izmel'cheniya // Izv. vuzov. Himiya i himicheskaya tekhnologiya. 2008. T. 51. Vyp. 2. Pp. 108-110.
12. Lupanov A. P., Silkin V.V., Rudakova V.V., Gladyshev N.V., Silkin A.V. i dr. Povtornoie ispol'zovanie asfal'tobetona // STT: Stroitel'naya tekhnika i tekhnologii. 2016. T. 4. No. 4. Pp. 76– 79.
13. Badoev V. A., Lupanov A. P., Tarshis M. YU. Novyj podhod k ispol'zovaniyu starogo asfal'tobetona v dorozhnom stroitel'stve // Nauchnye itogi goda: dostizheniya, proekty, gipotezy. 2011. No. 1-1. Pp. 277–281.

14. Hisham Q., Ibrahim A. Effect of bitumen grade on hot asphalt mixes properties prepared using recycled coarse concrete aggregate // Construction and Building Materials. 2016. Vol. 121, Pp. 18-24. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.101>
15. Yasser Khodair, Mahmood Raza Sustainable self-consolidating concrete using recycled asphalt pavement and high volume of supplementary cementitious materials. // Construction and Building Materials. 2017. Vol. 131. Pp. 245-253. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.11.044>.
16. Vengadesh Marshall Raman J., Ramasamy V. Various treatment techniques involved to enhance the recycled coarse aggregate in concrete: A review // Materials Today: Proceedings. 2021. Vol. 45. Part 7. Pp. 6356-6363. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.10.935>.
17. Pasandin A.R., Pérez I. Mechanical properties of hot-mix asphalt made with recycled concrete aggregates coated with bitumen emulsion. // Construction and Building Materials. 2014. Vol. 55. Pp. 350-358. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.01.053>.
18. Chidozie Maduabuchukwu Nwakaire, Soon Poh Yap, Chiu Chuen Onn, Choon Wah Yuen, Hussein Adebayo Ibrahim Utilisation of recycled concrete aggregates for sustainable highway pavement applications; a review. // Construction and Building Materials. 2020. Vol. 235. Article 117444. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117444>.
19. Baoshan Huang, Xiang Shu, Guoqiang Li Laboratory investigation of portland cement concrete containing recycled asphalt pavements // Cement and Concrete Research, 2005. Vol. 35. Pp. 2008-2013. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.05.002>.
20. Pérez P., Agrela F., Herrador R., Ordoñez J. Application of cement-treated recycled materials in the construction of a section of road in Malaga, Spain. // Construction and Building Materials. 2013. Vol. 44. Pp. 593-599. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.02.034>.

Информация об авторах:

Бузиков Шамиль Викторович

ФГБОУ ВО «Вятский государственный университет», г. Киров, Россия,
кандидат технических наук, доцент кафедры строительного производства.
E-mail: shamilvb@mail.ru

Мотовилова Марина Владимировна

ФГБОУ ВО «Вятский государственный университет», г. Киров, Россия,
заведующий лабораторией кафедры технология машиностроения.
E-mail: marina_mtd@mail.ru

Information about authors:

Buzikov Shamil V.

Vyatka State University, Kirov, Russia,
candidate of technical sciences, associate professor of the department of construction production.
E-mail: shamilvb@mail.ru

Motovilova Marina V.

Vyatka State University, Kirov, Russia
head of the laboratory of the department of mechanical engineering technology.
E-mail: marina_mtd@mail.ru

Л.Ф. КАЗАНСКАЯ¹, О.М. СМЕРНОВА²¹ФГБОУ ВО «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I»,
г. Санкт-Петербург, Россия²ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский горный университет», г. Санкт-Петербург, Россия

ДЕСТРУКЦИЯ БЕТОНА НА ОСНОВЕ СУЛЬФАТНО-ШЛАКОВЫХ ВЯЖУЩИХ В АГРЕССИВНЫХ СРЕДАХ ЖИВОТНОВОДЧЕСКИХ КОМПЛЕКСОВ

Аннотация. Железобетонные конструкции пола животноводческих комплексов в процессе эксплуатации подвергаются интенсивным воздействиям. В основном в конструкциях пола используются бетоны на портландцементе. Была проведена сравнительная оценка влияния органической среды на прочностные и деформационные свойства бетона на основе портландцемента, шлакопортландцемента и сульфатно-шлаковых вяжущих с различными активаторами твердения. Установлено, что составы на основе комплексно-активированных сульфатно-шлаковых вяжущих обладают наилучшей стойкостью в агрессивной органической среде животноводческих помещений по сравнению с образцами бетона на основе портландцемента и шлакопортландцемента.

Ключевые слова: сульфатно-шлаковые вяжущие, бесклнкерные вяжущие, деструкция бетона в органической среде, бетонная стяжка пола, животноводческий комплекс, агрессивная среда.

L.F. KAZANSKAYA¹, O.M. SMIRNOVA²¹Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Saint-Petersburg, Russia²Saint-Petersburg Mining University, Saint-Petersburg, Russia

DESTRUCTION OF CONCRETE BASED ON SULFATE-SLAG BINDERS IN AGGRESSIVE ENVIRONMENTS OF LIVESTOCK COMPLEXES

Abstract. Reinforced concrete floor structures of livestock complexes are subjected to intense impacts during operation. Concretes based on Portland cement are mainly used in floor structures. A comparative assessment of the influence of the organic medium on the strength and deformation properties of concrete based on Portland cement, slag-Portland cement and sulfate-slag binders with various hardening activators was carried out. It has been stated that compositions based on complex-activated sulfate-slag binders have the best resistance in the aggressive organic environment of livestock premises compared with concrete samples based on Portland cement and slag-Portland cement.

Keywords: sulfate-slag binders, clinker-free binders, destruction of concrete in an organic environment, concrete floor screed, livestock complex, aggressive environment.

Введение

Первичной защитой железобетонных конструкций от коррозии, осуществляемой на этапе проектирования, является правильный выбор типа цемента. Исследования коррозии бетона на основе портландцемента при воздействии на него органических сред, формирующихся в результате жизнедеятельности микроорганизмов, показывают его низкую коррозионную стойкость. В результате реакции биогенных кислот и других продуктов жизнедеятельности микроорганизмов с компонентами цементного камня бетона образуются растворимые соли кальция, которые вымываются из структуры, что приводит к разрушению бетона [1,2].

© Казанская Л.Ф., Смирнова О.М., 2023

В работе [3] показано, что в результате воздействия грибов *Aspergillus niger* в поровую структуру бетона проникает смесь органических кислот: лимонной, щавелевой, молочной, яблочной, винной. При грибковой коррозии большее воздействие на бетон оказывает лимонная кислота, т.к. ее содержание составляет более 50% в продуктах жизнедеятельности микроорганизмов. Показано, что грибковая коррозия протекает быстрее бактериальной, что способствует тому, что коррозия арматуры в бетоне при грибковой коррозии начнется через 2,5 года воздействия, при бактериальной – через 5,5 лет.

В результате жизнедеятельности грибов в бетоне выделяются органические кислоты: лимонная, уксусная, щавелевая и другие. В результате взаимодействия бетона с кислотами происходит вымывание гидроксида кальция из тела бетона в виде растворимых солей и, как следствие, образование пор. В качестве модельной среды, имитирующей процессы жизнедеятельности грибов, используются растворы органических кислот, с различным соотношением [4-6].

Во влажной среде скорость биокоррозии обуславливает надежность и долговечность бетонных конструкций. Разрушение цементных бетонов при биологической коррозии определяется процессами массопереноса. Во многих работах выполнено построение расчетных математических моделей коррозии бетонов на основе портландцемента с учетом биогенного фактора [7-11]. Представлены результаты численного эксперимента с целью изучения влияния коэффициентов массопроводности и массоотдачи на кинетику и динамику процесса [12]. Однако, исследования биологической коррозии в основном проводятся на бетоне на основе портландцемента.

Среди способов повышения биологического сопротивления бетонов на основе портландцемента выделяют следующие: введение добавок, которые могут образовывать буферные системы, способные ослаблять воздействие на цементные бетоны органических кислот; обработка поверхности композитов веществами, способными отталкивать микроорганизмы и среды, необходимые для их жизнедеятельности; использование активных сред, способных формировать на поверхности материала плотные и инертные слои [13-15].

Выбор типа цемента при специфических видах коррозии в органических средах, при сложных видах коррозии, может быть одним из экономически целесообразным решением. В работах [16-18] предложена концепция кольматации, позволяющая теоретически обосновывать и выбирать типы цементов для долговечных железобетонных конструкций с учетом отдельных видов коррозии в органических средах. Показано, что самоторможение коррозионных процессов, обусловленное образованием малорастворимых продуктов коррозии, которые в основном кольматируют открытые поры бетона, зависит от растворимости продуктов коррозии. Стойкие виды цементов для некоторых видов коррозии в органических средах известны, хотя не все механизмы их полностью освещены в литературе [18, 19].

Конструкция пола животноводческих комплексов в процессе эксплуатации подвергается интенсивным воздействиям, в том числе воздействиям органической среды. Общепринято использовать цементные бетоны для устройства полов животноводческих комплексов. В настоящее время интенсивные исследования проводятся по разработке бесклнкерных вяжущих [20-22]. Процессы, приводящие к коррозионной деструкции строительных цементных композитов, в т. ч. бетонов на основе бесклнкерных вяжущих, протекают в несколько стадий. При контакте агрессивной среды с поверхностью конструкции происходит химическое взаимодействие между агрессивной средой и структурой композита с последующим растворением и смыванием продуктов химической реакции с поверхности конструкции.

Процессы, которые происходят при коррозионной деструкции цементной матрицы бетона, объединены учеными в три группы [23-25]. Первая группа объединяет процессы, когда агрессивная среда растворяет и вымывает составляющие структуры композита. Вторая группа объединяет процессы, когда агрессивная среда химически взаимодействует со

структурными компонентами композита с образованием веществ, которые растворяются и вымываются водой. Третья группа объединяет процессы, когда агрессивная среда химически взаимодействует со структурными компонентами композита с образованием малорастворимых водой веществ большего объема, чем исходные компоненты. Увеличение объема веществ в поровой структуре и микротрещинах композита ведет к появлению внутренних напряжений и разрушению материала [26, 27].

Рассмотрение сульфатно-шлаковых вяжущих представляется возможным, учитывая их низкое выделение парниковых газов: сульфатно-шлаковый цемент содержит более 70% доменного шлака и его производство не требует высокотемпературного обжига, в отличие от портландцементного клинкера. К преимуществам сульфатно-шлакового цемента можно отнести: меньшее тепловыделение при гидратации по сравнению с портландцементом, использование побочных продуктов промышленности при его производстве, что способствует утилизации твердых отходов. К недостаткам сульфатно-шлакового цемента можно отнести: нельзя смешивать с другим типом цемента, не рекомендуется использовать при температурах близких к 0°C, т.к. скорость набора прочности значительно снижается, для твердения требуются влажные условия, иначе влага с поверхности высыхает и образуется порошкообразную поверхность.

