

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)
Ерофеев В.Т., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф.
(Россия)

Есаулов Г.В., акад. РААСН, д-р арх., 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)
Кудряшов Н.Н., канд. арх., 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)
Птичкина Г.А., д-р арх., проф. (Россия)

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

Тамразян А.Г., чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Травуш В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф.
(Россия)

Трещев А.А., чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Тур В.В., д-р техн. наук, проф. (Белоруссия)

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)

Исполнительный редактор:
Амелина М.А., (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 объединенному каталогу «Пресса России»
на сайтах www.pressa-rl.ru и www.akc.ru

© ОГУ имени И.С. Тургенева, 2025

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

Курбацкий Е.Н., Пестрякова Е.А., Хуссейн А.Ш. Оценка влияния поверхностных слоёв грунта с нелинейными свойствами на параметры спектров максимальных реакций.....	7
Меркулов С.И. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций составного сечения при внецентренном сжатии.....	22
Никифоров С. В., Терновский М.В. Контроль термонапряженного состояния при бетонировании массивных конструкций фундаментов высотных зданий.....	30
Себешев В.Г., Люфт Н.А., Гербер Ю.А. Метод расчета параметров комплексов динамических гасителей колебаний как регуляторов напряженно-деформированного состояния сооружений и конструкций при полигармонических воздействиях	45
Смирнов В.А. Идентификация параметров вязкоупругих материалов по результатам DMA-анализа.....	60

Безопасность зданий и сооружений

Колчунов В.И., Ильющенко Т.А., Федоров С.С. Деформирование бетона железобетонной рамы в запредельном состоянии.....	73
Мацевич Т.А., Данков С.А. Влияние коррозии на физико- механические свойства стальных элементов.....	86
Тамразян А.Г., Садоян Г.А. Несущая способность изгибаемых железобетонных плит при местных изменениях прочности бетона....	99
Федоров В.С., Левитский В.Е. Развитие методологии исследования влияния температуры на механические свойства бетона.....	111

Строительные материалы и технологии

Пухаренко Ю.В., Пантелеев Д.А., Жаворонков М.И. Деформативность дисперсно армированного керамзитобетона под нагрузкой.....	120
Черкасов В.Д., Бородин А.В. Влияние технологических добавок на адгезионные свойства герметика.....	129

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)
Erofeev V.T., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Esaulov G.V., doc. arc., 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)
Kudryashov N.N., candidate arc., 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)
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)
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:
Amelina M.A., (Russia)

The edition address:
302030, Oryol region., Oryol,
Moskovskaya Street, 77
+79065704999
<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Journal is registered in Russian federal service for monitoring communications, information technology and mass communications
The certificate of registration:
ПН №ФЦ 77-67169 from 16.09.2016 г.

Index on the catalogue of the «Pressa Rossii»
86294 on the websites www.pressa-ru.ru and
www.akc.ru

© Orel State University, 2025

Contents

Theory of engineering structures. Building units

Kurbatsky E.N., Pestriakova E.A., Hussein A.S. Assessment of the influence of surface soil layers with nonlinear properties on the parameters of maximum response spectra.....	7
Merkulov S.I. Experimental researches reinforced concrete constructions composite section with off-center compression.....	22
Nikiforov S. V., Ternovskiy M. V. Monitoring thermal stress state during concreting of massive foundation structures for high-rise buildings.....	30
Sebeshev V.G., Lyuft N.A., Gerber Yu.A. Method for calculation parameters of dynamic vibration dampers' complexes as regulators of structures' and constructions' stress-strain state under polyharmonic excitations	45
Smirnov V.A. Identification of viscoelastic material parameters based on DMA analysis results.....	60

Building and structure safety

Kolchunov V.I., Iliushchenko T.A., Fedorov S.S. Deformation of concrete of a reinforced concrete frame in the ultimate state.....	73
Matseevich T.A., Dankov S.A. Influence of corrosion on physical and mechanical properties of elements of truss structures.....	86
Tamrazyan A.G., Sadoyan H.A. Load-bearing capacity of flexible reinforced concrete slabs with local changes in concrete strength.....	99
Fedorov V.S., Levitsky V.E. Development of methodology for studying the effect of temperature on the mechanical properties of concrete.....	111

Construction materials and technologies

Pukharensko Yu.V., Panteleev D.A., Zhavoronkov M.I. Deformability of dispersed reinforced expanded clay concrete under load.....	120
Cherkasov V.D., Borodin A.V. Influence of technological additives on the adhesive properties of sealant.....	129

Виталий Михайлович Бондаренко родился 22 июня 1925 года в г. Харьков, в семье видного деятеля Советской Украины, председателя Совета Народных Комиссаров УССР Бондаренко Михаила Ильича.

В 1940 году В.М. Бондаренко поступил в Харьковский архитектурно-строительный техникум. В день 16-летия Виталия Михайловича - 22 июня 1941 года, началась Великая Отечественная война. В 1942 году, когда В.М. Бондаренко исполнилось 17 лет, он пошёл добровольцем в Красную армию. Его трудный и героический путь на передовой фронта начинался в качестве рядового сапера и завершился участием в Берлинской и Пражской операциях. За время войны был четырежды ранен и был награждён боевыми орденами и медалями. В 1945 году В.М. Бондаренко вернулся в г. Харьков, продолжил свою учёбу в строительном техникуме и стал активно работать в отрасли - послевоенном восстановлении разрушенных объектов. После окончания техникума в 1946 году параллельно с работой мастером на заводе «Запорожсталь» поступил в Харьковский инженерно-строительный институт (ХИСИ), который с отличием окончил в 1952 году. После окончания института по распределению был направлен в г. Краснодар. Работая здесь, В.М. Бондаренко прошёл профессиональный путь от рядового до главного инженера треста «Краснодоншахтстрой». Затем, после переезда в родной город Харьков, работал главным инженером строительного комбината Мингорсельстроя.



Последствия тяжелых ранений сказывались на состоянии здоровья Виталия Михайловича и не позволили ему продолжать практическую профессиональную деятельность. Поэтому им было принято решение о переходе на работу преподавателем в Харьковский инженерно-строительный институт, что в дальнейшем и определило всю его судьбу и всю его деятельность как будущего крупного ученого. Огромный жизненный и практический опыт, желание увлеченно заниматься научно-исследовательской деятельностью привели его сначала к защите кандидатской (1961 год), а через восемь лет и докторской (1969 год) диссертации. В институте он прошел путь доцента, профессора, заведующего кафедрой, проректора по научной работе ХИСИ.

В 1972 году по назначению Правительства СССР В.М. Бондаренко переходит на работу директором Всесоюзного отраслевого проектно - научного исследовательского института (Гидрониисельхоз) в г. Москве. Под руководством Виталия Михайловича институт стал ведущим проектно-исследовательским институтом в области исследований и проектирования зданий и сооружений сельскохозяйственной инфраструктуры. С 1976 по 2013 год преподавал во Всесоюзном заочном инженерно-строительном институте (ВЗИСИ), преобразованном в Московский институт коммунального хозяйства и строительства (МГАКХиС), где занимал должности заведующего кафедрой, проректора по учебной работе. В 1992 году В.М. Бондаренко одним из первых был избран действительным членом-академиком воссозданной Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН). Затем с 1994-го по 1999-й год был вице-президентом РААСН и председателем Ученого совета отделения строительных наук.

Многогранна была научно-творческая и научно-педагогическая деятельность В.М. Бондаренко. Отмечая основные направления его научных исследований, можно назвать создание диссипативной теории силового сопротивления железобетонных конструкций, обобщенную затем в теорию конструктивной безопасности сооружений. Им сформулированы и решены ряд новых актуальных задач теории ползучести материалов, а также задач управления напряженным состоянием конструкций. Академик РААСН В.М. Бондаренко является основателем и руководителем научной школы «Теория силового сопротивления, конструктивная безопасность и оптимизация технологического энергопотребления зданий и сооружений». Им опубликовано 12 монографий и учебников, известных широкой научной общественности, более 400 научных статей по теории железобетона и проблеме безопасности сооружений, подготовлено более двадцати докторов и кандидатов технических наук.

В.М. Бондаренко был руководителем с советской и позднее российской стороны целого ряда совместных образовательных и научных программ с Италией, Швецией, странами Восточной Европы. Он принимал активное участие в научном сопровождении при проектировании и строительстве многих важных объектов СССР и России, в их числе храма Христа Спасителя, комплекса подземных сооружений на Манежной площади, покрытия Большой спортивной арены стадиона в Лужниках, Лефортовского тоннеля, 3-го городского транспортного кольца Москвы и других.

В своей научной деятельности Виталий Михайлович Бондаренко опирался на научные достижения предыдущих поколений, творчески их анализировал. Он требовательно и внимательно относился к формирующимся молодым ученым - настойчиво рекомендовал глубоко изучать предшественников в исследуемой области знаний, негативно воспринимал поверхностное отношение отдельных молодых ученых к научным исследованиям и иногда даже говорил «вы ничего не читаете». Приветствовал глубину профессиональных знаний, точность и аккуратность в суждениях, никогда не опаздывал и негативно относился к опозданиям других.

Более тридцати лет доктор технических наук, профессор В.М. Бондаренко был членом экспертного совета ВАК России по строительству, где требовательно, но доброжелательно рассматривал аттестационные дела и диссертационные работы соискателей ученых степеней. При этом всегда подчеркивая, что члены экспертного совета ВАК ответственны перед государством за будущее науки и строительной отрасли. За свой ратный и многолетний добросовестный труд, научную деятельность во благо Отечества Виталий Михайлович был удостоен многих орденов и медалей: Орден «За заслуги перед Отечеством» IV степени (13 апреля 2005 года), Орден Почёта (26 июня 1995 года), Орден Ленина, Орден Трудового Красного Знамени, Орден Отечественной войны I степени, два ордена Красной Звезды, Орден «Знак Почёта», Орден «За личное мужество», две медали «За отвагу» и других, а также ряда званий: Заслуженный деятель науки и техники РСФСР, Почётный строитель России, Почётный работник высшего профессионального образования Российской Федерации и др.

В.М. Бондаренко, как гражданин, ученый видел свою задачу в необходимости вселить в современников и особенно молодежь, веру и любовь в свою страну, в свое будущее, доказать необходимость самоотверженной борьбы за её суверенитет и благополучие. Его жизнь и пройденный им путь солдата, ученого, педагога, строителя безусловно является ярким примером служения своему Отечеству.

Редакция научно-технического журнала «Строительство и реконструкция»

7 июля 2025 г. исполняется 96 лет со дня рождения выдающегося ученого в области строительных наук, основоположника направления «Строительная акустика» в СССР и РФ, Заслуженного деятеля науки и техники СССР, лауреата Государственной премии Российской Федерации в области науки и техники, Почетного строителя РФ, академика Российской академии архитектуры и строительных наук, доктора технических наук, профессора Георгия Львовича Осипова.

Г.Л. Осипов родился 7 июля 1929 года в Москве в семье служащих.

В 1947 году, после окончания средней школы Георгий Львович в 1947 г. поступил в Московский строительный институт на факультет промышленного и гражданского строительства. Окончив в 1952 г. с красным дипломом институт и получив специальность инженера-строителя,

Георгий Львович в 1953 г. поступил в очную аспирантуру Научно-исследовательского института строительной техники (ныне Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН). В 1959 году он успешно защитил кандидатскую по проблеме исследования звукоизолирующих свойств строительных конструкций и разработке методов их расчета, а затем, в 1977 г., защитил и докторскую диссертацию по вопросам комплексной защиты жилой застройки и городской среды от неблагоприятного воздействия транспортных и промышленных шумов. Начиная с 1953 года и до конца жизни, в течение 56 лет Георгий Львович весь свой талант, творческие и душевные силы отдавал НИИСФ. За эти годы Георгий Львович прошел путь от младшего научного сотрудника до директора института. В 1988 году он был избран решением коллектива института директором, в должности которого проработал до конца жизни.

Основные направления деятельности Георгия Львовича как ученого связаны с изучением закономерностей распространения шума в помещениях зданий и на территории, методами его измерения, с разработкой методов расчета, проектирования и контроля средств защиты от шума и обеспечения акустического благоустройства в помещениях жилых, общественных и промышленных зданий и на территории жилой застройки. Он основал и успешно развивал новое научное направление, связанное с одной из самых актуальных проблем современности – защитой помещений жилых общественных и промышленных зданий и территорий застройки от вредных физических воздействий окружающей среды. Выполненные им многочисленные теоретические и научно-практические исследования внесли значительный фундаментальный вклад в развитие различных областей строительной физики, содержат принципиально новые оригинальные теоретические и практические идеи, существенным образом решающие энерго-экологические проблемы строительной физики.

Результаты исследований, выполненных академиком Г.Л. Осиповым, нашли широкое практическое применение как в строительной практике, так и в дальнейших научных исследованиях Института строительной физики и других многочисленных научных организаций. В частности, работы сотрудников НИИСФ РААСН, выполненные под руководством и при личном участии Г.Л. Осипова, позволили



успешно защитить от внешних и внутренних шумов и обеспечить высокое акустическое качество в помещениях таких уникальных объектов как храм Христа Спасителя, Старый Гостиный двор, Исторический музей, Международный дом музыки на Краснохолмской набережной, новое здание Филиала Большого театра, театр «Новая опера» и др.

За годы научной деятельности Г.Л. Осипов опубликовал около 400 научных работ, в том числе 20 монографий и учебных пособий, более 16 статей в зарубежных научных изданиях, получил 30 авторских свидетельств за изобретения.

В течение двадцати лет Георгий Львович являлся активным членом экспертного совета ВАК, был председателем диссертационного совета НИИСФ РААСН по присуждению кандидатской и докторской степени по специальностям 05.23.01, 05.23.03, 03.00.16, был членом ученых и диссертационных советов ряда вузов и научно-исследовательских институтов страны.

Научные исследования и разработки Г.Л. Осипова получили мировое признание. Он был широко известен в международных акустических кругах, был избран действительным членом Американского акустического общества, Европейской акустической ассоциации, членом Международного института акустики и вибраций, принимал активное участие в работе технического комитета № 43 Международной организации по стандартизации (ИСО), долгие годы был сопредседателем Координационного центра по акустике Совета экономической взаимопомощи стран социализма, вице-президентом Восточно-Европейского акустического общества, входил в редколлегию акустического журнала «Applied Acoustics» (Великобритания).

За заслуги перед строительной наукой он был удостоен в 1989 г. звания «Заслуженный деятель науки и техники». В 1993 г. Георгий Львович был избран действительным членом РААСН, в 2001 г. стал лауреатом Государственной премии Российской Федерации в области науки и техники за работу «Теоретические основы создания и внедрения эффективных тепло- и звукоизоляционных материалов».

За многолетнюю плодотворную научно-творческую, педагогическую и организаторскую деятельность академик Г.Л. Осипов был награжден орденом Знак Почета (1986 г.), орденом Дружбы (1999 г.), неоднократно награждался медалями и почетными грамотами. В 1982 г. он получил серебряную медаль ВДНХ за разработку ряда стандартов и СНиПов, способствующих повышению эффективности природоохранных работ в г. Москве.

Редакция научно-технического журнала «Строительство и реконструкция»

Е.Н. КУРБАЦКИЙ¹, Е.А. ПЕСТРЯКОВА¹, А.Ш. ХУССЕЙН¹

¹Российский университет транспорта (РУТ (МИИТ)), г. Москва, Россия

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ПОВЕРХНОСТНЫХ СЛОЁВ ГРУНТА С НЕЛИНЕЙНЫМИ СВОЙСТВАМИ НА ПАРАМЕТРЫ СПЕКТРОВ МАКСИМАЛЬНЫХ РЕАКЦИЙ

Аннотация. Описаны способы задания исходных сейсмических воздействий в современных нормативных документах разных стран. Сейсмическое воздействие задаётся в виде спектров максимальных для скальных или жёстких грунтов. Для учёта локальных геологических условий используются поправочные грунтовые коэффициенты, которые не всегда правильно описывают усиление колебаний. Разработана методика, позволяющая учитывать влияние мягких слоёв грунта с учётом нелинейного поведения на параметры спектров максимальных реакций. Учёт нелинейного поведения грунта выполняется с помощью итерационного нелинейного метода эквивалентного нелинейному. При построении методики используются метод решения задач теории упругости и строительной механики, основанный на свойствах спектров Фурье финитных функций.

Для двухслойного массива грунта, расположенного на коренной породе, получена система уравнений для вычисления коэффициентов усиления спектров максимальных реакций поверхностными слоями грунтов, позволяющее более точно оценивать локальные инженерно геологические условия.

Ключевые слова: спектры максимальных реакций, спектры Фурье финитных функций, коэффициенты усиления.

E.N. KURBATSKY¹, E.A. PESTRIAKOVA¹, A.S. HUSSEIN¹

¹Russian University of Transport (RUT (MIIT)), Moscow, Russia

ASSESSMENT OF THE INFLUENCE OF SURFACE SOIL LAYERS WITH NONLINEAR PROPERTIES ON THE PARAMETERS OF MAXIMUM RESPONSE SPECTRA

Abstract. The methods of setting initial seismic effects in co-modern normative documents of different countries are described. The seismic impact is specified in the form of maximum spectra for rocky or rigid soils. To take into account local geological conditions, correction ground coefficients are used, which do not always correctly describe the amplification of vibrations. A methodology has been developed that makes it possible to take into account the influence of soft soil layers with consideration of nonlinear behavior on the parameters of the maximum response spectra. The nonlinear behavior of the ground is taken into account by means of an iterative nonlinear method equivalent to the nonlinear method. The method of solving problems of elasticity theory and structural mechanics based on the properties of Fourier spectra of finite functions is used in the construction of the method.

For a two-layer soil massif located on the bedrock, a system of equations for calculating the amplification coefficients of the spectra of maximum reactions by surface layers of soils is obtained, which allows to estimate local engineering geological conditions more accurately.

Keywords: maximum response spectra, Fourier spectra of finite functions, coefficients of amplification.

Введение

В современных нормативных документах разных стран исходное сейсмическое воздействие задаётся в виде движения «свободного поля» скального или достаточно жёсткого грунта. Этому движению соответствуют сглаженные спектры максимальных реакций (спектры ответов) достаточно консервативные для учёта неопределённостей возможных будущих сейсмических воздействий.

Кроме спектров максимальных реакций определяются уравнения движений грунта с использованием таких параметров, как пиковое значение ускорения грунта (PGA) и пиковое значение скорости грунта (PGV) и пиковое перемещений грунта (PGD). При необходимости в исходную сейсмическую информацию должна включаться и продолжительность землетрясения.

Для расчёта сооружений необходимо знать параметры колебаний спектры максимальных реакций или уравнения колебаний поверхности грунта, если сооружение располагается на свободной поверхности, или на уровне заглубления фундамента. Обычно в нормативных документах (картах сейсмического районирования) параметры колебаний грунта задаются на коренной породе.

При определении параметров колебаний грунта на поверхности или уровне фундамента необходимо учитывать нелинейно поведение грунта.

При построении спектров максимальных реакций учитывается влияние местных грунтовых условий на форму и параметры расчётных спектров. Как правило мягкие поверхностные слои грунта изменяют спектральный состав, увеличивают амплитуды и продолжительность колебаний грунта.

1.1. Учёт локальных инженерно-геологических условий в современных нормах

Для учёта таких изменений спектров, зависящих от свойств грунтов, грунты подразделяются на категории в зависимости от скоростей распространения поперечных волн и для каждой категории определяются поправочные коэффициенты.

В частности, в нормах ASCE Standard ASCE/SEI 7-1 [1] грунты подразделяются на следующие типы: A, B, C, D, E, F. Одна из основных характеристик грунта — это скорость распространения поперечной волны - волны сдвига:

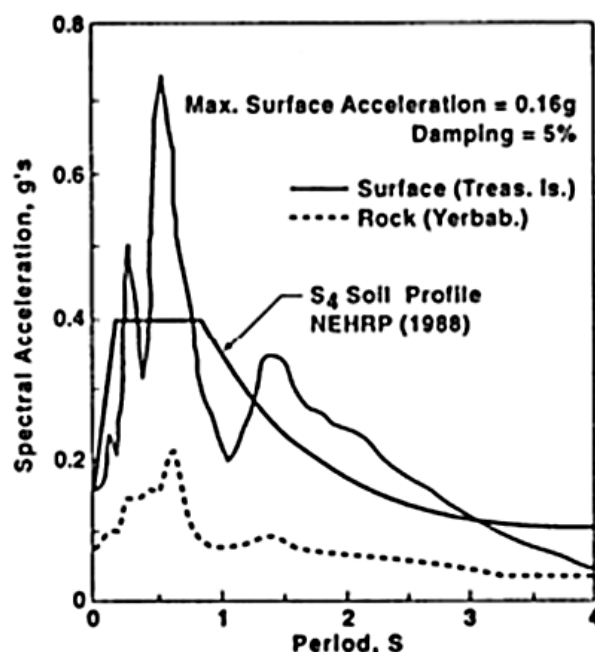
«При учёте местных грунтовых условий строительной площадки обычно учитывают материал глубиной до несколько сотен футов (обычно) – 30 м – более или менее распространенное значение».

Средняя скорость поперечной волны $v_{s,30}$ должна быть вычислена в соответствии с выражением:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (1)$$

где h_i и v_i – означают толщину (в метрах) и скорость распространения поперечной волны (с уровнем деформаций сдвига 10^{-5} или меньше) для i -й формации или слоя при общем количестве слоев N .

При землетрясении Loma Prieta 1989 года спектры колебаний в районах с мощными мягкими слоями грунтов существенно превысили существующие в то время расчётные спектры. Что побудило ввести категорию грунтов F, для которых требуется специальный анализ вместо упрощённого, учитывающего 30-метровую толщу (Рис.1).



**Reason for
F Category
in IBC 2003**

Рисунок 1 - Расчётный спектр реакций NEHRP 1998 и спектры реакций на землетрясения Лома Приета на участках с глубокими мягкими слоями грунтов, что послужило причиной добавления в нормы грунта категории F

2. Обзор методов учета локальных инженерно-геологических условий

2.1. Вводные замечания

При оценке влияния локальных инженерно-геологических условий на параметры сейсмических воздействий на фундаменты сооружений необходимо решать задачу распространения волн в слоистых средах. Поверхностные слои изменяют параметры колебаний, заданные на поверхности полупространств на коренной породе. Как правило, определяются коэффициенты усиления, позволяющие определять параметры колебаний на уровне фундамента, используют в качестве исходных параметры колебаний поверхности коренной породы. Нелинейные свойства грунтов могут существенно повлиять коэффициенты усиления, поэтому в современных нормативных документах рекомендуется обязательно учитывать нелинейное поведение грунта [2].

2.2. Методы, учитывающие локальные инженерно-геологические условия слоистых грунтов

Обычно задаются параметры колебаний коренной породы и определяются параметры колебаний верхнего слоя. В соответствии с требованиями современных норм расчёт параметров движения должен учитывать нелинейное поведение грунта либо с помощью эквивалентного линейного метода, либо с помощью методов нелинейного анализа. Перечислим методы, используемые при определении сейсмических условий строительной площадки.

- Линейный анализ
- Четверть волновая аппроксимация
- Эквивалентный линейный анализ
- Нелинейный анализ

В настоящее время при расчёте ответственных сооружений на сейсмостойкость наиболее распространённым является эквивалентный линейный анализ, учитывающий нелинейные свойства, позволяющий корректно определить эффекты усиления и ослабления колебаний слоями грунта, заданных на коренной породе. Отметим, что в нормах регламентирующих расчёт атомных станций с большой осторожностью относятся к использованию полностью нелинейных методов. В настоящее время разработаны

нелинейные процедуры для учёта нелинейных эффектов, но они недостаточно зрелы, чтобы их включать в руководство этой версии стандарта. Использование полностью нелинейных методов допускается, если выбираются модели, которые проверяются и подтверждаются для ожидаемых заданных уровней деформаций. Эквивалентный линейный метод является зрелой методологией, но может иметь ограничения при высоких уровнях деформации сдвига (0,5% до 1%) [1].

При использовании нелинейных методов необходимо применять надежные механико-математические модели, для определения которых могут потребоваться обширных и сложные полевые и лабораторные испытаний.

Рекомендуется использовать свойства грунтов, соответствующих деформациям, определяемым в процессе эквивалентного линейного анализа. Ввиду большой неопределённости при описании свойств грунтов необходимо при проектировании учитывать диапазон изменения этих свойств.

2.3 Свойства грунтов

Как отмечается многочисленными исследователями динамические свойства грунтов хорошо описываются и не противоречат экспериментам модулем сдвига μ зависящим от деформации γ и гистерезисным коэффициентом демпфирования. Примеры таких зависимостей представлены на рисунке 2.

Свойства грунта для каждого слоя должны определяться в результате лабораторных экспериментов, а лучше полевых, так как при лабораторных испытаниях грунты не находятся в естественном состоянии. Кроме того, допускается использовать опубликованные данные для похожих материалов.

Модули упругости грунта: модуль сдвига μ и стеснённый (constrained) модуль растяжения-сжатия $(\lambda+2\mu)$ определяются следующим образом

$$\mu = \rho V_s^2 \text{ и } \lambda + 2\mu = \rho V_p^2 \quad (2)$$

где V_s – скорость распространения волны сдвига, V_p – скорость распространения продольной волны, волны растяжения-сжатия при отсутствии поперечной деформации.

В современном нормативном документе, регламентирующем расчёты атомных станций на сейсмостойкость [2] при взаимодействии сооружений с грунтом рекомендуется использовать гистерезисное частотно-независимое трение и комплексный модуль упругости. Величина коэффициента демпфирования и модуль сдвига грунтов зависят от деформации (Рис. 2)

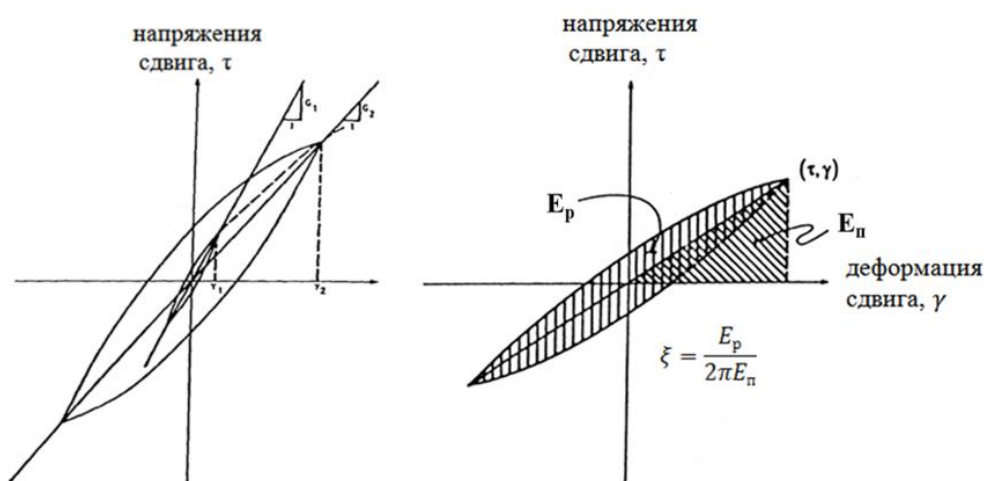


Рисунок 2 - Зависимости модуля сдвига и петли гистерезиса от деформации

Пояснения к рисунку 2. E_p – энергия, рассеянная за цикл, E_n – потенциальная энергия, соответствующая той же амплитуде деформации за тот же цикл, ξ – коэффициент внутреннего

трения (коэффициент гистерезисного демпфирования) определяющий внутреннее трение при циклических нагружениях, зависит от отношения рассеянной энергии к потенциальной энергии.

Отметим, что в СССР теория частотно независимого внутреннего трения и комплексный модуль упругости была предложена в 1960 году Сорокиным Е.С. [3].

В нормативных документах и в монографиях приводятся зависимости модуля сдвига и коэффициента демпфирования от деформации сдвига. Воспользуемся результатами работы [4], на которую ссылаются в нормативном документе [2] и которые были получены в результате испытаний.

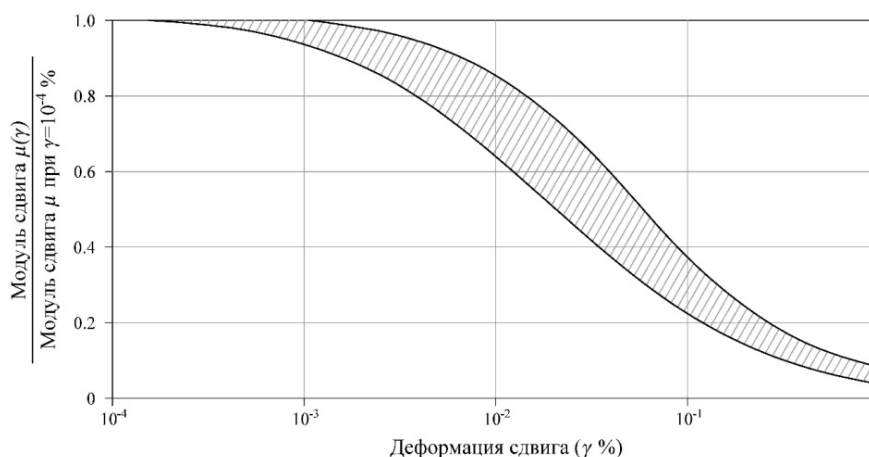


Рисунок 3 - Зависимость модуля сдвига от деформации для песчаных грунтов

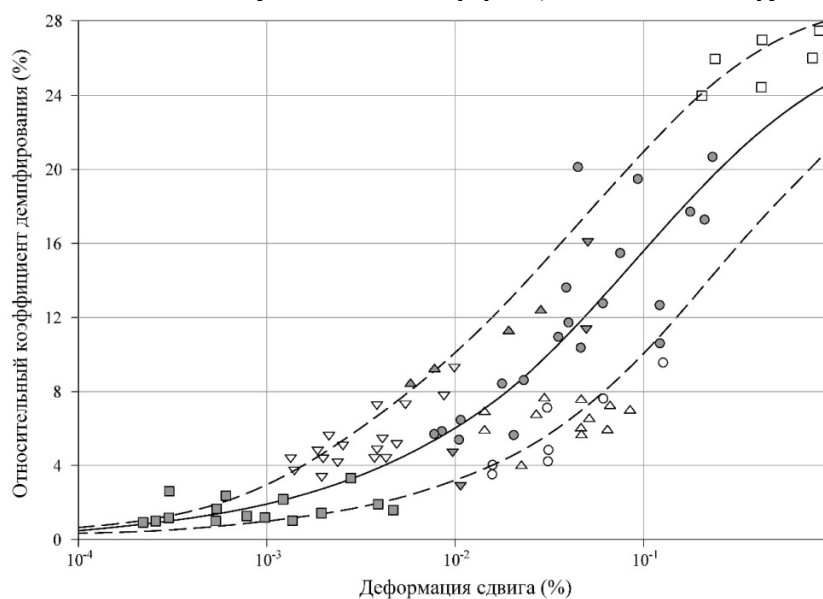


Рисунок 4 - Зависимость коэффициента демпфирования от деформации для песчаных грунтов

3. Эквивалентный линейный анализ оценки локальных инженерно-геологических условий

Эквивалентные линейные методы основаны на использовании решений в виде бегущих волн, распространяющихся в слоистом грунтовом массиве, обладающему демпфирующими свойствами, и расположенному на упругой коренной породе (полупространстве). Грунтовый массив состоит из горизонтальных слоёв.

Для каждого слоя задаются модуль сдвига G , плотность и коэффициент гистерезисного демпфирования. Кроме того, известны кривые, определяющие зависимости модуля сдвига и коэффициента демпфирования от деформации (Рис.3).

Функция перемещений в каждом слое грунта $u(z, t)$ вычисляется по формуле:

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t + k^* z)} + Be^{i(\omega t - k^* z)} \quad (3)$$

u - перемещение,

z - координата внутри слоя,

t - время,

A и B амплитуды волн, перемещающихся соответственно вверх и вниз

k^* - комплексное волновое число ($k^* = (\frac{\omega}{V_s})(1 - i\beta)$)

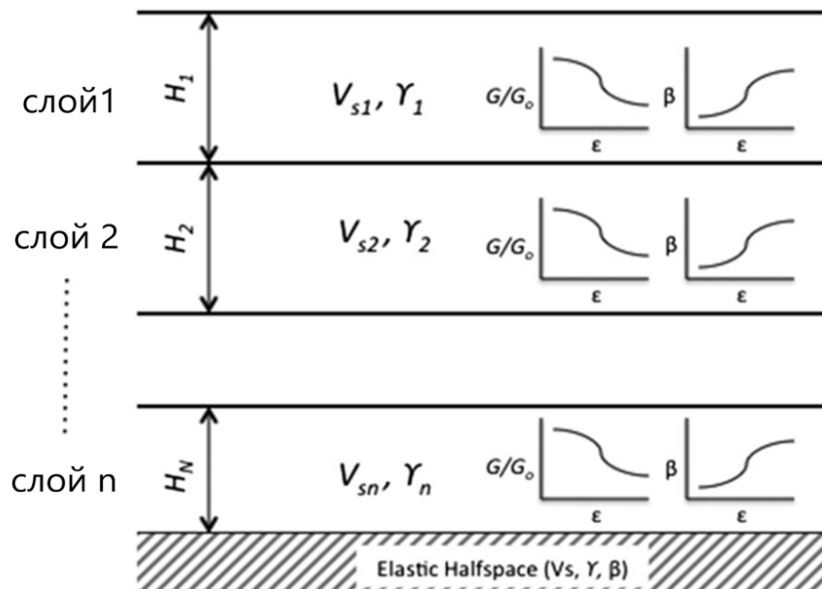


Рисунок 5 - Разрез грунтового массива строительной площадки

Приравнивая перемещения и касательные напряжения на границах раздела слоев почвы, получают систему рекурсивных уравнений на основе уравнения (3).

Итерационный процесс состоит из следующих этапов:

Для каждого слоя задаются начальные (соответствующие малой деформации) значения скорости поперечных волн V_s и коэффициента демпфирования.

Решается система уравнений и вычисляется деформация в каждом слое.

Учитывая вычисленные деформации, изменяют модуль сдвига G и коэффициент демпфирования β , чтобы они соответствовали деформациям для выполнения следующей итерации. Анализ повторяется, пока вычисленные разности G и β в последовательных итерациях не упадут ниже некоторого предписанного уровня.

В 1996 Крамером С.Л. предложена подробная методология для итерационного эквивалентного линейного метода [5] на основании формулы (3). Метод Крамера реализован в программном комплексе Shake. В результате исследований реакций грунтовых массивов на сейсмические воздействия в разных странах были разработаны методы расчёта и программы для компьютеров: LAYER, SHAKE, DEEPSOIL, WAVES, EQTools и др.

Примечание. В данном разделе для обозначения модуля сдвига и коэффициента демпфирования используются обозначения G и β , как и в цитируемом оригинале. В следующих разделах для обозначения этих параметров будут использоваться общепринятые обозначения: μ для модуля сдвига и ξ - для коэффициента демпфирования.

4. Метод, основанный на свойствах Фурье финитных функций

Несмотря на наличие многочисленных методов и программ, учитывающих влияние поверхностных слоёв грунтов на параметры сейсмических воздействий, предлагаем новый

метод, разработанный в Российском университете транспорта (МИИТ-е), обладаемый целым рядом преимуществ по сравнению с существующими методами.

В качестве исходных уравнений используются уравнения механики сплошных сред. При решении применяется современный аппарат обобщённых функций и преобразование Фурье. Все математические преобразования выполняются на основании доказанных теорем, что позволяет получить систему уравнений для вычисления функций перемещений, скоростей, ускорений, спектры Фурье и спектры максимальных реакций на границах слоёв и на любой глубине. Для решения используется метод решения задач теории упругости и строительной механики, основанный на свойствах изображений Фурье финитных функций [6].

При численной реализации используется дискретное представление функций. Если функция перемещений или ускорений определена на конечном интервале времени $t_{\text{кон}}$, то, в соответствие с теоремой отсчётов Котельникова [7], для того, чтобы не потерять информацию, достаточно определять спектр в дискретных точках:

$$\omega_j = \frac{2\pi}{t_{\text{кон}}} \quad (4)$$

Определять значения функций в других точках нет необходимости. Для численного определения изображений Фурье и оригиналов функций используются алгоритм быстрого преобразования Фурье (FFT)

4.1 Исходные уравнения и обоснованные упрощения

Дифференциальные уравнения движения сплошной среды в перемещениях [8]

$$\mu u_{j,ii} + (\lambda + \mu) u_{i,ij} - \rho \ddot{u}_j = f_j, i, j = 1, 2, 3, \quad (5)$$

где μ, λ и ρ – параметры Ляме и плотность грунта, можно упростить, используя следующие обоснованные допущения:

- сейсмические волны считаются плоскими так как расстояния от источников землетрясений до строительной площадки велики (порядка десяти и сотни километров),
- воздействия продольных и поперечных волн рассматриваются независимо ввиду того,

что скорости распространения продольных $\alpha = \sqrt{\frac{\lambda+2\mu}{\rho}}$ и поперечных волн $\alpha = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$ отличаются и вследствие чего отличается и время прихода волн на объект. Кроме того, использование потенциальных функций позволяет разделить систему уравнений (3) на независимое уравнение, описывающее распространение продольных волн, и систему независимых уравнений, описывающих распространение поперечных волн.

При оценке сейсмических в основном рассматриваются только поперечные волны (волны сдвига) поэтому система уравнений (3) сводится к одному уравнению

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \mu \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = 0 \quad (6)$$

Грунтовый массив состоит из горизонтальных слоёв грунта с различными свойствами и заданными толщинами. Массив расположен на коренной породе, которая представляется упругим полупространством. Сейсмическое воздействие задаётся на поверхности полупространства в виде уравнения движения или спектра Фурье.

Значения параметров, характеризующих динамические свойства каждого грунтового слоя, определяются в результате полевых (предпочтительной) или лабораторных испытаний. Модуль сдвига обычно определяют, используя скорости распространения поперечных волн

$$\mu = \rho V_s^2 \quad (7),$$

V_s - скорость распространения волн сдвига в каждом слое

Как отмечается многими исследователями [4,5], поведение грунта, определяемое диаграммой напряжение - деформация является нелинейным, анизотропным и зависящим от характера нагружения. Для учёта демпфирования используются модели с частотно независимым гистерезисным демпфированием, хорошо согласующиеся с опытом.

Для учёта демпфирующих свойств используется комплексный модуль сдвига, определяемого с учетом $\mu^* = \mu(1 + 2i\xi)$ - комплексного модуля сдвига грунта, где ξ - коэффициент демпфирования.

В дальнейшем комплексные величины будем снабжать звёздочкой, как это предложено в работе [3] и что нашло широкое применение.

4.2 Основные положения метода

4.2.1 Представление дифференциальных уравнений, описывающих распространение поперечных волн в слоях в обобщённых финитных функциях

Дифференциальные уравнения распространения поперечных волн в j -том слое грунта:

$$\mu_j \frac{\partial^2 u_j}{\partial z^2} - \rho_j \frac{\partial^2 u_j}{\partial t^2} = 0, (j = 1, \dots, n), \quad (8)$$

где j – номер слоя,

n – число слоёв грунта, включая нижний полу бесконечный,

$u_j(z, t)$ - функция горизонтальных перемещений;

$\mu_j^* = \mu_j(1 + 2\xi i)$ - комплексный модуль сдвига [4];

$\xi = \frac{\gamma}{2}$ - коэффициент демпфирования грунта;

γ - коэффициент поглощения энергии грунта;

ρ_j - плотность j -ого слоя грунта.

Запишем дифференциальные уравнения распространения поперечных волн в каждом слое в обобщённых финитных функциях. Начало координат (оси z) принято на поверхности каждого слоя. Для этой цели функции перемещений представим в виде:

$$U_j(z, t) = u_j(z, t)[\theta(z) - \theta(z - h_j)], \quad (9)$$

где $\theta(z)$ функция единичного скачка (функция Хэвисайда). Финитная функция $U_j(z)$ совпадает с функцией $u_j(z)$ на интервале $0 \leq z \leq h_j$ и тождественно равна нулю вне этого интервала. Продифференцировав дважды уравнение (8.2) по координате z , получим:

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 U_j(z, t)}{\partial z^2} &= \frac{\partial^2 u_j(z, t)}{\partial z^2} (\theta(z) - \theta(z - h_j)) + \\ &+ u'_j(0, t)\delta(z) - u'_j(h_j, t)\delta(z - h_j) + u_j(0, t)\delta'(z) - u_j(h_j, t)\delta'(z - h_j) \end{aligned} \quad (10)$$

где $\delta(z)$; $\delta'(z)$ - дельта-функция Дирака и её производная,

$u_j(0, t)$ и $u_j(h_j, t)$ функции горизонтальных перемещений частиц грунта на верхней и нижней границе слоя,

$$u'_j(0, t) = \frac{\partial u(0, t)}{\partial z}, u'_j(h_j, t) = \frac{\partial u(h_j, t)}{\partial z} - \text{относительные деформации на границах}$$

Подставляя полученное выражение в исходную формулу (8), получим дифференциальное уравнение в обобщенных финитных функциях

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 U_j(z, t)}{\partial z^2} - \frac{1}{\beta_j^2} \frac{\partial^2 U_j(z, t)}{\partial t^2} = \\ = u_j(0, t)\delta'(z) + u'_j(0, t)\delta(z) - u_j(h_j, t)\delta'(z - h_j) - u'_j(h_j, t)\delta(z - h_j) \end{aligned} \quad (11)$$

где $\beta_j^2 = \frac{\mu_j}{\rho_j}$ квадрат скорости распространения волн сдвига в j -том слое.

При использовании комплексного модуля сдвига скорость распространения волн сдвига определяется выражением $\beta_j^* = \beta(1 + i\xi)$.

Для упругого полупространства используется не финитная, а полу бесконечная обобщённая функция

$U_n(z, t) = u_n(z, t)[\theta(z)]$ и дифференциальное выражение имеет следующий вид:

$$\frac{\partial^2 U_n(z,t)}{\partial z^2} - \frac{1}{\beta_n^2} \frac{\partial^2 U_n(z,t)}{\partial t^2} = u_n(0,t)\delta'(z) + u'_n(0,t)\delta(z) + U_g(t)\delta'(z) \quad (12)$$

$U_g(t)$ - параметры падающей волны границу коренной породы.

4.2.2. Представление решения дифференциальных уравнений с использованием преобразования Фурье

Применив преобразование Фурье по времени и по пространственной координате к уравнениям (8), получим:

$$\tilde{U}_j(v, \omega) \cdot \left(v^2 - \frac{\omega^2}{\beta_j^2} \right) = iv \cdot \tilde{u}_j(0, \omega) - \tilde{u}'_j(0, \omega) - iv \cdot \tilde{u}_j(h, \omega) e^{ivh_j} + \tilde{u}'_j(h, \omega) e^{ivh_j} \quad (13)$$

Найдём изображение Фурье функции перемещений для j го слоя, учитывая

$$\tau_j(z, t) = \mu_j \frac{\partial u_j(z, t)}{\partial z} :$$

$$\tilde{U}_j(v, \omega) = \frac{iv \cdot \tilde{u}_j(0, \omega) - \frac{\tau_j(0, \omega)}{\mu_j} - iv \cdot \tilde{u}_j(h, \omega) \cdot e^{ivh_j} + \frac{\tau_j(h, \omega)}{\mu_j} \cdot e^{ivh_j}}{v^2 - \frac{\omega^2}{\beta_j^2}} \quad (14)$$

Числитель полученного выражения состоит из функций перемещений и касательных напряжений на границах слоёв и представляет собой целую функцию, так как является изображением Фурье суммы финитных функций, что следует из теоремы Винера Пэли Шварца [8]. В соответствии с теоремой Вейерштрасса [10] эта функция может быть представлена многочленом (полиномом).

Таким образом, выражение (11) можно представить в виде

$$\tilde{U}_j(v, \omega) = \frac{P_n(v)}{(v-v_1)(v-v_2)} \quad (15)$$

где $v_{1,2} = \pm \frac{\omega}{\beta_1}$ корни знаменателя.

Для упругого полупространства аналогичное уравнению (11) имеет следующий вид

$$\tilde{U}_n(v, \omega) = \frac{iv \cdot \tilde{u}_n(0, \omega) - \frac{\tau_n(0, \omega)}{\mu_n} + iv \cdot \tilde{u}_g(\omega)}{v^2 - \frac{\omega^2}{\beta_j^2}} \quad (16)$$

4.2.3 Построение системы алгебраических уравнений для определения параметров колебаний на границах массива

Функции перемещений $\tilde{U}_j(v, \omega)$ в уравнениях (14) представляют собой изображение Фурье финитных по пространственным координатам функций. В соответствии с теоремой Винера Пэли Шварца она должна быть целой т.е. представимой всюду сходящимся степенным рядом. Знаменатель функции (14), представляет собой полином второго порядка, который превращается в ноль при $v_{1,2} = \pm \frac{\omega}{\beta_1}$. Для того, чтобы функция $\tilde{U}_j(v, \omega)$ была целой необходимо, чтобы нули числителя и знаменателя совпадали, т. е., чтобы числитель делился на знаменатель без остатка. В таком случае удобно воспользоваться теоремой Безу, утверждающая, что остаток от деления полинома $P(v)$ на одночлены, (в данном случае на $(v - v_i)$) равен значению полинома при $v = v_i$. Остаток от деления $P(v_i)$. Приравняв числитель на нулях знаменателя, после несложных алгебраических преобразований получим два уравнения:

$$-\rho_1 \beta_1 \tilde{u}_1(0, \omega) + \frac{\tilde{\tau}_1(0, \omega)}{(i\omega)} + \rho_1 \beta_1 \tilde{u}_1(h, \omega) e^{i\frac{\omega}{\beta_1} h} - \frac{\tilde{\tau}_1(h, \omega)}{(i\omega)} e^{i\frac{\omega}{\beta_1} h} = 0;$$

$$\rho_1 \beta_1 \tilde{u}_1(0, \omega) + \frac{\tilde{\tau}_1(0, \omega)}{(i\omega)} - \rho_1 \beta_1 \tilde{u}_1(h, \omega) e^{-i\frac{\omega}{\beta_1}h} - \frac{\tilde{\tau}_1(h, \omega)}{(i\omega)} e^{-i\frac{\omega}{\beta_1}h} = 0. \quad (17)$$

Для получения уравнения для полупространства числитель выражения (16) приравняется нулю при $v = -\frac{\omega}{\beta^*}$. При таком условии функция перемещения выражения (16), определяемая интегралом по контуру, расположенном в верхней комплексной полуплоскости будет тождественно равна нулю при $x < 0$.

Таким образом для полупространства получаем следующее уравнение

$$\tilde{\tau}_n(0, \omega) + i\omega \cdot \beta_n^* \rho_n \cdot \tilde{u}_n(0, \omega) + i\omega \cdot \beta_n^* \rho_n \cdot \tilde{u}_k(\omega) = 0. \quad (18)$$

Учитывая равенство касательных напряжений и непрерывность перемещений на границах слоёв:

$$\tau_j(h_j, \omega) = \tau_{j+1}(0, \omega); u_j(h_j, \omega) = u_{j+1}(0, \omega). \quad (19)$$

Запишем систему уравнений для многослойного массива на упругом полупространстве. На поверхности верхнего слоя касательные напряжения равны нулю на поверхности полупространства заданы перемещения.

В качестве примера приведём систему уравнений для двухслойного массива на коренной породе (полупространстве). В этом случае система уравнений состоит из пяти уравнений с пятью неизвестными.

Представим систему уравнений в матричной форме

$$D * \bar{X} = \bar{F} \quad (20)$$

$$\begin{vmatrix} (i\omega)\rho_1\beta_1 & -(i\omega)\rho_1\beta_1 e^{i\frac{\omega}{\beta_1}h_1} & e^{i\frac{\omega}{\beta_1}h_1} & 0 & 0 \\ -(i\omega)\rho_1\beta_1 & (i\omega)\rho_1\beta_1 e^{-i\frac{\omega}{\beta_1}h_1} & e^{-i\frac{\omega}{\beta_1}h_1} & 0 & 0 \\ 0 & (i\omega)\rho_2\beta_2 & -1 & -(i\omega)\rho_2\beta_2 e^{i\frac{\omega}{\beta_2}h_2} & e^{i\frac{\omega}{\beta_2}h_2} \\ 0 & -(i\omega)\rho_2\beta_2 & -1 & (i\omega)\rho_2\beta_2 e^{-i\frac{\omega}{\beta_2}h_2} & e^{-i\frac{\omega}{\beta_2}h_2} \\ 0 & 0 & 0 & +i\omega \cdot \beta_k^* \rho_k & 1 \end{vmatrix} \quad (21)$$

$$\bar{X} = \begin{vmatrix} \tilde{u}_1(0, \omega) \\ \tilde{u}_2(0, \omega) \\ \tilde{\tau}_2(0, \omega) \\ \tilde{u}_2(h, \omega) \\ \tilde{\tau}_2(h, \omega) \end{vmatrix} \quad \text{и} \quad \bar{F} = \tilde{u}_k(\omega) \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -i\omega\beta_k\rho_k \end{vmatrix} \quad (22)$$

Характеристики двухслойного массива и коренной породы, необходимые для определения коэффициентов усиления колебаний поверхностными слоями представлены в таблице 1.

Таблица 1. Характеристики грунтового массива строительной площадки

Номер слоя грунта	Скорость поперечных волн (м/сек)	Плотность (кг/м³)	Относительный коэффициент демпфирования	Мощность слоя
1	200	1600	0,08	32
2	500	1800	0,04	50
3	1700	2400	0,02	-

5. Итерационная процедура линейного анализа эквивалентного нелинейному

Для каждого слоя задаются начальные (соответствующие малой деформации) значения скоростей распространения поперечных волн β и коэффициентов демпфирования ξ . Решается система уравнений и вычисляется деформация в каждом слое.

Учитывая вычисленные деформации изменяют модуль сдвига μ и коэффициент демпфирования ξ , чтобы они соответствовали вычисленным деформациям для выполнения следующей итерации. Анализ повторяется, пока вычисленные разности μ и ξ в последовательных итерациях не превысят предписанный уровень. Последовательность операций представлена в виде диаграммы на рисунке 6.

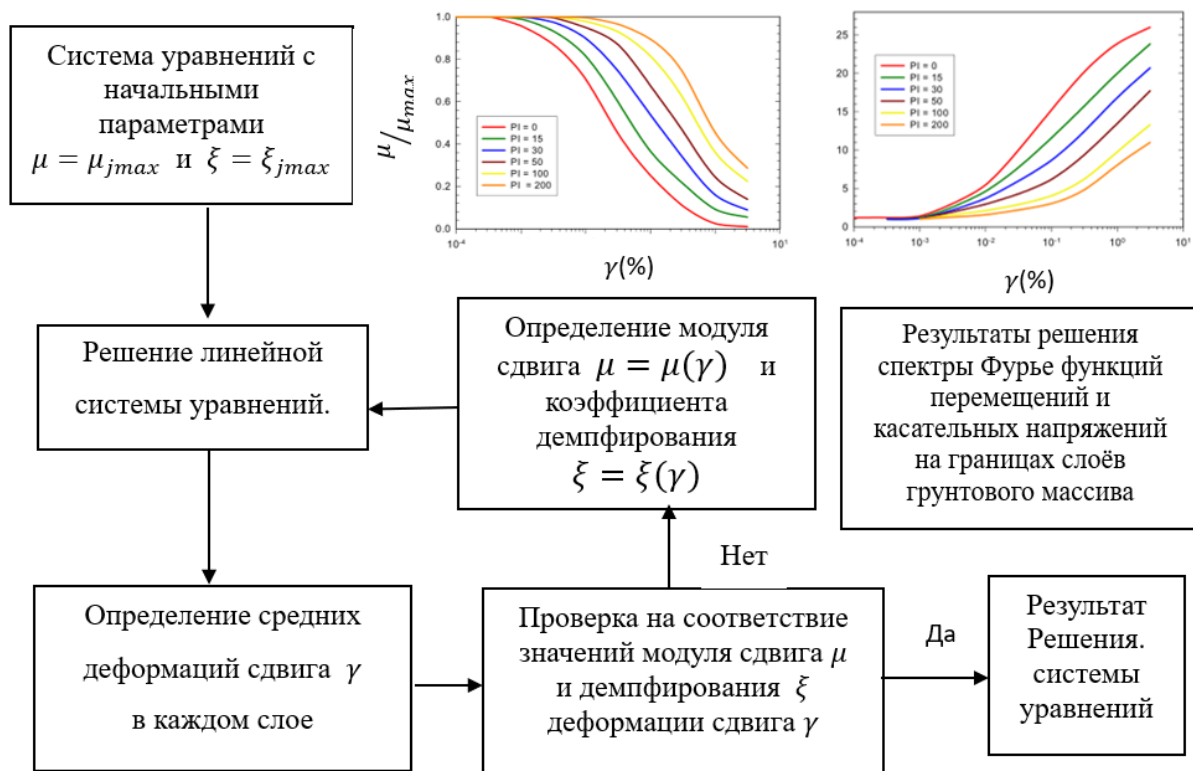


Рисунок 6 - Линейный итерационный анализ эквивалентный нелинейному

6. Пример определения коэффициентов усиления колебаний грунта.

В качестве исходных данных воспользуемся записями колебаний на сеймостанции, расположенной на расстоянии 70 км от эпицентра и на расстоянии 30 км от Алеппо: при землетрясении 6 февраля 2023 года с магнитудой $M_w = 7.8$. (Рис. 7).



Рисунок 7 - Схема расположения сеймостанций вблизи города Алеппо, на которых были записаны колебания грунта при землетрясении с эпицентром Газиантеп

Пиковые параметры колебаний грунта

пиковое ускорение $PGA=7.47$ (м/с²);

пиковая скорость $PGV=0.75$ (м/с)

пиковая перемещение $PGD=0.5$ (м)

Представим эти параметры в логарифмических координатах, используемых для построения трёхкоординатного спектра максимальных реакций, на которых одновременно представлены три спектра: спектр ускорений, спектр скоростей и спектр перемещений.

При построении таких спектров используются спектры псевдоускорений A , псевдоскоростей V и перемещений D , между которыми существуют следующие зависимости:

$$\frac{T}{2\pi} A = V = \frac{2\pi}{T} D \quad (23)$$

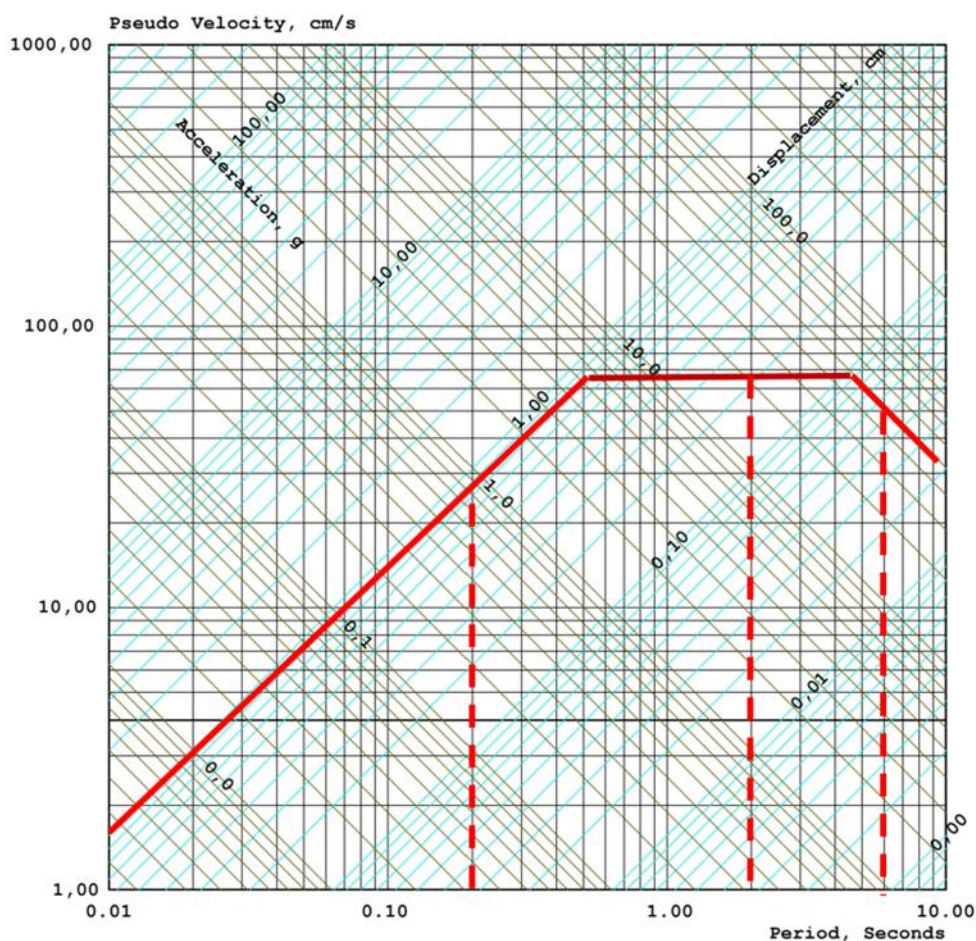


Рисунок 8 - Трёхкоординатный спектр с пиковыми параметрами колебаний грунта и характерными гармониками, для которых будут определяться коэффициенты усиления колебаний

Эти спектры содержат три шкалы: шкала псевдоскоростей направлена вертикально вверх, шкала перемещений под углом $+45^\circ$ и шкала псевдоускорений под углом -45° градусов.

Коэффициенты усиления в нормах ИВС [11] определяются для трёх областей:

- область малых периодов при $T < 0,3$, в которой спектр определяется в виде произведения ускорения грунта $\ddot{u}_g$ на коэффициент F_a ,
- область больших периодов $T > 4.5$ сек, в которой спектр определяется в виде произведения перемещения грунта u_g на коэффициент F_d ,
- промежуточная область, а нашем случае от $T=0,3$ сек до $T=4,5$ сек, в которой спектр определяется в виде произведения скорости перемещения грунта $\dot{u}_g$ на коэффициент F_v .

Отметим, что в Сирийской Арабской Республике при расчётах на сейсмостойкость используются нормы ИВС.

Для определения коэффициентов усиления воспользуемся гармониками с периодами $T=0,2$ сек, $T=2,0$ сек и $T=5$ сек. Периоды этих гармоник расположены в трёх вышеуказанных областях.

Так как в качестве исходного параметра в системе уравнений (20) используется функция перемещений для вычисления коэффициентов усиления F_v и F_a , функция перемещений определяется в соответствии с выражением (20).

В результате решения системы уравнений (20) для двухслойного массива, расположенного на коренной породе с характеристиками, представленными в Таблице 1, получены следующие коэффициенты усиления колебаний:

$$F_a=1.7; F_v=1.2 \text{ и } F_v=1.05 \quad (21)$$

Трёхкоординатный график спектров реакций с учётом усиления колебаний двухслойным массивом грунта, представлен на рисунке 9.

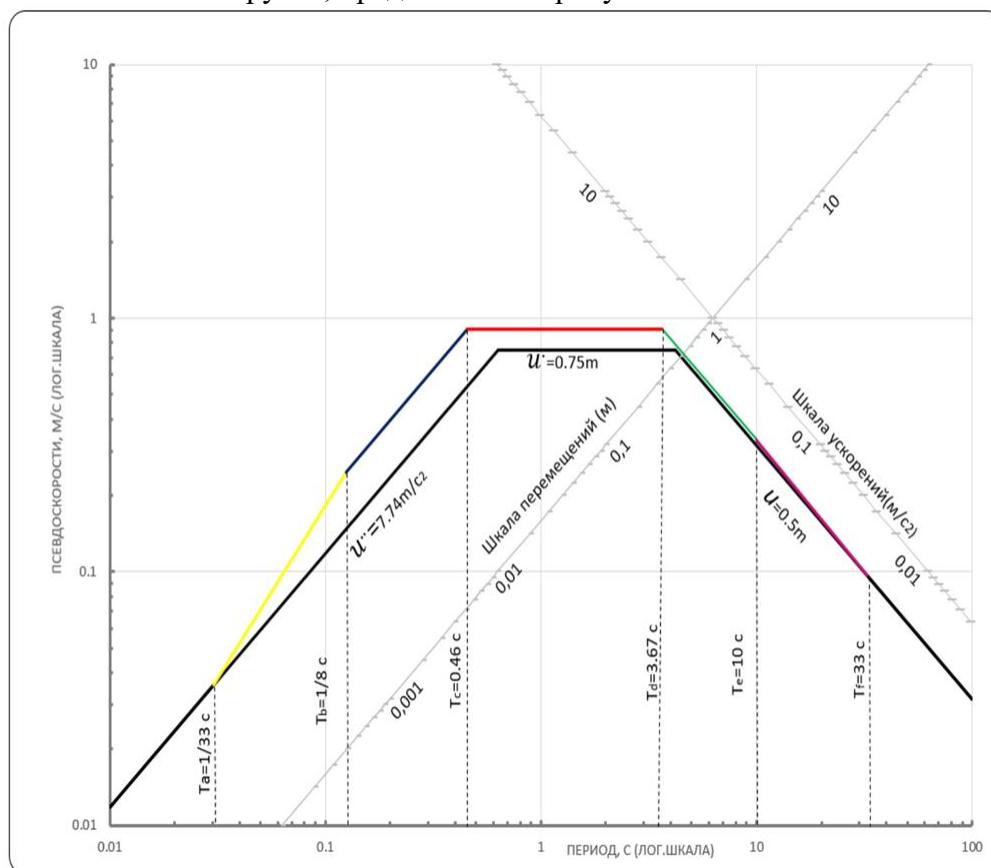


Рисунок 9 - Трёхкоординатный спектр реакций на землетрясение с магнитудой 7.8 с учётом усиления колебаний поверхностными слоями грунта

Заключение

1. Разработан итерационный линейный метод эквивалентный нелинейному, позволяющий учитывать влияние поверхностных слоёв грунта на параметры спектров максимальных реакций с учётом нелинейного поведения грунта. При построении метода используются свойства спектров Фурье финитных функций.

2. Получена система алгебраических уравнений, позволяющая определять коэффициенты усиления спектров максимальных реакций поверхностными слоями грунтов.

3. Для определения коэффициентов усиления колебаний используется трёхкоординатный спектр максимальных реакций, что позволяет ограничиться определением трёх коэффициентов усиления, соответствующих трём характерным областям спектра.

4. Приведён пример построения спектра максимальных реакций, учитывающий локальные инженерно-геологические условия для района Алеппо Арабской Сирийской Республики. В качестве исходных данных использовались записи колебаний разрушительного землетрясения 6 февраля 2023 года с магнитудой $M_w = 7.8$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ASCE Standard ASCE/SEI 7-10. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, 2016.
2. ASCE/SEI 4-16. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures. American Society of Civil Engineers, 2017.
3. Сорокин Е.С. К теории внутреннего трения при колебаниях упругих систем. Академия строительства и архитектуры СССР. ЦНИИС строительных конструкций. М.: Госстройиздат, 1960. 131 с.
4. Seed H.B., Idriss I.M. Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. Report No. 70-10. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1970.
5. Kramer S.L. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall, 1996.
6. Курбацкий Е.Н. Метод решения задач строительной механики и теории упругости, основанный на свойствах изображений Фурье финитных функций: Дис. ... докт. техн. наук. МИИТ, Москва, 1995. 205 с.
7. Котельников В.А. О пропускной способности «эфира» и проволоки в электросвязи. Материалы к I Всесоюзному съезду по вопросам технической реконструкции дела связи и развития слаботочной промышленности. М.: Редакция Управления связи РККА, 1938.
8. Ляв А. Математическая теория упругости. М.-Л.: ОНТИ НКТП СССР, 1935.
9. Хургин Я.И., Яковлев В.П. Финитные функции в физике и технике. М.: Наука, 1971. 408 с.
10. Маркушевич А.И. Краткий курс аналитических функций. М.: Физматгиз, 1961.
11. International Building Code (IBC). International Code Council, Washington, DC, 2015.

REFERENCES

1. ASCE. *ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, 2010.
2. ASCE. *ASCE/SEI 4-16: Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures*. American Society of Civil Engineers, 2016.
3. Sorokin E.S. *To the Theory of Internal Friction in Vibrations of Elastic Systems*. Moscow: Gosstroyizdat, 1960. 131 p. (in Russian)
4. Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1970). "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis." *Report No. 70-10*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
5. Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Toronto.
6. Kurbatsky E.N. *Method for Solving Problems of Structural Mechanics and Theory of Elasticity Based on Properties of Fourier Transforms of Finite Functions*. Doctoral Dissertation, MIIT, Moscow, 1995. 205 p. (in Russian)
7. Kotelnikov V.A. *On the Transmission Capacity of "Ether" and Wire in Telecommunications*. Moscow: Communications Directorate of RKKA, 1938. (in Russian)
8. Love, A.E.H. *Mathematical Theory of Elasticity*. Moscow-Leningrad: ONTI NKTP, 1935. (Russian translation)
9. Khurgin Ya.I., Yakovlev V.P. *Finite Functions in Physics and Engineering*. Moscow: Nauka, 1971. 408 p. (in Russian)
10. Markushevich A.I. *Short Course in Analytic Functions*. Moscow: Fizmatgiz, 1961. (in Russian)
11. ICC. *International Building Code*. International Code Council, Washington, DC, 2015.

Информация об авторах:

Курбацкий Евгений Николаевич

Российский университет транспорта (МИИТ), г. Москва, Россия
Академик РАТ, доктор технических наук, профессор кафедры «Мосты и тоннели».
E-mail: dynamic.miit@gmail.com

Пестрякова Екатерина Алексеевна

Российский университет транспорта (МИИТ), г. Москва, Россия
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Мосты и тоннели».
E-mail: kate.pestriakova@gmail.com

Хуссейн Алрмиш Шахд

Российский университет транспорта (МИИТ), г. Москва, Россия

Аспирант кафедры «Мосты и тоннели».

E-mail: shahdalrmish@yandex.ru

Information about authors:

Evgeny N. Kurbatsky

Russian University of Transport (MIIT), Moscow, Russia

Academician of the Russian Academy of Transport, Doctor of Technical Sciences, Professor at the "Bridges and Tunnels" Department

E-mail: dynamic.miit@gmail.com

Ekaterina A. Pestryakova

Russian University of Transport (MIIT), Moscow, Russia

PhD in Technical Sciences, Associate Professor at the "Bridges and Tunnels" Department

E-mail: kate.pestriakova@gmail.com

Hussein Alrmish Shahd

Russian University of Transport (MIIT), Moscow, Russia

Postgraduate Student at the "Bridges and Tunnels" Department

E-mail: shahdalrmish@yandex.ru

Статья поступила в редакцию 12.04.2025
Одобрена после рецензирования 09.06.2025
Принята к публикации 11.06.2025

The article was submitted 12.04.2025
Approved after reviewing 09.06.2025
Accepted for publication 11.06.2025

С.И. МЕРКУЛОВ¹¹ФГБОУ ВО «Курский государственный университет», г. Курск, Россия

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ ПРИ ВНЕЦЕНТРЕННОМ СЖАТИИ

Аннотация. Приведены результаты исследования несущей способности и деформативности внецентренно сжатых железобетонных составных элементов малой гибкости, изготовленных добетонированием сборных элементов до проектных размеров сечения. Исследованы совместная работа в составном сечении бетонов с различными прочностными и деформативными характеристиками при кратковременном и длительном нагружении, влияние предыстории нагружения на деформативность длительно нагруженных внецентренно сжатых железобетонных элементов, выявлен механизм перераспределения внутренних усилий между составными частями сечения в процессе нагружения и во времени, установлен характер разрушения опытных образцов. Установлено, что совместная работа бетонов с различными деформативными характеристиками значительно увеличивает предельную сжимаемость этих бетонов. При длительном действии внецентренно приложенной нагрузки на элементы малой гибкости выявлена возможность достижения предельного состояния второй группы.

Ключевые слова: бетон, составное сечение, внецентренное сжатие, предельная сжимаемость бетона, деформативность бетона, ползучесть

S.I. MERKULOV¹¹Kursk State University, Kursk, Russia

EXPERIMENTAL RESEARCHES REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTIONS COMPOSITE SECTION WITH OFF-CENTER COMPRESSION

Abstract. The results of a study of the bearing capacity and deformability of non-centrally compressed reinforced concrete composite elements of low flexibility, made by concreting prefabricated elements to the design cross-section dimensions, are presented. The joint work in the composite section of concretes with various strength and deformation characteristics under short-term and long-term loading, the influence of loading history on the deformability of long-term loaded non-centrally compressed reinforced concrete elements, the mechanism of redistribution of internal forces between the components of the section during loading and over time, the nature of destruction of prototypes is established. It has been established that the joint work of concretes with various deformative characteristics significantly increases the ultimate compressibility of these concretes. With prolonged action of an off-center applied load on elements of low flexibility, the possibility of reaching the limiting state of the second group was revealed.

Keywords: concrete, composite section, off-center compression, ultimate compressibility of concrete, deformability of concrete, creep

Введение

Железобетонные конструкции составного сечения находят широкое применение в капитальном строительстве. В частности, составные конструкции применяются в зданиях и сооружениях металлургии, горнообработывающей и химической промышленности, энергетики, сложных подземных сооружений, в мостостроении, для которых не применимы полносборные решения.

© Меркулов С.И., 2025

Составные конструктивные решения реализуются в перекрытиях и покрытиях зданий, при этом обеспечивается совместная работа ограждающих и несущих конструкций междуэтажных перекрытий и покрытий, повышая жесткость каркаса, снижая расход бетона и арматуры. Составные железобетонные конструкции эффективно использовать при усилении эксплуатируемых конструкций [1-7]. Особенностью составных железобетонных конструкций является совместная работа двух и более бетонов с различными прочностными и деформативными характеристиками. Еще более сложное взаимодействие составных частей сечения имеет место в усиленных железобетонных конструкциях. Работа в составе конструкций бетонов с различными прочностными и деформативными свойствами, при наличии в одном из бетонов повреждений силового и не силового (температурного, влажностного, коррозионно-агрессивного) характера; наличие в усиливаемом элементе напряженно-деформируемого состояния, обусловленного предысторией нагружения; влияние технологических воздействий при проведении работ по усилению на напряженное состояние усиливаемого элемента и в целом на усиленную конструкцию; многообразие конструктивных решений усиления железобетонных конструкций; изменение граничных условий и трансформация внутренних и внешних связей до и после осуществления усиления; адаптация конструкций и конструктивных систем к внешним воздействиям; трансформация конструктивных систем зданий и сооружений в процессе эксплуатации и в результате усиления [5,6,8,9]. При разработке методик расчета железобетонных конструкций необходимо правильно оценить работы [9-14]. Особым образом в железобетонных конструкциях составного сечения проявляется нелинейность деформирования бетонов, определяя нестационарность напряженно-деформированного состояния конструкций, сложный характер перераспределения усилий между бетонами и арматурой по мере роста нагрузки и во времени. Инженерный метод нелинейной теории железобетона, предложенный В.М.Бондаренко, позволяет сформулировать исходные положения и гипотезы, построить разрешающие уравнения составных конструкций с учетом закономерностей физически нелинейно деформируемого тела, предыстории нагружения, совместность действия силовых и средовых факторов [15-17]. Однако необходимо для разработки расчетной методики железобетонных конструкций составного сечения экспериментально определить качественные и количественные характеристики напряженно-деформированного состояния таких конструкций при различных нагружениях.