Сульфатно-шлаковый цемент может применяться для фундаментов, лежащих в химически агрессивных грунтах, благодаря его высокой сульфатостойкости; для бетонирования морских сооружений, т.к. может противостоять воздействию морской воды лучше, чем портландцемент; для изготовления железобетонных труб, которые предполагается заглублять в сульфатсодержащие грунты.

Коррозионная деструкция бетона обусловлена изменением прочностных свойств при эксплуатации конструкции в зависимости от интенсивности и продолжительности воздействия на материал агрессивных жидких сред. Целью работы является изучение предела прочности при сжатии, предела прочности при изгибе, коэффициента стойкости бетонов на основе портландцемента, шлакопортландцемента и сульфатно-шлаковых вяжущих двойной активации после воздействия агрессивной среды животноводческих комплексов. В настоящее время сульфатно-шлаковые вяжущие, в которых активатором твердения шлака выступает сульфат-содержащий компонент, изучены достаточно подробно [28-30]. Для повышения прочности в работе предложено использовать второй активатор твердения.

Методы и материалы

Для проведения эксперимента были изготовлены образцы-призмы с размером 25×25×100 мм на основе раствора с соотношением вяжущего к песку, равным 1:3. Строительный песок фракции менее 2,5 мм был использован. Растворные смеси имели одинаковую подвижность с изменяющимся водо-вяжущим отношением В/В, представленным в таблице 1. Составы вяжущих представлены в таблице 1. В качестве второго активатора твердения выбраны: цементная пыль – отход производства портландцементного клинкера по сухому способу, известь, известь-содержащий отход фармацевтической промышленности.

Таблица 1 - Составы вяжущих

№	В/Вяж	Состав вяжущего		
		75% шлак	15% фосфогипс	10% цементной пыли
1	0,48	75% шлак	15% фосфогипс	10% цементной пыли
2	0,47	75% шлак	15% фосфогипс	10% известь
3	0,47	75% шлак	15% фосфогипс	10% известь-содержащий отход фармацевтической промышленности
4	0,38	100% ПЦ	-	-
5	0,41	100% ШПЦ	-	-

Образцы твердели 28 суток в нормально-влажностных условиях, затем образцы помещали в жидкие среды, такие как, водопроводная питьевая вода, искусственная агрессивная среда, представленная смесью 2% растворов щавелевой, молочной и уксусной кислот, а также естественная агрессивная среда животноводческих помещений. Данные среды были выбраны на основе обследования авторами и их коллегами более 20 животноводческих комплексов республики Башкортостан в период с 2000 по 2015 гг. Продолжительность хранения в этих средах составляла 105 и 150 суток. Далее определялась коррозионная стойкость образцов по отношению к агрессивному воздействию этих сред по коэффициенту стойкости $K_{ст}$. Он равен отношению величины среднего арифметического значения предела прочности при изгибе после хранения образцов в агрессивной среде к величине предела прочности при изгибе после такого же срока хранения образцов в питьевой воде. Предел прочности при сжатии был определен после 270-суточного хранения в вышеуказанных средах. Получены сравнительные результаты по изменению предела прочности при сжатии после хранения в воде, в искусственной агрессивной среде и в агрессивной среде животноводческих помещений. При испытаниях разброс значений не превышал 3%.

Результаты и обсуждение

Сравнительные результаты по определению предела прочности на растяжение при изгибе образцов после хранения в разных средах представлены на рисунке 1.

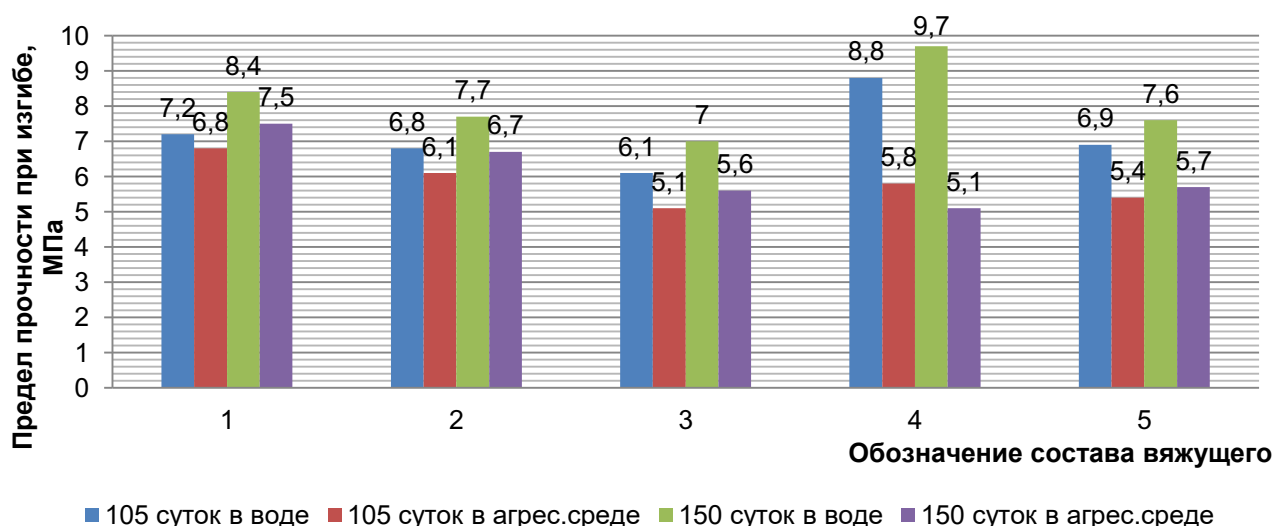


Рисунок 1 - Предел прочности на растяжение при изгибе образцов на основе различных вяжущих

Составы 1, 2 и 3 отличаются активатором твердения, который был добавлен к смеси шлака и гипса. Как видно из рисунка 1 наибольшее значение предела прочности при изгибе среди составов 1-3 получено при использовании в качестве активатора твердения цементной пыли. Этот состав интересен тем, что при хранении в агрессивной среде в течение 150 суток предел прочности при изгибе увеличился по сравнению с пределом прочности образцов после хранения в воде 105 суток. В остальных составах наблюдалось снижение предела прочности при изгибе после хранения образцов в агрессивной среде. Наибольшее снижение наблюдалось в образцах на портландцементе, у которых коэффициент стойкости составил 0,66 после 105 суток хранения в агрессивной среде и 0,53 после 150 суток хранения в агрессивной среде (рисунок 2).

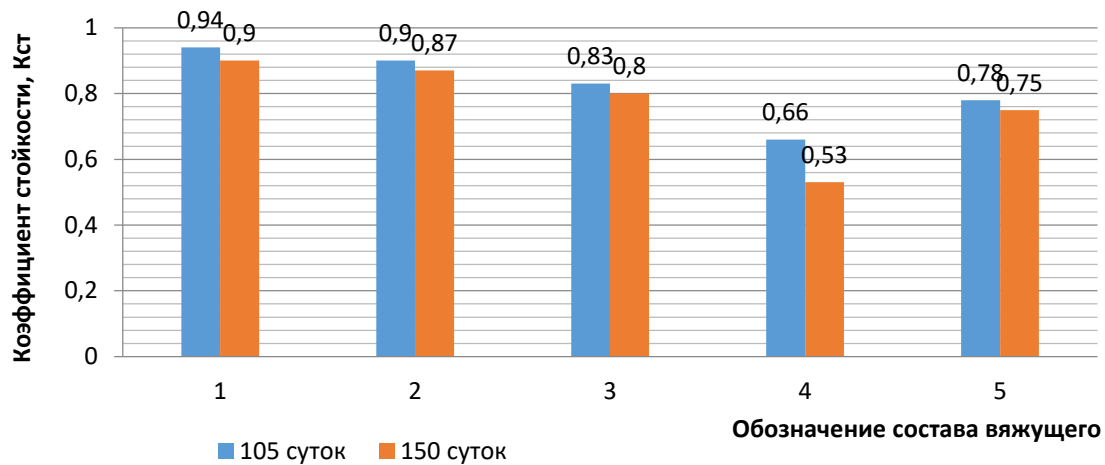


Рисунок 2 - Коэффициент стойкости образцов на основе различных вяжущих после хранения в агрессивной среде

Наибольший коэффициент стойкости после хранения в агрессивной среде получен у образцов на сульфатно-шлаковом вяжущем с активатором твердения – цементная пыль, немного меньше – у образцов с активатором твердения - известь. У образцов на сульфатно-шлаковом вяжущем, в котором в качестве активатора твердения использован известь-содержащий отход фармацевтической промышленности коэффициент стойкости оказался выше, чем у образцов на портландцементе и шлакопортландцементе.

Результаты испытаний образцов и определения предела прочности при сжатии после хранения 270 суток в вышеуказанных средах представлены на рисунке 3.

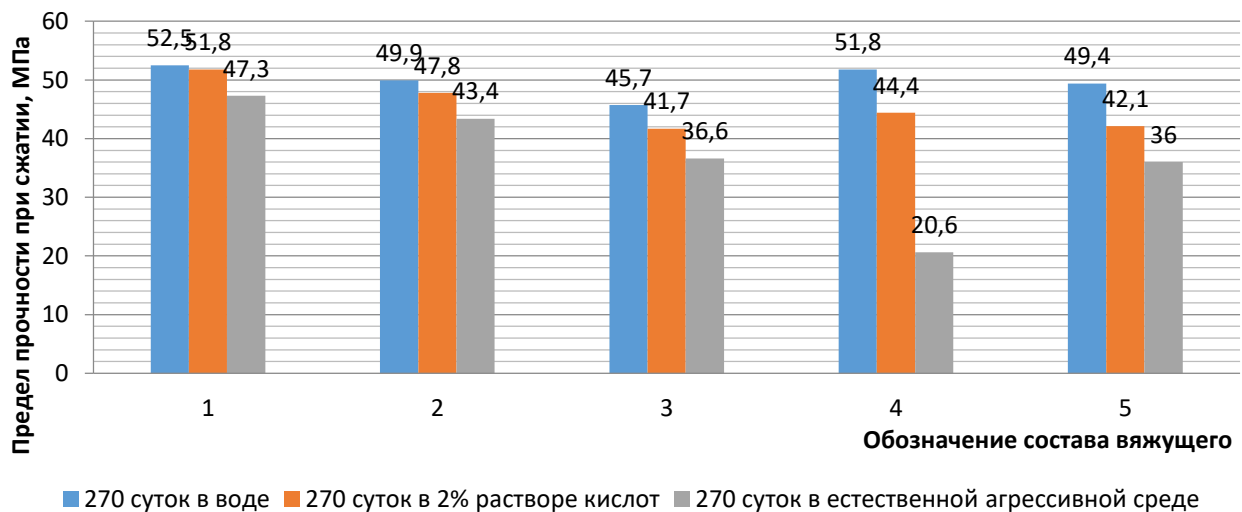


Рисунок 3 - Предел прочности на сжатие образцов после 270-суточного хранения в разных средах

Как видно из рисунков 1-3 активатор твердения в сульфатно-шлаковых вяжущих двойной активации имеет большое значение и влияет на изменение прочностных свойств после воздействия агрессивной среды животноводческих помещений. Наибольшей деструкции подвержены бетоны на основе портландцемента, сопоставимая деструкция у бетонов на основе шлакопортландцемента и сульфатно-шлакового вяжущего с известь-содержащим отходом фармацевтической промышленности, меньшей деструкции подвержен бетон на сульфатно-шлаковом вяжущем с известью, и наименьшей деструкции - бетон, в котором в качестве активатора твердения использована цементная пыль.