Цель исследований состояла в изучении прочности и деформативности железобетонных конструкций составного сечения при кратковременном и длительном действии нагрузки, в выявлении закономерностей в перераспределении внутренних усилий между составными частями конструкции внецентренно сжатых элементов, а также влияния предыстории нагружения на несущую способность и деформативность железобетонных конструкций составного сечения.

Метод

В рамках работы были испытаны масштабные образцы составного сечения. Проведены испытания при кратковременном и длительном действии нагрузки. Образцы для кратковременных испытаний обозначены как К-1...К-3, для длительных испытаний Д-1...Д-3. Сечения опытных образцов включают сборный элемент, который добетонировался до полного размера сечения (см. рис.1). Размеры образцов 150x180x1400 мм. Образцы изготовлены из тяжелого бетона: сборная часть из бетона В40, монолитная – из бетона В20. В опытных образцах серий К-1,2 и Д-1,2 продольная арматура $\varnothing 6$ А-240, в образцах серий К-3 и Д-3 - $\varnothing 15$ К1400. Сборные элементы образцов серий К3 и Д3 выполнены предварительно напряженными, что моделирует наличие напряженного состояния в железобетонных конструкциях на момент их усиления. Сборный элемент образцов серий К-3 и Д-3 имеет тавровое сечения для обеспечения устойчивости элемента в момент обжатия. Для предотвращения проскальзывания арматуры К1400 в момент обжатия в торцах на канаты

установлены спирали $\varnothing 36$ мм из проволоки $\varnothing 3$. Обжатие сборных элементов выполнили через 14 суток после бетонирования. В момент обжатия уровень напряжений составил 0,6 от прочности бетона, т.е. в бетоне сборного элемента до домоноличивания проявляются неупругие деформации.

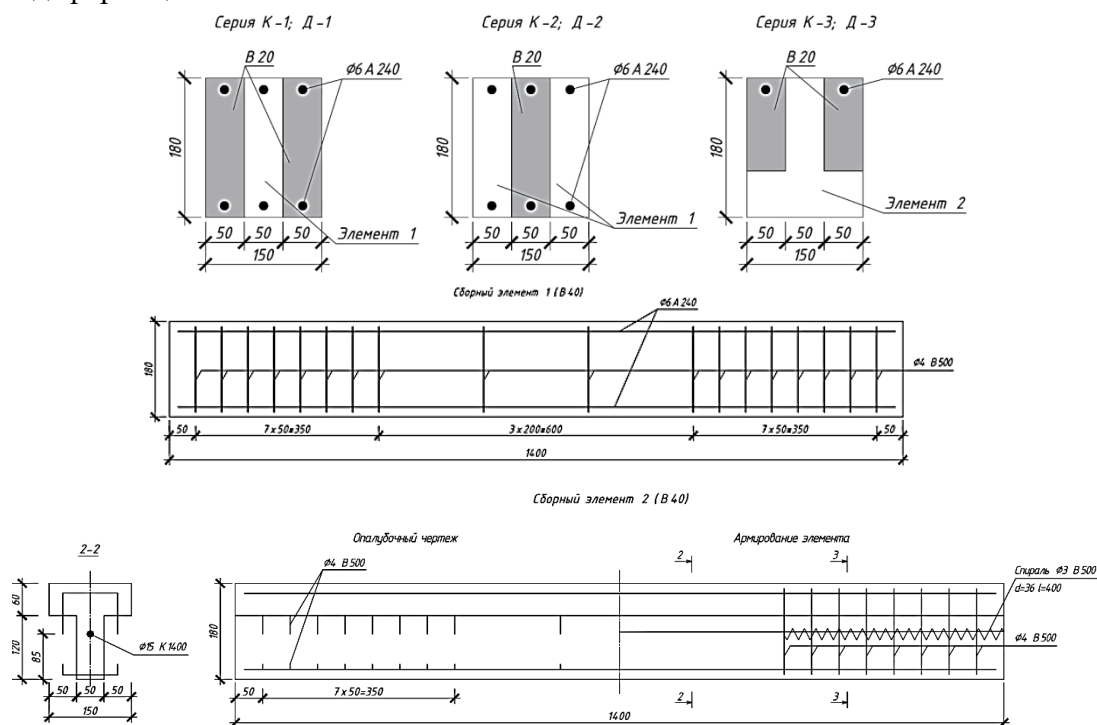


Рисунок 1 – Конструкция опытных образцов

Контролируемая величина напряжений предварительного натяжения составила 1060 МПа. Сборные элементы добетонированы в возрасте 28 суток. Прочностные и деформативные характеристики бетонов определяли испытанием кубов размерами 10x10x10 см и призм размерами 10x10x40 см в соответствии с ГОСТ Р 53321-2008, ГОСТ 24452-80, поделены прочность бетона (R, R_b), модуль упругости бетона (E_b), предельная сжимаемость бетона (ϵ_{bu}) (см. таблицу 1).

Таблица 1 – Прочностные и деформативные характеристики бетонов

Бетон	Возраст бетона, сут	R , МПа	R_b , МПа	$E_b \times 10^{-3}$, МПа	$\epsilon_{bu} \times 10^5$
В20	28	24,0	20,4	20,6	282
	60	25,3	20,9	20,4	280
	90	26,8	21,5	20,2	278
	240	27,4	21,7	20,1	260
В40	28	42,8	34,4	34,2	217
	60	44,1	35,0	33,8	210
	90	44,7	35,3	34,6	210
	240	45,8	36,4	34,6	202

Результаты и обсуждения

Кратковременные испытания образцов на внецентренное сжатие выполнены на прессе ПММ-200. Нагружение проводили согласно ГОСТ 8829-94 поэтапно ступенями до 5% от разрушающей нагрузки, на каждой ступени осуществлялась выдержка образца под нагрузкой в течение 10 минут. Эксцентриситет приложения нагрузки 3 см (в ядровой точке). Нагрузка

прикладывалась через опорные устройства, позволяющие корректировать эксцентриситет и обеспечивать нулевые деформации на менее сжатой грани образца. На момент испытаний возраст бетона элементов 1 и 2 составил 58-60 суток, возраст бетона домоноличивания – 28-30 суток. Для измерения деформаций на опытных образцах установлены: в средней части на сжатой грани на участке 50 см вдоль каждой из составных частей сечения наклеены тензодатчики, датчики в середине пролета наклеены и в поперечном направлении, на боковых поверхностях по высоте сечения наклеены тензодатчики и установлены индикаторы МИГ-1 с ценой деления 0,001мм. Для фиксации горизонтальных перемещений в середине и на опорах образцов установлены прогибомеры. Такая установка приборов позволяет проследить изменение деформаций образцов в процессе испытаний, соотношение поперечных и продольных деформаций определяет проявление неупругих деформаций бетона. В результате испытаний определены разрушающая нагрузка (N_u), предельная сжимаемость бетонов (ϵ_{bu}), прогиб на этапах нагружения (f). Результаты приведены в табл. 2. Предложенная методика [5] позволяет проследить перераспределение внутренних усилий между частями составного сечения, с увеличением нагрузки усилие передается с бетона В20 на бетон В40 и на арматуру (см. рис.2). Совместная работа бетонов в составе конструкции значительно увеличило сжимаемость бетона В40.

Таблица 2 – Результаты кратковременных испытаний (средние по серии)

Образец	N_u , кН	ϵ_{bu} , $\times 10^5$	Прогиб f (мм) при N/N_u			
			0,2	0,4	0,6	0,8
К-1	542,0	396	0,58	1,27	2,38	4,51
К-2	716,0	308	0,48	1,12	2,36	4,38
К-3	623,0	313	0,51	1,19	2,31	4,46

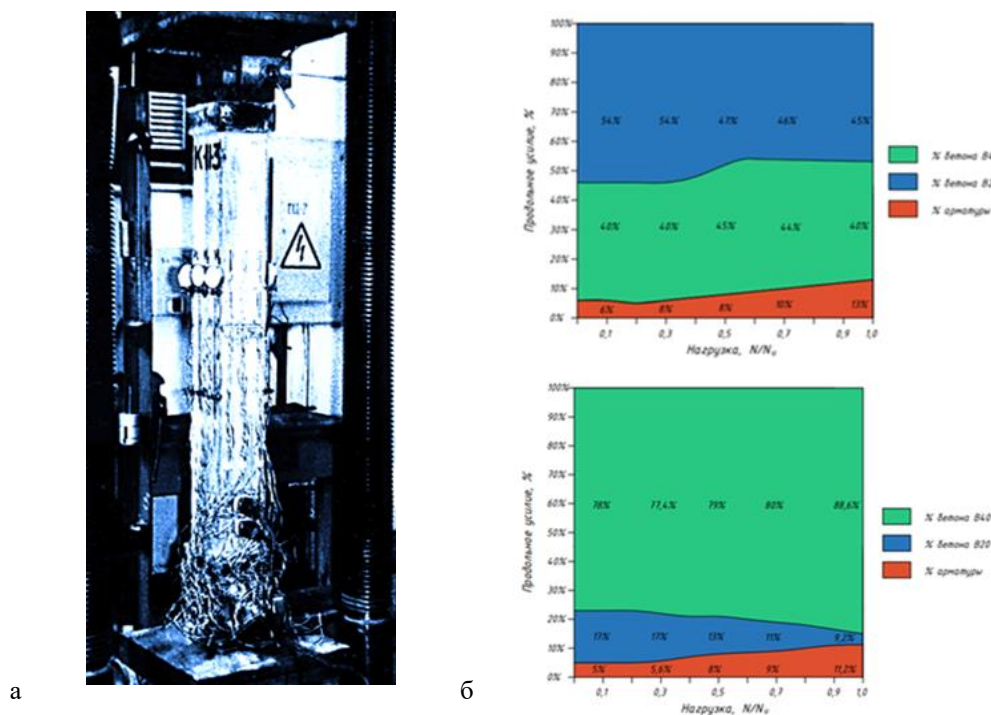


Рисунок 2 – Кратковременные испытания составных элементов

а-общий вид испытаний; б- диаграмма деформаций сечения элемента на примере образцов с эксцентриситетом 3,0 см

Длительные испытания опытных образцов проводили в пружинных установках мощностью 750 кН. Величина длительной нагрузки назначалась так, чтобы начальные напряжения в бетонах превышали границу проявления не упругих свойств и были ниже предела длительной статической прочности бетонов, величина длительной нагрузки принята 0,75 N_u . Нагрузка прикладывалась через ножевые опоры с эксцентриситетом 3 см на границы

ядра сечения. величину длительной нагрузки периодически контролировали по манометру насосной станции и по величине осадки пружин, в случае снижения нагрузки до 3% усилие восстанавливали. В процессе испытаний замерили продольные деформации образцов индикаторами МИГ-1 с ценой деления 0,001мм на боковых гранях и на наиболее сжатой грани, также фиксировали прогибы образцов. Одновременно с основными испытаниями проводили испытания бетонных призм 10х10х40см: ненагруженных для измерения температурно-влажностных деформаций, нагруженных в пружинных установках до уровня $0,75R_b$.

Таблица 3 – Длительные деформации бетона (призм)

Длительность наблюдения, сут	Длительные деформации бетонных призм ($\varepsilon \times 10^5$)				
	Деформации усадки		Деформации нагруженных бетонных призм		
	Бетон В20	Бетон В40	Бетон В20 нагружен в возрасте 60 сут при $\eta=0,75$	Бетон В40 нагружен	
				нагружен в возрасте 14 сут при $\eta=0,6$	нагружен в возрасте 90 сут при $\eta=0,75$
14	19,0	18,4	123,0	139,6	92,0
28	31,3	31,4	174,0	169,0	118,0
60	40,5	46,9	223,0	217,0	140,7
90	44,6	53,9	245,6	234,1	154,3
150	46,0	54,1	264,3	254,9	167,5
240	46,2	54,6	276,9	264,8	174,4

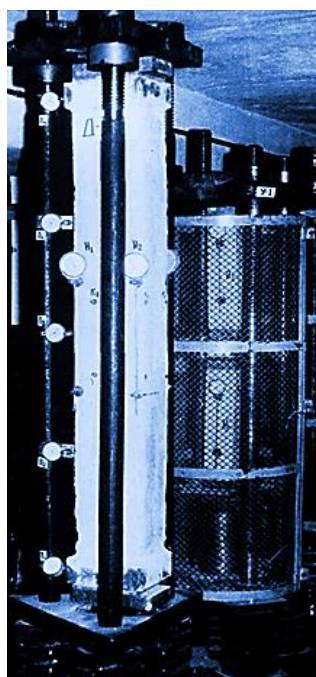
Примечание: $\eta = \sigma_{bi}/R_b$ – уровень длительного нагружения призм, σ_{bi} – начальные напряжения в бетоне, R_b – прочность бетона

Наиболее интенсивный рост деформаций наблюдается в первые 120 суток до 3 раз, а за период 210 суток до 3.6 раза. К концу длительных испытаний деформации сжатой зоны образцов Д-1, Д-2 достигли $560...600 \times 10^{-5}$, что значительно превышает ε_{bi} при испытании бетонных призм. В момент нагружения длительной нагрузки образцов серии Д-3 деформации сжатой зоны составили 187×10^{-5} , деформации бетона элемента 2 с учетом деформаций от обжатия при отпуске преднапряженной арматуры составили 250×10^{-5} , суммарные деформации бетона сборного элемента составили 920×10^{-5} . В результате действия длительной нагрузки прогибы образцов серий Д-1, Д-2, Д-3 соответственно составили 9,5мм; 11,0мм и 11,4мм при длине образцов 1400мм.

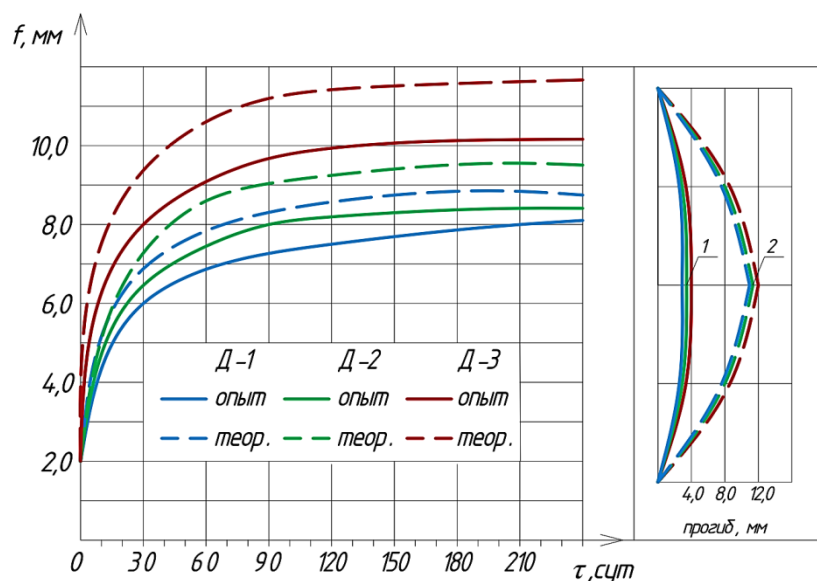
Таблица 4 – Результаты длительных испытаний (средние по серии)

Образец	Нагрузка		Относительные деформации сжатия бетона ($\varepsilon \times 10^5$)						
	N_l , кН	N_l / N_u	При нагру- жении	Через 1 день	Через 15 дней	Через 30 дней	Через 60 дней	Через 210 дней	Восстано- вившаяся при разгрузке
Д-1	406	0,75	157	232	327	420	478	566	166
Д-2	551	0,77	171	249	352	447	496	593	184
Д-3	468	0,75	187	280	446	516	578	669	204

По окончании длительных испытаний образцы серий Д-1, Д-2, Д-3 разгружались и затем были испытаны кратковременной нагрузкой до разрушения. Несущая способность (средняя по серии) образцов серии Д-1 составила 532 кН, Д-2 – 683 кН, Д-3 – 617 кН.



а



б

Рисунок 3 – Длительные испытания составных элементов

а-общий вид испытаний; б-график изменения прогибов внецентренно сжатых элементов в момент нагружения (а) и к концу наблюдения

Одновременно были испытаны образцы этих серий, которые не подвергались нагружению, несущая способность образцов серии Д-1 составила 591 кН, Д-2 – 781 кН, Д-3 – 667кН. Длительное действие нагрузки с последующей разгрузкой снизило несущую способность внецентренно сжатых элементов на величину до 15%, что объясняется структурными нарушениями бетонов.

Закключение

В результате выполненных экспериментальных исследований железобетонных внецентренно сжатых элементов составного сечения при различных режимах нагружения установлено следующее:

1. Получены экспериментальные данные о напряженно-деформированном состоянии внецентренно-сжатых железобетонных элементов при кратковременном и длительном действии нагрузок, установлен характер разрушения и механизм перераспределения внутренних усилий между частями составного сечения с ростом нагрузки.

2. Компонировка составного сечения оказывает влияние на несущую способность и в большей степени на деформативность при внецентренном сжатии. С увеличением в сечении доли бетона В20 и снижением доли бетона В40 разрушающая нагрузка снизилась на 30%, при этом прогиб увеличился в 1,7 раза. Совместная работа бетонов в составном сечении в «связанных» условиях увеличила их предельную сжимаемость.

3. Выявлен механизм перераспределения внутренних усилий между частями составного сечения. В отдельных случаях внутренние усилия в частях сечения могут изменяться до 1,5 раз.

4. Длительные испытания элементов составного сечения при внецентренном сжатии элементов малой гибкости показали, что возможно достижения предельного состояния второй группы, при этом деформации сжатия бетона превысили более, чем в 3,5 раза деформации при начальном нагружении, а прогибы элементов в 4.5 раза. Для железобетонных внецентренно сжатых элементов, подверженных нагружению постоянной статической нагрузкой на уровне

75% от разрушающей и последующей их разгрузкой, наблюдалось снижение разрушающей нагрузки в последующих испытаниях, что связано со структурными нарушениями бетонов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Баширов Х.З., Колчунов В.И., Федоров В.С., Яковенко И.А. Железобетонные составные конструкции зданий и сооружений. – М.: АСВ. 2017. 248 с.
2. Федоров В.С., Баширов Х.З., Колчунов В.И. Элементы теории расчета железобетонных конструкций//Academia. Архитектура и строительство. 2014. - №2. – С.226-228.
3. Колчунов В.И., Панченко А.А. Расчет составных тонкостенных конструкций. – М.: АСВ. 1999. 281 с.
4. Рогатнев, Ю.Ф., Потапов Ю.Б., Барабаш Д.Е., Панфилов Д.В., Джавид М.М. Расчет прогибов железобетонных изгибаемых элементов с верхним слоем из высококачественного бетона – Научный вестник МГСУ. 2016. - №3. - С. 26-36.
5. Меркулов С.И. Основы теории реконструкции железобетона. – Курск: Курский гос. техн. унив. 2009. 248 с.
6. Сафина Л.Х. Пути развития теории реконструируемого железобетона//Промышленное и гражданское строительство. 2023 №3. – С. 48-54.
7. Король Е.А. Трехслойные ограждающие железобетонные конструкции из легких бетонов и особенности их расчета. – М.: АСВ. 2001. 256с.
8. Бондаренко В.М., Меркулов С.И. К вопросу развития теории реконструированного железобетона// Бетон и железобетон. 2005. №1. С.25.
9. Бондаренко В.М., Меркулов С.И. Методологические основы теории конструктивной безопасности реконструированного железобетона// Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. . 2008. №3. С.77-80.
10. Тамразян А.Г., Есаян С.Г. Механика ползучести бетона. – М.: МГСУ. 2012. 524с.
11. Гаустов К.З. Нелинейная теория ползучести бетона и расчет железобетонных конструкций. – М.: Физматлит. 2006. 248 с.
12. Крылов С. Б., Гончаров Е.Е. Использование реологических моделей при моделировании ползучести бетона // Промышленное и гражданское стр-во. – 2013. – № 2. – С. 32-33.
13. Hidalgo P.A., Jordan R.M., Martinez M.P. An analytical model to predict the inelastic behavior of shear-wall, reinforced concrete structures//Engineering Structures, 24,1, Jan/ 2022, p. 85-98.
14. Boualam N., Muller A. Zum Einfluss des Zements auf das Kriech- und Schwindverhalten von Beton und Mortel//Ibautil:
15. 14. Internationale Baustofftagung, Weimar, 20-23. Sep., Bd. 1. Weimar: Bauhaus-Univ. Weimar/ 2000. – pp. 1/0485-1/0494.
16. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. – М.: Стройиздат, 1982. 287 с.
17. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. – М.: АСВ, 2004. 472 с.
18. Бондаренко В.М., Боровских А.В., Марков С.В., Римшин В.И. Элементы теории реконструкции железобетона.- Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. унив. 2002. 190 с.

REFERENCES

1. Bashirov Kh.Z., Kolchunov V.I., Fedorov V.S., Yakovenko I.A. *Reinforced concrete composite structures of buildings and structures*. Moscow: DIA, 2017. 248 p.
2. Fedorov V.S., Bashirov H.Z., Kolchunov V.I. Elements of the theory of calculation of reinforced concrete structures. *Academia. Architecture and construction*. 2014. No. 2. Pp. 226–228.
3. Kolchunov V.I., Panchenko A.A. *Calculation of composite thin-walled structures*. Moscow: ASV, 1999. 281 p.
4. Rogatnev Yu.F., Potapov Yu.B., Barabash D.E., Panfilov D.V., Javid M.M. Calculation of deflections of reinforced concrete bendable elements with a top layer of high-quality concrete. *Scientific Bulletin of MGSU*. 2016. No. 3. Pp. 26–36.
5. Merkulov S.I. *Fundamentals of the theory of reconstruction of the ironstone*. Kursk: Kursk State Technical University, 2009. 248 p.
6. Safina L.H. Ways of developing the theory of reconstructed reinforced concrete. *Industrial and civil construction*. 2023. No. 3. Pp. 48–54.

7. Korol E.A. *Three-layer enclosing reinforced concrete structures made of light concrete and features of their calculation*. Moscow: ASV, 2001. 256 p.
8. Bondarenko V.M., Merkulov S.I. On the development of the theory of reconstructed reinforced concrete. *Concrete and reinforced concrete*. 2005. No. 1. P. 25.
9. Bondarenko V.M., Merkulov S.I. Methodological foundations of the theory of structural safety of reconstructed reinforced concrete. *Construction mechanics of engineering structures and structures*. 2008. No. 3. Pp. 77–80.
10. Tamrazyan A.G., Yesayan S.G. *Mechanics of concrete creep*. Moscow: MGSU, 2012. 524 p.
11. Gaustov K.Z. *Nonlinear theory of concrete creep and calculation of reinforced concrete structures*. Moscow: Fizmatlit, 2006. 248 p.
12. Krylov S.B., Goncharov E.E. The use of rheological models in modeling concrete creep. *Industrial and civil construction*. 2013. No. 2. Pp. 32–33.
13. Yukhnov I.V., Yaziev B.M., Chepurmenko A.S., Litvinov S.V. Longitudinal bending of a flexible reinforced concrete strut under nonlinear creep. *Modern problems of science and education*. 2014. No. 5. P. 182.
14. Hidalgo P.A., Jordan R.M., Martinez M.P. An analytical model to predict the inelastic behavior of shear-wall, reinforced concrete structures. *Engineering Structures*. 2022. Vol. 24. No. 1. Pp. 85–98.
15. Boualam N., Muller A. Zum Einfluss des Zements auf das Kriech- und Schwindverhalten von Beton und Mortel. *Ibausil: 14. Internationale Baustofftagung, Weimar, 20–23. Sep.* Weimar: Bauhaus-Univ. Weimar, 2000. Bd. 1. Pp. 1/0485–1/0494.
16. Bondarenko V.M., Bondarenko S.V. *Engineering methods of nonlinear theory of reinforced concrete*. Moscow: Stroyizdat, 1982. 287 p.
17. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. *Computational models of the strength resistance of reinforced concrete*. Moscow: DIA, 2004. 472 p.
18. Bondarenko V.M., Borovskikh A.V., Markov S.V., Rimshin V.I. *Elements of the theory of reinforced concrete reconstruction*. Nizhny Novgorod: Nizhegorod State Architectural Institute, 2002. 190 p.

Информация об авторах

Меркулов Сергей Иванович

ФГБОУ ВО «Курский государственный университет», г. Курск, Россия,
чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой,
E-mail: mersi.dom@yandex.ru

Information about authors

Merkulov Sergey Iv.

Kursk State University, Kursk, Russia,
Corresponding Member of the Russian Academy of Natural Sciences, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department,
E-mail: mersi.dom@yandex.ru

Статья поступила в редакцию 02.04.2025
Одобрена после рецензирования 10.06.2025
Принята к публикации 11.06.2025

The article was submitted 02.04.2025
Approved after reviewing 10.06.2025
Accepted for publication 11.06.2025

С. В. НИКИФОРОВ¹, М.В. ТЕРНОВСКИЙ²

¹АО «Синергия», Санкт-Петербург, Россия

²Научно-испытательная лаборатория «Политех-СКМ-Тест», Санкт-Петербург, Россия

КОНТРОЛЬ ТЕРМОНАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ПРИ БЕТОНИРОВАНИИ МАССИВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ФУНДАМЕНТОВ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

Аннотация. В статье описываются основные принципы контроля термонапряженного состояния при бетонировании массивных бетонных конструкций на примере фундаментных конструкций высотных зданий проектируемого комплекса в Санкт-Петербурге. Целью исследования является разработка способов контроля термонапряженного состояния при бетонировании массивных конструкций на основании определения критерия трещиностойкости бетона. Для достижения поставленной цели были выполнены расчёты температурных полей бетонной конструкции при твердении бетона в строительный период и определены критерии трещиностойкости. Основные результаты данного исследования могут быть применены при проектировании и устройстве массивных фундаментных конструкций уникальных зданий и сооружений.

Ключевые слова: бетонные конструкции, термонапряженное состояние, трещиностойкость, тепловыделение, контроль температуры, уход за бетоном.

S. V. NIKIFOROV¹, M. V. TERNOVSKIY²

¹JSC Synergiya, Saint Petersburg, Russia

²Scientific Testing Laboratory Politech-SKiM-Test, Saint Petersburg, Russia

MONITORING THERMAL STRESS STATE DURING CONCRETING OF MASSIVE FOUNDATION STRUCTURES FOR HIGH-RISE BUILDINGS

Abstract. The article outlines the core principles of monitoring the thermal stress state during the concreting of massive concrete structures, using the foundation systems of high-rise buildings in a planned complex in Saint Petersburg as a case study. The study aims to develop methods for controlling the thermal stress state during concreting by establishing criteria for concrete crack resistance. To achieve this goal, calculations of temperature fields in the concrete structure during the hardening phase were performed, and crack resistance criteria were determined. The key findings of this research can be applied to the design and construction of massive foundation systems for unique buildings and structures.

Keywords: concrete structures, thermal stress state, crack resistance, heat generation, temperature monitoring, concrete curing.

Введение

Стремительные темпы роста в различных городах мира и в нашей стране высоких и сверхвысоких зданий и сооружений вызывают изменения принципов их проектирования и строительства. Это связано с большими вертикальными и климатическими нагрузками на сооружения, ограниченностью городских территорий, необходимостью более эффективного использования материальных ресурсов и сокращения сроков ввода сооружений в эксплуатацию.

В системе «высотное здание – фундаменты – основание» наиболее нагруженными конструкциями являются конструкции подземной части, на которые передаются все действующие на здание вертикальные, ветровые и/или сейсмические нагрузки.

Основным звеном в этой системе являются фундаменты, от выбора типа которых зависит как надежное функционирование остальных несущих конструкций высотного здания, так и комфортное пребывание в них людей. Конструкции фундаментов тесно связаны с общим конструктивным решением каркаса здания и во многом определяются грунтовыми условиями в основании здания [1].

Массивные фундаментные конструкции высотных зданий имеют значительные габариты, большой объем бетона и, как правило, бетонируются блоками. Блоки образуются путем разрезки массива фундамента поперечными, а иногда и продольными швами. Разрезка на блоки бетонирования имеет большое значение для предотвращения температурного трещинообразования, их размеры и размещение предусматриваются проектом в зависимости от конструктивных соображений и от производственных факторов [2].

В массивных бетонных и железобетонных конструкциях в строительный период во время набора прочности возможно появление трещин вследствие перепада температур между ядром и поверхностью конструкции в результате реакции гидратации цемента [3]. Регулирование температурного режима выдерживания бетона является актуальной задачей, особенно для бетонов высоких классов.

Бетонирование массивных бетонных фундаментных плит и других массивных конструкций, по целому ряду технологических и производственных соображений, предпочтительно производить единым блоком по высоте. Однако это приводит к существенному разогреву массива, вследствие экзотермической реакции при твердении бетонной смеси. Возникающая при этом значительная неравномерность распределения температуры по высоте плиты, приводит к возникновению опасных растягивающих напряжений (и, соответственно, деформаций удлинения) сначала на поверхности плиты, а затем в ее центральных зонах. В этом отношении особенно опасным является зимний период.

Строительными нормами (СП 70.13330.2012, СП 435.1325800.2018, СП 311.1523800.2017) предписывается проведение мероприятий по уменьшению влияния температурно-влажностных полей напряжений в массивных монолитных конструкциях, по ограничению скорости остывания бетона, по регулированию температурного режима твердения, по расположению температурно-усадочных и технологических швов. Согласно [4] для регулирования температурного режима выдерживания бетона при возведении массивных конструкций целесообразно сочетание различных способов: рецептурных, в частности, применение низкотермичных цементов в сочетании с ограничением содержания цемента в бетонной смеси и введением добавок-замедлителей твердения и технологических, например, регулирование теплопотерь, периферийный обогрев для выравнивания температурных градиентов.

Методы и модели исследования

Тепловыделение при гидратации бетона

Кинетику тепловыделения бетона разделяют на несколько стадий (см. Рис.1):

1) Начальный гидролиз. Длится первые 30 минут с начала затворения смеси, характеризуется быстрым повышением температуры смеси на несколько градусов. Быстрая реакция происходит в результате растворения ионов в воде и реакции между трехкальциевым алюминатом и гипсом.

2) Период индукции (период покоя). Длится до 4-х часов после затворения. В период покоя прекращается гидратация цемента, бетон становится, обладает наибольшей удобоукладываемостью. Температура смеси практически не меняется (если нет теплопотерь), поскольку тепловыделение крайне мало. Поскольку растворение ионов продолжается со

временем, концентрации ионов трех- и двухкальциевого силикатов в бетонной системе увеличивается.

3) Период ускоренной гидратации. В конце периода покоя снова начинается значительная гидратация за счет взаимодействия трех- и двухкальциевых силикатов. Данный период характеризуется резким увеличением скорости тепловыделения и набора прочности, длится до 12 часов после затворения.

4) Период замедления. С увеличением времени скорость тепловыделения постепенно замедляется. Этот период характеризуется медленным спадом скорости выделения тепла и набора прочности, длится до 4 суток после затворения.

5) Период медленного набора прочности (фаза диффузионного контроля). Гидратация цемента достигает стационарного состояния, происходит медленное тепловыделение и набор прочности.

В отечественной практике для описания кривых тепловыделения принята зависимость И.Д. Запорожца [5]:

$$Q = Q_{max} \left[1 - (1 + A_t \tau)^{-\frac{1}{m-1}} \right], \text{ кДж} \quad (1)$$

где Q_{max} – полное тепловыделение бетона; A_t – коэффициент, характеризующий скорость тепловыделения при температуре t ; m – порядок реакции гидратации; τ – время, прошедшее с момента затворения.

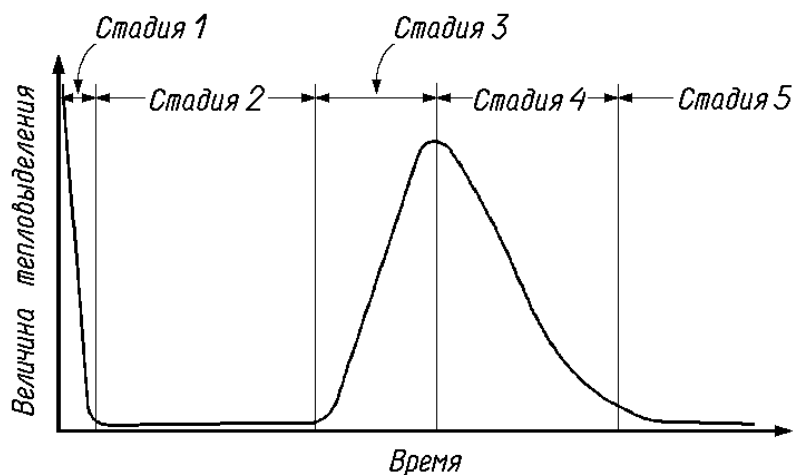


Рисунок 1 - Зависимость скорости тепловыделения бетона от времени

Вид кривой, получаемой по уравнению И.Д. Запорожца приведен на рис. 2.

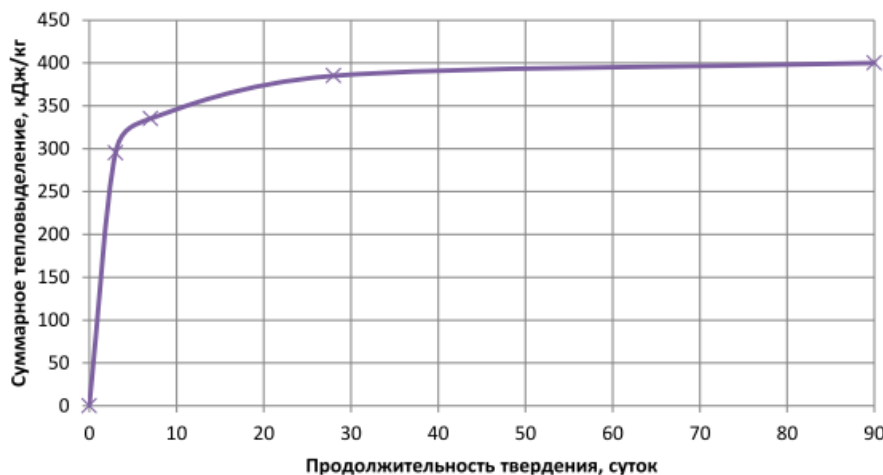


Рисунок 2 - Кривая тепловыделения по уравнению И.Д. Запорожца

Уравнение Запорожца следует применять при описании тепловыделения бетона в возрасте более 3 суток, поскольку на ранних сроках гидратации имеется большая погрешность. Эксперименты [6], проведенные для современных высокопрочных бетонов, использовавшихся в фундаментных конструкциях Лахта Центра, наглядно показали расхождение значений тепловыделения между экспериментальными результатами и результатами на основе зависимости И.Д. Запорожца на участке от 0 до 40 часов. Разница тем больше, чем ближе к времени начала твердения, что можно объяснить невозможностью учесть в уравнении (1) замедляющее действия гипса, суперпластификаторов и прочих добавок в бетон. Эта разница в результатах дает погрешность в расчетах термонапряженного состояния бетона.

Основные факторы, влияющие на тепловыделение бетона, перечислены ниже:

1) Удельное содержание цемента в единице объема бетонной смеси. Увеличение содержания цемента вызывает увеличение тепловыделения бетонной смеси, т.к. он является основой тепловыделения бетонов.

2) Вид цемента. Тепловыделение зависит от химико-минералогического состава (к примеру, шлакопортландцемент имеет на 15% меньшее выделение тепла).

3) Начальная температура бетонной смеси. Процесс гидратации зависит от температуры бетонной смеси, таким образом, регулируя ее начальную температуру, можно контролировать интенсивность последующего тепловыделения.

4) Тонкость помола. Скорость протекания процесса гидратации пропорциональна тонкости помола цемента, поскольку увеличивается его удельная поверхность.

5) Водоцементное соотношение.

6) Наличие в составе ускорителей или замедлителей твердения. Чем дальше во времени будет отсрочен набор проектной прочности бетоном, тем лучше будет температурный режим конструкции.

Критерий температурной трещиностойкости. Расчет термонапряженного состояния

Поскольку температурные градиенты являются одной из основных причин формирования напряжений, закономерно важной задачей является совершенствование алгоритма расчета температурных напряжений, включающего расчет температурных полей в ранний период возведения конструкции с учетом кинетики тепловыделения бетона, условий теплообмена и температуры окружающей среды. При расчетах термонапряженного состояния фундаментных конструкций установлено [7], что через 72 часа величины растягивающих напряжений на верхней поверхности плиты сопоставимы с пределом прочности бетона класса В25 на осевое растяжение.

Расчеты термонапряженного состояния бетонных массивов в строительный период, и сама оценка трещиностойкости достаточно сложны с практической, инженерной точки зрения. Поэтому разработка технологических регламентов бетонирования фундаментных конструкций Лахта Центра выполнялась при научно-техническом сопровождении со стороны СПбГПУ им. Петра Великого.

В подходе СПбГПУ для оценки термической трещиностойкости *бетонной фундаментной плиты коробчатого фундамента высотного здания Башня* используется деформационный критерий, предложенный П.И. Васильевым и предусмотренный в СП 41.13330.2012. Согласно этому критерию, деформации удлинения бетона не должны превышать предельной растяжимости бетона. Методика основана на применении соотношения:

$$\sigma(t) \leq \gamma_{cm} \gamma_h \varepsilon_{b_{lim}}, \quad (2)$$

где $\sigma(t)$ - температурные напряжения в момент времени t , γ_h - коэффициент, учитывающий зависимость напряжений от градиента температурных деформаций и принимаемый в

соответствии с СП41.13330.2012, ε_{lim} - предельная растяжимость бетона, определяемая экспериментально, $\phi(t)$ - коэффициент, учитывающий зависимость ε_{lim} от возраста, γ_{cm} - коэффициент условий работы, равный для массивных сооружений 1,1, для остальных – 1,0, $E_b(t)$ - начальный модуль упругости бетона.

Формулу можно переписать как:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_b(t)} \leq \gamma_{cm} \gamma_h \phi(t) \varepsilon_{lim}, \quad (3)$$

где в левой части неравенства относительные деформации удлинения в момент времени t , а в правой – предельные деформации удлинения в этот же момент времени.

Расчет термонапряженного состояния фундаментной плиты высотного здания Башни в строительный период проводился с помощью программы TERM, разработанной в СПбГПУ.

В первом блоке программы осуществляется задача определения нестационарных температурных полей в плите, уложенной на бетонную подготовку и грунтовое основание. Решается неоднородное дифференциальное уравнение теплопроводности с помощью МКЭ. Учитывается тепловыделение цемента и влияние температуры твердения на скорость тепловыделения. На верхней и боковых поверхностях плиты приняты граничные условия III рода (учитывается наличие опалубки, теплоизоляции и тепляка). На границе контакта плита-подбетонка-грунт рассмотрены граничные условия IV рода.

Второй блок программы связан с определением непосредственно термонапряжений. Разрешающая система интегродифференциальных уравнений получается путем подстановки зависимостей описывающих гипотезу плоских сечений, деформации в случае температурных воздействий, связь между напряжениями и деформациями с учетом ползучести через функции $R(t, r)$ согласно линейной наследственной теории ползучести, в условиях статической эквивалентности нулю температурных усилий по вертикальному сечению плиты. При решении системы используется МКЭ и численное интегрирование.

Важной особенностью программы является способность учитывать влияние температуры на деформативные и теплофизические характеристики бетона, что представляется чрезвычайно актуальным для задач строительного периода.

Результаты и обсуждения

Способы регулирования температурного режима при бетонировании нижней плиты коробчатого фундамента проектируемого высотного здания

Без применения мероприятий по регулированию температурного режима трещиностойкость фундаментной плиты не обеспечивается. Образование трещин происходит в начальные сроки твердения бетона от 2 до 9 суток. Для выравнивания перепада температур необходимо ограничить теплообмен фундаментной плиты с окружающей средой. Это обеспечивается путем устройства покрытия из теплоизолирующих рулонных материалов после окончания бетонирования и устройства влагонепроницаемого покрытия по данным мониторинга температуры при достижении критического перепада температур между ядром и поверхностным слоем.

Коробчатый фундамент проектируемого высотного здания (рис. 3) состоит из двух плит – верхней толщиной 1000 мм и нижней толщиной 5000 мм. Их совместную работу обеспечивают 8 диафрагм жесткости – стальных пространственных конструкций толщиной 2500 мм, расходящихся в радиальном направлении от ядра, состоящего из наружной стены толщиной 2000 мм и внутренних стен толщиной 300 мм. Высота коробчатого фундамента составляет около 17,6 м. В плане он представляет собой круг диаметром 75,8 м. Вертикально коробчатый фундамент разбит на 3 этажа за счет устройства двух промежуточных плит перекрытий толщиной 400 мм.

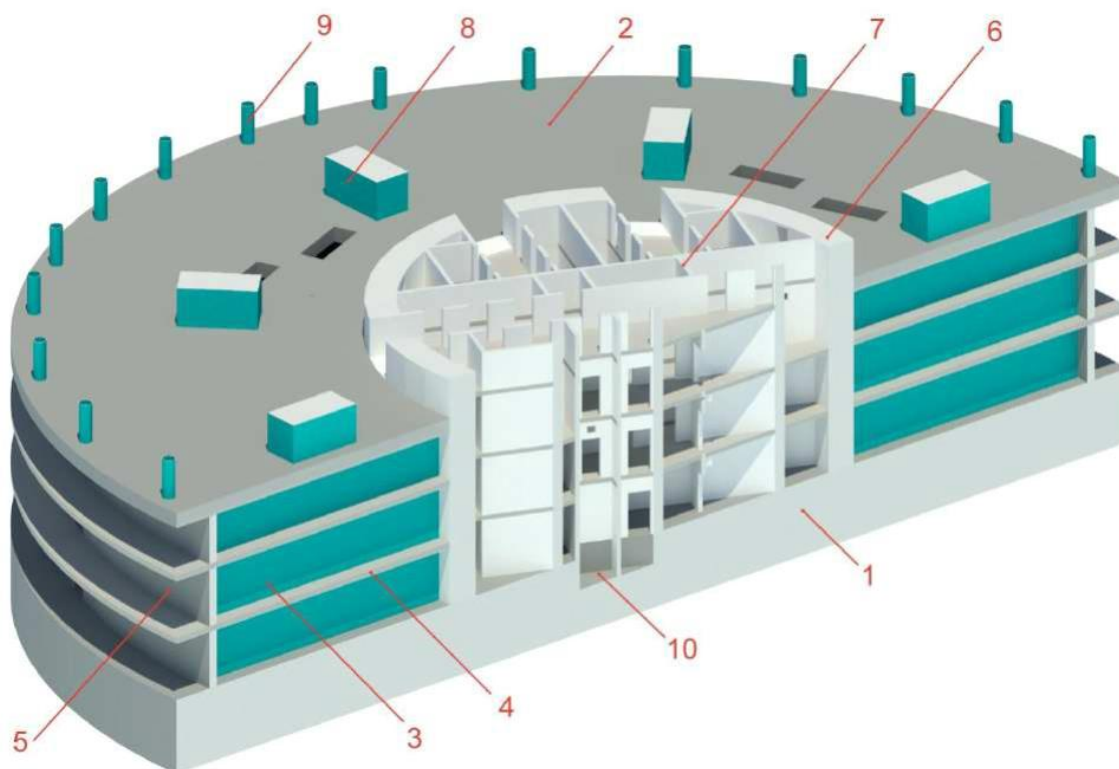


Рисунок 3 - Коробчатый фундамент высотного здания «Лахта Центр 2»

1 – Нижняя плита КФ; 2 – Верхняя плита КФ; 3 – Радиальные стены КФ; 4 – Промежуточные плиты КФ; 5 – Наружная стена КФ; 6 – Наружная стена ядра; 7 – Внутренние стены ядра; 8 – Мегаколонны; 9 – Опоры круговой дороги; 10 – Лифтовые прямки.

В конструкциях коробчатого фундамента (КФ) применяются бетоны классов В80-В100.

Для разработки мероприятий по регулированию температурного режима необходимо произвести сравнительную оценку термонапряженного состояния (ТНС) конструкции нижней плиты при разных вариантах бетонирования плиты: в одну захватку на всю высоту – 5 м и в четыре захватки-сектора в плане, каждый сектор на всю высоту.

Допускается устройство вертикальных рабочих швов бетонирования в нижней плите коробчатого фундамента, разделяющих плиту на захватки бетонирования. Расчеты выполнялись в два этапа:

Этап 1. Определение параметров тепловыделения бетона, в том числе определение максимальной температуры разогрева бетонов адиабатическим методом.

Этап 2. Расчеты ТНС конструкции фундаментной плиты.

Расчет термонапряженного состояния выполнялся в соответствии со следующими исходными данными:

1) Фундаментная плита, толщиной 5 м, имеет в плане форму круга диаметром 75,8 м, и не имеет контакта по периметру с другими конструкциями – свободный контур.

2) Предельная растяжимость бетона В80 принята равной $15,7 \times 10^{-5}$.

3) Условия бетонирования:

- наличие тепляка, обеспечивающего поддержание температуры внутри в диапазоне $+5...+10$ °С;

- температура наружного воздуха: -5 °С.

4) Для укрытия бетона принято использование теплоизоляции «Этафом», с толщиной слоя 10 мм, и возможность укладки нескольких слоев.

На первом этапе по экспериментальным данным (рис. 4) были определены параметры тепловыделения бетона.

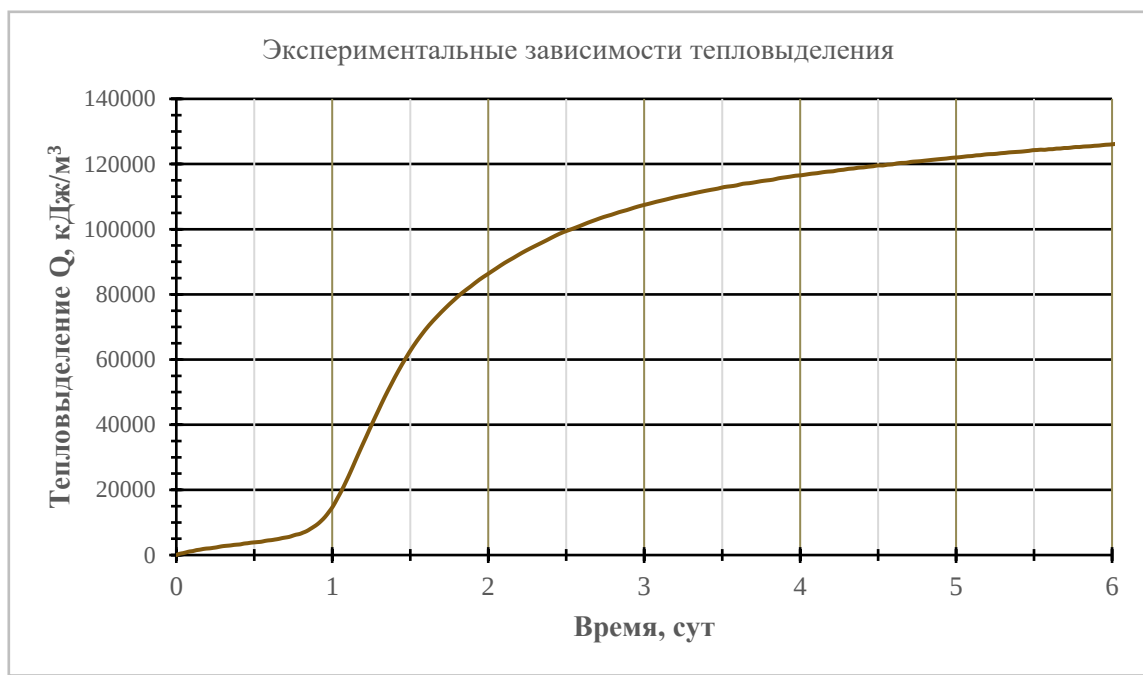


Рисунок 4 - Экспериментальные данные тепловыделения бетона В80

Бетонирование единым блоком

Расчет ТНС конструкций включал в себя оценку трещиностойкости бетона плиты с получением данных о возможных температурах разогрева бетона в контрольных точках «центр-поверхность» и расчет мероприятий по уходу за бетоном, обеспечивающих целостность массива в строительный период. Данные по результатам этих расчетов представлены в таблице 1, графические данные для состава бетона представлены на рисунках 5-7.

Таблица 1. Результаты расчета ТНС

Параметры тепловыделения: $Q_{\max}$, кДж/м ³	132500
Максимальная температура адиабатического разогрева бетона $T_{\max}$, °C (при $T_{\text{нач}}=20^{\circ}\text{C}$)	74,7
Условия бетонирования: Тепляк	есть
Температура в тепляке, °C	+10
Температура наружного воздуха, °C	-5
Температура бетонной смеси, °C	+15
Результаты расчета мероприятий по уходу:	
Теплоизоляция Этафом	2 слоя по 10 мм
Снятие 1-го слоя теплоизоляции	через 15 суток
Снятие 2-го слоя теплоизоляции	через 44 суток
$T_{\max}$ верхняя поверхность, °C	52
$T_{\max}$ центр, °C	68
$T_{\max}$ боковая поверхность, °C	53

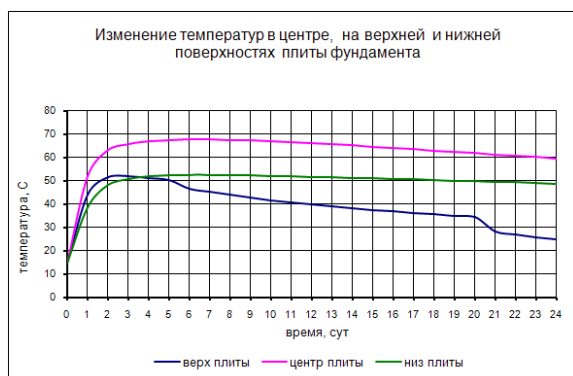


Рисунок 5 - Температура плиты в контрольных точках

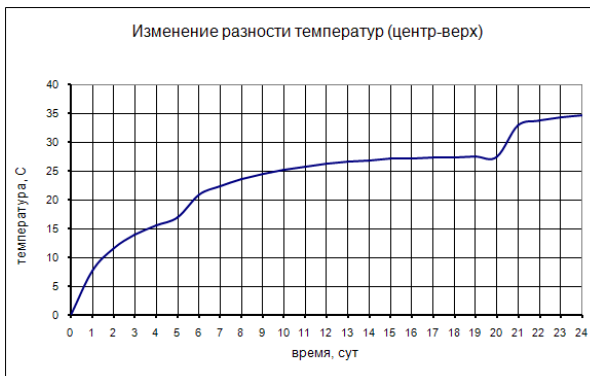


Рисунок 6 - Перепад температур плиты центр-верх

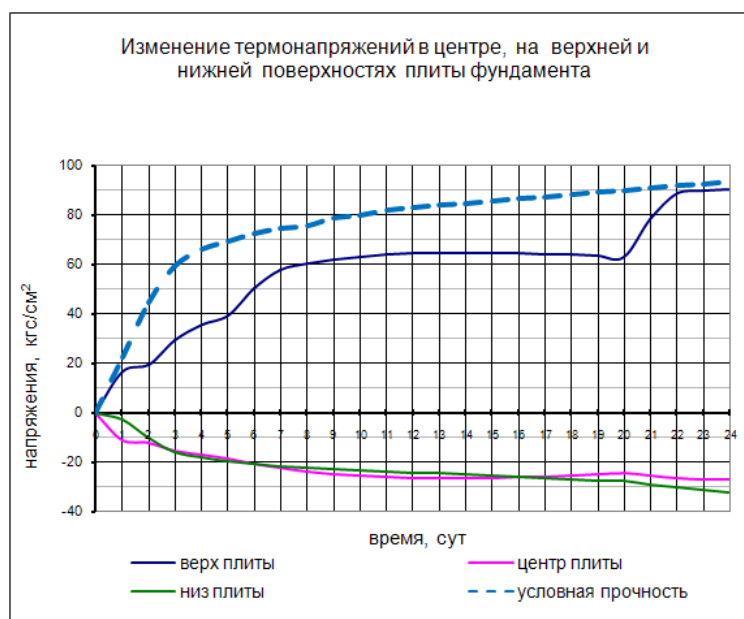


Рисунок 7 - Термонапряжения контрольных точек

Расчетная оценка тепловыделения состава бетона В80 показывает, что максимальный разогрев бетона в конструкции при заданных температурных условиях составляет 68 - 72 °С. Расчетная оценка ТНС конструкции фундаментной плиты показала, что трещиностойкость конструкции фундаментной плиты обеспечивается, при условии выполнения расчетных мероприятий по регулированию температурного режима.

Бетонирование плиты в четыре захватки-сектора

Расчет ТНС выполнялся в соответствии со следующими исходными данными:

- фундаментная плита, толщиной 5 м, не имеет контакта по периметру с другими конструкциями – свободный контур;

- плита в плане разделена на 4 захватки-сектора (см. схему на рис. 8).

Для расчетной оценки был установлен следующий порядок бетонирования:

- захватка 1 (бетонирование 1 сутки) – перерыв 28 суток,
- захватка 2 (бетонирование 1 сутки) – перерыв 28 суток,
- захватка 3.1 (бетонирование 1 сутки) – перерыв 7 суток,
- захватка 3.2 (бетонирование 1 сутки).

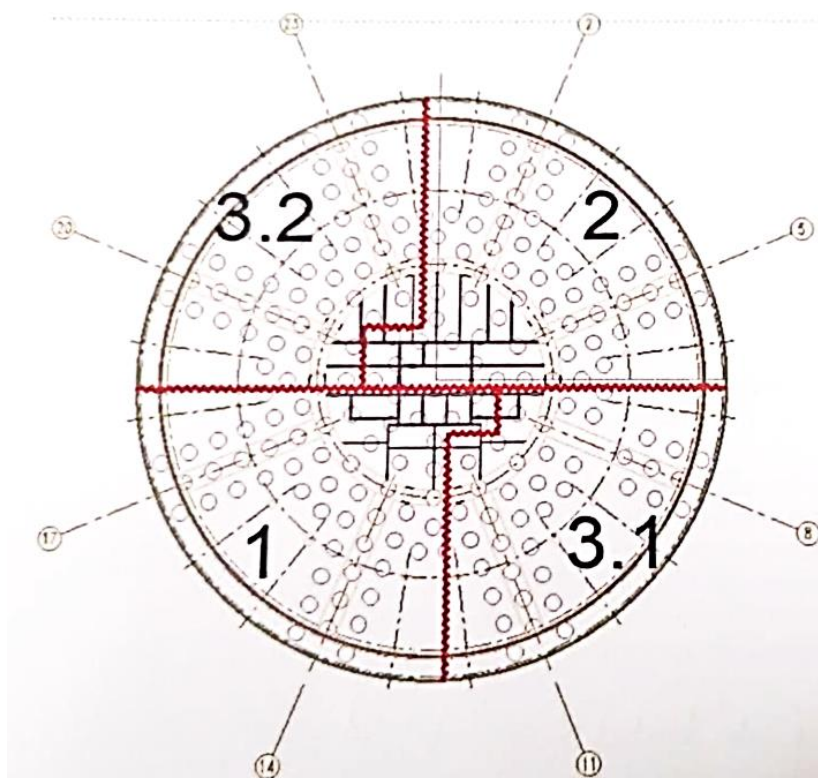


Рисунок 8 - Схема деления плиты в плане на 4 захватки-сектора бетонирования

Величина обобщенного модуля основания принята равной $100\,000 \text{ кгс/см}^2$. Предельная растяжимость бетона В80 принята равной $15,7 \cdot 10^{-5}$.

Условия бетонирования:

- наличие тепляка, обеспечивающего поддержание температуры внутри в диапазоне $+5 \dots +10 \text{ }^\circ\text{C}$;

- температура наружного воздуха: $-5 \text{ }^\circ\text{C}$.

Для укрытия бетона принято использование теплоизоляции «Этафом», с толщиной слоя 10 мм, и возможность укладки нескольких слоев.

Расчет ТНС конструкций включал в себя:

1) Оценку трещиностойкости бетона захваток с получением данных о возможных температурах разогрева бетона в контрольных точках «центр-поверхность» и расчет мероприятий по уходу за бетоном, обеспечивающих целостность массива в строительный период. Данные по результатам этих расчетов представлены в таблице 2.

2) Оценка трещиностойкости бетона в зонах примыкания захваток друг к другу. В результате расчетной оценки была выявлена зона (участок), в которой при определенных условиях присутствуют риски трещинообразования. Эта зона может образоваться на новой захватке, на 1-2 сутки после окончания бетонирования, располагаться вдоль границы захваток, на расстоянии примерно 2 м от шва и иметь поверхностный характер - см. рис. 9:

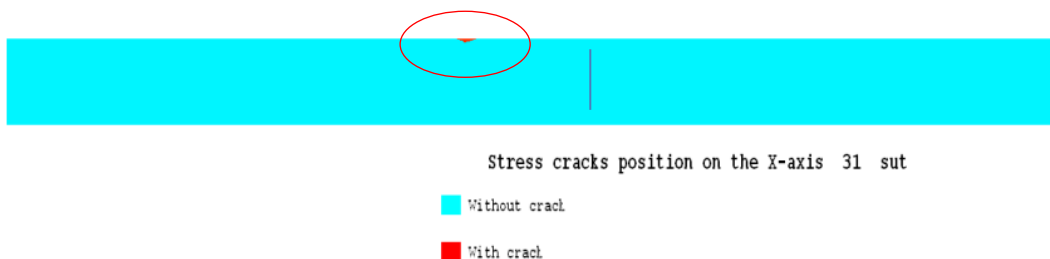


Рисунок 9 - Условное расположение зоны возможного трещинообразования на схеме прилегающих захваток

Таблица 2. Результаты расчета ТНС для отдельных захваток

Параметры тепловыделения: Q_{max} , кДж/м ³	132500
Максимальная температура адиабатического разогрева бетона T_{max} , °C (при $T_{\text{нач}}=20^{\circ}\text{C}$)	74,7
Условия бетонирования: Тепляк	есть
Температура в тепляке, °C	+10
Температура наружного воздуха, °C	-5
Температура бетонной смеси, °C	+12
Результаты расчета мероприятий по уходу:	Верхняя поверхность конструкции
Теплоизоляция Этафом сверху	2 слоя по 10 мм
Снятие 1-го слоя теплоизоляции	через 10 суток
Снятие 2-го слоя теплоизоляции	через 43 суток
	Боковые поверхности конструкции
Теплоизоляция Этафом сбоку	20 мм
Снятие теплоизоляции	через 20 суток
T_{max} верхняя поверхность, °C	46
T_{max} центр, °C	58
T_{max} боковая поверхность, °C	52
Обеспечение трещиностойкости конструкции	В целом обеспечена

Для оценки возможности снятия рисков трещинообразования в этой зоне были выполнены дополнительные расчеты ТНС плиты с контролем этой зоны на трещиностойкость при различных сочетаниях температур «воздух - смесь». Были рассмотрены три варианта начальной температуры смеси: +8, +10 и +12°C. Для каждого из вариантов определялась трещиностойкость бетона при различных температурах воздуха в пространстве тепляка. Результаты этих расчетов представлены в таблице 3. Графическая часть расчетов для пар температур «воздух - смесь» 12-8 представлена на рис. 11-22.

Таблица 3. Результаты оценки трещиностойкости контактной зоны захваток для состава бетона В80 при различных парах температур «воздух - смесь»

Температура воздуха в тепляке, °С	Обеспечение критерия трещиностойкости бетона контактной зоны при начальной температуре смеси (°С):		
	+8	+10	+12
+8	Не обеспечивается (5%)		
+10	Обеспечивается	Не обеспечивается (24%)	
+12	Обеспечивается	Не обеспечивается (21%)	Не обеспечивается (42%)
+15	Обеспечивается	Не обеспечивается (16%)	Не обеспечивается (37%)
+20	Обеспечивается	Не обеспечивается (11%)	Не обеспечивается (29%)
+25		Не обеспечивается (8%)	Не обеспечивается (22%)

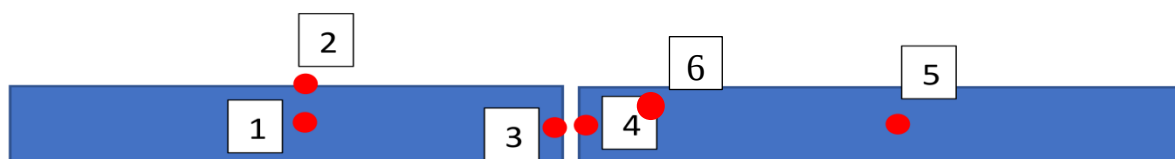
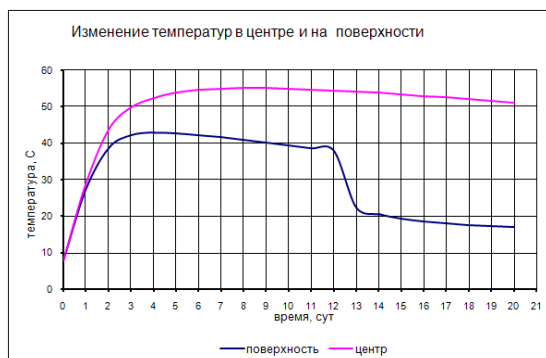


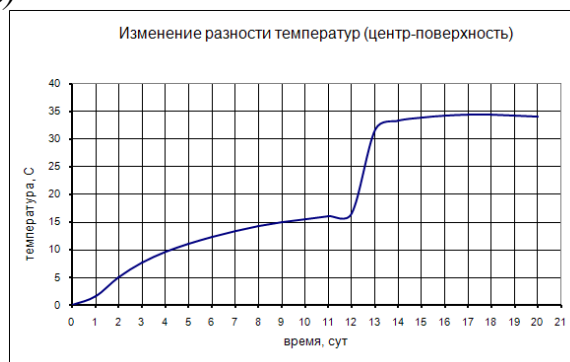
Рисунок 10 - Схема расположения контрольных точек

Вариант 12-8. Бетон В80, теплоизоляция – 20 мм везде: сбоку снимается через 12 суток, сверху – 10 мм через 10 суток, оставшиеся 10 мм через 43 сут. Температура воздуха 12 °С, бетонной смеси 8 °С.

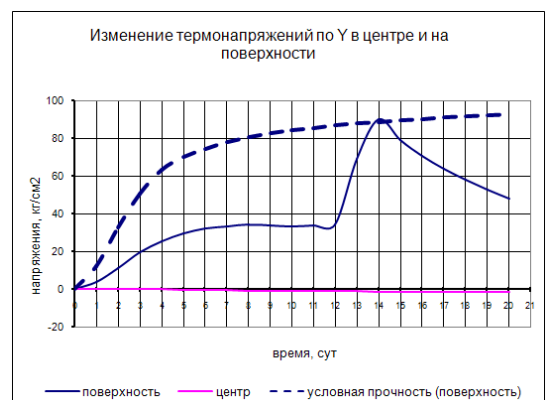
а)



б)



в)



г)

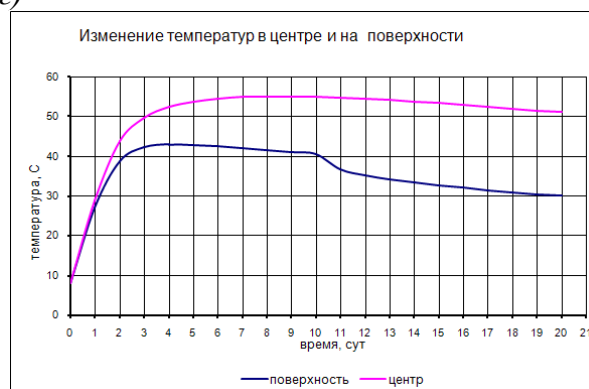


Рисунок 11 - Температура плиты в контрольных точках 1-2 (а), перепад температур плиты центр-поверхность в точках 1-2 (б), термонапряжения в контрольных точках 1-2 (в), температура плиты в контрольных точках 1-3(г)

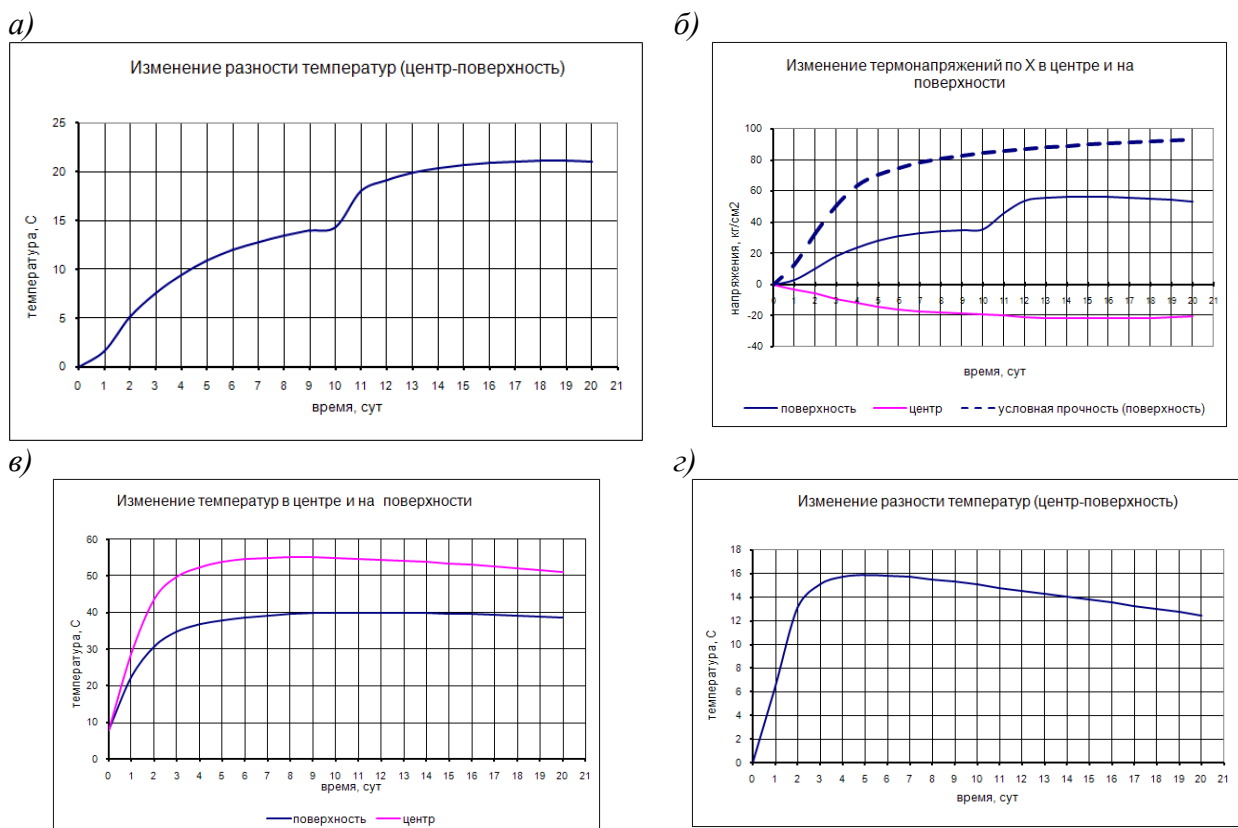


Рисунок 12 - Перепад температур плиты центр-поверхность в точках 1-3 (а), термонапряжения в контрольных точках 1-3(б), температура плиты в контрольных точках 4-5(в), перепад температур плиты центр-поверхность в точках 4-5(г)

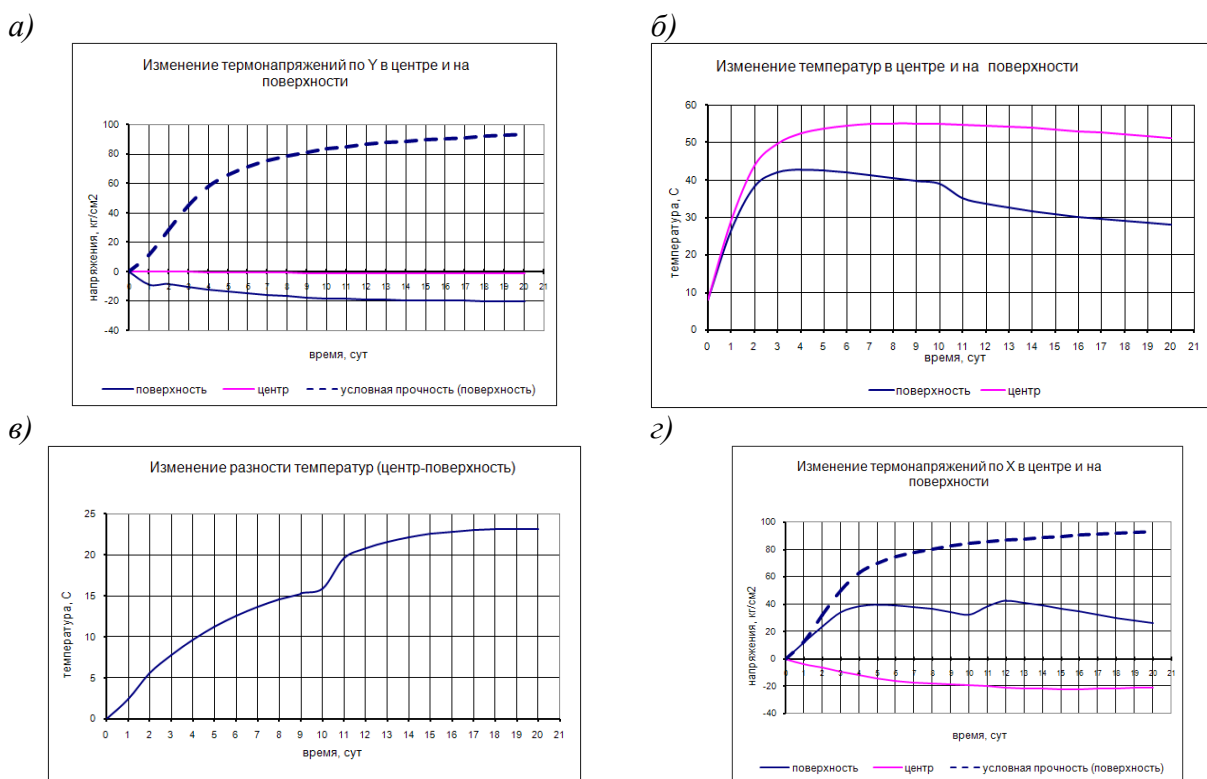


Рисунок 13 - Термонапряжения в контрольных точках 4-5 (а), температура плиты в контрольных точках 5-6(б), перепад температур плиты центр-поверхность в точках 5-6 (в), термонапряжения в контрольных точках 5-6 (г)

Заключение

Выполнено исследование термонапряженного состояния в массивных конструкциях фундамента Лахта Центр 2. Расчетная максимальная температура разогрева бетона в конструкции составила 58 °С. Расчетная оценка ТНС конструкции фундаментной плиты для варианта бетонирования отдельными захватками-секторами на всю высоту показывает, что трещиностойкость конструкции фундаментной плиты в целом обеспечивается при условии выполнения расчетных мероприятий по уходу за бетоном.