Наименьшую стойкость в агрессивной среде животноводческих комплексов имеет бетон на основе портландцемента. Предел прочности при изгибе образцов на основе портландцемента уменьшается почти в два раза после 150 суток хранения в агрессивной среде. Разработанное сульфатно-шлаковое вяжущее двойной активации состава 1 (таблица 1), содержащее в качестве активатора твердения 10% цементной пыли, имеет наилучшую стойкость в агрессивной среде с коэффициентом стойкости $K_{ст} = 0,90$.

После длительного хранения образцов камня сульфатно-шлакового вяжущего различных составов в агрессивной среде определены изменение массы (рисунок 4), а также был проведён анализ глубины коррозии с помощью микроскопа МИН-8. Толщина прокорродировавшего слоя находилась в пределах 1,3...2,1 мм, а коэффициент агрессивности среды, вычисленный по методике А.Ф. Полака [31], составлял от 0.25 до 0.5 мм/год. При использовании портландцемента глубина прокорродированного слоя возрастает в 1,5...2 раза, а при использовании шлакопортландцемента в 1,2...1,4 раза по сравнению с образцами 1-3.

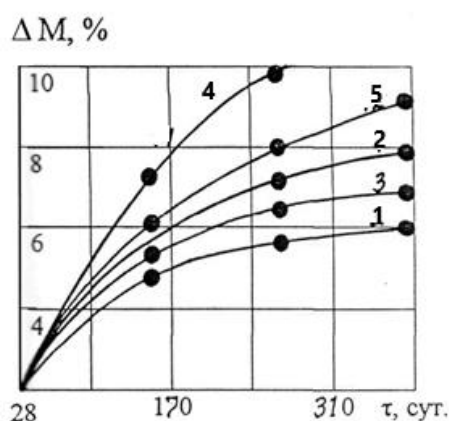


Рисунок 4 - Изменение массы образцов сульфатно-шлаковых вяжущих, подверженных воздействию агрессивных сред в зависимости от вида щелочной добавки
(нумерация составов в соответствии с таблицей 1)

Следует отметить, что процесс деструкции и снижения прочностных характеристик образцов на основе портландцемента в агрессивной среде является интенсивным, имеет прогрессирующий характер до полного разрушения образцов. Изменение прочностных характеристик образцов на основе сульфатно-шлакового вяжущего двойной активации замедляется со временем и можно наблюдать затухающий характер коррозионного процесса.

Следует отметить, что в естественной агрессивной среде изменение прочностных характеристик образцов происходит интенсивнее по сравнению с 2% раствором низкомолекулярных карбоновых кислот, который использовался для моделирования данной среды. Это свидетельствует о значительно более агрессивном влиянии на бетон сложного состава естественной среды животноводческих комплексов.

Повышенная стойкость образцов на сульфатно-шлаковом вяжущем двойной активации в агрессивных средах животноводческого производства обусловлена формированием микроструктуры композита и минералогического состава продуктов гидратации. Таким образом, особенности физико-химических процессов при твердении сульфатно-шлаковых вяжущих с известь-содержащим активатором твердения необходимо учитывать для обеспечения стабильных физико-технических свойств бетонов.

Растворение глинозема шлака обеспечивается в условиях высокого насыщения раствора ионами SO_4^{2-} . В этих условиях по сквозь растворному механизму формируется кристаллогидратный сросток - высокосульфатная форма гидросульфоалюмината кальция — этtringит ($C_3A \cdot 3CS \cdot 31H$). Он размещается в межзерновом пространстве и уплотняет камень без проявления расширения и деструкции. Оптимальная скорость растворения фазы Al_2O_3 соответствует содержанию в гидратной фазе раствора оксида кальция в количестве 0,6-0,8 г/л, что соответствует содержанию в составе сульфатно-шлакового вяжущего извести в

количестве 1-1,2% (по $\text{CaO}_{\text{акт}}$). В этих условиях в растворе имеет место соотношение $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{CaSO}_4=1/(3...5)$, благоприятное для формирования и устойчивости этtringита от возможной перекристаллизации в моносulfат кальция. Концентрация CaO в растворе ниже 0,5 г/л замедляет растворение содержащихся в шлаке алюминатов, снижает количество образующегося этtringита и не обеспечивает набора высокой прочности камнем вяжущего. При высокой концентрации CaO в растворе 1,0-1,2 г/л и выше, алюминаты кальция резко теряют способность растворяться. Это вызывает кристаллизацию этtringита на поверхности гранул шлака, формируются плотные оболочки из этtringита, замедляющие процессы растворения и гидратации вяжущего, что приводит к проявлению расширения твердеющего цементного камня и резкому снижению прочности.

Для сульфатно-шлакового вяжущего с 20% гипса на первом этапе формируется этtringит, также значительная доля Al_2O_3 связывается также в гидроалюминаты кальция. Важно, чтобы формирование продуктов гидратации, а именно кристаллических гидросульфoалюминатов кальция высокоосновной формы заканчивалось в начальный период твердения, когда твердеющее тесто обладает пластическими свойствами и объемные изменения, возникающие при кристаллизации этtringита, не нарушают структуру [32, 33].

Продуктами твердения сульфатно-шлакового вяжущего являются: кристаллический гидросульфoалюминат $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$ (этtringит), коллоидный гидросиликат $\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$ и кристаллический гидроалюминат $2\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$. Первые два продукта гидратации свойственны любому сульфатно-шлаковому вяжущему, они преобладают и обуславливают его прочность. Третий продукт гидратации-кристаллический гидроалюминат $2\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ может образовываться, либо отсутствовать в зависимости от состава шлака и в незначительной степени влияет на прочность.

Образование трёхкальцевого гидросульфoалюмината при эксплуатации конструкции из сульфатно-шлакового вяжущего в сульфатных водах следует рассматривать как продолжение процесса сульфoалюминатного твердения. Этот процесс способствует дальнейшему нарастанию прочности. Наличие большого количества трёхкальцевого гидросульфoалюмината в структуре продуктов гидратации сульфатно-шлакового вяжущего двойной активации повышает прочность на растяжение при изгибе, а модуль упругости у образцов на основе шлаковых вяжущих, значительно меньше, чем у образцов на основе портландцемента. Эти два фактора положительно влияют на сохранение прочностных и деформативных свойств бетона после длительной эксплуатации в агрессивных коррозионных средах.

Выводы

Снижение воздействия производства строительных материалов на истощение природных ресурсов и выбросы парниковых газов возможно при изготовлении бесклнкерных вяжущих на основе отходов промышленности. В работе предложено использовать сульфатно-шлаковые вяжущие двойной активации, в которых в качестве второго активатора могут применяться: цементная пыль – отход производства портландцементного клинкера по сухому способу, известь или известь-содержащий отход фармацевтической промышленности. Были определены предел прочности при сжатии, предел прочности при изгибе, коэффициента стойкости бетонов на основе портландцемента, шлакопортландцемента и сульфатно-шлаковых вяжущих двойной активации после воздействия агрессивной среды животноводческих комплексов продолжительностью 105, 150 и 270 суток. При хранении в воде наибольшие значения предела прочности при сжатии и при изгибе показали образцы на основе портландцемента. При хранении в агрессивной среде наибольшей деструкции подвержены бетоны на основе портландцемента. Сопоставимая деструкция наблюдалась у бетонов на основе шлакопортландцемента и сульфатно-шлакового вяжущего с известь-содержащим отходом фармацевтической промышленности. Меньшей деструкции подвержен бетон на сульфатно-шлаковом вяжущем с известью, и наименьшей деструкции - бетон, в котором в качестве активатора твердения использована цементная пыль, образующаяся при производстве клинкера по сухому способу.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Федосов С.В., Румянцева В.Е., Красильников И.В., Коновалова В.С., Караваев И.В. Определение ресурса безопасной эксплуатации конструкций из бетона, содержащего гидрофобизирующие добавки // Известия вузов. Технология текстильной промышленности. 2017. № 6 (372). С. 268-276.
2. Федосов С.В., Нармания Б.Е. Кинетика коррозионного массопереноса в цементных бетонах в условиях воздействия грибковых микроорганизмов. В сборнике: Устойчивое развитие региона: архитектура, строительство и транспорт. Материалы IX-ой Международной научно-практической конференции, посвящённой памяти академика РААСН Чернышова Е.М.. 2022. С. 197-201.
3. Строкин К.Б., Новиков Д.Г., Коновалова В.С., Логинова С.А., Нармания Б.Е. Определение ресурса безопасной эксплуатации конструкций из железобетона в условиях микробиологической коррозии // Современные проблемы гражданской защиты. 2020. № 4 (37). С. 62-69.
4. Соломатов В.И., Ерофеев В.Т., Морозов Е.А. Микроорганизмы разрушители материалов и изделий // Изв. вузов. Строительство. 2001. № 8. С. 4 – 12.
5. Строганов В.Ф., Куколева Д.А., Бараева Л.Р. Метод испытания минеральных строительных материалов на биостойкость в модельных агрессивных средах // Вестник Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2011. № 3. С. 153 – 161.
6. Чеснокова Т.В., Румянцева В.Е., Логинова С.А. Изучение грибковой коррозии бетона с помощью модельной среды // Современные наукоемкие технологии. Региональное приложение. 2019. № 3 (59). С. 85-89.
7. Ерофеев В.Т., Федорцов А.П., Богатов А.Д., Федорцов В.А. Биокоррозия цементных бетонов, особенности ее развития, оценки и прогнозирования // Фундаментальные исследования. 2014. № 12. Ч. 4. С. 708–716.
8. Румянцева В.Е., Гоглев И.Н., Логинова С.А. Применение полевых и лабораторных методов определения карбонизации, хлоридной и сульфатной коррозии при обследовании строительных конструкций зданий и сооружений // Строительство и техногенная безопасность. 2019. № 15 (67). С. 51–58.
9. Селяев В.П., Неверов В.А., Селяев П.В., Сорокин Е.В., Юдина О.А. Прогнозирование долговечности железобетонных конструкций с учетом сульфатной коррозии бетона // Инженерно-строительный журнал. 2014. № 1. С. 41–52.
10. Семенов С.А., Гумаргалиева К.З., Калинина И.Г., Заиков Г.Е. Биоразрушения материалов и изделий техники // Вестник МИТХТ. 2007. Т. 2. № 6. С. 3–26.
11. Степанова В. Ф. Долговечность бетона. Москва: Ассоциация строительных вузов, 2014. 126 с.
12. Румянцева В.Е., Логинова С.А., Карцева Н.Е. Математическое моделирование коррозии бетонных конструкций в биологически агрессивных средах // Вестник Череповецкого государственного университета. 2021. № 3 (102). С. 56-67.
13. Ерофеев В.Т., Аль Д.С.Д.С., Федорцов А.П., Богатов А.Д., Федорцов В.А. Биологическая коррозия бетонов // Строительные материалы. 2020. № 11. С. 13-23.
14. Федосов С.В., Румянцева В.Е., Логинова С.А., Гоглев И.Н. Исследование стойкости цементного камня к биокоррозии. В сборнике: Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования Российской академии архитектуры и строительных наук по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2019 году. Сборник научных трудов РААСН. Российская академия архитектуры и строительных наук. Москва, 2020. С. 472-476.
15. Строкин К.Б., Новиков Д.Г., Коновалова В.С., Касьяненко Н.С. Влияние микроорганизмов на физико-механические свойства бетона // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2021. № 10. С. 90-98.
16. Рахимбаев Ш.М., Толыпина Н.М. Обоснование выбора типа вяжущего для агрессивных сред органического происхождения на основе теории гетерогенных физико-химических процессов // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2016. Т. 1. № 9. С. 159-163.
17. Рахимбаев Ш.М., Толыпина Н.М. Повышение коррозионной стойкости бетонов путем рационального выбора вяжущего и заполнителей // Монография. Белгород, Изд-во БГТУ, 2015. 321 с.
18. Рахимбаев Ш.М., Карпачева Е.Н., Толыпина Н.М. О выборе типа цемента на основе теории кольтмации при сложном составе агрессивной среды // Бетон и железобетон. 2012. № 5. С. 25–26.
19. Брыков А.С. Сульфатная коррозия портландцементных бетонов // Цемент и его применение. 2014. № 6. С. 96–103.
20. Rakhimova N. R., Rakhimov R. Z. Toward clean cement technologies: A review on alkali-activated fly-ash cements incorporated with supplementary materials // Journal of Non-Crystalline Solids. 2019. 509, 31-41.
21. Петрова Т.М. Взаимосвязь структуры и долговечности шлакощелочных бетонов на основе доменных и сталеплавильных шлаков // Вестник гражданских инженеров. 2012. № 4 (33). С. 167-173.