Первую захватку можно бетонировать без рисков трещинообразования при температуре в тепляке +10°С и температуре смеси не более +12°С. При бетонировании последующих захваток, из-за наличия рисков трещинообразования в контактной зоне между захватками, необходимо обеспечить температуру смеси в пределах +8°С. При температуре смеси +10°С для снятия рисков трещинообразования необходимо будет обеспечить температуру воздуха в тепляке в диапазоне +20...+25°С.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шулятьев О.А. Основания и фундаменты высотных зданий. М.: Изд. ACB, 2022. 442 с.
2. Katzenbach R., Leppla S., Choudhury D. Foundation Systems for High-Rise Structures. London: Taylor & Francis Group, LLC, 2017. 292 p.
3. Poulos H.G. Tall buildings foundation design. London: Taylor & Francis Group, LLC, 2017. 561 p.
4. Доркин Н.И., Зубанов С.В. Технология возведения высотных монолитных железобетонных зданий. М.: ФОРУМ: ИНФРА-М, 2022. 238 с.
5. Лapidус А.А., Макаров А.Н. Устройство монолитных железобетонных конструкций. М., 2022. 67 с.
6. Батяновский Э.И. Технология монолитного бетонирования. Минск: Вышэйшая школа, 2021. 272 с.
7. Трапезников Л.П. Температурная трещиностойкость массивных бетонных сооружений. М.: Энергоатомиздат, 1986. 272 с.
8. Nguyen T.-C., Bui K.A. Thermal Cracks in Concrete Structure—The Basic Issues to Be Understood. Structural Health Monitoring and Engineering Structures. 2021. № 6. P. 229-240.
9. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Иванов С.И. Опыт бетонирования массивной густоармированной конструкции с обеспечением термической трещиностойкости. Строительные материалы. 2023. № 10. С. 15-24.
10. Несветаев Г.В., Корянова Ю.И., Сухин Д.П. О влиянии условий выдерживания при возведении массивных монолитных железобетонных конструкций на прочность бетона. Инженерный вестник Дона. 2021. № 10.
11. Se-Jin J. Advanced Assessment of Cracking due to Heat of Hydration and Internal Restraint. American Concrete Institute Materials Journal. 2008. № 105. P. 325-333.
12. Запорожец И.Д., Огороков С.Д., Парийский А.А. Тепловыделение бетона. Л., М.: Стройиздат, 1966. 313 с.
13. Ivanov E.N., Semenov K.S., Barabanshchikov Yu.G., Akimov S.V., Kuleshin A.S., Titov N.S. Concrete heat liberation in thermal stressed state analysis. Magazine of Civil Engineering. 2023. № 8(124). P. 12409.
14. Бушманова А.В., Харченко Д.К., Семенов К.В., Барабанщиков Ю.Г., Коровина В.К., Дернакова А.В. Термическая трещиностойкость массивных сталежелезобетонных конструкций. Инженерно-строительный журнал. 2018. № 3(79). С. 45-53.
15. Семенов К.В., Титов Н.С. Учет тепловыделения бетона в расчетах термической трещиностойкости массивных железобетонных конструкций. Инженерные исследования. 2024. № 1(16). С. 3-12.
16. Shen L., Ren Q., Cusatis G., Cao M., Xu L., Yang Y. Numerical study on crack thermal resistance effect on thermo-mechanical coupled behavior of concrete structure at room temperature. International Journal of Solids and Structures. 2020. Vol. 182-183, № 1. P. 141-155.
17. Семенов К.В., Барабанщиков Ю.Г. Термическая трещиностойкость массивных бетонных фундаментных плит и ее обеспечение в строительный период зимой. Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. № 2(17). С. 125-135.
18. Травуш В.И., Шахворостов А.И. Бетонирование нижней плиты коробчатого фундамента башни комплекса «Лахта центр». Высотные здания. 2015. № 1. С. 92-101.

19. Abdelrazaq A., Travush V., Shakhvorostov A., Timofeevich A., Desyatkin M., Jung H. The Structural Engineering Design And Construction Of The Tallest Building In Europe Lakhta Center, St. Petersburg, Russia. *International Journal of High-Rise Buildings*. 2020. Vol. 9, No 3. P. 283-300.
20. Никифоров С.В. Особенности конструкции фундамента высотного здания «Лакhta Центра». Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2024. Том 26, № 1. С. 180-192.

REFERENCES

1. Shulyatev O.A. *Foundations and Footings of High-Rise Buildings*. Moscow: ASV, 2022. 442 p.
2. Katzenbach R., Leppla S., Choudhury D. *Foundation Systems for High-Rise Structures*. London: Taylor & Francis Group, 2017. 292 p.
3. Poulos H.G. *Tall Buildings Foundation Design*. London: Taylor & Francis Group, 2017. 561 p.
4. Dorkin N.I., Zubanov S.V. *Construction Technology of High-Rise Monolithic Reinforced Concrete Buildings*. Moscow: FORUM: INFRA-M, 2022. 238 p.
5. Lapidus A.A., Makarov A.N. *Construction of Monolithic Reinforced Concrete Structures*. Moscow, 2022. 67 p.
6. Batyanovsky E.I. *Technology of Monolithic Concreting*. Minsk: Vysheishaya shkola, 2021. 272 p.
7. Trapeznikov L.P. *Thermal Crack Resistance of Massive Concrete Structures*. Moscow: Energoatomizdat, 1986. 272 p.
8. Nguyen T.-C., Bui K.A. Thermal Cracks in Concrete Structure - The Basic Issues to Be Understood. *Structural Health Monitoring and Engineering Structures*. 2021. No. 6. Pp. 229-240.
9. Kapielov S.S., Sheinfeld A.V., Ivanov S.I. Experience in Concreting Massive Densely Reinforced Structures with Ensuring Thermal Crack Resistance. *Stroitelnye Materialy*. 2023. No. 10. Pp. 15-24. (in Russian)
10. Nesvetaev G.V., Koryanova Yu.I., Sukhin D.P. On the Influence of Curing Conditions During Construction of Massive Monolithic Reinforced Concrete Structures on Concrete Strength. *Don Engineering Bulletin*. 2021. No. 10. (in Russian)
11. Se-Jin J. Advanced Assessment of Cracking due to Heat of Hydration and Internal Restraint. *American Concrete Institute Materials Journal*. 2008. No. 105. Pp. 325-333.
12. Zaporozhets I.D., Okorokov S.D., Pariysky A.A. *Concrete Heat Generation*. Leningrad, Moscow: Stroyizdat, 1966. 313 p. (in Russian)
13. Ivanov E.N., Semenov K.S., Barabanshchikov Yu.G., Akimov S.V., Kuleshin A.S., Titov N.S. Concrete Heat Liberation in Thermal Stressed State Analysis. *Magazine of Civil Engineering*. 2023. No. 8(124). P. 12409.
14. Bushmanova A.V., Kharchenko D.K., Semenov K.V., Barabanshchikov Yu.G., Korovina V.K., Dernakova A.V. Thermal Crack Resistance of Massive Steel-Reinforced Concrete Structures. *Inzhenerno-Stroitelny Zhurnal*. 2018. No. 3(79). Pp. 45-53. (in Russian)
15. Semenov K.V., Titov N.S. Accounting for Concrete Heat Generation in Calculations of Thermal Crack Resistance of Massive Reinforced Concrete Structures. *Engineering Research*. 2024. No. 1(16). Pp. 3-12. (in Russian)
16. Shen L., Ren Q., Cusatis G., Cao M., Xu L., Yang Y. Numerical Study on Crack Thermal Resistance Effect on Thermo-Mechanical Coupled Behavior of Concrete Structure at Room Temperature. *International Journal of Solids and Structures*. 2020. Vol. 182-183, No. 1. Pp. 141-155.
17. Semenov K.V., Barabanshchikov Yu.G. Thermal Crack Resistance of Massive Concrete Foundation Slabs and Its Provision During Winter Construction. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2014. No. 2(17). Pp. 125-135. (in Russian)
18. Travush V.I., Shakhvorostov A.I. Concreting of the Bottom Slab of the Box Foundation of the Lakhta Center Tower. *High-Rise Buildings*. 2015. No. 1. Pp. 92-101. (in Russian)
19. Abdelrazaq A., Travush V., Shakhvorostov A., Timofeevich A., Desyatkin M., Jung H. The Structural Engineering Design And Construction of the Tallest Building in Europe Lakhta Center, St. Petersburg, Russia. *International Journal of High-Rise Buildings*. 2020. Vol. 9, No. 3. Pp. 283-300.
20. Nikiforov S.V. Features of the Foundation Design of the Lakhta Center High-Rise Building. *Vestnik Tomskogo Gosudarstvennogo Arkhitekturno-Stroitel'nogo Universiteta*. 2024. Vol. 26, No. 1. Pp. 180-192. (in Russian)

Информация об авторах:

Сергей Владимирович Никифоров

Заместитель Генерального директора по проектированию

АО «Синергия», Санкт-Петербург, Россия

E-mail: sergeivnikiforov@gmail.com

Максимилиан Владимирович Терновский

Ведущий инженер

Научно-испытательная лаборатория «Политех-СКИМ-Тест», Санкт-Петербург, Россия

E-mail: ternovskij_mv@spbstu.ru

Information about authors:

Sergey V. Nikiforov

Deputy General Director for Design

JSC "Synergy", Saint Petersburg, Russia

E-mail: sergeivnikiforov@gmail.com

Maximilian V. Ternovsky

Lead Engineer

Research and Testing Laboratory "Polytech-SKiM-Test", Saint Petersburg, Russia

E-mail: ternovskij_mv@spbstu.ru

Статья поступила в редакцию 12.03.2025

Одобрена после рецензирования 09.06.2025

Принята к публикации 11.06.2025

The article was submitted 12.03.2025

Approved after reviewing 09.06.2025

Accepted for publication 11.06.2025

В.Г. СЕБЕШЕВ¹, Н.А. ЛЮФТ,¹ Ю.А. ГЕРБЕР¹

¹ФГБОУ ВО «Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)»,
г. Новосибирск, Россия

МЕТОД РАСЧЕТА ПАРАМЕТРОВ КОМПЛЕКСОВ ДИНАМИЧЕСКИХ ГАСИТЕЛЕЙ КОЛЕБАНИЙ КАК РЕГУЛЯТОРОВ НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СООРУЖЕНИЙ И КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ПОЛИГАРМОНИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Аннотация. Работа посвящена актуальной проблеме защиты зданий и сооружений от различных по природе и происхождению динамических воздействий. Рассматривается эффективное средство подавления вибраций – динамические гасители колебаний. Предложена обобщенная модель системы многомассовых гасителей и рациональный, инженерно-ориентированный, метод расчета их параметров при полигармонических описаниях сложных динамических воздействий на строительные объекты, с использованием понятий и методов теории регулирования напряженно-деформированного состояния сооружений и конструкций, где роль регуляторов играют гасители. На основе декомпозиционного подхода получено аналитическое решение задачи определения параметров комплекса гасителей по заранее сформулированным требованиям к результатам регулирования динамического состояния деформируемой системы (сооружения, конструкции). На тестовых задачах выполнены оценки и анализ точности результатов расчетов модельных систем по разработанным методикам, алгоритмам и формулам.

Ключевые слова: полигармонические воздействия, гашение колебаний, регулирование, многомассовые динамические гасители, декомпозиция

V.G. SEBESHEV¹, N.A. LYUFT¹, YU.A. GERBER¹

¹ Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Novosibirsk, Russia

METHOD FOR CALCULATION PARAMETERS OF DYNAMIC VIBRATION DAMPERS' COMPLEXES AS REGULATORS OF STRUCTURES' AND CONSTRUCTIONS' STRESS-STRAIN STATE UNDER POLYHARMONIC EXCITATIONS

Abstract. The article is devoted to the urgent problem of protecting buildings and structures from dynamic influences of various nature and origin. An effective means of vibration suppression is being considered namely dynamic vibration dampers. A generalized model of a system of multi-mass dampers and a rational, engineering-oriented method for calculating their parameters at conditions of polyharmonic descriptions of complex dynamic excitations on construction objects are proposed, using the concepts and methods of the theory of regulating the stress-strain state of structures, where dampers play the role of regulators. Based on the decomposition approach, an analytical solution to the problem of determining the parameters of a complex of dampers according to pre-formulated requirements for the results of regulating the dynamic state of a deformable system (buildings, structures) is obtained. The test tasks were used to evaluate and analyze the accuracy of the results of calculations of model systems according to the developed methods, algorithms and formulas.

Keywords: polyharmonic excitations, damping of vibrations, regulation, multi-mass dampers, decomposition.

Введение

Строительные системы (здания, сооружения, конструкции) в процессе эксплуатации подвергаются различным воздействиям, которые могут иметь как природное, так и техногенное происхождение и быть различными по характеру: силовые (статические и динамические нагрузки), температурные и кинематические (в том числе сейсмические – всегда динамические) [1, 2].

В современных условиях динамические аспекты состояния сооружений и конструкций на разных стадиях их жизненного цикла играют все более значимую роль, поэтому актуальным является их учет и корректное отражение в расчетах с применением современных подходов, методик и специализированного программного обеспечения для компьютерного моделирования [3].

Следует отметить, что большинство динамических воздействий и колебания, ими вызванные, могут рассматриваться как полигармонические – либо по причине естественной близости их характеристик к указанному закону, либо (в расчетах) как результат описания реальных процессов аппроксимацией по методу Фурье. Такой подход позволяет решать разнообразные задачи динамики сооружений – в случаях, когда возможна интерференция разночастотных колебаний, порождающая сложные динамические эффекты (колебания, вызванные движением транспорта на мостах, вибрации от одновременной работы оборудования на разных частотах, воздействия ветра на высотные здания и сооружения и др.). Особое значение имеют расчеты сооружений на действие сейсмических волн, в которых на основании спектрального анализа кинематическое возмущение представляется в виде суммы гармонических компонентов. Динамические воздействия создают риски возникновения опасных резонансных явлений или накопления усталостных повреждений, способных привести к разрушению или повреждению конструкций. В связи с этим для обеспечения надежности и долговечности строительных объектов актуальными и практически ориентированными являются вопросы их защиты от нежелательных проявлений динамики [4]. Одним из эффективных способов решения этой проблемы является применение динамических гасителей колебаний (ДГК) – устройств, позволяющих значительно уменьшать амплитуды перемещений, усилий и напряжений, возникающих от землетрясений, ветровых нагрузок, вибраций от оборудования и др. [5-19].

В настоящей работе представлен метод решения задач гашения полигармонических колебаний с помощью комплексов многомассовых ДГК – в постановке, позволяющей варьировать количество, места расположения, ориентацию и инерционно-жесткостные параметры гасителей. При этом задача гашения рассматривается как задача регулирования, где требуемые характеристики гасителей определяются по условиям (требованиям) получения заранее установленных (заданных) значений определенных параметров динамического напряженно-деформированного состояния защищаемой системы (сооружения, конструкции).

Расчетные модели, методы и вычисления. В работе рассматриваются линейно деформируемые системы с конечным числом степеней свободы и произвольным числом многомассовых ДГК, настроенных на различные частоты гармонического воздействия (рисунок 1).

В общем случае s -е перемещение некоторой массы из n масс рассчитываемой системы описывается неоднородным дифференциальным уравнением второго порядка:

$$\frac{d^2 y_s(t)}{dt^2} = a_s y_1(t) + b_s y_2(t) + \dots + c_s y_n(t) + d_s \cdot \frac{dy_s(t)}{dt} + f_p(t). \quad (1)$$

В большинстве случаев представляют интерес колебания конструкций на низких частотах, когда демпфирование, ввиду невысоких скоростей масс, не оказывает существенного влияния на частотные характеристики, а в отношении амплитуды

перемещений пренебрежение им идет в запас [7, 20, 21]. Ввиду этого в уравнении (1) можно положить $d_s = 0$, в итоге получается:

$$\frac{d^2 y_s(t)}{dt^2} = a_s y_1(t) + b_s y_2(t) + \dots + c_s y_n(t) + f_p(t), \quad (2)$$

где $f_p(t)$ – функция правой части, описывающая воздействие на систему как полигармоническое:

$$f_p(t) = \sum_{k=1}^{n_f} A_{p,k} \sin(\omega_k t);$$

n_f – количество гармонических составляющих в представлении $f_p(t)$.

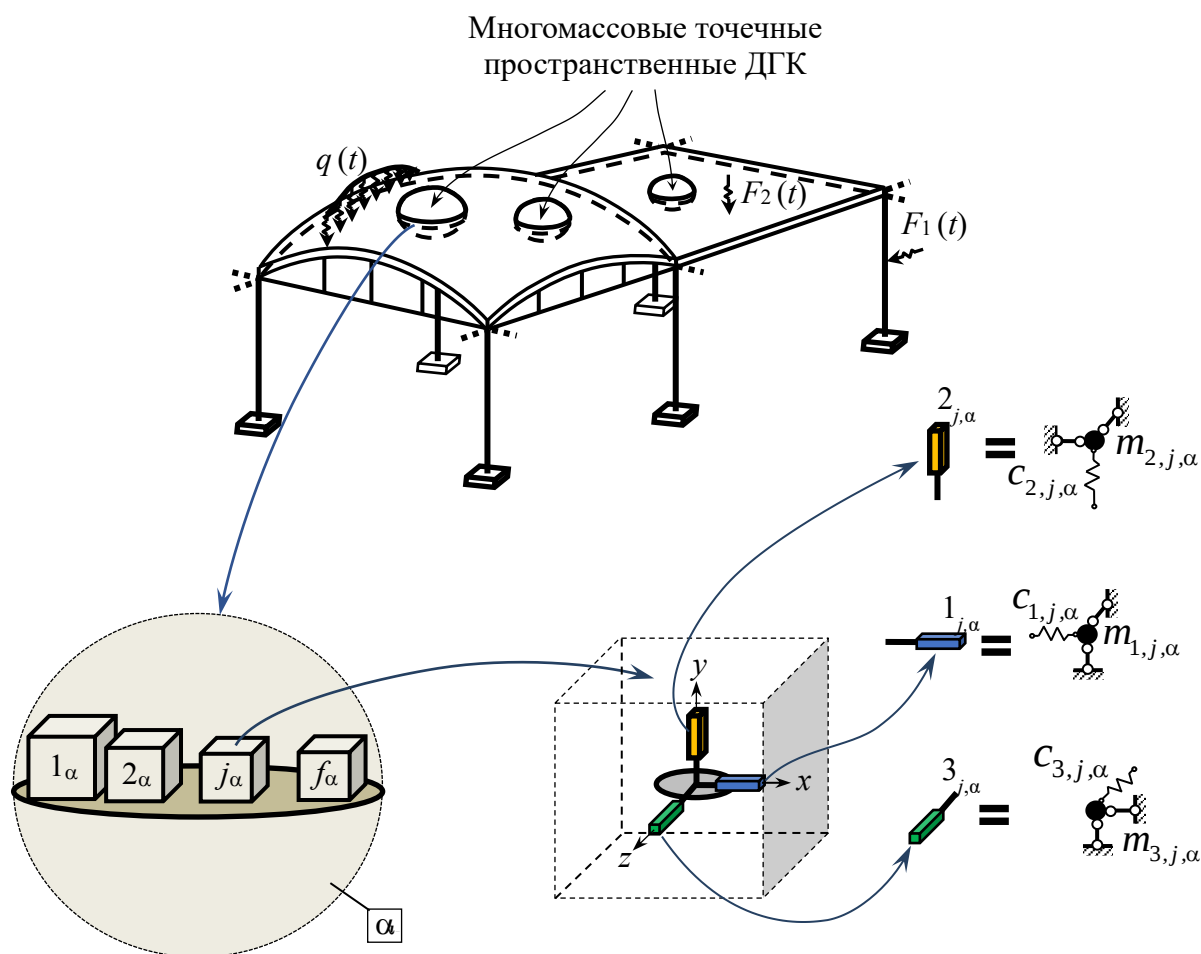


Рисунок 1 - Принципиальная схема динамически деформируемой системы с комплексом гасителей колебаний

Наличие в выражении (2) функции $f_p(t)$, содержащей слагаемые с различными аргументами ω_k тригонометрических функций, обуславливает невозможность перехода от дифференциальных уравнений к уравнениям в амплитудах искомых величин (как в случае моногармонического воздействия [7, 18, 19]), что затрудняет решение задачи гашения колебаний.

Предлагаемый метод основан на *декомпозиционном подходе*, заключающемся в разделении (декомпозиции) исходной задачи с полигармоническим воздействием на отдельные подзадачи, в каждой из которых все воздействия – моногармонические составляющие исходного полигармонического воздействия. Это позволяет перейти от

дифференциальных уравнений (2) к уравнениям в амплитудах (перемещений масс [21] или сил инерции [7]). Получаемое таким образом решение – приближенное, но, по предварительному анализу, приемлемое по точности ввиду малого взаимного влияния разночастотно настроенных гасителей как упруго-инерционных частей защищенной системы, обладающих относительно малыми массами в сравнении с общей массой системы. Далее это подтверждается верификационными решениями модельных задач.

Уравнения (в амплитудах сил инерции) динамического состояния системы с комплексом многомассовых ДГК при воздействиях по i -й гармонике записываются в матричном виде:

$$[\delta^{*(i)}] \cdot [J^{(i)}] + [\Delta_F^{(i)}] = 0, \quad (3)$$

где $[\delta^{*(i)}]$ – матрица динамической податливости системы при i -й гармонике поличастотного воздействия:

$$[\delta^{*(i)}] = \begin{bmatrix} \delta_{J_s}^{*(i)} \\ \delta_{J_d}^{*(i)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{J_s J_s}^{*(i)} & \delta_{J_s J_d}^{*(i)} \\ \delta_{J_d J_s}^{*(i)} & \delta_{J_d J_d}^{*(i)} \end{bmatrix}; \quad (4)$$

$[J^{(i)}]$ – вектор неизвестных сил инерции, действующих на массы системы, при воздействии по i -й гармонике:

$$[J^{(i)}] = \begin{bmatrix} J_s^{(i)} \\ J_d^{(i)} \end{bmatrix}; \quad (5)$$

$[\Delta_F^{(i)}]$ – вектор свободных членов при i -й гармонике:

$$[\Delta_F^{(i)}] = \begin{bmatrix} \Delta_{J_s, F}^{(i)} \\ \Delta_{J_d, F}^{(i)} \end{bmatrix}. \quad (6)$$

Для характерных точек системы ($k = 1, 2, \dots, k^{(i)}$) формируются условия регулирования в виде требования равенства амплитудных перемещений $\Delta_k^{r(i)}$ этих точек заданным значениям $\langle \Delta_k^{r(i)} \rangle$:

$$\begin{bmatrix} \Delta_1^{r(i)} \\ \vdots \\ \Delta_{k^{(i)}}^{r(i)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \langle \Delta_1^{r(i)} \rangle \\ \vdots \\ \langle \Delta_{k^{(i)}}^{r(i)} \rangle \end{bmatrix}, \quad (7)$$

здесь $k^{(i)}$ – количество характерных точек, в которых регулируется перемещение для гармоники $i = 1, 2, \dots, n_f$.

Условия (7) используются для формирования уравнений регулирования:

$$\begin{bmatrix} \delta_{k,1} & \dots & \delta_{k,n} & \delta_{k,n+1} & \dots & \delta_{k,n+n_d} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \delta_{k+k^{(i)},1} & \dots & \delta_{k+k^{(i)},n} & \delta_{k+k^{(i)},n+1} & \dots & \delta_{k+k^{(i)},n+n_d} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} J_1^{(i)} \\ \vdots \\ J_n^{(i)} \\ J_{n+1}^{(i)} \\ \vdots \\ J_{n+n_d}^{(i)} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta_{k,F_i} \\ \vdots \\ \Delta_{k+k^{(i)},F_i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \langle \Delta_1^{r(i)} \rangle \\ \vdots \\ \langle \Delta_{k^{(i)}}^{r(i)} \rangle \end{bmatrix}. \quad (8)$$

Таким образом, возникает необходимость решения обратной задачи по изначально задаваемым (требуемым) регулируемым параметрам. Известно, что в общем случае обратная

задача может иметь либо бесконечно много решений, либо одно решение или вовсе не иметь решения. В случае, когда число регулируемых параметров (перемещений и/или усилий в системе) меньше количества регуляторов (ДГК), решение не единственно; в противном случае (больше) решение отсутствует.

Если рассматривать решение при $k^{(i)} = n_d^{(i)}$ ($n_d^{(i)}$ – количество ДГК, настроенных на гашение i -й гармоники), тогда, ввиду равенства векторов сил инерции в (3) и (8), можем заменить в (3) $n_d^{(i)}$ уравнений для j -й группы гасителей на уравнения регулирования (8). Получим следующую систему:

$$\begin{bmatrix} \delta_{J_s}^{*(i)} \\ \delta_{d^{(1)}}^{*(i)} \\ \dots \\ \delta_{d^{(j)}}^{*(i)} \\ \dots \\ \delta_{d^{(n_f)}}^{*(i)} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} J_s^{(i)} \\ J_{d^{(1)}}^{(i)} \\ \dots \\ J_{d^{(j)}}^{(i)} \\ \dots \\ J_{d^{(n_f)}}^{(i)} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta_{J_s, F}^{(i)} \\ \Delta_{d^{(1)}, F}^{(i)} \\ \dots \\ \Delta_{d^{(j)}}^{k(i)} - \langle \Delta^{r(j)} \rangle \\ \dots \\ \Delta_{d^{(n_f)}, F}^{(i)} \end{bmatrix} = 0. \quad (9)$$

Из уравнений (9) выражаются силы инерции (в виде функций с неизвестными параметрами ДГК в качестве аргументов), действующие на все массы системы (кроме масс j -й группы гасителей), включая массы групп гасителей, настроенных на все остальные гармоники $i \neq j$:

$$[J^{(i)}] = \frac{1}{D_0^{(i)}} [D^{(i)}], \quad (10)$$

где $D_0^{(i)}$ – определитель матрицы коэффициентов при неизвестных силах инерции в (9)

$$D_0^{(i)} = \left| \begin{bmatrix} \delta_{J_s}^{*(i)} & \delta_{d^{(1)}}^{*(i)} & \dots & \delta_{d^{(j)}}^{*(i)} & \dots & \delta_{d^{(n_f)}}^{*(i)} \end{bmatrix}^T \right|;$$

$[D^{(i)}]$ – вектор определителей матрицы, составленной по правилу Крамера заменой i -го ($i = 1, 2, \dots, n + n_d$) столбца матрицы $D_0^{(i)}$ на вектор свободных членов из (9).

Имея функции (10) для всех сил инерции, выраженных через неизвестные параметры j -й группы гасителей, из замененных уравнений в (3), содержащих неизвестные параметры гасителей i -й группы ($i \neq j$), получим выражение связи между параметрами жесткости ДГК:

$$c_{u,i,\alpha} = \frac{m_{u,i,\alpha} \cdot \omega_{F_i}^2 \cdot D_j^{(i)}}{D_j^{(i)} - m_{u,i,\alpha} \cdot \omega_{F_i}^2 \cdot \left(D_0^{(i)} \cdot \Delta_j^{(i)} + \sum_{g=1}^{j-1} \delta_{j,g} \cdot D_g^{(i)} + \sum_{g=j+1}^{n+n_d} \delta_{j,g} \cdot D_g^{(i)} \right)}, \quad (11)$$

в котором u , i и α принимаются в соответствии с обозначениями на рисунке 1.

Из (11) как частный случай следует зависимость, ранее представленная в [7].

При декомпозиции полигармонического воздействия и рассмотрении всех подзадач (с 1-й до n_f -й гармоник) получаем систему из n_d уравнений:

$$\left\{ \begin{array}{l} c_{u,1,\alpha} = \frac{m_{u,1,\alpha} \cdot \omega_{F_1}^2 \cdot D_j^{(1)}}{D_j^{(1)} - m_{u,1,\alpha} \cdot \omega_{F_1}^2 \cdot \left(D_0^{(1)} \cdot \Delta_j^{(1)} + \sum_{g=1}^{j-1} \delta_{j,g} \cdot D_g^{(1)} + \sum_{g=j+1}^{n+n_d} \delta_{j,g} \cdot D_g^{(1)} \right)}, \\ \vdots \\ c_{u,i,\alpha} - \text{см. (11)}, \\ \vdots \\ c_{u,n_f,\alpha} = \frac{m_{u,n_f,\alpha} \cdot \omega_{F_f}^2 \cdot D_j^{(f)}}{D_j^{(n_f)} - m_{u,n_f,\alpha} \cdot \omega_{F_f}^2 \cdot \left(D_0^{(f)} \cdot \Delta_j^{(n_f)} + \sum_{g=1}^{j-1} \delta_{j,g} \cdot D_g^{(n_f)} + \sum_{g=j+1}^{n+n_d} \delta_{j,g} \cdot D_g^{(n_f)} \right)}, \\ \vdots \end{array} \right. \quad (12)$$

в которой для $i = 1$: $j = n + 1, \dots, n + n_d^{(i)}$; для $2 \leq i \leq n_f$: $j = n + \sum_{t=1}^{i-1} n_d^{(t)} + 1, \dots, n + \sum_{t=1}^{i-1} n_d^{(t)} + n_d^{(i)}$.

Рассмотрим применение предлагаемого метода определения параметров многомассовых ДГК на модельной задаче (рисунок 2).

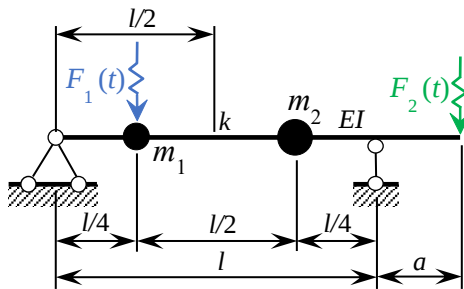


Рисунок 2 - Расчетная схема модельной задачи

Исходные данные: однопролетная невесомая балка ($EI = 1,79 \text{ МН} \cdot \text{м}^2$ – соответствует изгибной жесткости двутавра №16) пролетом $l = 4 \text{ м}$ с консольным свесом $a = 1 \text{ м}$ и двумя сосредоточенными массами $m_1 = 1 \text{ т}$ и $m_2 = 2 \text{ т}$ подвержена одновременному воздействию двух разночастотных воздействий $F_1(t)$ и $F_2(t)$:

$$\begin{aligned} F_1(t) &= F_1 \sin(\omega_{F_1} t + \varphi_1); & F_2(t) &= F_2 \sin(\omega_{F_2} t + \varphi_2); \\ \omega_{F_1} &= 23,747 \text{ с}^{-1}; \varphi_1 = 0; & \omega_{F_2} &= 81,449 \text{ с}^{-1}; \varphi_2 = 0; \\ F_1 &= 10 \text{ кН}; & F_2 &= 20 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Необходимо определить такие параметры $m_{2,1,1}$, $m_{2,2,1}$, $c_{2,1,1}$ и $c_{2,2,1}$ многомассового ДГК, чтобы амплитудное перемещение (вертикальное) в точке k принимало значения:

$$\langle \Delta_{k,F1}^r \rangle = 0,77 \Delta_{k,F1} \text{ при 1-й гармонике – от } F_1(t);$$

$$\langle \Delta_{k,F2}^r \rangle = 0,71 \Delta_{k,F2} \text{ при 2-й гармонике – от } F_2(t);$$

где $\Delta_{k,F1}$, $\Delta_{k,F2}$ – амплитудные перемещения точки k незащищенной системы от 1-й и 2-й гармоник соответственно.

Принятые обозначения для многомассового гасителя представлены на рисунке 3.

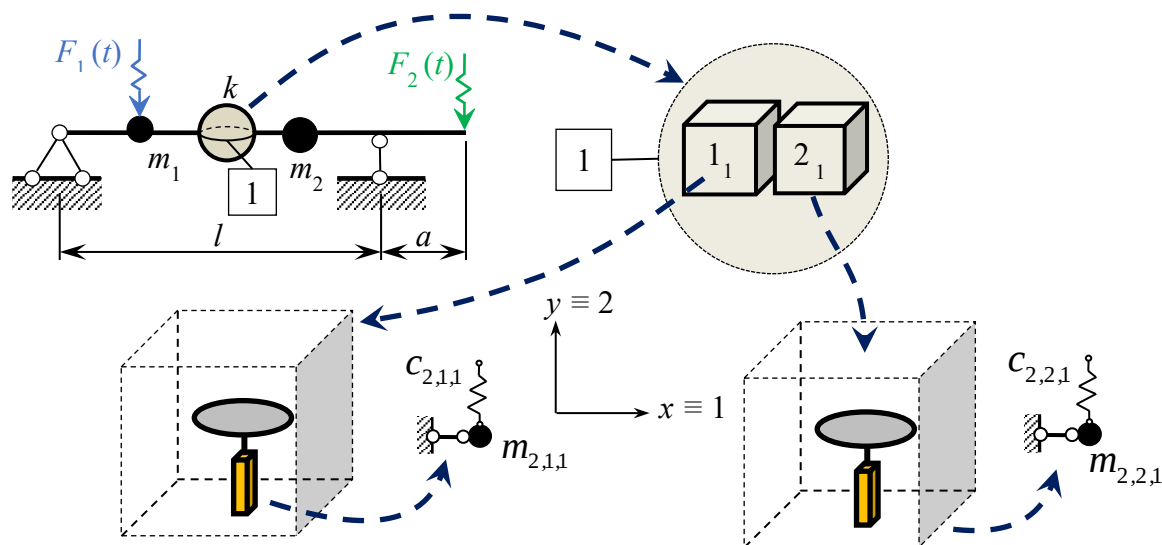


Рисунок 3 - Условно-графическое представление многомассового ДГК.
(индексация параметров гасителей – согласно рисунку 1)

Результаты и обсуждение. Для регулирования амплитудного перемещения точки k рассматривались схемы с различными местами установки гасителей (рисунок 4). Возможны и иные комбинации расположения гасителей (в частности, на консоли балки).

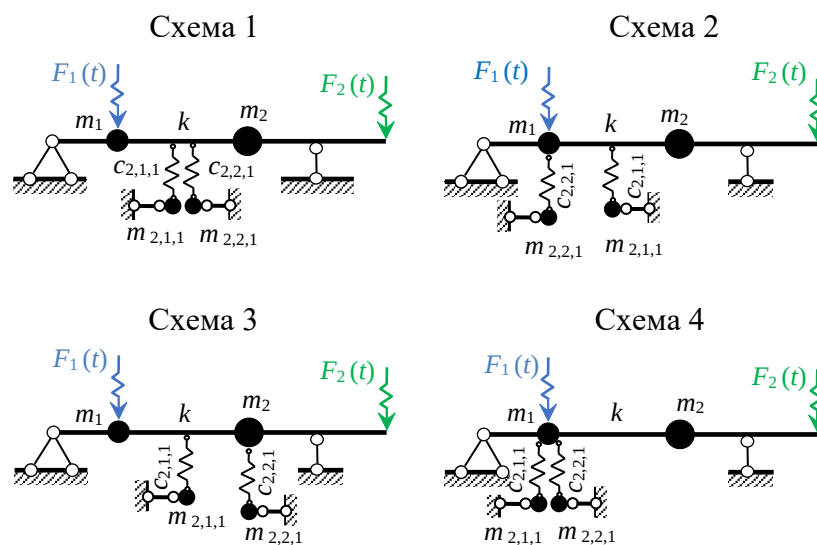


Рисунок 4 – Схемы гашения (варианты расположения ДГК)

На примере 1-й схемы расположения ДГК представим формульный аппарат предлагаемого метода в численном выражении.

Матрица динамической податливости системы при воздействии по 1-й гармонике:

$$\delta^{*(1)} = \begin{bmatrix} -13,54 & 3,26 & 5,12 & 5,12 \\ 3,26 & -4,68 & 5,12 & 5,12 \\ 5,12 & 5,12 & \left(\frac{1}{c_{2,1,1}} - \frac{1}{m_{2,1,1} \cdot \omega_{F_1}^2} \right) & 7,45 \\ 5,12 & 5,12 & 7,45 & \left(\frac{1}{c_{2,2,1}} - \frac{1}{m_{2,2,1} \cdot \omega_{F_1}^2} \right) \end{bmatrix} \cdot 10^{-7} \left(\frac{\text{М}}{\text{Н}} \right);$$

Система уравнений для 1-й гармоники (с произведенной заменой на уравнения регулирования):

$$\begin{bmatrix} -13,54 & 3,26 & 5,12 & 5,12 \\ 3,26 & -4,68 & 5,12 & 5,12 \\ 5,12 & 5,12 & 7,45 & 7,45 \\ 5,12 & 5,12 & 7,45 & \left(\frac{1}{c_{2,2,1}} - \frac{1}{m_{2,2,1} \cdot (23,747 \text{ с}^{-1})^2} \right) \end{bmatrix} \cdot 10^{-7} \cdot \begin{bmatrix} J_1^{(1)} \\ J_2^{(1)} \\ J_3^{(1)} \\ J_4^{(1)} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 4,19 \\ 3,26 \\ 5,12 - 3 \\ 5,12 \end{bmatrix} \cdot 10^{-3} = 0.$$

Определитель $D_0^{(1)}$ этой системы уравнений:

$$D_0^{(1)} = \left| \begin{bmatrix} -13,54 & 3,26 & 5,12 & 5,12 \\ 3,26 & -4,68 & 5,12 & 5,12 \\ 5,12 & 5,12 & 7,45 & 7,45 \\ 5,12 & 5,12 & 7,45 & \left(\frac{1}{c_{2,2,1}} - \frac{1}{m_{2,2,1} \cdot (23,747 \text{ с}^{-1})^2} \right) \end{bmatrix} \cdot 10^{-7} \right| =$$

$$= \left(-\frac{0,185 \cdot 10^{-3}}{m_{2,2,1}} + \frac{0,104}{c_{2,2,1}} - 0,776 \cdot 10^{-7} \right) \cdot 10^{-17} \left[\left(\frac{\text{М}}{\text{Н}} \right)^4 \right]$$

Вектор определителей $[D^{(1)}]$:

$$[D^{(1)}] = \begin{bmatrix} D_1^{(1)} \\ D_2^{(1)} \\ D_3^{(1)} \\ D_4^{(1)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \left(\frac{0,163}{c_{2,2,1}} - \frac{0,290 \cdot 10^{-3}}{m_{2,2,1}} - 0,122 \cdot 10^{-6} \right) \cdot 10^{-14} \\ \left(\frac{0,223}{c_{2,2,1}} - \frac{0,397 \cdot 10^{-3}}{m_{2,2,1}} - 0,167 \cdot 10^{-6} \right) \cdot 10^{-14} \\ \left(-\frac{0,562}{c_{2,2,1}} + \frac{0,997 \cdot 10^{-3}}{m_{2,2,1}} + 0,731 \cdot 10^{-6} \right) \cdot 10^{-14} \\ -0,312 \cdot 10^{-20} \end{bmatrix} \left(\frac{\text{М}^4}{\text{Н}^3} \right)$$

Вектор сил инерции $[J^{(1)}]$:

$$[I^{(1)}] = \frac{[D^{(1)}]}{D_0^{(1)}} = \begin{bmatrix} I_1^{(1)} \\ I_2^{(1)} \\ I_3^{(1)} \\ I_4^{(1)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1568,7 \\ 2147,4 \\ \frac{(-9,42822 \cdot 10^3 c_{2,2,1} + 7,25017 \cdot 10^9) m_{2,2,1} - 1,28567 \cdot 10^7 c_{2,2,1}}{2,38027 \cdot 10^3 c_{2,2,1} + (c_{2,2,1} - 1,34228 \cdot 10^6) m_{2,2,1}} \\ \frac{4,02685 \cdot 10^3 c_{2,2,1} \cdot m_{2,2,1}}{2,38027 \cdot 10^3 c_{2,2,1} + (c_{2,2,1} - 1,34228 \cdot 10^6) m_{2,2,1}} \end{bmatrix} \quad (\text{Н}).$$

Зависимость (11), связывающая параметры жесткости первой группы гасителей с параметрами второй группы (1-го и 2-го гасителей) при настройке на частоту 1-й гармоники:

$$c_{2,1,1} = \frac{m_{2,1,1} \cdot (23,747 \text{ с}^{-1})^2 \cdot D_3^{(1)}}{D_3^{(1)} - m_{2,1,1} \cdot (23,747 \text{ с}^{-1})^2 \cdot D_0^{(1)} \cdot (5,12 \cdot 10^{-3} + 10^{-7} \cdot (5,12 \cdot I_1^{(1)} + 5,12 \cdot I_2^{(1)} + 7,45 \cdot I_4^{(1)}))} \quad (13)$$

Зададимся массами гасителей $m_{2,1,1} = 80$ кг и $m_{2,2,1} = 30$ кг. После подстановки в (13) всех ранее найденных величин и значений масс:

$$c_{2,1,1} = \frac{1,53566 \cdot 10^5}{c_{2,2,1} - 1,6557 \cdot 10^4} + 4,26229 \cdot 10^4.$$

Аналогичным образом, рассматривая подзадачу со 2-й гармоникой, приходим к выражению:

$$c_{2,2,1} = \frac{4,56684 \cdot 10^2 c_{2,1,1} - 1,73694 \cdot 10^8}{(c_{2,1,1})^2 - 7,60626 \cdot 10^5 c_{2,1,1} + 1,44638 \cdot 10^{11}}.$$

Из системы уравнений

$$\begin{cases} c_{2,1,1} = \frac{1,53566 \cdot 10^5}{c_{2,2,1} - 1,6557 \cdot 10^4} + 4,26229 \cdot 10^4, \\ c_{2,2,1} = \frac{4,56684 \cdot 10^2 c_{2,1,1} - 1,73694 \cdot 10^8}{(c_{2,1,1})^2 - 7,60626 \cdot 10^5 c_{2,1,1} + 1,44638 \cdot 10^{11}} \end{cases}$$

получается разрешающее (квадратное) уравнение, двум корням которого соответствуют два варианта комбинаций жесткостей гасителей, ориентированных на выполнение исходных требований регулирования при заданных массах:

$$\begin{pmatrix} c_{2,1,1}^{(m_{2,1,1}=80)} & c_{2,2,1}^{(m_{2,2,1}=30)} \\ c_{2,2,1}^{(m_{2,2,1}=80)} & c_{2,1,1}^{(m_{2,1,1}=30)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 42,62 & 173,31 \\ 380,34 & 16,56 \end{pmatrix} \frac{\text{кН}}{\text{м}} \quad \begin{array}{l} \text{— 1-й вариант,} \\ \text{— 2-й вариант.} \end{array}$$

По 2-му варианту суммарная материалоемкость упругих элементов гасителей больше, чем по 1-му, но при этом размах колебаний масс гасителей меньше.

Результаты определения параметров многомассового гасителя по изначально задаваемым (требуемым) амплитудным перемещениям при воздействии каждой из гармоник бигармонического воздействия и для всех рассмотренных схем гашения приведены в таблицах 1 и 2.

Таблица 1 - Результаты гашения колебаний при 1-й гармонике ($i = 1$)

Амплитудное перемещение $\Delta_{k,F1}$ точки k в незащищенной системе, мм	Требуемое амплитудное перемещение $< \Delta_{k,F1}^*$ точки k , мм коэффициент гашения	Номер схемы гашения (рис. 4)	Жесткость ДГК $c_{2,1,1}$, кН/м	Полученное амплитудное перемещение, мм коэффициент гашения
1	2	3	4	5
13,7	$\frac{3}{0,78}$	1	42,62	$\frac{5,5}{0,60}$
			16,56	$\frac{5,6}{0,59}$
		2	42,62	$\frac{5,5}{0,60}$
			16,73	$\frac{3,9}{0,72}$
		3	42,62	$\frac{5,5}{0,60}$
			16,75	$\frac{3,2}{0,77}$
		4	43,49	$\frac{6,2}{0,55}$
			16,69	$\frac{6,2}{0,55}$

Таблица 2 - Результаты гашения колебаний при 2-й гармонике ($i = 2$)

Амплитудное перемещение $\Delta_{k,F2}$ точки k в незащищенной системе, мм	Требуемое амплитудное перемещение $< \Delta_{k,F2}^*$ точки k , мм коэффициент гашения	Номер схемы гашения (рис. 4)	Жесткость ДГК $c_{2,2,1}$, кН/м	Полученное амплитудное перемещение, мм коэффициент гашения
1	2	3	4	5
4,9	$\frac{1,4}{0,71}$	1	173,31	$\frac{4,9}{0}$
			380,34	$\frac{4,9}{0}$
		2	177,91	$\frac{3,9}{0,2}$
			380,40	$\frac{4,2}{0,14}$
		3	183,56	$\frac{4,2}{0,14}$
			380,43	$\frac{4,3}{0,12}$
		4	195,20	$\frac{3,2}{0,35}$
			505,13	$\frac{3,2}{0,35}$

Характеристики ДГК, отвечающие изначально сформулированным требованиям регулирования амплитудного перемещения выбранной точки системы, аналитически определены без решения систем дифференциальных уравнений или перебора большого количества комбинаций параметров (численного подбора).

Степень гашения амплитудного перемещения точки k от 1-й гармоники поличастотного воздействия (таблица 1) в зависимости от схемы гашения (рисунок 4) находилась в пределах от 0,55 до 0,77 (при изначально требуемом уровне/коэффициенте гашения 0,78).

Относительно лучший эффект от использования гасителей при заданных условиях регулирования реализуется при 3-й схеме гашения ($m_{2,1,1} = 30$ кг, $m_{2,2,1} = 80$ кг, $c_{2,1,1} = 16,75$ кН/м, $c_{2,2,1} = 380,43$ кН/м): максимальное суммарное амплитудное перемещение – 7,5 мм (рисунок 5, график 2), что соответствует коэффициенту гашения 0,6 – в сравнении с максимальным суммарным амплитудным перемещением точки k незащищенной системы при заданном полигармоническом воздействии – 18,6 мм (рисунок 5, график 1).

При такой степени гашения обеспечено снижение уровня вибраций в системе до безопасного по циклической (усталостной) прочности.

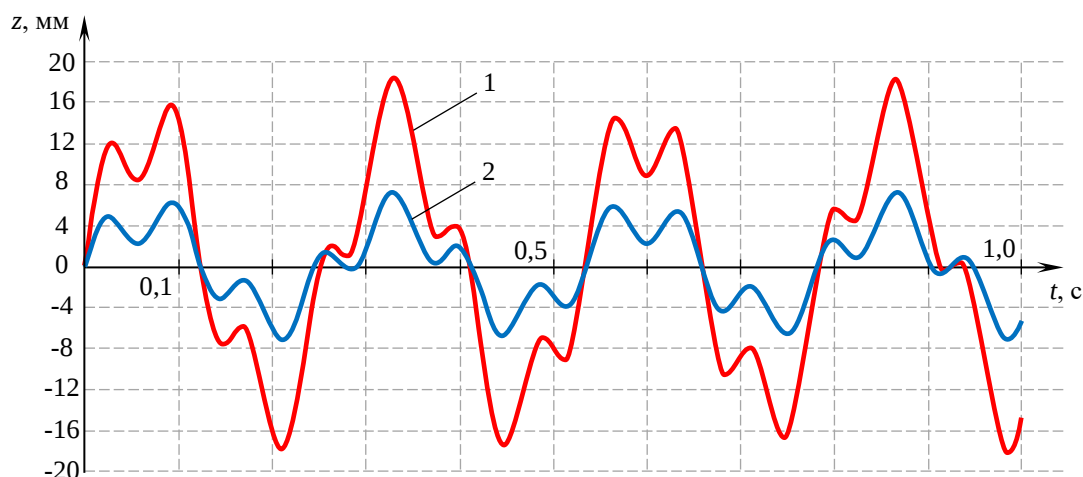


Рисунок 5 – График вертикального перемещения точки k при установившихся вынужденных колебаниях системы:
1 – без ДГК; 2 – с многомассовым ДГК по 3-ой схеме гашения

Полученные данные подтверждают качественно очевидный факт, что большое значение имеет выбор мест установки ДГК, так как от этого зависит и эффективность работы каждого входящего в комплекс гасителя, и результат гашения в целом. Для предварительного прогноза рационального решения по этому признаку целесообразен качественный анализ главных форм собственных колебаний и деформированных состояний незащищенной системы от всех (в отдельности) моногармонических составляющих общего полигармонического воздействия – соответствующие схемы перемещений балки в рассматриваемой задаче приведены на рисунке 6.

Оценка формы колебания системы при воздействии на нее гармоники с частотой ω_{F_2} свидетельствует о том, что межопорная узловая точка располагается между массой m_2 и точкой k (вблизи от них). Это означает, что установленный в какой-либо из этих точек гаситель (по схемам 1, 3 на рисунке 4) практически не включается в работу (почти неподвижен), то есть не может эффективно осуществлять гашение второй гармоники. По этой причине проигнорирован вариант с обоими гасителями в месте размещения массы m_2 .

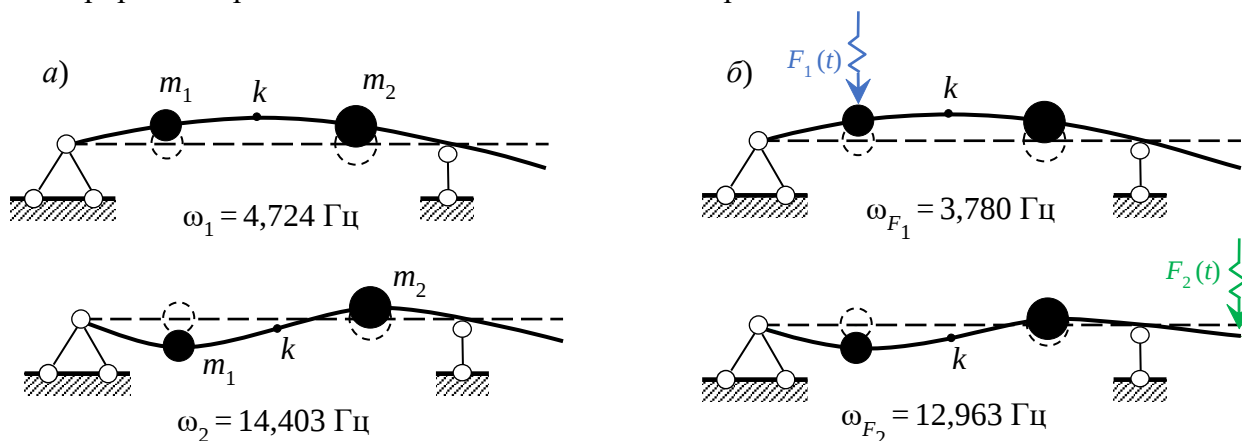


Рисунок 6 - Схемы колебаний незащищенной балки:
а – формы собственных колебаний; б – парциальные формы вынужденных колебаний

Это подтверждается данными таблицы 2, по которым видно, что коэффициент гашения второй гармоники в 1-й и 3-й схемах не превышает 0,14 ввиду расположения ДГК в малоподвижных узлах системы. Качественный анализ главных форм собственных колебаний и парциальных форм вынужденных колебаний незащищенной системы (рис. 6) прогнозирует

повышение степени гашения второй гармоники при размещении гасителей под массой m_1 (2-я и 4-я схемы гашения по рисунку 4), что соответствует полученным результатам: коэффициент гашения второй гармоники увеличился до 0,35. Но по суммарному эффекту регулирования наиболее выгодной из рассмотренных схем оказывается все-таки 3-я (по 2-му варианту комбинации жесткостей гасителей) вследствие существенного подавления доминирующей компоненты перемещения с частотой ω_{F1} .

Расхождения между фактическими и исходно обусловленными значениями регулируемого параметра (здесь – перемещения) возникают из-за того, что предложенный упрощенный метод расчета характеристик регуляторов (ДГК) – приближенный, и порожаемые им небольшие погрешности влияют на результат определения перемещений. Это влияние усугубляется сгущенностью спектра собственных частот защищенной системы [5, 6, 22]. Улучшить результаты расчета можно, увеличив на 1...3% жесткости гасителей, найденные по приведенным выше зависимостям и формулам. Так, задав $c_{2,1,1} = 17$ кН/м и $c_{2,2,1} = 517$ кН/м (на 2% больше, чем в таблицах 1 и 2), для даже не самой удачной схемы 4 получаем «отрегулированные» перемещения $\Delta'_{k,F1} = 0,4$ мм, $\Delta'_{k,F2} = 1,3$ мм и суммарное амплитудное $\Delta'_k = 1,7$ мм, что соответствует общему коэффициенту гашения 0,91.

Таким образом, эффективность гашения полигармонических колебаний зависит не только от выявленных расчетом рациональных параметров ДГК, но и существенно – от их расположения в защищаемой системе. Этот факт предопределяет необходимость в дальнейшем формулировать и рассматривать задачу регулирования динамического НДС строительных объектов в оптимизационной постановке в отношении инерционно-жесткостных характеристик системы гасителей и координат мест их размещения.

Заключение. Полученные результаты подтверждают, что предлагаемый метод решения задач гашения полигармонических колебаний с позиций теории регулирования позволяет получать по изначально задаваемым требованиям параметры комплекса многомассовых гасителей, радикально снижающих уровень колебаний в конструкциях.

Разработанный расчетный аппарат, в котором используются полученные компактные аналитические зависимости и формулы, позволяет упростить решение прикладных задач гашения полигармонических колебаний, по сравнению с традиционными подходами, связанными либо с решением систем дифференциальных уравнений, либо с перебором большого числа параметров ДГК. Это обуславливает инженерную пригодность предлагаемого метода, с перспективой внедрения в практику проектирования зданий, сооружений и конструкций, испытывающих динамические воздействия.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Болотин В.В. К расчету строительных конструкций на сейсмические воздействия // Строительная механика и расчет сооружений. 1980. № 1. С. 9-14.
2. Болотин В.В., Радин В.П., Чирков В.П. Моделирование динамических процессов в элементах строительных конструкций при землетрясениях // Известия вузов. Строительство. 1999. № 5. С. 17-21.
3. Зайнулин Д.А., Нестерова О.П. Применение BIM (ТИМ) технологий для мониторинга зданий и сооружений в сейсмически опасных районах // Наука и инновации в строительстве : Сборник докладов VIII Международной научно-практической конференции, посвященной 70-летию со дня образования БГТУ им. В.Г. Шухова, Белгород, 15 апреля 2024 года. Белгород: Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, 2024. С. 204-207.
4. Шейн А.И., Быков А.Н. Гашение колебаний конструкций зданий и сооружений. Современное состояние проблемы // Моделирование и механика конструкций. 2024. № 20. С. 30-70.
5. Корнев Б.Г., Резников Л.М. Динамические гасители колебаний: Теория и технические приложения. М.: Наука, 1988. 304 с.
6. Дукарт А.В., Олейник А.И. Динамические гасители колебаний конструкций. М.: Изд-во АСВ, 2015. 248 с.

7. Себешев В.Г., Гербер Ю.А. Регулирование динамическими гасителями колебаний напряженно-деформированного состояния и надежности систем с сосредоточенными массами при гармонических воздействиях // Изв. вузов. Строительство. 2019. № 9. С. 5-18.
8. Вольников М.И. Моделирование виброударозащиты гетерогенных структур // Известия высших учебных заведений. Поволжский регион. Технические науки. 2006. № 6. С. 373-379.
9. Вольников М.И. Динамическая модель балки с гасителем колебаний на дискретных рабочих средах // Современные проблемы развития техники и технологий, Пенза, 05-31 мая 2016 года. Пенза: Пензенский государственный технологический университет. 2016. С. 122-127.
10. Гусев А.А., Кузнецов А.И. Гашение колебаний упругой системы с маятниковым гасителем // Вестник Московского политехнического университета. 2018. № 2. С. 45-50.
11. Карапетян А.В. Инвариантные множества механических систем // Нелинейная механика. 2001. С. 62-88.
12. Крупенин В.Л. Параметрические колебания виброударных систем: дис. ... канд. физ.-мат. наук. М., 1979. 185 с.
13. Лонщик П.А. Tłumienie drgań mechanicznych robotów przemysłowych // Przegląd Mechaniczny (Механическое обозрение). 1990. № 24. С. 34-42.
14. Лонщик П.А. Динамическое гашение крутильных колебаний // Zagadnienia drgań nieliniowych (Вопросы нелинейных колебаний). 1979. № 20. С. 71-76.
15. Смогунов В.В., Вольников М.И. Динамика гетерогенных структур: виброударозащита гетерогенных структур. Пенза: Изд-во Пенз. гос. ун-та, 2005. 497 с.
16. Habib G., Romeo F. The Tuned Bistable Nonlinear Energy Sink // Non-linear Dynamics. 2017. No. 89(1). Pp. 179-196.
17. Желиостов Д.А., Медведева А.А., Уздин А.М., Нестерова О.П. Некоторые особенности подбора параметров двухмассовых динамических гасителей сейсмических колебаний // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2023. № 1(62). С. 27-31.
18. Gerber Yu.A., Sebeshev V.G. Regulation of dynamic stress-strain state and reliability of deformable systems with vibration dampers under harmonic loads // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering, Volume 972 (2020) 012013. Pp. 1-9.
19. Себешев В.Г., Гербер Ю.А. Регулирование с помощью динамических гасителей колебаний напряженно-деформированного состояния систем с конечным числом степеней свободы при гармонических воздействиях (решение в перемещениях масс с матрицей жесткости) // Изв. вузов. Строительство. 2021. № 6. С. 5-9.
20. Тараторкин А.И. Демпфирование резонансных колебаний гироскопических систем активным динамическим гасителем: дис. ... д-ра техн. наук. М., 2010.
21. Люфт Н.А., Себешев В.Г., Гербер Ю.А. Анализ эффектов идеализации и уточнение расчетных моделей в задачах динамики стержневых систем // Труды НГАСУ = Proceedings of the Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering. 2024. Т. 27. № 4 (94). С. 35-60.
22. Гербер, Ю.А., Себешев В.Г. Надежность стержневых систем с динамическим гашением колебаний в областях сгущения спектра собственных частот // Труды НГАСУ = Proceedings of the Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering. 2018. Т. 21. № 1(67). С. 59-74.

REFERENCES

1. Bolotin V.V. To the calculation of building structures for seismic impacts. *Structural Mechanics and Analysis of Structures*. 1980. No. 1. Pp. 9-14. (rus)
2. Bolotin V.V., Radin V.P., Chirkov V.P. Modeling of dynamic processes in elements of building structures during earthquakes. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 1999. No. 5. Pp. 17-21. (rus)
3. Zainulin D.A., Nesterova O.P. Application of BIM (TIM) technologies for monitoring buildings and structures in seismically hazardous areas. Science and innovation in construction: Collection of reports of the VIII International scientific and practical conference dedicated to the 70th anniversary of the foundation of BSTU named after V.G. Shukhov, Belgorod, April 15, 2024. Belgorod: Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov. 2024. Pp. 204-207. (rus)
4. Shein A.I., Bykov A.N. Damping of vibrations of building structures. Current state of the problem. *Modeling and mechanics of structures*. 2024. No. 20. Pp. 30-70. (rus)
5. Korenev B.G., Reznikov L.M. Dynamic dampers of vibrations: Theory and technical applications. Moscow: Nauka [Science]. 1988. 304 p. (rus)
6. Dukart A.V., Oleinik A.I. Dynamic vibration dampers of structures. Moscow: Publishing office of the Association of Construction Higher Educational Institutions. 2015. 248 p. (rus)
7. Sebeshev V.G., Gerber Yu.A. Regulation of the stress-strain state of systems with concentrated masses by dynamic vibration dampers under harmonic excitations. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2019. No. 9. Pp. 5-18. (rus)

8. Vol'nikov M.I. Modeling of vibration shock protection of heterogeneous structures. *University News. Volga Region. Engineering Sciences*. 2006. No. 6. Pp. 373-379. (rus)
9. Vol'nikov M.I., Skamorin M. A. Dynamic model of a beam with a vibration damper on discrete working media. *Modern Problems of Development of Engineering and Technologies*, Penza, May 05–31, 2016. Penza: Penza State Technological University. 2016. Pp. 122-127. (rus)
10. Gusev A.A., Kuznetsov A.I. Damping of oscillations of an elastic system with a pendulum damper // *Bulletin of the Moscow Polytechnic University*. 2018. No. 2. Pp. 45-50. (rus)
11. Karapetyan A.V. Invariant sets of mechanical systems. *Nonlinear Mechanics*. 2001. Pp. 62-88. (rus)
12. Krupenin V.L. Parametric oscillations of vibro-impact systems: Cand. Sci. (Phys.-Math.) diss. Moscow, 1979. 185 p. (rus)
13. Lontsikh P.A. Tłumienie drgań mechanicznych robotów przemysłowych [Damping of mechanical vibrations of industrial robots]. *Przegląd Mechaniczny (Mechanical Review)*. 1990. No. 24. P. 34-42.
14. Lontsikh P.A. Dynamic damping of torsional vibrations [Динамическое гашение крутильных колебаний]. *Zagadnienia drgań nieliniowych (Problems of Nonlinear Vibrations)*. 1979. No. 20. Pp. 71-76.
15. Smogunov V.V., Vol'nikov M.I. Dynamics of heterogeneous structures: Vibration shock protection of heterogeneous structures. Penza: Penza State University Publishing House. 2005. 497 p. (rus)
16. Habib G., Romeo F. The Tuned Bistable Nonlinear Energy Sink. *Non-linear Dynamics*. 2017. No. 89(1). Pp. 179-196.
17. Zheliostov D.A., Medvedeva A.A., Uzdin A.M., Nesterova O.P. Some features of the selection of parameters of two-mass dynamic dampers of seismic vibrations. *Natural and technogenic risks. Safety of structures*. 2023. No. 1 (62). Pp. 27-31. (rus)
18. Gerber Yu.A., Sebeshev V.G. Regulation of dynamic stress-strain state and reliability of deformable systems with vibration dampers under harmonic loads. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*, Volume 972 (2020) 012013. Pp. 1-9.
19. Sebeshev V.G., Gerber Yu.A. Regulation of the multi-degree-of-freedom systems' stress-strain state under harmonic excitations by means of dynamic vibration dampers (solution in mass' displacements with a stiffness matrix). *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2021. No. 6. Pp. 5-19. (rus)
20. Taratorkin A.I. Damping of resonant vibrations of gyroscopic systems by an active dynamic damper: Dr. Sci. (Eng.) diss. Moscow. 2010. (rus)
21. Lyuft N.A., Sebeshev V.G., Gerber Yu.A. Analysis of Idealization Effects and Refinement of Computational Models in Problems of Dynamics of Rod Systems. *Proceedings of the Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2024. Vol. 27. No. 4 (94). Pp. 35-60. (rus)
22. Gerber Yu.A., Sebeshev V.G. Reliability of Rod Systems with Dynamic Vibration Damping in Frequency Cluster Regions of Natural Frequencies. *Proceedings of the Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2018. Vol. 21. No. 1(67). Pp. 59-74. (rus)

Информация об авторах:

Себешев Владимир Григорьевич

ФГБОУ ВО «Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)»,
г. Новосибирск, Россия,
кандидат технических наук, профессор, поч. член РААСН, профессор кафедры строительной механики.
E-mail: sebeshev@sibstrin.ru

Люфт Никита Андреевич

ФГБОУ ВО «Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)»,
г. Новосибирск, Россия,
аспирант кафедры строительной механики.
E-mail: n.lyuft@sibstrin.ru

Гербер Юрий Андреевич

ФГБОУ ВО «Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)»,
г. Новосибирск, Россия,
кандидат технических наук, доцент кафедры строительной механики.
E-mail: yu.gerber@sibstrin.ru

Information about authors:

Sebeshev Vladimir G.

Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Novosibirsk, Russia,
candidate of technical science, professor, Hon. Mem. RAACS, professor of the department of Structural Mechanics.
E-mail: sebeshev@sibstrin.ru

Lyuft Nikita A.

Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Novosibirsk, Russia,
post-graduate Student of the department of Structural Mechanics.
E-mail: n.lyuft@sibstrin.ru

Gerber Yuriy A.

Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Novosibirsk, Russia
candidate of technical science, associated professor of the department of Structural Mechanics.
E-mail: yu.gerber@sibstrin.ru

Статья поступила в редакцию 14.05.2025
Одобрена после рецензирования 07.06.2025
Принята к публикации 11.06.2025

The article was submitted 14.05.2025
Approved after reviewing 07.06.2025
Accepted for publication 11.06.2025

В.А. СМІРНОВ^{1,2}¹Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук (НИИСФ РААСН), г. Москва, Россия²ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия

ИДЕНТИФИКАЦИЯ ПАРАМЕТРОВ ВЯЗКОУПРУГИХ МАТЕРИАЛОВ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ DMA-АНАЛИЗА

Аннотация. В статье решается задача идентификации параметров моделей вязкоупругих материалов, выполненных из вспененного полиуретана с замкнутыми порами по результатам его испытаний на DMA-анализаторе (dynamic mechanical analysis). DMA-испытания позволяют определить вязкоупругие характеристики материалов – комплексный модуль упругости в широком диапазоне частот. Для инженерных приложений наиболее важным для практического применения является диапазон частот в пределах 1 – 1000 Гц – для решения проблем динамики (виброизоляции и сейсмоизоляции) и акустики (защита от структурной звукопередачи). При этом в инженерной практике используют разнообразные феноменологические модели материалов – начиная от модели Кельвина-Фойгта (КФ) и стандартного линейного твёрдого тела (СЛТ) – до моделей, содержащих дробные производные – дробная модель КФ, дробная модель СЛТ, в том числе с несколькими параметрами дробности. Используя результаты DMA-испытаний: зависимости действительной и мнимой частей модуля упругости от частоты, подбирают параметры указанных моделей используя метод наименьших квадратов. Оценивается точность аппроксимации, а также полученные параметры моделей для выбранного типа материала.

Ключевые слова: вязкоупругие материалы, диапазон частот, феноменологические модели материалов, динамический модуль упругости, дробные модели.

V.A. SMIRNOV^{1,2}¹Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (NIISF RAASN), Moscow, Russia²Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russia

IDENTIFICATION OF VISCOELASTIC MATERIAL PARAMETERS BASED ON DMA ANALYSIS RESULTS

Abstract. The article addresses the problem of identifying parameters for viscoelastic material models made from closed-cell polyurethane foam based on results obtained using a dynamic mechanical analyzer (DMA). DMA testing allows determining viscoelastic characteristics of materials — complex elastic modulus over a wide frequency range. For engineering applications, the most important practical application is within the frequency range of 1–1000 Hz to solve problems related to dynamics (vibration isolation and seismic insulation), as well as acoustics (protection against structural sound transmission). In engineering practice, various phenomenological material models are used, ranging from Kelvin-Voigt (KV) model and standard linear solid (SLS) model up to fractional derivative-based models such as fractional KV model, fractional SLS model including those with multiple fractional parameters. Using DMA test results—dependencies of real and imaginary parts of elastic modulus versus frequency, these models' parameters are adjusted by means of least squares method. The accuracy of approximation along with identified model parameters specific to the chosen type of material are evaluated.

Keywords: viscoelastic materials, frequency range, phenomenological material models, dynamic modulus, fractional model.

© Смирнов В.А., 2025

Введение

Вязкоупругие материалы (резины, эластомерные композиции, пенополиуретаны и т.п.) широко применяют для гашения вибраций и шума в различных инженерных областях [1]. Их используют как виброизоляторы оборудования (например, вентиляционных агрегатов, насосов, компрессоров), опоры трубопроводов, упругого опирания фундаментов зданий, а также в элементах крепления облицовки, стеновых и потолочных панелей для акустической развязки (защиты от структурной звукопередачи) [2, 3]. Так, эластомерные виброопоры устанавливают под машинами и агрегатами, снижая передачу вибрации на строительные конструкции [2]. Резиновые виброизоляторы эффективно подавляют высокочастотные вибрации оборудования, но менее эффективны на низких частотах и со временем могут терять свойства (в следствии деградации свойств). Полиуретановые эластомеры рассматривают как более долговечную альтернативу традиционной резине: показано, что полиуретановые виброизолирующие пластины способны работать под большими статическими нагрузками и при вибрации, сохраняя свои свойства длительное время [4, 5]. В строительстве и промышленности такие материалы применяют в виде упругих прослоек и матов – например, Sylomer и Sylodyn (полиуретановые эластомеры компании Getzner) служат в качестве вибродемпфирующего мата для широкого спектра задач [5]. Отличительной особенностью Sylomer является стабильность виброизолирующих свойств в течение длительного срока эксплуатации и устойчивость к внешним воздействиям. Благодаря хорошо изученным статическим и динамическим характеристикам Sylomer, эффективность виброизоляции с его помощью может быть рассчитана заранее.

Виброизоляция оснований зданий и сооружений – еще одна область применения вязкоупругих материалов. В основе метода лежит установка фундамента на упругие эластомерные маты для отсечения передающих грунтовых колебаний [6]. Такая схема виброизоляции фундамента снижает колебания от транспорта (железнодорожного или автомобильного) и защищает здания и чувствительное оборудование внутри них [7]. Например, внедрение упругих подкладок Sylodyn под железнодорожными шпалами уменьшает вибрационную нагрузку на элементы верхнего строения пути и основание пути [8, 9]. В трубопроводах и инженерных сетях для вибро- и шумоизоляции применяют специальные решения: гибкие вставки, демпфирующие прокладки и подвесы. Для снижения структурного шума, передаваемого трубопроводами, используют упругие вибродемпфирующие вставки и прокладки в местах креплений и прохода через конструкции [3, 10]. Согласно отраслевым стандартам, высокоплотные вязкоупругие слои включают в конструкции кожухов и оболочек труб, выполняя роль акустического барьера [11]. В помещениях подвесы с эластомерными вибродемпфирующими элементами применяют при монтаже подвесных потолков и облицовок стен, предотвращая передачу вибрации на эти панели и тем самым повышая эффективность акустической изоляции. Необходимое снижение структурного шума в зданиях достигается именно посредством виброизоляции – то есть установки упругих элементов между источником вибрации и конструкциями здания. Благодаря этому колебания от оборудования инженерных систем (вентиляции, кондиционирования и др.) не распространяются на перекрытия и стены, что предотвращает преобразование колебаний в переизлучаемый шум. В целом, современная строительная практика широко использует вязкоупругие вибродемпфирующие материалы и устройства на их основе для защиты от вибраций и шума [1, 5].