22. Amran M., Fediuk R., Abdelgader H.S., Murali G., Ozbakkaloglu T., Lee Y.H., Lee Y.Y. Fiber-reinforced alkali-activated concrete: a review // *Journal of Building Engineering*. 2022. Т. 45. С. 103638.
23. Yakovlev G., Polyanskikh I., Gordina A., Pudov I., Černý V., Gumenyuk A., Smirnova O. Influence of sulphate attack on properties of modified cement composites // *Applied Sciences*. 2021. 11(18), 8509.
24. Ерошкина Н.А., Чамурлиев М.Ю., Коровкин М.О. Сернокислотная коррозия геополимерных бетонов с минеральными добавками на основе отходов // *Транспортные сооружения*. 2019. Т. 6. № 3. С. 25.
25. Гришина А.Н., Королев Е.В., Михеев А.В., Гладких В.А. Влажностные деформации бетона, подверженного щелочной коррозии. Экспериментальные результаты // *Вестник гражданских инженеров*. 2020. № 6 (83). С. 140-148.
26. Рахимова Н.Р., Рахимов Р.З. Влияние содержания добавок термоактивированной глины на свойства и состав продуктов твердения композиционного шлакощелочного вяжущего с низким содержанием щелочного активатора // *Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета*. 2021. № 2 (56). С. 50-59.
27. Федюк Р.С. Свойства композиционных вяжущих на основе техногенных отходов Дальнего Востока // *Вестник гражданских инженеров*. 2016. № 2 (55). С. 132-136.
28. Kazanskaya L.F., Smirnova O.M. Supersulphated Cements with Technogenic Raw Materials // *International Journal of Civil Engineering and Technology*. 2018. 9(11). Pp. 3006–3012.
29. Смирнова О.М., Казанская Л.Ф. Гибридные цементы на основе гранулированных доменных шлаков: основные направления исследований // *Эксперт: теория и практика*. 2022. № 3 (18). С. 59-65.
30. Mehdizadeh H., Kani E.N., Sanchez A.P., Fernandez-Jimenez, A. (2018). Rheology of activated phosphorus slag with lime and alkaline salts // *Cement and Concrete Research*, 113, 121-129.
31. Полак А.Ф., Бабков В.В., Андреева Е.П. Твердение минеральных вяжущих веществ. Уфа: Башк. кн. изд-во, 1990. 216 с.
32. Казанская Л.Ф., Макаров Ю.И., Григорьев Д.С. Прочность и стойкость многокомпонентных минеральных вяжущих на основе техногенного сырья // *Известия Петербургского университета путей сообщения*. 2014. № 1 (38). С. 75-81.
33. Казанская Л.Ф., Смирнова О.М. Вяжущие щелочной активации: стремление к альтернативе портландцементу // *Цемент и его применение*. 2015. № 2. С. 137-140

REFERENCES

1. Fedosov S.V., Rumyantseva V.E., Krasilnikov I.V., Konovalova V.S., Karavaev I.V. Determination of the resource of safe operation of concrete structures containing hydrophobic additives // *Izvestiya vuzov. Technology of the textile industry*. 2017. No. 6 (372). Pp. 268-276.
2. Fedosov S.V., Narmania B.E. Kinetics of corrosive mass transfer in cement concretes under the influence of fungal microorganisms. In the collection: Sustainable development of the region: architecture, construction and transport. Materials of the ixth International Scientific and Practical Conference dedicated to the memory of Academician of the Russian Academy of Sciences Chernyshov E.M. 2022. Pp. 197-201.
3. Strokin K.B., Novikov D.G., Konovalova V.S., Loginova S.A., Narmania B.E. Determination of the resource of safe operation of reinforced concrete structures in conditions of microbiological corrosion // *Modern problems of civil protection*. 2020. No. 4 (37). Pp. 62-69.
4. Solomatov V.I., Erofeev V.T., Morozov E.A. Microorganisms destroyers of materials and products // *Izv. vuzov. Construction*. 2001. No. 8. Pp. 4-12.
5. Stroganov V.F., Kukoleva D.A., Baraeva L.R. Method of testing mineral building materials for biostability in model aggressive environments // *Bulletin of the Kazan State University of Architecture and Civil Engineering*. 2011. No. 3. Pp. 153 – 161.
6. Chesnokova T.V., Rumyantseva V.E., Loginova S.A. The study of fungal corrosion of concrete with the help of a model medium // *Modern science-intensive technologies. Regional application*. 2019. No. 3 (59). Pp. 85-89.
7. Erofeev V.T., Fedortsov A.P., Bogatov A.D., Fedortsov V.A. Biocorrosion of cement concrete, features of its development, evaluation and forecasting // *Fundamental research*. 2014. No. 12. Ch. 4. Pp. 708-716.
8. Rumyantseva V.E., Goglev I.N., Loginova S.A. Application of field and laboratory methods for determining carbonation, chloride and sulfate corrosion in the examination of building structures of buildings and structures // *Construction and technogenic safety*. 2019. No. 15 (67). Pp. 51-58.
9. Selyaev V.P., Neverov V.A., Selyaev P.V., Sorokin E.V., Yudina O.A. Forecasting the durability of reinforced concrete structures taking into account sulfate corrosion of concrete // *Civil Engineering magazine*. 2014. No. 1. Pp. 41-52.
10. Semenov S.A., Gumargalieva K.Z., Kalinina I.G., Zaikov G.E. Biodegradation of materials and engineering products // *Vestnik MITKHT*. 2007. Vol. 2. No. 6. Pp. 3-26.

11. Stepanova V.F. Durability of concrete. Moscow: Association of Construction Universities, 2014. 126 p.
12. Rumyantseva V.E., Loginova S.A., Kartseva N.E. Mathematical modeling of corrosion of concrete structures in biologically aggressive environments // Bulletin of Cherepovets State University. 2021. No. 3 (102). Pp. 56-67.
13. Erofeev V.T., Al D.S.D.S., Fedortsov A.P., Bogatov A.D., Fedortsov V.A. Biological corrosion of concrete // Building Materials. 2020. No. 11. Pp. 13-23.
14. Fedosov S.V., Rumyantseva V.E., Loginova S.A., Goglev I.N. Investigation of the resistance of cement stone to biocorrosion. In the collection: Fundamental, exploratory and applied research of the Russian Academy of Architecture and Building Sciences on scientific support for the development of architecture, urban planning and the construction industry of the Russian Federation in 2019. Collection of scientific works of the RAASN. Russian Academy of Architecture and Construction Sciences. Moscow, 2020. Pp. 472-476.
15. Strokin K.B., Novikov D.G., Konovalova V.S., Kasyanenko N.S. The effect of microorganisms on the physical and mechanical properties of concrete // Bulletin of the Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov. 2021. No. 10. Pp. 90-98.
16. Rakhimbayev Sh.M., Tolypina N.M. Substantiation of the choice of the type of binder for aggressive media of organic origin based on the theory of heterogeneous physico-chemical processes // Bulletin of the Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov. 2016. Vol. 1. No. 9. Pp. 159-163.
17. Rakhimbayev Sh.M., Tolypina N.M. Improving the corrosion resistance of concrete by rational choice of binder and fillers // Monograph. Belgorod, Publishing House of BSTU, 2015. 321 p.
18. Rakhimbayev Sh.M., Karpacheva E.N., Tolypina N.M. On the choice of the type of cement based on the theory of colmatation with a complex composition of an aggressive medium // Concrete and reinforced concrete. 2012. No. 5. Pp. 25-26.
19. Brykov A.S. Sulfate corrosion of Portland cement concretes // Cement and its application. 2014. No. 6. Pp. 96-103.
20. Rakhimova N.R., Rakhimov R.Z. Toward clean cement technologies: A review on alkali-activated fly-ash cements incorporated with supplementary materials // Journal of Non-Crystalline Solids. 2019. 509, 31-41.
21. Petrova T.M. Interrelation of structure and durability of slag-alkaline concretes based on blast furnace and steelmaking slags // Bulletin of Civil Engineers. 2012. No. 4 (33). Pp. 167-173.
22. Amran M., Fediuk R., Abdelgader H.S., Murali G., Ozbakkaloglu T., Lee Y.H., Lee Y.Y. Fiber-reinforced alkali-activated concrete: a review // Journal of Building Engineering. 2022. Vol. 45. Pp. 103638.
23. Yakovlev G., Polyanskikh, I., Gordina A., Pudov I., Černý V., Gumenyuk A., Smirnova O. Influence of sulfate attack on properties of modified cement composites // Applied Sciences. 2021. 11(18), 8509.
24. Eroshkina N.A., Chamurliov M.Yu., Korovkin M.O. Sulfuric acid corrosion of geopolymer concrete with mineral additives based on waste // Transport structures. 2019. Vol. 6. No. 3. P. 25
25. Grishina A.N., Korolev E.V., Mikheev A.V., Gladkikh V.A. Moisture deformations of concrete subject to alkaline corrosion. Experimental results // Bulletin of Civil Engineers. 2020. No. 6 (83). Pp. 140-148.
26. Rakhimova N.R., Rakhimov R.Z. The effect of the content of additives of thermally activated clay on the properties and composition of the hardening products of a composite slag-alkaline binder with a low content of an alkaline activator // Izvestiya Kazan State Architectural and Construction University. 2021. No. 2 (56). Pp. 50-59.
27. Fedyuk R.S. Properties of composite binders based on technogenic waste of the Far East // Bulletin of Civil Engineers. 2016. No. 2 (55). Pp. 132-136.
28. Kazanskaya L.F., Smirnova O.M. Supersulphated Cements with Technogenic Raw Materials // International Journal of Civil Engineering and Technology. 2018. 9(11). Pp. 3006-3012.
29. Smirnova O.M., Kazanskaya L.F. Hybrid cements based on granular blast furnace slags: main research directions // Expert: theory and practice. 2022. No. 3 (18). Pp. 59-65.
30. Mehdizadeh H., Kani E.N., Sanchez A.P., Fernandez-Jimenez A. (2018). Rheology of activated phosphorus slag with lime and alkaline salts // Cement and Concrete Research, 113, 121-129.
31. Polak A.F., Babkov V.V., Andreeva E.P. Hardening of mineral binders. Ufa: Bashkir Publishing House, 1990. 216 p.
32. Kazanskaya L.F., Makarov Yu.I., Grigoriev D.S. Strength and durability of multicomponent mineral binders based on technogenic raw materials // News of the St. Petersburg University of Railway Transport. 2014. No. 1 (38). Pp. 75-81.
33. Kazanskaya L.F., Smirnova O.M. Alkaline activation binders: striving for an alternative to Portland cement // Cement and its application. 2015. No. 2. Pp. 137-140.

Информация об авторах:

Казанская Лилия Фаатовна

ФГБОУ ВО «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I»,
г. Санкт-Петербург, Россия,
доктор технических наук, доцент, профессор кафедры «Строительные материалы и технологии».
E-mail: yalifa@inbox.ru

Смирнова Ольга Михайловна

ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский горный университет», г. Санкт-Петербург, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры «Строительство горных предприятий и подземных
сооружений».
E-mail: smirnovaolgam@rambler.ru

Information about authors:

Kazanskaya Liliya F.

Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Saint-Petersburg, Russia,
doctor in technical sciences, docent, professor of the department of «Building Materials and Technologies».
E-mail: yalifa@inbox.ru

Smirnova Olga M.

Saint-Petersburg Mining University, Saint-Petersburg, Russia,
candidate in technical sciences, docent, associate professor of the department Constructing Mining Enterprises and
Underground Structures.
E-mail: smirnovaolgam@rambler.ru

С.В. СОКОЛОВА¹, М.Н. БАРАНОВА², Д.И. ВАСИЛЬЕВА², Ю.А. ХОЛОПОВ¹¹ФГБОУ ВО «Самарский государственный университет путей сообщения», г. Самара, Россия²ФГБОУ ВО «Самарский государственный технический университет», г. Самара, Россия

ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ ДЛЯ ПОВЫШЕНИЯ ДОЛГОВЕЧНОСТИ И ОГНЕУПОРНОСТИ ЖАРОСТОЙКИХ БЕТОНОВ

Аннотация. В статье проанализированы вопросы вторичного использования промышленных отходов. Основным направлением развития строительного производства является применение новых материалов, снижение материалоемкости, обеспечение механизации и индустриализации строительства, увеличение эксплуатационных характеристик изделий и конструкций, внедрение безотходных технологий в производстве строительных материалов за счет использования отходов промышленных производств и уменьшения загрязнения. Важным является изготовление бетонов и растворов с повышенными физико-термическими свойствами для футеровок тепловых агрегатов, работающих в сложных эксплуатационных условиях (повышенная температура, агрессивная среда, контакт материала футеровки с газами, расплавами металлов и флюсов). Жаростойкие бетоны применяются в черной и цветной металлургии, химической и нефтеперерабатывающей, нефтехимической, энергетической, машиностроительной и целлюлозно-бумажной промышленности, в производстве строительных материалов. Внедрение жаростойкого бетона осуществляется путем применения новых конструктивных элементов для тепловых агрегатов, наиболее целесообразных с теплотехнической и с технологической сторон, что неосуществимо при использовании штучных керамических огнеупоров. Компоненты жаростойких бетонов – тонкомолотые добавки и заполнители обычно изготавливают из дорогостоящих материалов (шамота, муллита, хромита, магнезита, циркона и т.д.). Для изготовления добавок требуются энергозатратные операции по помолу и расसेву, усложняющие и удорожающие технологию производства заполнителей. Замена дефицитных и дорогих компонентов местными материалами и разработка технологии получения жаростойких бетонов на химических связующих с использованием недефицитных материалов, особенно отходов промышленности является важной задачей. Рассмотрены перспективы применения глиноземсодержащих отходов в качестве добавок в жаростойкие бетоны, что позволяет повысить долговечность и огнеупорность строительных материалов. Изучен отработанный тонкодисперсный катализатор ИМ-2201, который используется в нефтехимии и является алюмохромистым отходом. Изучены состав и свойства данного отхода и изменение свойств бетона при внесении добавок. Показано, что свойства бетонов меняются после введения в состав алюмохромистого отхода в заданном количестве (5, 10 и 15%). Повышается их средняя плотность, термическая прочность и другие свойства. Улучшение физико-термических характеристик зависит от структуры и новообразований в полученных образцах. Образцы бетона проанализированы при помощи петрографического метода и показано, что добавка алюмохромистого отхода способствует уплотнению структуры за счет заполнения порового пространства стекломассой и кристаллами новообразований в цементирующей массе.

Ключевые слова: жаростойкие бетоны, промышленные отходы, вторичное использование отходов, алюмохромистые отходы.

S.V. SOKOLOVA¹, M.N. BARANOVA², D.I. VASILIEVA², Y.A. KHOLOPOV¹¹Samara State Transport University, Samara, Russia²Samara State Technical University, Samara, Russia

POSSIBILITIES OF USING INDUSTRIAL WASTE TO IMPROVE HEAT RESISTANT CONCRETE DURABILITY AND REFRACTORINESS

© Соколова С.В., Баранова М.Н., Васильева Д.И., Холопов Ю.А., 2023

Abstract. The article analyzes recycling of industrial waste. The main direction of construction production development is the use of new materials, reduction of material intensity, providing mechanization and industrialization of construction, increasing the operational characteristics of products and structures, the implementation of wasteless technologies in building materials at the expense of industrial waste and pollution reduction. It is important to produce concretes and mortars with enhanced physical and thermal properties for linings of thermal units operating in difficult operating conditions (high temperature, aggressive environment, contact of lining material with gases, metal melts and fluxes). Heat-resistant concretes are used in ferrous and non-ferrous metallurgy, chemical and oil refining, petrochemical, power, machine building, pulp and paper industry, in building materials. The introduction of heat-resistant concrete by using new structural elements for thermal units, the most appropriate from the thermal and technological side, which is not feasible when using piece ceramic refractories. Components of heat-resistant concretes - fine grind additives and aggregates are usually made of expensive materials (chamotte, mullite, chromite, magnesite, zircon, etc.). The production of additives requires energy-intensive milling and sieving operations, which complicate and increase the cost of aggregate production technology. The replacement of scarce and expensive components by local materials and the development of technology for obtaining heat-resistant concrete on chemical binders using non-deficient materials, especially industrial waste is an important task. The prospects of using alumina-containing wastes as additives in heat-resistant concretes, which allows increasing durability and refractoriness of construction materials. The used fine-dispersed catalyst IM-2201, which is used in petrochemistry and is an alumina-chromium waste, was studied. The composition and properties of this waste and the change in the properties of concrete with the introduction of additives have been studied. It was shown that the properties of concrete change after the introduction of alumina-chromium waste in a given amount (5, 10 and 15%). Their average density, thermal strength and other properties are increased. The improvement of physical and thermal characteristics depends on the structure and new formation in the obtained samples. Concrete samples were analyzed using petrographic method and it was shown that the addition of aluminochrome waste contributes to densification of the structure due to filling the pore space with glassy mass and newly formed crystals in the cementitious mass.

Keywords: heat-resistant concrete, industrial waste, waste recycling, aluminous chloride waste.

Введение

В результате роста промышленного производства происходит накопление разнообразных отходов, объемы которых постоянно увеличиваются. Управление промышленными отходами, в том числе их переработка и вторичное использование, стало глобальной задачей в промышленно развитых странах мира, поскольку традиционное размещение их на полигонах и захоронение не является экологически безопасным способом и наносит огромный вред окружающей среде. Широко обсуждаются возможности использования промышленных и строительных отходов для создания геополимеров, вяжущих компонентов бетонов, жаростойкого цемента, кирпичей с высокой пористостью, керамики и др. [1-5]. Утилизация твердых отходов и их повторное применение в качестве строительных материалов признана одной из наилучших экономических и экологических стратегий в мире для достижений устойчивого развития. В том числе это способствует снижению выбросов углекислого газа и уменьшению объемов потребления сырья. Например, для производства одной тонны цемента требуется 1,9 тонны сырья (известняка, глины, железной руды) и приводит к образованию больших объемов CO_2 . (около 7% от общей массы мировых выбросов) [6].

В Государственном докладе о состоянии и об охране окружающей среды РФ, опубликованном в 2021 г., отмечается, что в стране происходит рост образования различных отходов, данная динамика сохраняется с 2012 г. Исключением являлся 2020 г., когда произошло снижение объемов образовавшихся отходов до 6956 млн. т., что было меньше, чем в два предыдущих года и объяснялось влиянием пандемии COVID-19. Например, в 2021 г. произошло увеличение объемов отходов на 21,5% (до 8448,6 млн т отходов производства и потребления) по сравнению с предыдущим годом [7].