Метод

Принципы DMA-анализа

Dynamic Mechanical Analysis (DMA, динамический механический анализ) – экспериментальный метод изучения вязкоупругих свойств материалов при контролируемом динамическом нагружении. При испытании образец материала подвергается малым гармоническим деформациям заданной амплитуды и частоты, при этом регистрируется отклик

– напряжение (или деформация) – с определенным сдвигом фаз относительно возбуждения [12]. Благодаря этому измеряют основные динамические параметры материала: комплексный модуль упругости $E^*(\omega)$ и его составляющие – действительную часть модуля упругости (модуль хранения, storage modulus) $E'(\omega)$ и мнимую часть модуля упругости (модуль потерь, loss modulus) $E''(\omega)$, а также коэффициент механических потерь $\tan \delta$. Комплексный модуль характеризует суммарную динамическую жесткость материала при заданной частоте, действительная часть модуля упругости E' отражает способность материала упруго накапливать энергию деформации, а мнимая часть E'' – способность безвозвратно рассеивать энергию за цикл нагружения. Эти компоненты вычисляют по амплитудно-фазовым соотношениям между напряжением и деформацией при гармоническом режиме нагружения:

$$\begin{aligned} E' &= \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cos \delta \\ E'' &= \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \sin \delta \end{aligned} \quad (1)$$

где δ – фазовый угол между напряжением и деформацией.

Отношение $\tan \delta = E''/E'$ характеризует долю рассеиваемой энергии в цикле. Например, при $\tan \delta > 1$ материал ведет себя преимущественно вязко (рассеивает больше энергии, чем накапливает упругой), а при $\tan \delta < 1$ – преимущественно как упругий (энергия в основном сохраняется в деформации) [13]. Вязкоупругим полимерам свойственно промежуточное поведение: так, для типичных эластомеров $\tan \delta$ лежит в диапазоне ~ 0.1 – 1 и сильно зависит от условий (температуры, частоты и др.).

Оборудование для DMA представляет собой прецизионный механический анализатор с нагрузочным и измерительным узлами, часто интегрированный с термокамерой для контроля температуры испытания. Существуют различные конструкции – от одночастотных резонансных установок до современных приборов с электродинамическим нагружением. Примером является DMA Q800 (TA Instruments) – аппарат с линейным бесконтактным двигателем и оптическим датчиком деформаций, позволяющий исследовать материалы в диапазоне частот 0.01 – 200 Гц и температур от -150 до 600 °C. Для тестирования образцов применяют различные схемы нагружения: в стандартной комплектации имеются зажимы для испытаний в режимах изгиба (например, трёхточечного), растяжения тонких пленок и волокон, сжатия и сдвига – выбор зависит от формы и жесткости материала. Специальные аксессуары (например, криогенные или нагревательные камеры, ванны для испытаний во влажной среде) расширяют возможности DMA, позволяя проводить измерения свойств при различных внешних воздействиях.

Режимы испытаний DMA подразделяют на несколько типов в зависимости от управляемых параметров. Наиболее распространены следующие виды испытаний:

- **Амплитудный прогон (Amplitude Sweep):** испытание при постоянных частоте и температуре, но с постепенным увеличением амплитуды деформации. Цель – определить диапазон линейного поведения материала (границу линейно-вязкоупругого поведения, LVE). На малых деформациях модуль упругости E' остается примерно постоянным, но при превышении некоторого порога E' начинает снижаться – это сигнал о выходе из линейного режима. Таким образом находят допустимую амплитуду, при которой измерения будут характеризовать истинные свойства материала, независящие от величины деформации.
- **Частотный прогон (Frequency Sweep):** измерение динамических модулей при разных частотах нагружения (обычно в диапазоне от долей герца до сотен Гц) при фиксированных температуре и амплитуде (в пределах LVE). Такой тест позволяет получить спектр комплексного модуля $E^*(\omega)$, отражающий частотную зависимость

жесткости и потерь материала. По результатам строятся кривые $E'(\omega)$, $E''(\omega)$ и $\tan\delta(\omega)$. Для полимеров обычно наблюдается характерное поведение: в низкочастотной области материал ведет себя более мягко (модуль ниже) и сильно поглощает энергию (потери высоки, $\tan\delta$ велик), а с ростом частоты модуль E' заметно увеличивается (переход от резиноподобного состояния к стеклообразному). Частотный анализ зачастую комбинируют с температурным, используя принцип температурно-временной суперпозиции (метод расширения частотного диапазона испытаний за счет серии измерений при различных температурах).

- **Температурный прогон (Temperature Sweep):** динамическое измерение при фиксированной частоте (обычно 1 Гц) и малой постоянной амплитуде, но с плавным изменением температуры образца. Полученные зависимости $E'(T)$, $E''(T)$, $\tan\delta(T)$ позволяют выявить температурные переходы материала – прежде всего температуру стеклования T_g , при которой происходит резкое падение модуля и максимум $\tan\delta$. DMA-метод считается одним из самых чувствительных к определению T_g полимеров, так как фиксирует даже слабые механические проявления перехода. На кривых $E'(T)$ стеклование проявляется как резкое снижение модуля (на несколько порядков), а на $E''(T)$ и $\tan\delta(T)$ – как выраженный пик поглощения.
- **Временной прогон (Time Sweep):** длительное выдерживание образца под динамической нагрузкой при постоянных частоте и температуре. Применяется для изучения эволюции свойств со временем – например, релаксации, кристаллизации или отверждения полимера. Так, можно следить за ростом модуля в процессе отверждения связующего или за ползучестью образца под постоянной нагрузкой с помощью периодических измерений модулей во времени.

Другие режимы включают изменение влажности окружающей среды для исследования влияния влаги на модуль упругости и различные комбинированные воздействия [12]. Разнообразие испытательных методик DMA делает его универсальным инструментом: он позволяет не только определять модуль упругости и коэффициент потерь материала, но и анализировать переходы состояния, долговременную релаксацию, усталостное поведение, а также оценивать эффективность вибродемпфирования. В частности, для пенополиуретановых вязкоупругих материалов высокий модуль потерь при рабочих частотах означает эффективное снижение передаваемых вибраций. Именно поэтому при выборе материалов для вибро- и шумоизоляции в строительстве и машиностроении разработчики широко используют DMA-испытания – они дают частотные зависимости динамического модуля, необходимые для расчета колебаний и шумовых характеристик конструкций [7, 14].

Феноменологические модели вязкоупругих материалов

Модели поведения вязкоупругих материалов позволяют по экспериментальным данным (например, DMA-спектрам) идентифицировать параметры, пригодные для инженерных расчетов. Классическая теория линейной вязкоупругости (представленная в работах Ферри, Кристенсена и др. [16, 17]) оперирует моделями на основе комбинаций идеального упругого элемента (пружины) с модулем E и идеального вязкого элемента (демпфера) с коэффициентом вязкости η . Простейшие из них – модели Максвелла и Кельвина–Фойгта – описывают ограниченные случаи релаксации, поэтому на практике часто применяются их обобщения: **стандартное линейное твердое тело** (модель Зинера–Ржаницына или Томсона–Пойтинга–Ишлинского) и более сложные **многоэлементные модели** (последовательные или параллельные соединения нескольких пружин и демпферов) [14]. При идентификации параметров по DMA-данным обычно подбирают такую модель и значения ее параметров, чтобы теоретическая частотная зависимость $E^*(\omega)$ наилучшим образом совпала с экспериментальной. Ниже рассмотрены основные модели и соответствующие им частотные характеристики.

Модель Кельвина–Фойгта (КФ), приведённая на рисунке 1, представляет собой параллельное соединение упругого элемента E и вязкого демпфера η . Напряжения и деформации в этой модели связаны соотношением:

$$\sigma(t) = E\varepsilon(t) + \eta\dot{\varepsilon}(t). \quad (2)$$

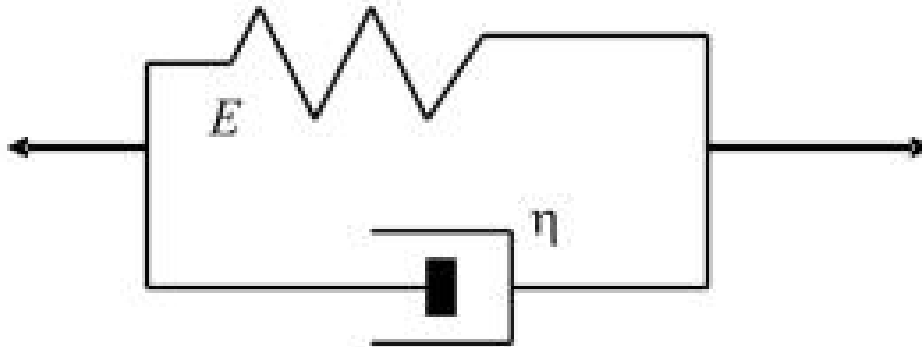


Рисунок 1 – Модель Кельвина–Фойгта

Соответственно *комплексный модуль* упругости примет вид:

$$E_{dyn}^{KV}(i\omega) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} = E + i\eta\omega, \quad (3)$$

где $\omega=2\pi f$ – круговая частота.

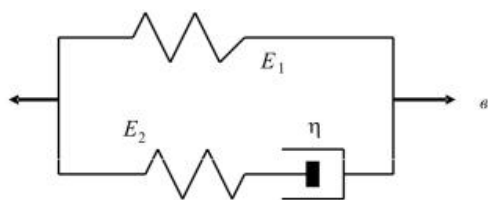
Действительная часть $E' = E$ здесь постоянна и равна мгновенному модулю упругости (материал не проявляет упругого упрочнения с частотой), а мнимая часть $E''=\eta\omega$ растет пропорционально частоте (потери увеличиваются на высоких частотах). Данная модель хорошо описывает поведение вязкоупругого материала на относительно *высоких частотах* (или коротких временах) – в пределе $\omega\rightarrow\infty$ она даёт конечный модуль $E'\rightarrow E$. Однако на низких частотах модель Кельвина–Фойгта предсказывает незатухающее демпфирование (поскольку $E''\rightarrow 0$ линейно по ω , а $\tan\delta = \frac{\eta\omega}{E} \rightarrow 0$).

В реальности же многие полимеры при предельно низких частотах проявляют эффект невязкой деформации течения. Поэтому модель КФ не способна отразить медленное релаксирующее разупрочнение материала. Тем не менее, благодаря простоте, она часто применяется для описания поведения вибродемпфирующих материалов и оценок демпфирования при небольших колебаниях. Например, экспериментально полученные высокочастотные кривые $\tan\delta(f)$ у реальных эластомеров нередко убывают с частотой аналогично модели Кельвина–Фойгта (хотя абсолютные значения E'' при этом задаются более сложными механизмами внутреннего трения) [1].

Модель стандартного линейного твердого тела (СЛТ) – это простейшая модель с конечным временем релаксации, способная описывать как мгновенную, так и длительную упругость материала. Она реализуется сочетанием упругих элементов E_1, E_2 и демпфера η , как показано на рисунке 2. Дифференциальное уравнение модели Зенера можно записать как:

$$\dot{\varepsilon} + \frac{E_1}{\eta}\varepsilon = \frac{1}{\eta}\dot{\sigma} + \frac{E_1}{\eta}\sigma. \quad (4)$$

а)



б)

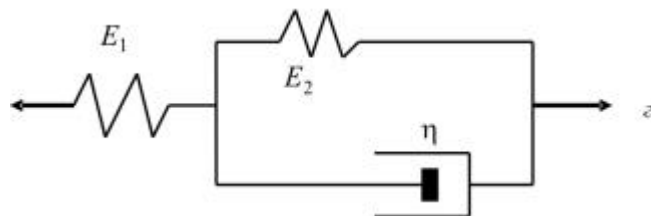


Рисунок 2 – Модель стандартного линейного твёрдого тела в постановке: а) Зенера-Ржаницына; б) Томпсона-Пойтинга-Иллинского

Частотная зависимость комплексного модуля для СЛТ-модели выражается формулой:

$$E_{\text{Zener}}^*(i\omega) = E_{\infty} + \frac{E_0 - E_{\infty}}{1 + i\omega\tau}, \quad (5)$$

где $E_0 = E_1 + E_2$ – статический модуль (при $\omega \rightarrow 0$); $E_{\infty} = E_2$ – стеклообразующий модуль (при $\omega \rightarrow \infty$); $\tau = \eta/E_1$ – характерное время релаксации.

Данная модель предсказывает, что на частотах, намного меньших $1/\tau$, материал проявляет разупрочнение до уровня E_0 (полностью релаксированного модуля), а на высоких частотах – упрочняется до E_{∞} (при отсутствии времени на релаксацию). Максимум механических потерь $\tan\delta(\omega)$ в модели Зенера достигается при $\omega = 1/\tau$ и равен:

$$\tan \delta_{\max} = \frac{E_0}{E_{\infty}} \frac{1}{2\sqrt{E_0/E_{\infty} + 1}} \quad (\text{при } E_0 > E_{\infty}). \quad (6)$$

Таким образом, СЛТ-модель воспроизводит пик потерь при собственной частоте материала, что более точно соответствует экспериментальным DMA-спектрам полимеров, чем модель Кельвина–Фойгта [14]. Тем не менее, форма спектра $\tan\delta(\omega)$ по модели Зенера – симметричный пик (кривая Дебая). Реальные же полимерные материалы часто демонстрируют асимметричные, «растянутые» спектры потерь с более пологим спадом на высоких частотах [18]. Для описания такого поведения одной стандартной релаксации недостаточно; приходится либо усложнять модель добавлением элементов (несколько пар E, η с разными τ), либо использовать модели на основе дробных производных.

Дробные модели (фракционные производные)

Дробно-экспонентные модели вязкоупругости вводят параметры нецелого (дробного) порядка в известных моделях типа Кельвина–Фойгта и Зенера. Впервые математический аппарат *дробного исчисления* для описания реологических свойств был предложен в конце XIX века (Абелем) и развит в 1970-х годах (Капуто, 1969). Пионерными работами в применении дробных производных к реальным материалам стали исследования Бэгли и Торвика и Кёллера, показавшие эффективность такого подхода для моделирования вязкоупругих свойств полимеров [19, 20]. В последующем обзоры и развитие теории дробного анализа механических систем были расширены российскими учеными Россихиным и Шитиковой (1997) [21]. Главная идея состоит в обобщении классических вязких элементов: вводится новый элемент типа демпфера, обладающий промежуточными свойствами между чисто упругим и чисто вязким. Он характеризуется параметрами J и α (где $0 < \alpha < 1$), связывая напряжение и деформацию соотношением вида $\sigma = J_0 D_t^{\alpha} \varepsilon$ (где D_t^{α} – оператор дифференцирования дробного порядка α по времени).

В частотной области такому элементу соответствует комплексная импедансная функция $J(i\omega)^\alpha$, т.е. в модель Кельвина–Фойгта с дробным демпфером формула модуля принимает вид: $E^* = E + (i\omega)^\alpha J$.

Дробная модель Зенера обычно вводится либо как замена обычного демпфера на дробный (однопараметрическая дробная модель), либо как замена сразу двух элементов – демпфера и одной из пружин – на элементы дробного порядка (двухпараметрическая модель). Например, *однопараметрическая* дробная модель Зенера задается соотношением:

$$E^*(i\omega) = E_\infty + \frac{E_0 - E_\infty}{1 + (i\omega\tau)^\alpha}, \quad (7)$$

В (7) показатель α описывает «растяжение» релаксационного спектра материала. При $\alpha=1$ модель переходит в классическую модель Зенера, а при $0 < \alpha < 1$ дает более пологий спад модуля потерь $E''(\omega)$ на высоких частотах, лучше соответствующий эксперименту [18]. *Двухпараметрические* модели вводят два показателя α и β для описания разного поведения на низких и высоких частотах (например, модель Пуа – с дробным порядком в дифференциалах напряжения и деформации). Как показывают [18], различие порядков дробных производных в уравнении модели напрямую связано с асимптотическим значением коэффициента потерь на высоких частотах. Дробные модели обладают меньшим числом параметров по сравнению с эквивалентными каскадами классических моделей, но позволяют гибко подгонять форму спектра потерь.

В литературе накоплен значительный опыт применения дробных моделей для идентификации свойств материалов [21]. Так, Т. Pritz предложил ряд моделей дробного порядка и успешно аппроксимировал ими экспериментальные динамические характеристики различных полимерных демпфирующих материалов. В частности, пятипараметрическая модель (с двумя дробными параметрами) хорошо описывает несимметричный пик потерь и высокочастотное плато на $\tan\delta(f)$ для каучуков [18]. Различные модификации таких моделей обсуждались в [22] – ими введена так называемая *генерализованная дробная модель* на основе распределения релаксаций. Бэгли с соавторами применяли дробный оператор к описанию ползучести и релаксации пластиков [19], а Россихин и Шитикова исследовали решения задач колебаний одно- и многомассовых систем с учетом дробной модели материалов [21, 23, 24]. Таким образом, на сегодня дробно-реологические модели признаны мощным инструментом для описания динамического поведения реальных вязкоупругих материалов, и их использование оправдано при идентификации параметров по DMA-данным, особенно если материал проявляет сложные спектры демпфирования.

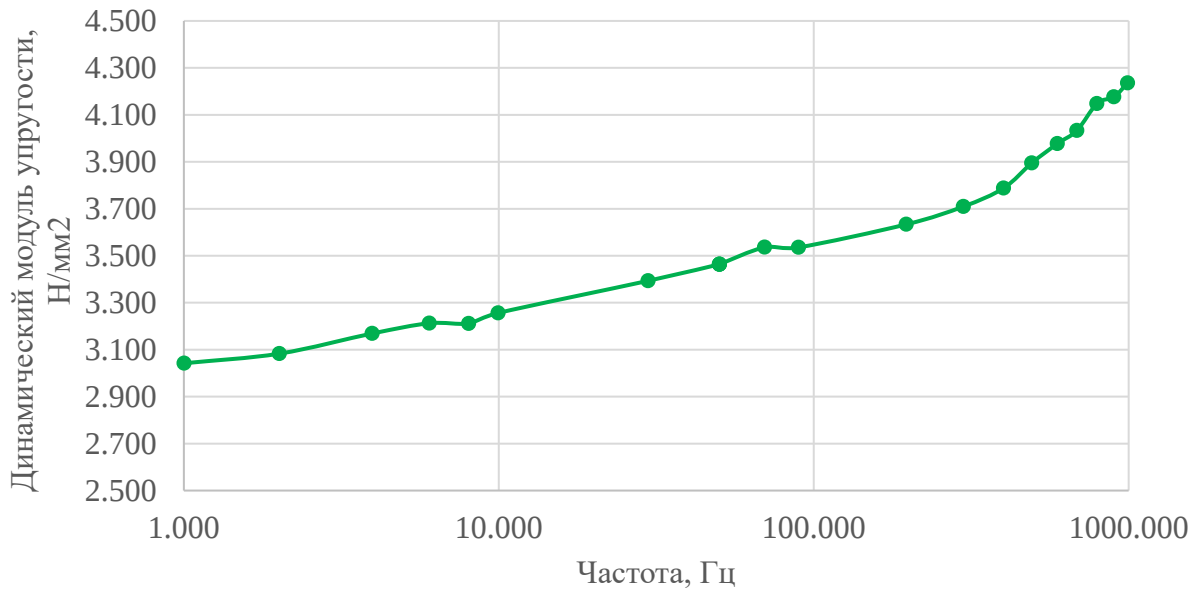
Объект исследования

В качестве объекта исследования выбран вспененный полиуретан с замкнутыми порами, широко применяемый для задач виброизоляции разнообразного оборудования, зданий и сооружений. Его динамические характеристики, полученные с помощью DMA-аппарата приведены на рисунке 1 а и б, в виде действительной части модуля упругости и коэффициента потерь, соответственно.

Целью данного исследования является определение параметров дробных моделей материалов, применяемых для описания динамических и реологических свойств и интеграции модели в более сложные задачи динамики сооружений. Выбраны три феноменологических модели материала, содержащие дробную производную для описания поведения такого типа материала. Для каждой из выбранных дробных моделей приведены выражения динамического модуля упругости и коэффициента потерь:

- Дробная модель Кельвина-Фойгта (fKV).

а)



б)

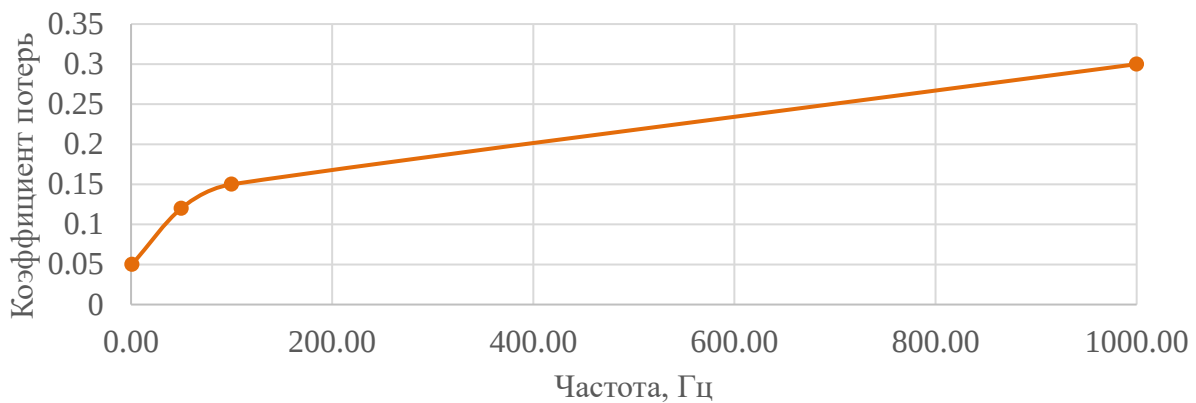


Рисунок 3 – Действительная (а) часть модуля упругости и коэффициент потерь (б) механической энергии при колебаниях для выбранного образца

Комплексный динамический модуль упругости определяется выражением:

$$E_{dyn}^{fKV} = E_0(1 + \tau_\sigma^\gamma(i\omega)^\gamma). \quad (8)$$

Действительная и мнимые части комплексного динамического модуля упругости примут вид:

$$\begin{aligned} E_1^{fKV} &= \text{Re}[E_{dyn}^{fKV}] = E_0 \left(1 + \tau_\sigma^\gamma \omega^\gamma \cos \frac{\gamma\pi}{2}\right) \\ E_2^{fKV} &= \text{Im}[E_{dyn}^{fKV}] = \tau_\sigma^\gamma \omega^\gamma \sin \frac{\gamma\pi}{2}. \end{aligned} \quad (9)$$

Тангенс угла потерь определится соотношением:

$$\tan \delta^{fKV} = \frac{\text{Im}[E_{dyn}^{fKV}]}{\text{Re}[E_{dyn}^{fKV}]} = \frac{\tau_\sigma^\gamma \omega^\gamma \sin \frac{\gamma\pi}{2}}{1 + \tau_\sigma^\gamma \omega^\gamma \cos \frac{\gamma\pi}{2}}. \quad (10)$$

- Дробная модель СЛТ с 1 параметром дробности (fSLS1)

Комплексный динамический модуль упругости определяется выражением:

$$E_{dyn}^{fSLS1} = E_0 \frac{1 + \tau_\sigma^\gamma(i\omega)^\gamma}{1 + \tau_\varepsilon^\gamma(i\omega)^\gamma}. \quad (11)$$

Действительная и мнимые части комплексного динамического модуля упругости примут вид:

$$E_1^{fSLS1} = Re[E_{dyn}^{fSLS1}] = E_0 \frac{1 + \cos \frac{\gamma\pi}{2} \omega^\gamma (\tau_\varepsilon^\gamma + \tau_\sigma^\gamma) + \tau_\varepsilon^\gamma \tau_\sigma^\gamma \omega^{2\gamma}}{(1 + \tau_\varepsilon^\gamma \omega^\gamma \cos \frac{\gamma\pi}{2})^2 + (\tau_\varepsilon^\gamma \omega^\gamma \sin \frac{\gamma\pi}{2})^2}$$

$$E_2^{fSLS1} = Im[E_{dyn}^{fSLS1}] = E_0 \frac{\omega^\gamma \sin \frac{\gamma\pi}{2} (\tau_\sigma^\gamma - \tau_\varepsilon^\gamma)}{(1 + \tau_\varepsilon^\gamma \omega^\gamma \cos \frac{\gamma\pi}{2})^2 + (\tau_\varepsilon^\gamma \omega^\gamma \sin \frac{\gamma\pi}{2})^2}. \quad (12)$$

Тангенс угла потерь определится соотношением:

$$\tan \delta^{fSLS1} = \frac{Im[E_{dyn}^{fSLS1}]}{Re[E_{dyn}^{fSLS1}]} = \frac{\omega^\gamma \sin \frac{\gamma\pi}{2} (\tau_\sigma^\gamma - \tau_\varepsilon^\gamma)}{1 + \cos \frac{\gamma\pi}{2} \omega^\gamma (\tau_\varepsilon^\gamma + \tau_\sigma^\gamma) + \tau_\varepsilon^\gamma \tau_\sigma^\gamma \omega^{2\gamma}}. \quad (13)$$

- Дробная модель СЛТ с 2мя параметрами дробности (fSLS2)

Комплексный динамический модуль упругости определяется выражением:

$$E_{dyn}^{fSLS2} = E_0 \frac{1 + \tau_\sigma^\beta (i\omega)^\beta}{1 + \tau_\varepsilon^\alpha (i\omega)^\alpha}. \quad (14)$$

Действительная и мнимые части комплексного динамического модуля упругости примут вид:

$$E_1^{fSLS2} = Re[E_{dyn}^{fSLS2}] = E_0 \frac{1 + (\omega\tau_\sigma)^\beta \cos(\beta\frac{\pi}{2}) + (\omega\tau_\sigma)^\beta (\omega\tau_\varepsilon)^\alpha \cos(\beta - \alpha)\frac{\pi}{2} + (\omega\tau_\varepsilon)^\alpha \cos(\alpha\frac{\pi}{2})}{1 + (\omega\tau_\varepsilon)^{2\alpha} + 2(\omega\tau_\varepsilon)^\alpha \cos(\alpha\frac{\pi}{2})}$$

$$E_2^{fSLS2} = Im[E_{dyn}^{fSLS2}] = E_0 \frac{(\omega\tau_\sigma)^\beta \sin(\beta\frac{\pi}{2}) + (\omega\tau_\sigma)^\beta (\omega\tau_\varepsilon)^\alpha \sin(\beta - \alpha)\frac{\pi}{2} - (\omega\tau_\varepsilon)^\alpha \sin(\alpha\frac{\pi}{2})}{1 + (\omega\tau_\varepsilon)^{2\alpha} + 2(\omega\tau_\varepsilon)^\alpha \cos(\alpha\frac{\pi}{2})}. \quad (15)$$

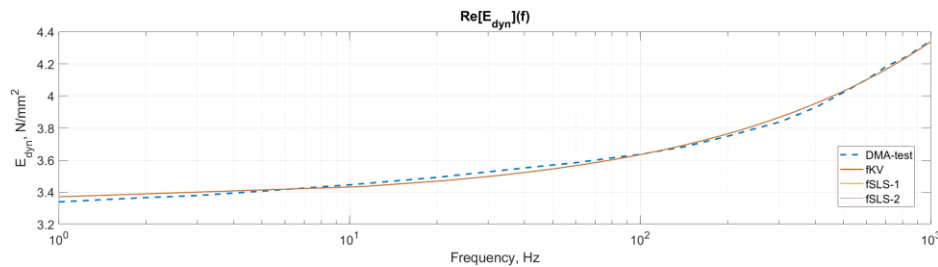
Тангенс угла потерь определится соотношением:

$$\tan \delta^{fSLS2} = \frac{Im[E_{dyn}^{fSLS2}]}{Re[E_{dyn}^{fSLS2}]} = \frac{(\omega\tau_\sigma)^\beta \sin(\beta\frac{\pi}{2}) + (\omega\tau_\sigma)^\beta (\omega\tau_\varepsilon)^\alpha \sin(\beta - \alpha)\frac{\pi}{2} - (\omega\tau_\varepsilon)^\alpha \sin(\alpha\frac{\pi}{2})}{1 + (\omega\tau_\sigma)^\beta \cos(\beta\frac{\pi}{2}) + (\omega\tau_\sigma)^\beta (\omega\tau_\varepsilon)^\alpha \cos(\beta - \alpha)\frac{\pi}{2} + (\omega\tau_\varepsilon)^\alpha \cos(\alpha\frac{\pi}{2})}. \quad (16)$$

Результаты и обсуждение

Для идентификации параметров использовали нелинейный метод наименьших квадратов, реализованный в ПК MATLAB. Результаты аппроксимации действительной части динамического модуля упругости по рисунку 1а моделями (9), (12) и (15) приведены на рисунке 2 а – в.

а)



б)

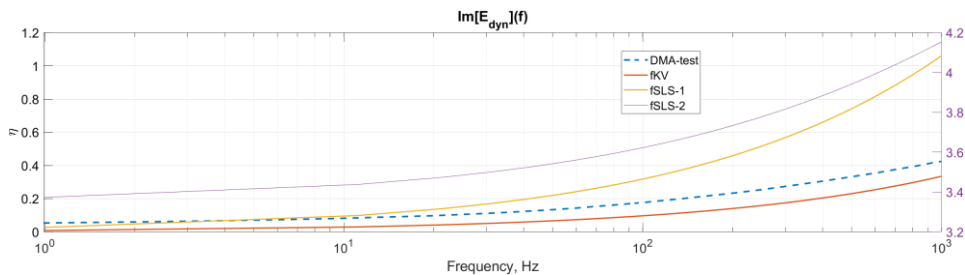


Рисунок 4 – Результат аппроксимации действительной (а) и мнимой (б) частей динамического модуля упругости материала дробными моделями

По результатам идентификации составлена таблица 1 с полученными параметрами сходимости для выбранных моделей.

Таблица 1 – Параметры сходимости

№ п/п	Наименование модели	R^2	SSE	DFE	RMSE
1	fKV	0,99739	0,00592	18	0,0181
2	fSLS1	0,9974	0,00589	17	0,0186
3	fSLS2	0,99769	0,00525	16	0,0181

Результаты аппроксимации экспериментальных данных показывают, что при прямой идентификации только действительной части комплексного модуля упругости, различия в представленных моделях в пределах выбранного диапазона частот практически нет. При незначительном повышении точности аппроксимации (по критерию R^2 или RMSE/SSE) более сложные модели – модели СЛТ с 2мя параметрами дробности показывают намного более хорошие результаты. Результаты идентификации параметров моделей (с 95% доверительным интервалом) приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Идентифицированные параметры моделей

№ п/п	Наименование модели	Параметры модели				
		E_0	$\gamma (\alpha)$	τ_σ	τ_ε	β
1	fKV	3,348	0,538	0,000224	-	-
2	fSLS1	3,348	0,538	0,000256	2.08E-6	-
3	fSLS2	3,343	0,98	0,000183	7,26E-5	0,5169

Как видно, для выбранного образца материала параметр дробности в 1-параметрических моделях fKV и fSLS1 практически совпадает, как и величина модуля E_0 . При этом, следует заметить, что параметр дробности γ является нецелой величиной, меньшей единицы, т.е. материал проявляет промежуточные свойства между чисто упругими и чисто вязкими. Время релаксации τ_σ по всем выбранным моделям находится в относительной близости, в отличие от времени ретардации τ_ε , которое между моделями fSLS1 и fSLS2 отличается в 36 раз.

При этом если по результатам аппроксимации действительной части построить графики для мнимой части комплексного модуля упругости, наблюдаемая картина будет существенным образом отличаться от рассмотренной выше. В частности, аппроксимация моделью дробного Кельвина-Фойгта fKV будет давать более близкие значения к экспериментальной кривой, чем моделями стандартного линейного твёрдого тела fSLS1 и fSLS2. Это связано, в первую очередь, с более высокой чувствительностью моделей СЛТ, чем модели КФ в связи с наличием большего числа параметров и нелинейной зависимостью между ними. Кроме того, для повышения точности аппроксимации экспериментальных данных выбранными моделями рекомендуется использовать более широкий частотный диапазон (например, от 10^{-5} до 10^5 Гц), который не всегда доступен исходя из возможностей приборов для DMA-анализа.

С целью повышения точности аппроксимации по рассмотренному подходу рекомендуется указывать прогнозируемые величины идентифицируемых параметров моделей материала в качестве начальных условий. В частности, в силу своего физического смысла, величину модуля E_0 можно задавать равным $E_{ст}$ для данного вида материала. Приближение для параметра дробности допускается указывать в диапазоне 0,5 – 0,8 в зависимости от типа материала. Кроме того, величину τ_σ следует назначать большей, чем τ_ε , исходя из термодинамических соотношений. Для начального приближения допустимо выбирать из 10^{-4} и 10^{-5} с, соответственно.

Заключение

Динамический механический анализ (DMA) является ключевым методом испытаний для идентификации параметров вязкоупругих материалов. По результатам DMA-испытаний получают частотные и температурные зависимости динамических модулей, которые затем

аппроксимируют феноменологическими моделями. В статье показано, что классические модели (Кельвина–Фойгта, Максвелла, стандартное линейное тело и обобщенные их комбинации) позволяют описывать базовые характеристики полимеров – наличие конечного модуля при высоких частотах, наличие релаксации и пика потерь. Однако для многих современных материалов (например, высокодемпфирующих полиуретанов, эластомерных композитов) спектры механических потерь асимметричны и простираются на широкий диапазон частот. Для их описания более эффективны модели с дробными производными, которые вводят дополнительные степени свободы (нецелые показатели) и тем самым лучше согласуются с экспериментальными данными. Идентификация параметров сводится к нахождению такого набора констант модели, при котором расчетный комплексный модуль совпадает с DMA-спектром материала. Достоверность этой процедуры определяется правильным выбором модели – поэтому выбор математической модели является принципиальным этапом при обработке DMA-данных. Полученные параметры (модули упругости, времена релаксации или показатели дробных степеней) имеют ясный физический смысл и используются далее при расчетах колебаний и демпфирования.

Полученные параметры вязкоупругих материалов успешно внедряются в компьютерные модели зданий, машин и сооружений – позволяя инженерам эффективно прогнозировать вибрации и шум и обеспечивать требуемую вибро- и шумоизоляцию на практике.

Благодарности

Работа выполнена при поддержке гранта Российского научного фонда № 25-11-00140.