По данным доклада Министерства лесного хозяйства, охраны окружающей среды и природопользования Самарской области, содержащего информацию об экологической ситуации за 2021 г., в регионе образовалось 4079,49 тысяч тонн отходов, из них

промышленных отходов – 2783,68 тысяч тонн (68%). В целом в регионе отмечается динамика уменьшения образования промышленных отходов с 3800,10 тыс. тонн в 2017 г. Структура обращения с промышленными отходами в Самарской области за последние три года (с 2019 г.) характеризуется ростом объемов утилизированных отходов более чем в два раза (с 1152 тыс. т в 2019 г. до 2348 тыс. т в 2021 г.), а также уменьшением переданных на захоронение отходов (с 584 тыс. т до 331 тыс. т) [8].

В соответствии с ФЗ №89 «Об отходах производства и потребления» к мероприятиям по обращению с отходами относится деятельность по сбору, накоплению, транспортировке, обработке, утилизации, обезвреживанию и размещению отходов. Наиболее экологичным является не накопление или захоронение отходов на полигонах, даже после их обработки в целях снижения токсичности, а вторичное использование промышленных отходов. Широкими возможностями для вторичного использования промышленных отходов обладает сфера производства строительных материалов, что связано с крупными объемами строительства, а также его материалоемкостью и номенклатурой изделий.

Следовательно, в условиях постоянного роста образования отходов увеличение вторичного использования промышленных отходов является актуальной задачей. Использование отходов промышленности в качестве добавок, улучшающих свойства строительных материалов, способствует одновременному решению как экологических, так и экономически вопросов. Одновременно сокращаются объемы отходов высокой степени опасности, которые нужно хранить на полигонах или утилизировать, а также уменьшаются расходы на приобретение добавок для улучшения свойств стройматериалов [9-13].

На территории Самарской области, которая относится к промышленно высокоразвитым регионам, проблема сокращения объемов хранения и утилизации промышленных отходов за счет их вторичного использования стоит очень остро [14-16]. Изучение ряда промышленных отходов, образующиеся на промышленных предприятиях Самарской области, показано, что по своему составу и свойствам некоторые из них близки к природному сырью, используемому для производства строительных материалов [17-19]. Поэтому актуальным является создание смешанных жаростойких вяжущих на основе глиноземсодержащих шламов с применением гидравлических цементов и химических связок. Можно предположить, что по основным свойствам (термостойкости, прочности и химической стойкости) эти вяжущие не будут уступать традиционным.

Целью статьи является исследование влияния на долговечность и огнеупорность жаростойких композитов внесение в них шамотносиликатнатриевой добавки, образованной из отработанного катализатора ИМ-2201, который представляет собой алюмохромистый отход.

Для достижения данной цели были поставлены следующие задачи:

- 1) рассмотреть состав и свойства промышленного отхода на основе отработанного катализатора ИМ-2201;
- 2) определить физико-термические показатели и проанализировать изменение огнеупорности и долговечности жаростойкого бетона, в который в качестве добавок были внесены промышленные отходы;
- 3) изучить петрографию образовавшегося цементного камня, с целью подтверждения улучшения его физико-механических характеристик.

Модели и методы

При проведении исследования использованы следующие методы: рентгеноструктурный анализ, Фраунгоферовская дифракция, петрографическое изучение.

Катализатор ИМ-2201 является отходом нефтехимии и представляет собой порошок бледно-зеленого цвета с тонкодисперсными частицами. Он имеет в составе оксиды хрома и алюминия (корунд – α Al_2O_3), а также второстепенные оксиды, количество которых ограничено в составе катализатора, например, кремнезем и др.

Основным методом определения частиц, диапазон размерности которых составил 1–192 мкм, являлась Фраунгоферовская дифракция, а также лазерное рассеяние лучей He-Ne по

16-ти каналам, каждый из которых содержит чувствительные детекторы. Измерения производились на анализаторе «PRO – 7000» фирмы «СЭИСИН», Япония [20]. Достижение наивысшей точности результата измерения 320 обусловлено непрерывным повтором позиций в обработке компьютера.

Результаты исследования и их анализ

При помощи циркуляции через измерительную кювету раствора, его перемешивании и ультразвуковой обработке эмульсии, а также добавке поверхностно-активного вещества была достигнута необходимая гомогенность рабочей суспензии.

На основании результатов измерений были получены следующие выходные данные (в виде таблиц и графиков):

- средний размер частиц и их распределение по объёмам;
- поверхностное распределение по площадям;
- числовое распределение частиц;
- удельная поверхность порошка по расчетам.

Исследование частиц тонкодисперсного катализатора ИМ-2201 представлено на рисунке 1.

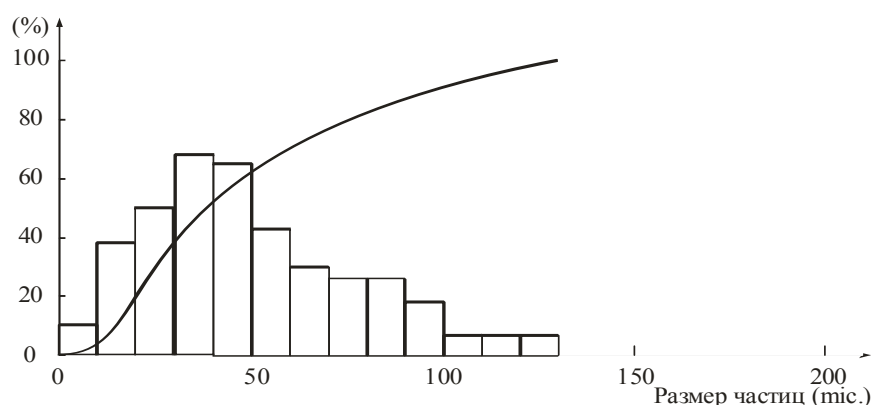


Рисунок 1 – Размеры частиц отработанного катализатора ИМ-2201

Опираясь на рисунок 1 видно, что основная масса исследуемого катализатора содержит частицы менее 50 мкм, что составляет примерно 70%, причём их диаметр по средневзвешенному результату равен 0,048 мм. В свою очередь плотность составляет от 4150 до 4300 кг/м³, при изменении насыпной массы в диапазоне 950 - 1150 кг/м³.

Температура плавления у алюмохромистого отхода составляет от 2050 до 2100 °С, при том, что его основная зависимость от количества R₂O, т.е. от содержания плавней.

Благодаря рентгеноструктурному анализу [20] состава катализатора, было ясно установлено наличие в нём корунда ($\alpha\text{Al}_2\text{O}_3$) и оксида хрома (Cr_2O_3), что отражено на рисунке 2.

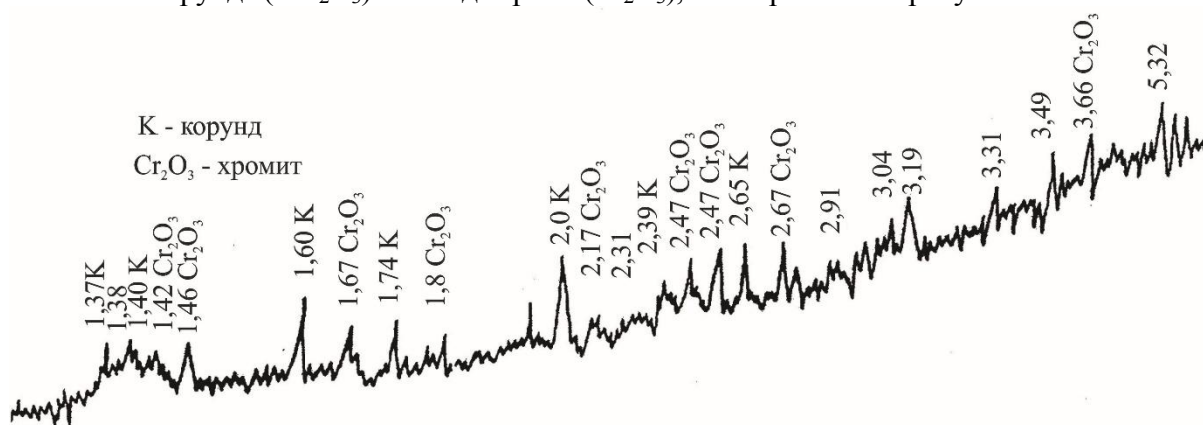


Рисунок 2 – Рентгенограмма алюмохромистого отработанного катализатора ИМ – 2201

Химический состав (таблица 1) обожжённого алюмокальцевого шлама (АКШ), служившего отвердителем жидкостекольного вяжущего наряду с глинозёмистым цементом (ГЦ) в интервале схватывания от 20 до 55 мин [21] и изменение огнеупорности вяжущего вещества в зависимости от типа отверждающей добавки выражено графиком (рисунок 3).

Таблица 1 – Химический состав алюмокальцевого шлама с очистных сооружений Самарского металлургического завода

Содержание, масс. %								
SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	R ₂ O	п.п.п.	Σ
8,16	14,6	0,8	26,32	8,24	1,58	1,36	38,88	99,94
SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	R ₂ O	п.п.п.	Σ

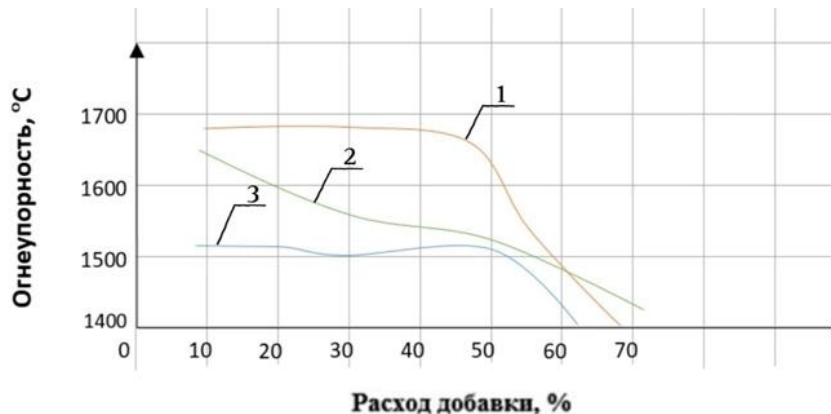


Рисунок 3 – Огнеупорность жидкостекольных вяжущих композиций в зависимости от типа отвердителя и количества тонкомолотой добавки

1 - обожженный алюмокальцевый шлам; 2 - глинозёмистый цемент; 3 - Na₂SiF₆; добавка - отработанный катализатор ИМ-2201

На основе силикатнатриевого вяжущего с добавкой алюмохромистого отхода были проведены исследования жаростойких бетонов, результаты которых можно наблюдать в таблице 2 [22].

Таблица 2 – Физико-термические показатели жаростойких бетонов на основе силикатнатриевого вяжущего с алюмохромистым отходом

Показатель	Показатели свойств бетонов после введения в состав алюмохромистого отхода в заданном количестве, %		
	5	10	15
Температура использования, °C	1400	1450	1500
Средняя плотность, кг/м ³	1950-2000	2000-2050	2050-2100
Предел прочности при сжатии, МПа:			
после сушки, 200 °C	29,1	27,4	24,3
после обжига при 1400°C	36,5	37,1	36,2
после обжига при 1450°C	-	37,8	37,1
после обжига при 1500°C	-	-	36,8
Огневая усадка, %	0,41	0,205	0,14
Температура деформации под нагрузкой 0,2 МПа, °C			
начало деформации	1360	1405	1460
4 %-ная деформация	1410	1465	1510
40%-ная деформация	1460	1510	1565
Термическая стойкость, водные теплосмены (марка по термостойкости)	28 (Т ₁ 20)	31 (Т ₁ 30)	33 (Т ₁ 30)
Класс бетона по предельно допустимой температуре применения	И14	И14	И15

Улучшение физико-термических характеристик, в значительной мере, зависит от структуры и новообразований в полученных образцах [14]. Данные показатели были исследованы петрографическим методом на поляризационном микроскопе в проходящем и отраженном свете. Для сравнения отбирались два вида цементного камня, обожженных при температуре 1200°C: один – на жидкостекольных вяжущих при силикатнатриевом отвердителе с добавкой алюмохромистого отхода; второй – на основе алюмокальцевого вяжущего с добавкой алюмохромистого отхода.

Образцы подготавливались в виде тонких сколов и порошков. В сколах фиксировалась структура, а в порошковых препаратах определялось фазовое состояние и новообразования.

Сущность метода состоит в том, что в плоскости скола образца определяется размер и очертание порового пространства и составляющих зерен. Определяется длина отрезков, соответствующих каждому поровому пространству или зерну. При этом описывается их конфигурация, а также характер взаимного соотношения.

Образцы цементного камня с добавкой алюмохромистого отхода в составе силикатнатриевого отвердителя имеют светлую окраску однородного состава. Структура аморфно-мелко-зернистая неравномерно пористая. Четко различаются мелкие включения белого цвета в аморфной силикатной массе. Включения по контуру оплавлены и состоят из минеральных новообразований. Размер зерен колеблется от 0,01 до 0,5 мм, преобладают – 0,1 мм. Поры неправильной формы, чаще трещинные, изолированные и не равномерно распределены в аморфно-зернистой массе. Размер пор колеблется от 0,1 до 1,0 мм, преобладают – 0,5 мм (рисунок 4).



Рисунок 4 – Микроструктура цементного камня на основе силикатнатриевого вяжущего с добавкой 10% алюмохромистого отхода (микрофото М.Н. Барановой)

Образцы цементного камня на основе алюмокальцевого вяжущего с добавкой 10% алюмохромистого отхода имеют агрегатное строение со светло серыми включениями неправильной формы, размером от 0,05 до 1,5 мм с показателем преломления 1,68, слабым плеохроизмом, что соответствует кристаллической форме новообразований. Размер данных кристаллов составляет 0,002 – 0,005 мм. Структура образца тонкопористая с редкими поровыми образованиями в виде щелевидных прямых или изогнутых трещинок (рисунок 5). Размер трещинок по ширине от 0,05 до 0,15 мм, а по длине от 0,01 до 0,5 мм, приобретая уплотнение за счет заполнения порового пространства стекломассой с кристаллами новообразований, выполняющих роль армирования.

Уплотнение структуры и армирование аморфной составляющей новообразующими кристаллами повышает прочность, устойчивость к истиранию, огнеупорность, химическую стойкость, способность усиливать контактную зону с вмещающими наполнителями, кроме этого, снижают водопоглощение.



Рисунок 5 – Микроструктура цементного камня на основе алюмокальцевого вяжущего с добавкой 10% алюмохромистого отхода (микрофото М.Н. Барановой)

Таким образом, петрографический метод показал, что добавка алюмохромистого отхода способствует уплотнению структуры за счет заполнения порового пространства стекломассой и кристаллами новообразований в цементирующей массе.

Для исследования на поляризационном микроскопе был создан плоский скол и порошок, предназначенный для изучений в иммерсионной жидкости. Свет во время проведения опыта с увеличением от 36 крат до 120, был отраженный и проходящий.

Изображение порового пространства уплотнённой структуры за счёт добавления алюмохлористого отхода, выявляется по контуру зёрен трещинами в интервале от 0,01 - 0,03 мм до 0,05-0,08 и представлено на рисунке 4.

Неизменённые обломки кварца ($\approx 5-7\%$) при исследовании встречаются на поверхностной части зёрен голубого оттенка при включении муллита, чему предшествует выделение бесцветного стекла в основной массе с преломлением света в пределах от 1,62 до 1,65.

Однородная светлая масса при добавке 10% алюмокальцевого вяжущего является микроструктурой цементного камня. На рисунке 5 можно рассмотреть небольшие прямые либо же изогнутые трещиноватости шириной 0,05–0,15 мм и длиной 0,1–1,5 мм. Крупные зерна сцементированы стекломассой, по их контуру расположены тонкие поры. Пространство изолированных и тонких пор заполнено мелкими зернами изометрической формы, имеющей стеклянный блеск.

На существование новообразований указывает тонкая оболочка зерен из связующей массы, имеющая слабое двупреломление, сливную уплотненность структуры со стеклянным блеском. Размерность новообразований до 0,05 мм, причем преломление имеет прямое погасание, слабый плеохроизм и составляет 1,64. Единичные включения с черным цветом, имеющие сильный стеклянный блеск и вид расплава до 0,5–0,8 мм соответствуют железосодержащему стеклу и выделяются в основной массе.

Цементирующая масса обожжённого камня на основе алюмокальцевого вяжущего имеет очень мелкие включения стекломассы при том же показателе преломления и слабом плеохроизме и соответствует кристаллической форме новообразований с размерностью 0,002–0,005 мм.

Структура описанного выше камня неравномерно зернистая, мелкопористая, причем при добавлении алюмохромистого отхода обретает уплотненность и меньшую пористость, что влечет за собой уменьшение пор от 0,08 до 0,01-0,02 мм.

Таким образом, заполненность порового пространства стекломассой и новообразованиями с кристаллической формой в цементирующей массе камня приводит к

уплотнению структуры, благодаря добавлению алюмохромистого отхода, что и показал рассматриваемый петрографический метод.

Выводы

В результате проведенного исследования можно сделать следующие выводы:

1) вторичное использование промышленных отходов в технологии огнеупорных материалов при изготовлении высокотемпературных промышленных агрегатов является путем решения глобальной проблемы, связанной с ростом накопления опасных отходов, не имеющих эффективных способов безопасного захоронения и утилизации;

2) состав и свойства промышленного отхода - тонкодисперсного отработанного катализатора ИМ-2201 характеризуются следующими показателями: средний размер зерен основной массы (около 70%) – менее 50 мкм; средневзвешенный диаметр зерен– 0,048 мм; насыпная масса – 950-1150 кг/м³; плотность – 4150 – 4300 кг/м³; температура плавления колеблется в пределах 2050-2100⁰С.

3) алюмокальциевый шлам (АКШ) – нанотехногенный отход Самарского металлургического завода имеет наноразмерность 40-80 нм; в его химическом составе содержатся в основном оксиды алюминия, кальция и магния. Химический состав шлама и его высокая дисперсность являются основными факторами, определяющими его применение в составе жаростойкого композита.

4) были подобраны составы жаростойких композитов на различных видах отвердителей: жидкого стекла, глинозёмистого цемента и обожжённого алюмокальцевого шлама, в которые вводилась тонкомолотая добавка – отработанным катализатором ИМ-2201. Проведенные испытания показали, что наиболее высокими показателями по огнеупорности обладают образцы, изготовленные на основе обожжённого алюмокальцевого шлама.

5) изучение петрографии образовавшегося цементного камня подтвердило улучшение его физико-механических характеристик в виде уплотнения структуры и армирования аморфной составляющей новообразующимися кристаллами, повышающими прочность, устойчивость к истиранию, огнеупорность, химическую стойкость.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ali Allahverdi, Mostafa Mahinroosta, Recycling Aluminosilicate Industrial Wastes Into Geopolymer: A Review, Editor(s): Saleem Hashmi, Imtiaz Ahmed Choudhury, *Encyclopedia of Renewable and Sustainable Materials*. Elsevier. 2020. Pp. 490-507. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-803581-8.11475-4>.
2. Mahfooz Soomro, Vivian W.Y. Tam, Ana Catarina Jorge Evangelista, 3 - Industrial and agro-waste materials for use in recycled concrete, Editor(s): Vivian W.Y. Tam, Mahfooz Soomro, Ana Catarina Jorge Evangelista, *In Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering Recycled Concrete*. Woodhead Publishing. 2023. Pp. 47-117. <https://doi.org/10.1016/B978-0-323-85210-4.00009-6>.
3. Yue Liu, Yan Zhuge, Wei Fan, Weiwei Duan, Lei Wang, Recycling industrial wastes into self-healing concrete: A review, *Environmental Research*, 2022. Vol. 214. Part 4. 113975. <https://doi.org/10.1016/j.envres.2022.113975>.
4. Changzai Ren, Shuang Wu, Wenlong Wang, Lei Chen, Yonghui Bai, Tingting Zhang, Huan Li, Yuxiao Zhao, Recycling of hazardous and industrial solid waste as raw materials for preparing novel high-temperature-resistant sulfoaluminate-magnesia aluminum spinel cement, *Journal of Building Engineering*, 2023. Vol. 64. 105550. <https://doi.org/10.1016/j.job.2022.105550>.
5. Runfeng Li, Yang Zhou, Cuiwei Li, Shibo Li, Zhenying Huang, Recycling of industrial waste iron tailings in porous bricks with low thermal conductivity, *Construction and Building Materials*, 2019. Vol. 213. Pp. 43-50. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.04.040>.
6. Chang Sun, Lulu Chen, Jianzhuang Xiao, Amardeep Singh, Jiahao Zeng, Compound utilization of construction and industrial waste as cementitious recycled powder in mortar, *Resources, Conservation and Recycling*, 2021. Vol. 170. 105561. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2021.105561>.
7. О состоянии и об охране окружающей среды Российской Федерации в 2021 году. Государственный доклад. М.: Минприроды России; МГУ имени М.В.Ломоносова, 2022. 684 с.
8. Доклад об экологической ситуации в Самарской области за 2021 год. Выпуск 32. Самара, 2022. 162 с.

9. Гальцева Н.А., Попов П.В., Котов Д.А., Голотенко Д.С. Вторичное использование отходов промышленности // Инженерный вестник Дона. 2022. № 5(89). С. 572-581.
10. Безденежных М.А., Муниева Э.Ю., Жуков А.Д. Строительные материалы и экология // Перспективы науки. Тамбов. 2017. № 11 (98). С. 39-42.
11. Иванова Т.А., Колесникова Л.Г. Оценка эффективности применения бетонного лома в качестве крупного заполнителя для бетона // Инженерный вестник Дона. 2022. № 3 URL:ivdon.ru/ru/magazine/archive/n3y2022/7530.
12. Киянец А.В. Эффективность применения продуктов вторичной переработки полиэтилентерефталата в бетонах // Инженерный вестник Дона. 2022. № 2. URL:ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2y2022/7487.
13. Перфилов В.А., Вольская О.Н. Утилизация промышленных отходов для повышения экологической безопасности окружающей среды // Юг России: экология, развитие. 2016. Т. 11. № 2. С. 205-212.
14. Хлыстов А.И., Соколова С.В., Баранова М.Н. [и др.] Перспективы использования глиноземсодержащих отходов промышленности в производстве жаростойких бетонов // Экология и промышленность России. 2021. Т. 25. № 7. С. 13-19. doi:10.18412/1816-0395-2021-7-13-19.
15. Васильева Д.И., Воронин В.В., Власов А.Г. Экологическое состояние окружающей среды как важнейший фактор развития территории // Здоровая окружающая среда - основа безопасности регионов: Материалы первого международного экологического форума в Рязани. Том II. Рязань: Рязанский государственный агротехнологический университет им. П.А. Костычева, 2017. С. 33-36.
16. Васильева Д.И., Власов А.Г. Динамика земельного фонда Самарской области / Д. И. Васильева, // Биоэкологическое краеведение: мировые, российские и региональные проблемы : Материалы 5-й международной научно-практической конференции. / Отв. ред. С.И. Павлов. Самара: СГСПУ, 2016. С. 166-169.
17. Баженов Ю.М. Технология бетона. М., 2002. 500 с.
18. Арбузова Т.Б. Утилизация глиноземсодержащих осадков промстоков. Самара, 1991. 136 с.
19. Хлыстов А.И., Божко А.В., Соколова С.В., Рязов Р.Т. Получение прогрессивных и эффективных огнеупорных футеровочных материалов // First International Scientific-Technical Conference "Ecology and life protection of industrial-transport complexes". Сборник трудов. Тольятти, 2003. С. 186-189.
20. Соколова С.В. Исследование процессов структурной модификации жаростойких композитов растворами фосфатов/ Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Самара. 2006. 198 с.
21. Соколова С.В. Структурно-химическая модификация жаростойких композитов // Композиционные материалы: разработка и применение: монография / под ред. М.Ю. Звездиной. Новосибирск: Изд.АНС «СибАК». 2017. 180 с.
22. Хлыстов А.И. Жаростойкие бетоны на основе отходов промышленности Самарской области; монография. Самара: АСА СамГТУ, 2017. 171 с.

REFERENCES

1. Ali Allahverdi, Mostafa Mahinroosta, Recycling Aluminosilicate Industrial Wastes Into Geopolymer: A Review, Editor(s): Saleem Hashmi, Imtiaz Ahmed Choudhury, *Encyclopedia of Renewable and Sustainable Materials*, Elsevier, 2020. Pp. 490-507. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-803581-8.11475-4>.
2. Mahfooz Soomro, Vivian W.Y. Tam, Ana Catarina Jorge Evangelista, 3 - Industrial and agro-waste materials for use in recycled concrete, Editor(s): Vivian W.Y. Tam, Mahfooz Soomro, Ana Catarina Jorge Evangelista, In Woodhead Publishing *Series in Civil and Structural Engineering Recycled Concrete*, Woodhead Publishing, 2023. Pp. 47-117. <https://doi.org/10.1016/B978-0-323-85210-4.00009-6>.
3. Yue Liu, Yan Zhuge, Wei Fan, Weiwei Duan, Lei Wang, Recycling industrial wastes into self-healing concrete: A review, *Environmental Research*, 2022. Vol. 214. Part 4. 113975. <https://doi.org/10.1016/j.envres.2022.113975>.
4. Changzai Ren, Shuang Wu, Wenlong Wang, Lei Chen, Yonghui Bai, Tingting Zhang, Huan Li, Yuxiao Zhao, Recycling of hazardous and industrial solid waste as raw materials for preparing novel high-temperature-resistant sulfoaluminate-magnesia aluminum spinel cement, *Journal of Building Engineering*. 2023. Vol. 64. 105550. <https://doi.org/10.1016/j.jobte.2022.105550>.
5. Runfeng Li, Yang Zhou, Cuiwei Li, Shibo Li, Zhenying Huang, Recycling of industrial waste iron tailings in porous bricks with low thermal conductivity, *Construction and Building Materials*, 2019. Vol. 213. Pp. 43-50. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.04.040>.
6. Chang Sun, Lulu Chen, Jianzhuang Xiao, Amardeep Singh, Jiahao Zeng, Compound utilization of construction and industrial waste as cementitious recycled powder in mortar, *Resources, Conservation and Recycling*, 2021. Vol. 170. 105561. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2021.105561>.
7. On the State and Protection of the Environment of the Russian Federation in 2021. State Report. Moscow: Ministry of Natural Resources of Russia; Lomonosov Moscow State University, 2022. 684 p. (rus)
8. Report on the ecological situation in the Samara region for the year 2021. Issue 32. Samara, 2022. 162 p. (rus)

9. Galtseva N.A., Popov P.V., Kotov D.A., Golotenko D.S. Secondary use of industrial waste. *Engineering Herald of the Don*. 2022. No. 5(89). Pp. 572-581. (rus)
10. Bezdenezhnykh M.A., Munieva E.Y., Zhukov A.D. Construction materials and ecology. *Perspectives of Science*. Tambov. 2017. No. 11 (98). Pp. 39-42. (rus)
11. Ivanova T.A., Kolesnikova L.G. Evaluation of the effectiveness of concrete scrap as a coarse aggregate for concrete. *Engineering Herald of the Don*, 2022. No. 3. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n3y2022/7530. (rus)
12. Kiyanets A.V. Effectiveness of polyethylene terephthalate recycled products application in concrete. *Engineering Herald of Don*, 2022. No. 2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2y2022/7487. (rus)
13. Perfilov V.A., Volskaya O.N. Utilization of industrial waste to improve environmental safety. *South of Russia: Ecology, Development*. 2016. T. 11. No. 2. Pp. 205-212. (rus)
14. Khlystov A.I., Sokolova S.V., Baranova M.N. [et al.] Prospects of using alumina-containing industrial wastes in production of heat-resistant concretes. *Ecology and Industry of Russia*. 2021. T. 25. No. 7. Pp. 13-19. doi:10.18412/1816-0395-2021-7-13-19. (rus)
15. Vasilyeva D.I., Voronin V.V., Vlasov A.G. Ecological condition of environment as the major factor of territory development // Healthy environment - the basis of regional security: Materials of the First International Ecological Forum in Ryazan. Volume II. Ryazan: Ryazan State Agrotechnological University. P.A. Kostychev, 2017. Pp. 33-36. (rus)
16. Vasilyeva D.I., Vlasov A.G. Dynamics of the land fund of Samara region. Bio-ecological regionalism: world, Russian and regional problems : Materials of the 5th international scientific and practical conference. Ed. by S.I. Pavlov. Samara: SGSPU, 2016. Pp. 166-169. (rus)
17. Bazhenov Y.M. Concrete Technology. M. 2002. 500 p. (rus)
18. Arbuzova T.B. Utilization of alumina-containing industrial waste sludge. Samara, 1991. 136 p. (rus)
19. Khlystov A.I., Bozhko A.V., Sokolova S.V., Riyazov R.T. Preparation of progressive and effective refractory lining materials/ First International Scientific-Technical Conference "Ecology and life protection of industrial-transport complexes". Coll. of Papers, Pp. 186-189. Togliatti, 2003. (rus)
20. Sokolova S.V. Research of processes of structural modification of heat-resistant composites by the phosphate solutions (in Russian). Dissertation for the degree of Candidate of Technical Sciences. Samara. 2006. 198 p. (rus)
21. Sokolova S.V. Structural and chemical modification of heat-resistant composites // Composite materials: development and application: monograph. Edited by M.Yu. Novosibirsk: Publishing house ANS "SibAK". 2017. 180 p. (rus)
22. Khlystov A.I. Heat-resistant concretes based on industrial wastes of Samara region; monograph. Samara: ASA SamGTU, 2017. 171 p. (rus)

Информация об авторах:

Сokolova Светлана Владимировна

ФГБОУ ВО «Самарский государственный университет путей сообщения», г. Самара, Россия,
кандидат технических наук, доцент кафедры Железнодорожный путь и строительство.
E-mail: sokolova9967@mail.ru

Баранова Маргарита Николаевна

ФГБОУ ВО «Самарский государственный технический университет», г. Самара, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры строительной механики, инженерной геологии, оснований и фундаментов.
E-mail: mnbaranova@yandex.ru

Васильева Дарья Игоревна

ФГБОУ ВО «Самарский государственный технический университет», г. Самара, Россия,
кандидат биологических наук, доцент, доцент кафедры строительной механики, инженерной геологии, оснований и фундаментов.
E-mail: vasilievadi@mail.ru

Холопов Юрий Александрович

ФГБОУ ВО «Самарский государственный университет путей сообщения», г. Самара, Россия,
кандидат сельскохозяйственных наук, доцент, заведующий кафедрой «Безопасность жизнедеятельности и экология».
E-mail: kholopov@bk.ru

Information about authors:

Sokolova Svetlana Vl.

Samara State Transport University, Samara, Russia,
candidate of technical sciences, associate professor of Railway track and construction Department.
E-mail: sokolova9967@mail.ru

Baranova Margarita N.

Samara State Technical University, Samara, Russia,
candidate of technical sciences, associate professor of structural mechanics, engineering geology, bases and foundations department.
E-mail: mnbaranova@yandex.ru

Vasilieva Daria Ig.

Samara State Technical University, Samara, Russia,
candidate of biological sciences, associate professor of structural mechanics, engineering geology, bases and foundations department.
E-mail: vasilievadi@mail.ru

Kholopov Yuriy Al.

Samara State Transport University, Samara, Russia,
candidate of agricultural sciences, associate professor, Head of the Department "Life Safety and Ecology".
E-mail: kholopov@bk.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 15.05.2023
Дата выхода в свет 20.06.2023
Формат 70×108/16. Печ. л. 8,4
Цена свободная. Тираж 500 экз.
Заказ № 159

Отпечатано с готового оригинал-макета
на полиграфической базе ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева»
302026, г. Орел, ул. Комсомольская, 95.