Acknowledgments

This research was supported by the Russian Science Foundation (Project No. 25-11-00140).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Skuratova T.B., Kirillov S.E., Syatkovskiy A.I. Dissipative Properties of Polymer Films and Composite Materials Based on Polyvinyl Acetate // *Russian Journal of Applied Chemistry*. 2019. Vol. 92, No. 7. Pp. 952-957. doi:10.1134/S1070427219070115
2. Волкова Н. Виброизоляция вентиляционного оборудования // *СОК*. 2011. №10.
3. Гусев В.П. Вибрация как источник структурного шума, создаваемого оборудованием инженерных систем, и средства виброизоляции // *Academia. Архитектура и строительство*. 2010. №3.
4. Яковлев С.Н., Мазурин В.Л. Виброизолирующие свойства полиуретановых эластомеров, применяемых в строительстве // *Инженерно-строительный журнал*. 2017. №6(74). С. 53-60. doi:10.18720/MCE.74.5
5. Ясафова С.А. Исследование оптимизации виброизолирующих материалов строительных конструкций // *E-Scio*. 2021. №2(53).
6. U.S. Department of Transportation Federal Transit Administration. Guidelines for Vibration Prediction in Rail Projects. 2020.
7. Cortazar-Noguerol J., Cortés F., Sarriá I., Elejabarrieta M.J. Preload Influence on the Dynamic Properties of a Polyurethane Elastomeric Foam // *Polymers*. 2024. Vol. 16, No. 13. 1844. doi:10.3390/polym16131844
8. Somarathna H.M.C.C., Raman S.N., Mohotti D., Mutalib A.A., Badri K.H. The Use of Polyurethane for Structural and Infrastructural Engineering Applications: A State-of-the-Art Review // *Construction and Building Materials*. 2018. Vol. 190. Pp. 995-1014.
9. Ngamkhanong C., Kaewunruen S. Effects of under Sleeper Pads on Dynamic Responses of Railway Prestressed Concrete Sleepers Subjected to High Intensity Impact Loads // *Engineering Structures*. 2020. Vol. 214. 110604.
10. Гусев В.П. Опыт борьбы с шумом оборудования инженерных систем // *Academia. Архитектура и строительство*. 2009. №5.
11. Mohammad K., Asthana A., Cockerham G., Almond M. Innovative acoustic jacketing for oil and gas pipelines // *Proceedings of 6th World PetroCoal Congress*. New Delhi, India, 2016.
12. Anton Paar GmbH. Basics of Dynamic Mechanical Analysis (DMA). URL: <https://wiki.anton-paar.com/us-en/basics-of-dynamic-mechanical-analysis-dma>

13. Tain Instruments. Introduction to dynamic mechanical analysis and its application to testing of polymer solids. 2023. URL: <https://www.tainstruments.com/applications-notes/introduction-to-dynamic-mechanical-analysis-and-its-application-to-testing-of-polymer-solids>
14. Xu Y., Dong Y., Huang X., Luo Y., Zhao S. Properties Tests and Mathematical Modeling of Viscoelastic Damper at Low Temperature With Fractional Order Derivative // *Frontiers in Materials*. 2019. Vol. 6. 194. doi:10.3389/fmats.2019.00194
15. Lucklum R., Soares D. Viscoelastic Properties of Macromolecules // *Piezoelectric Transducers and Applications*. Berlin, Heidelberg: Springer, 2009. doi:10.1007/978-3-540-77508-9_7
16. Ферри Дж. Вязкоупругие свойства полимеров. М.: Издательство, 1963. 536 с.
17. Кристенсен Р. Введение в механику композитов. М.: Мир, 1982. 336 с.
18. Pritz T. Five-parameter fractional derivative model for polymeric damping materials // *Journal of Sound and Vibration*. 2003. Vol. 265. Pp. 935-952. doi:10.1016/S0022-460X(02)01530-4
19. Bagley R.L., Torvik P.J. Fractional Calculus—A Different Approach to the Analysis of Viscoelastically Damped Structures // *AIAA Journal*. 1983. Vol. 21. Pp. 741-748. doi:10.2514/3.8142
20. Koeller R.C. Applications of Fractional Calculus to the Theory of Viscoelasticity // *Journal of Applied Mechanics*. 1984. Vol. 51. Pp. 299-307. doi:10.1115/1.3167616
21. Rossikhin Y.A., Shitikova M.V. Applications of Fractional Calculus to Dynamic Problems of Linear and Nonlinear Hereditary Mechanics of Solids // *Applied Mechanics Reviews*. 1997. Vol. 50, No. 1. Pp. 15-67. doi:10.1115/1.3101682
22. Schiessel H., Metzler R., Blumen A., Nonnenmacher T. Generalized viscoelastic models: Their fractional equations with solutions // *Journal of Physics A: Mathematical and General*. 1995. Vol. 28. Pp. 6567-6584. doi:10.1088/0305-4470/28/23/012
23. Rossikhin Yu.A., Shitikova M.V. Comparative analysis of viscoelastic models involving fractional derivatives of different orders // *Fractional Calculus and Applied Analysis*. 2007. Vol. 10.
24. Shitikova M.V. Fractional Operator Viscoelastic Models in Dynamic Problems of Mechanics of Solids: A Review // *Mechanics of Solids*. 2021. Vol. 57. doi:10.3103/S0025654422010022

REFERENCES

1. Skuratova T.B., Kirillov S.E., Syatkovskiy A.I. Dissipative Properties of Polymer Films and Composite Materials Based on Polyvinyl Acetate. *Russian Journal of Applied Chemistry*. 2019. Vol. 92, No. 7. Pp. 952-957. doi:10.1134/S1070427219070115
2. Volkova N. Vibroizolyatsiya ventilyatsionnogo oborudovaniya [Vibration Isolation of Ventilation Equipment]. *SOK*. 2011. No. 10. (rus).
3. Gusev V.P. Vibratsiya kak istochnik strukturnogo shuma, sozdaemogo oborudovaniem inzhenernykh sistem, i sredstva vibroizolyatsii [Vibration as a Source of Structural Noise Created by Engineering Systems Equipment and Vibration Isolation Means]. *Academia. Arkhitektura i stroitelstvo*. 2010. No. 3. (rus).
4. Yakovlev S.N., Mazurin V.L. Vibroizoliruyushchie svoystva poliuretanovykh elastomerov, primenyaemykh v stroitelstve [Vibration Isolation Properties of Polyurethane Elastomers Used in Construction]. *Inzhenerno-stroitelnyy zhurnal*. 2017. No. 6(74). Pp. 53-60. doi:10.18720/MCE.74.5 (rus).
5. Yasafova S.A. Issledovanie optimizatsii vibroizoliruyushchikh materialov stroitelnykh konstruksiy [Study of Optimization of Vibration Isolation Materials for Building Structures]. *E-Scio*. 2021. No. 2(53). (rus).
6. U.S. Department of Transportation Federal Transit Administration. *Guidelines for Vibration Prediction in Rail Projects*. 2020.
7. Cortazar-Noguerol J., Cortés F., Sarría I., Elejabarrieta M.J. Preload Influence on the Dynamic Properties of a Polyurethane Elastomeric Foam. *Polymers*. 2024. Vol. 16, No. 13. 1844. doi:10.3390/polym16131844
8. Somarathna H.M.C.C., Raman S.N., Mohotti D., Mutalib A.A., Badri K.H. The Use of Polyurethane for Structural and Infrastructural Engineering Applications: A State-of-the-Art Review. *Construction and Building Materials*. 2018. Vol. 190. Pp. 995-1014.
9. Ngamkhanong C., Kaewunruen S. Effects of under Sleeper Pads on Dynamic Responses of Railway Prestressed Concrete Sleepers Subjected to High Intensity Impact Loads. *Engineering Structures*. 2020. Vol. 214. 110604.
10. Gusev V.P. Opyt borby s shumom oborudovaniya inzhenernykh sistem [Experience in Combating Noise from Engineering Systems Equipment]. *Academia. Arkhitektura i stroitelstvo*. 2009. No. 5. (rus).
11. Mohammad K., Asthana A., Cockerham G., Almond M. Innovative acoustic jacketing for oil and gas pipelines. *Proceedings of 6th World PetroCoal Congress*. New Delhi, India, 2016.
12. Anton Paar GmbH. Basics of Dynamic Mechanical Analysis (DMA). URL: <https://wiki.anton-paar.com/us-en/basics-of-dynamic-mechanical-analysis-dma>
13. Tain Instruments. Introduction to dynamic mechanical analysis and its application to testing of polymer solids. 2023. URL: <https://www.tainstruments.com/applications-notes/introduction-to-dynamic-mechanical-analysis-and-its-application-to-testing-of-polymer-solids>
14. Xu Y., Dong Y., Huang X., Luo Y., Zhao S. Properties Tests and Mathematical Modeling of Viscoelastic Damper at Low Temperature With Fractional Order Derivative. *Frontiers in Materials*. 2019. Vol. 6. 194. doi:10.3389/fmats.2019.00194

15. Lucklum R., Soares D. Viscoelastic Properties of Macromolecules. In: *Piezoelectric Transducers and Applications*. Berlin, Heidelberg: Springer, 2009. doi:10.1007/978-3-540-77508-9_7
16. Ferry J.D. *Vyazkouprugie svoystva polimerov* [Viscoelastic Properties of Polymers]. Moscow: Izdatinlit, 1963. 536 p. (rus).
17. Christensen R. *Vvedenie v mekhaniku kompozitov* [Introduction to Mechanics of Composites]. Moscow: Mir, 1982. 336 p. (rus).
18. Pritz T. Five-parameter fractional derivative model for polymeric damping materials. *Journal of Sound and Vibration*. 2003. Vol. 265. Pp. 935-952. doi:10.1016/S0022-460X(02)01530-4
19. Bagley R.L., Torvik P.J. Fractional Calculus—A Different Approach to the Analysis of Viscoelastically Damped Structures. *AIAA Journal*. 1983. Vol. 21. Pp. 741-748. doi:10.2514/3.8142
20. Koeller R.C. Applications of Fractional Calculus to the Theory of Viscoelasticity. *Journal of Applied Mechanics*. 1984. Vol. 51. Pp. 299-307. doi:10.1115/1.3167616
21. Rossikhin Y.A., Shitikova M.V. Applications of Fractional Calculus to Dynamic Problems of Linear and Nonlinear Hereditary Mechanics of Solids. *Applied Mechanics Reviews*. 1997. Vol. 50, No. 1. Pp. 15-67. doi:10.1115/1.3101682
22. Schiessel H., Metzler R., Blumen A., Nonnenmacher T. Generalized viscoelastic models: Their fractional equations with solutions. *Journal of Physics A: Mathematical and General*. 1995. Vol. 28. Pp. 6567-6584. doi:10.1088/0305-4470/28/23/012
23. Rossikhin Yu.A., Shitikova M.V. Comparative analysis of viscoelastic models involving fractional derivatives of different orders. *Fractional Calculus and Applied Analysis*. 2007. Vol. 10.
24. Shitikova M.V. Fractional Operator Viscoelastic Models in Dynamic Problems of Mechanics of Solids: A Review. *Mechanics of Solids*. 2021. Vol. 57. doi:10.3103/S0025654422010022

Информация об авторах

Смирнов Владимир Александрович

Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук (НИИСФ РААСН), г. Москва, Россия

Кандидат техн.наук, доцент кафедры Теоретической и строительной механики НИУ МГСУ, ведущий научный сотрудник лаборатории «Комплексные проблемы виброакустики» НИИСФ РААСН.

E-mail: belohvost@list.ru

Information about authors

Vladimir A. Smirnov

Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (NIISF RAASN), Moscow, Russia

PhD in Technical Sciences, Associate Professor of Theoretical and Structural Mechanics Department, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University); Leading Researcher at the "Complex Problems of Vibroacoustics" Laboratory, NIISF RAASN.

E-mail: belohvost@list.ru

Статья поступила в редакцию 07.05.2025
Одобрена после рецензирования 09.06.2025
Принята к публикации 14.06.2025

The article was submitted 07.05.2025
Approved after reviewing 09.06.2025
Accepted for publication 14.06.2025

Вл.И. КОЛЧУНОВ^{1,2}, Т.А. ИЛЬЮЩЕНКО^{1,3}, С.С. ФЕДОРОВ¹

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

² Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, г. Москва, Россия

³ Курский государственный университет, г. Курск, Россия

ДЕФОРМИРОВАНИЕ БЕТОНА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ РАМЫ В ЗАПРЕДЕЛЬНОМ СОСТОЯНИИ

Аннотация. Предложена модель статико-динамического деформирования сжатого бетона в предельном состоянии, применительно к расчетной схеме железобетонной рамы второго уровня при особом воздействии. Построены основные рабочие гипотезы для определения статико-динамического деформирования бетона и получены аналитические зависимости для определения предельных деформаций в бетоне сжатой зоны при переходе системы n -раз статически неопределимой в систему $(n - 1)$. Бетон сжатой зоны моделируется представительным объемом в виде бетонной призмы характерных размеров. Для железобетонной рамы построена расчетная модель первого уровня с пространственными сечениями, моделирующими сложное напряженное состояние в пространственной трещине сложнонапряженного ригеля. В элементах рамы с рассматриваемыми пространственными сечениями учитываются расстояния между трещинами и предельные деформации бетона, предшествующие разрушению.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, расчетные модели, сжатый бетон, представительный объем, статико-динамическое деформирование, особое воздействие, разрушение.

VL.I. KOLCHUNOV^{1,2}, T.A. ILIUSHCHENKO^{1,3}, S.S. FEDOROV¹

¹Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

² Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia

³Kursk State University, Kursk, Russia

DEFORMATION OF CONCRETE OF A REINFORCED CONCRETE FRAME IN THE ULTIMATE STATE

Abstract. A model of static-dynamic deformation of compressed concrete in the ultimate state is proposed, as applied to the calculation scheme of a second-level reinforced concrete frame under a special impact. The main working hypotheses for determining the static-dynamic deformation of concrete are constructed and analytical dependencies are obtained for determining the ultimate deformations in concrete of the compressed zone during the transition of the n -times statically indeterminate system to the $(n - 1)$ system. Concrete of the compressed zone is modeled by a representative volume in the form of a concrete prism of characteristic dimensions. For a reinforced concrete frame, a first-level calculation model with spatial sections simulating a complex stress state in a spatial crack of a complex-stressed beam is constructed. In the frame elements with the considered spatial sections, the distances between cracks and the ultimate deformations of concrete preceding destruction are taken into account.

Key words: reinforced concrete structures, calculation models, compressed concrete, representative volume, static-dynamic deformation, special impact, destruction.

Введение

В последние годы при совершенствовании теории железобетона [1-4] все больше внимания уделяется решению задач, связанных с проблемой прогрессирующего обрушения и живучести сооружений [5-7]. Решение таких задач связано с исследованиями деформирования железобетона в запредельных состояниях, вызванных особыми воздействиями [8-11]. Такие воздействия моделируются для оценки живучести зданий и сооружений при внезапном удалении одной из несущих конструкций из нагруженной конструктивной системы [12-15]. В результате рассматриваются уровневые расчетные модели статико-динамического деформирования железобетонных конструктивных систем в предельных и запредельных состояниях. При этом в соответствии с рассматриваемыми российскими нормами [16] рекомендуется определять деформированное состояние бетона и арматуры в запредельном состоянии с учетом динамической прочности и изменений пластических свойств материалов [17].

В данном исследовании на основе имеющихся экспериментальных данных разработана методика оценки предельных деформаций динамических догрузений железобетонных элементов рамно-стержневой конструктивной системы при особом воздействии, вызванном внезапным выключением из работы несущего элемента и деформировании оставшихся элементов в запредельных состояниях. Оценка предельных деформаций бетона при его хрупко-пластическом разрушении в сжатой зоне сечений элементов конструкции рамы является ключевым элементом при проверке образования хрупко-пластических шарниров при расчете параметра живучести рамной конструкции. Учитывая различные виды напряженного состояния бетона сжатой зоны элементов рамных систем в данной работе определены деформации бетона, выполненного с использованием модели второго уровня (по терминологии [17,18]) вырезанием в сжатой зоне расчетного сечения представительных объемов – бетонных призм, прилегающих к трещине, в момент исчерпания несущей способности железобетонной конструкции от разрушения сжатого бетона.

Метод

Рассмотрим моделирование сложного напряженного состояния в элементах фрагмента железобетонного каркаса здания в виде двухпролетной трехэтажной железобетонной рамы (рисунок 1). Моделирование выполнено в ПК ЛИРА САПР в нелинейной постановке на этапах нагружения 0,5Р, 0,6Р, 0,7Р и 0,8Р от разрушающей нагрузки. Расчетная модель рамы сформирована в двух уровнях. Модель первого уровня включает всю конструкцию рамы (рисунок 1). Модель второго уровня представляет собой подконструкцию сложно напряженного ригеля рамы в зоне пространственной трещины. Рассматриваются характерные представительные объемы железобетона в виде призм, включающих арматурный стержень рабочей продольной или поперечной рабочей арматуры (хомута или отгиба) [19, 20] и приведены характерные размеры для вырезаемых представительных объемов (рисунок 2).

При этом в пространственных сечениях, сделанных по пространственной трещине для вырезания предлагаемых моделей второго уровня в виде представительных объемов (см. рисунок 2), влияние внутренних напряжений учитывается интегрально, через специально построенную расчетную модель пространственного сечения первого уровня. Другими словами, это влияние проявляется в представительном объеме - модели второго уровня, через такие параметры, как расстояние между пространственными трещинами (l_{crc}), параметры нормальных деформаций и деформаций сдвига, попадающих в представительный объем в стадии близкой к разрушению: $\varepsilon_{x,n-1}, \varepsilon_{y,n-1}, \varepsilon_{z,n-1}, \gamma_{xy,n-1}, \gamma_{yz,n-1}, \gamma_{zx,n-1}$, и в эксплуатационной стадии: $\varepsilon_{x,n}, \varepsilon_{y,n}, \varepsilon_{z,n}, \gamma_{xy,n}, \gamma_{yz,n}, \gamma_{zx,n}$.

При расчете параметров деформирования конструкции рамы и определении динамических догрузений бетона и арматуры в сложно напряженном пространственном сечении будем исходить из следующих гипотез:

- при мгновенном переходе заданной n -й стержневой конструктивной системы (ее расчетной модели) из двухкомпонентного материала (железобетона) к системе $(n-1)$ полная энергия системы не изменяется. Это утверждение остается справедливым и для удельных энергий, вырезаемых из конструкции представительных и элементарных объемов (см. рисунок 2);
- теоретическая диаграмма состояния сжатого бетона принимается нелинейной;
- мгновенный переход из системы n к системе $(n-1)$ сопровождается динамическим эффектом, проявляемом согласно принципу Сен-Венана лишь в местной зоне, прилегающей к расчетному пространственному сечению k в представительном объеме сжатого бетона над опасной пространственной трещиной. При этом несущая способность сечения считается исчерпанной, если интенсивности деформаций ε_i , прилегающих к сечению k , достигают критерия предельных значений $\varepsilon_{b,u}$ особого предельного состояния [16];

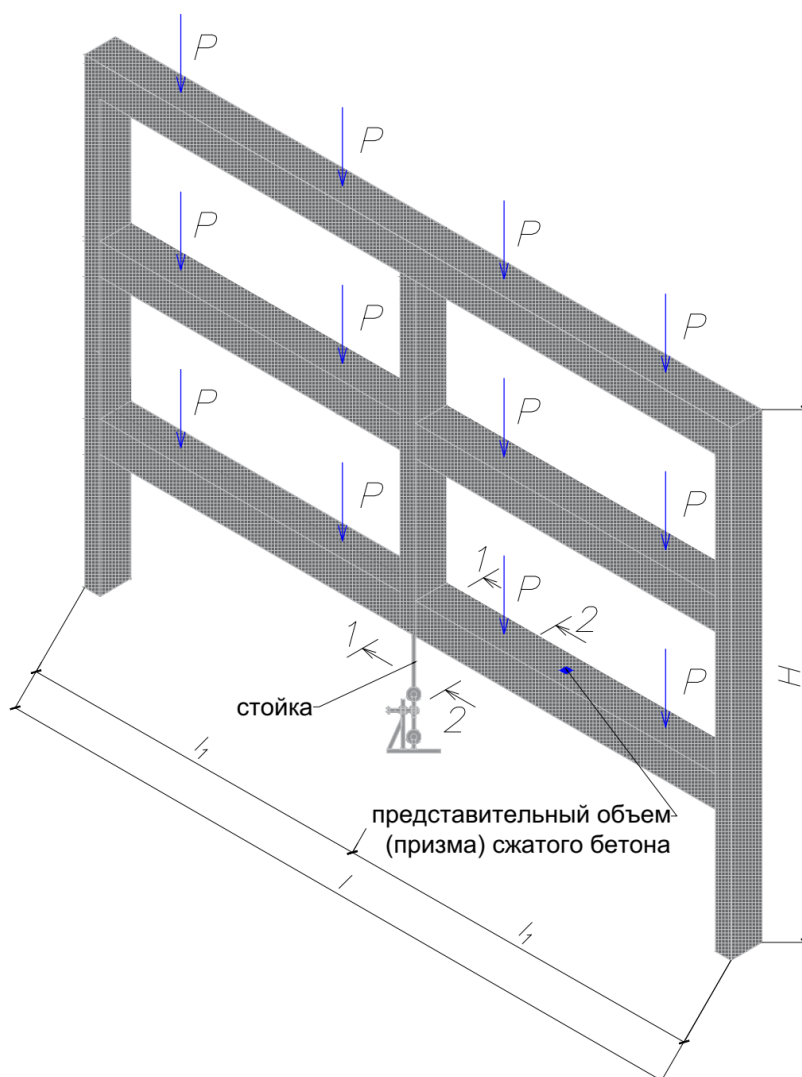


Рисунок 1 - Модель опытной железобетонной рамы [21]

– в расчетную схему второго уровня вводятся модели статико-динамического деформирования в виде представительных объемов – бетонных призм, вырезанных из железобетонной конструкции в окрестностях прилегающих к пространственной трещине (в соответствующей местной зоне I, II или III (см. рисунок 2)), в том числе включающих арматурный стержень;

– в сечениях с призмами, моделирующими представительный объем, влияние внутренних деформаций (напряжений) учитывается не непосредственно, а интегрально, через расчетную модель первого уровня, моделирующую пространственное сечение в подконструкции с возникающими в нем внутренними усилиями.

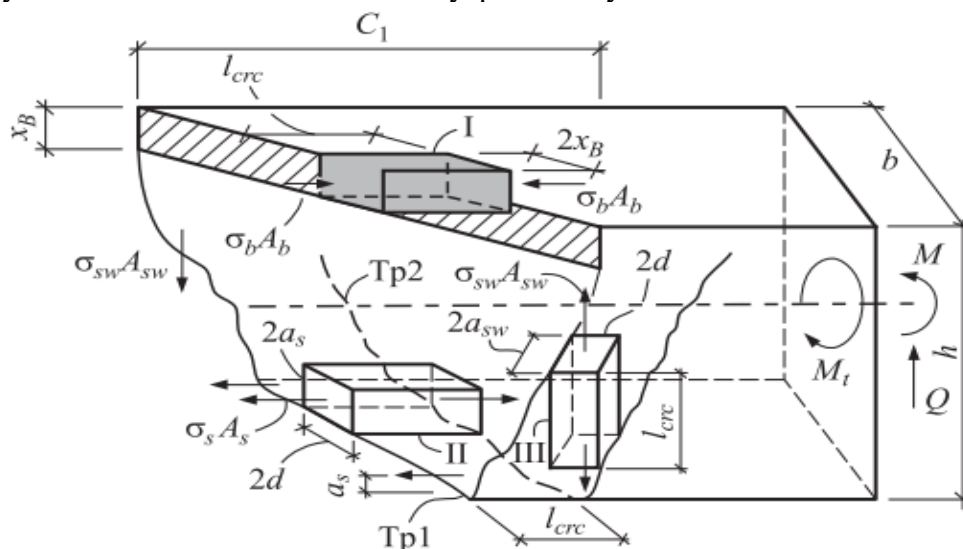


Рисунок 2 - Модель расчетного сечения в подконструкции ригеля рамы с характерными представительными объемами в сжатой зоне, прилегающими к опасной пространственной трещине: I - модель второго уровня в виде представительного объема в сжатой зоне бетона; II - модель второго уровня в виде представительного объема бетона, включающая арматурный стержень продольной рабочей арматуры; III - то же с арматурным стержнем поперечной рабочей арматуры

Деформации в бетоне сжатой зоны $\varepsilon_{b,n-1,d}$ и соответствующие им напряжения в $(n-1)$ -раз внутренне статически неопределимой системы в течение первого полупериода ее колебаний в результате мгновенного разрушения сжатого бетона безусловно будут превышать аналогичный параметр в этой системе если бы переход системы n в систему $(n-1)$ осуществлялся не в результате мгновенного разрушения сжатого бетона в его представительном объеме в сечении k , а путем его медленного принудительного разгрузки от некоторого значения предельного напряжения до нуля, воспринимаемого бетоном. При неизменной внешней нагрузке на систему ($\eta = \eta_k = \text{const}$) и медленном принудительном переводе системы n в систему $(n-1)$ интенсивность деформаций $\varepsilon_{b,i,n-1,c}$ (интенсивность напряжения $\sigma_{b,i,n-1,c}$) и соответствующие им относительные деформации в бетоне сжатой зоны в сечении k железобетонной конструкции равнялись бы соответствующим значениям деформаций (напряжений) в исходной нелинейно-упругой системе с заранее удаленной конструкцией в системе здания при медленном статическом возрастании параметра η от нуля до η_k .

При мгновенном переходе заданной стержневой конструктивной системы n из двухкомпонентного материала к системе $(n-1)$ вызванной ее внезапной структурной перестройкой от удаления стойки рамы (как в экспериментальном исследовании [21]) происходит динамическое догружение оставшихся элементов конструкции рамы. Соответственно догружается и рассматриваемое пространственное сечение k .

Принимая во внимание, что согласно СП 385.1325800.2018 $\varepsilon_{b,R} = 0.0020$, $\varepsilon_{b,u} = 0.0035$, получим:

$$\sigma_{b,i} = \varepsilon_{b,i} \frac{R_{b,i}(k-1)}{0.0015} - R_{b,i}(k \cdot 1.333 - 2.333). \quad (1)$$

Если зависимость « $\sigma - \varepsilon$ » для бетона принять в виде параболы, то работа внутренних напряжений в представительном объеме бетона $F_{n-1,d}$ в случае, если переход системы n в систему $(n-1)$ осуществлялся в результате мгновенного разрушения представительного объема бетона на площадках в сечении k (интенсивность напряжений σ_i и деформаций ε_i), определяется площадью фигуры, ограниченной параболой и прямой, и осью абсцисс в пределах от нуля до $\varepsilon_{b,i,n-1,d}$ (рисунок 3):

$$F_{n-1,d} = \int_0^{\varepsilon_{b,i,n-1,d}} \sigma_i(\varepsilon_i) d\varepsilon = \int_0^{\varepsilon_{b,R}} \left(\frac{R_{b,i} - E_b \varepsilon_{b,i,R}}{\varepsilon_{b,i,R}^2} \varepsilon_{b,i}^2 + E_b \varepsilon_{b,i} \right) d\varepsilon + \int_{\varepsilon_{b,R}}^{\varepsilon_{b,i,n-1,d}} \left(\varepsilon_{b,i} \frac{R_{b,i}(k-1)}{0.0015} - R_{b,i}(k \cdot 1.333 - 2.333) \right) d\varepsilon \quad (2)$$

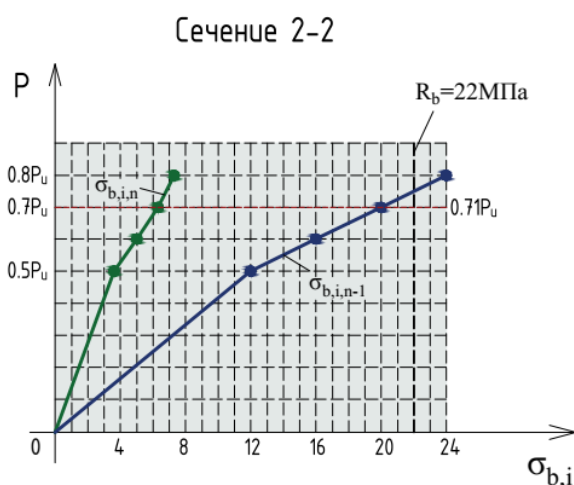
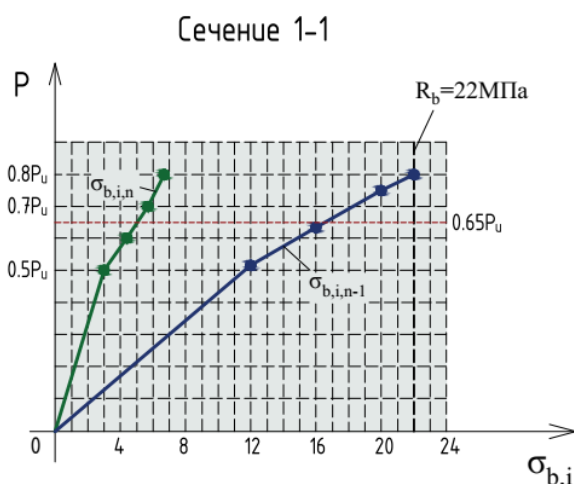


Рисунок 3 - Графики зависимостей интенсивности напряжений – нагрузка «Р- σ »

Принимая во внимание гипотезу о сохранении полной удельной энергии для представительного объема бетона, можно записать (см. рисунок 3):

$$F_{n-1,d} - F_{n,c} = \sigma_{b,i,n-1,c}(\varepsilon_{b,i,n-1,d} - \varepsilon_{b,i,n,c}).$$

Здесь $\varepsilon_{b,i,n,c}$ - i -е деформации в представительном объеме сжатого бетона на площадках в сечении k (интенсивность деформаций ε_i) в системе n (до удаления одной конструкции в рамной системе). Они определяются в рассматриваемой расчетной схеме численным методом КЭ с использованием ПК ЛИРА-САПР при использовании расчетной схемы «Монтаж» при заданной нагрузке в эксплуатационной стадии (0,5-0,8 от P_u).

Далее на основании четвертой предпосылки необходимо определить ту стадию, при которой i -я деформация в представительном объеме на площадках (интенсивность деформаций ε_i), прилегающих к сечению k , достигнет своих предельных значений $\varepsilon_{b,u}$ после динамического догружения рамной системы.

На рисунке 3, 4 построены графики « $\varepsilon_{b,i,n,c} - P$ »; « $\sigma_{b,i,n,c} - P$ » для сечений I-I и II-II (см. рисунок 1).

Из полученных графиков можно определить предельные значения деформаций $\varepsilon_{b,i,n-1,c}$ на соответствующей уровне нагружения по графику деформаций $\varepsilon_{b,i,n,c}$, см. например уровень нагружения $0,65 P_u$. В таблицах 1,2 представлены числовые значения для характерных точек графиков, представленных на рисунках 3,4.

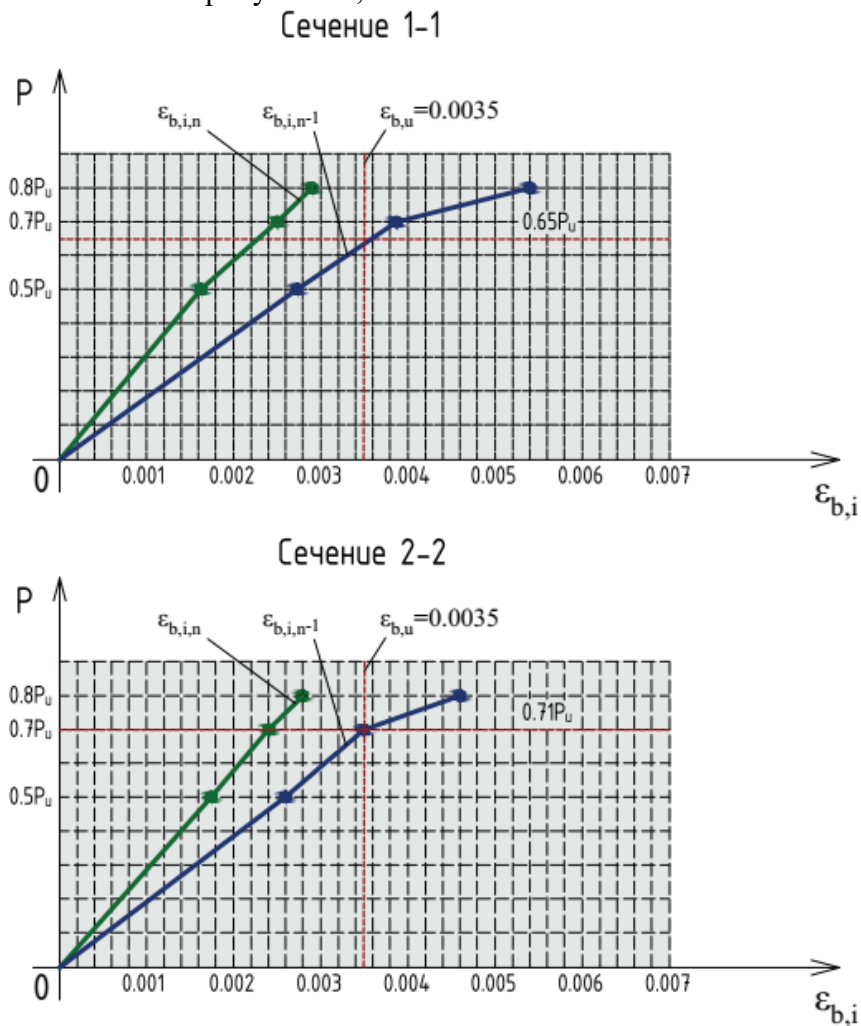


Рисунок 4 - График зависимостей интенсивностей деформаций – нагрузка «P-ε»

Определение i -е деформаций в представительном объеме бетона в сечении k на площадках (интенсивность деформаций ε_i) при уровне нагружения $0,8P_u$ выполнено по исходным данным из таблицы, используя зависимости:

$$\varepsilon_{b,i,n,c} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_{x,n} - \varepsilon_{y,n})^2 + (\varepsilon_{y,n} - \varepsilon_{z,n})^2 (\varepsilon_{z,n} - \varepsilon_{x,n})^2 - 3/2(\gamma_{xy,n}^2 + \gamma_{yz,n}^2 + \gamma_{zx,n}^2)}$$

$$\varepsilon_{b,i,n-1,c} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_{x,n-1} - \varepsilon_{y,n-1})^2 + (\varepsilon_{y,n-1} - \varepsilon_{z,n-1})^2 (\varepsilon_{z,n-1} - \varepsilon_{x,n-1})^2 - 3/2(\gamma_{xy,n-1}^2 + \gamma_{yz,n-1}^2 + \gamma_{zx,n-1}^2)} \quad (3)$$

Этому уровню догружения соответствуют i -е напряжения в представительном объеме бетона в сечении k :

$$\sigma_{b,i,n,c} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_{x,n} - \sigma_{y,n})^2 + (\sigma_{y,n} - \sigma_{z,n})^2 (\varepsilon_{z,n} - \varepsilon_{x,n})^2 - 6(\tau_{xy,n}^2 + \tau_{yz,n}^2 + \tau_{zx,n}^2)}$$

$$\sigma_{b,i,n-1,c} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_{x,n-1} - \sigma_{y,n-1})^2 + (\sigma_{y,n-1} - \sigma_{z,n-1})^2 (\varepsilon_{z,n-1} - \varepsilon_{x,n-1})^2 - 6(\tau_{xy,n-1}^2 + \tau_{yz,n-1}^2 + \tau_{zx,n-1}^2)} \quad (4)$$

Таблица 1 - Числовые значения деформаций и напряжений соответствующим уровням нагружения в сечении 1-1 в системе n и $n-1$

Уровень нагружения $0,8P_u$		Уровень нагружения $0,7P_u$	
Система n до выключения стойки	Система ($n-1$) после выключения стойки	Система n до выключения стойки	Система ($n-1$) после выключения стойки
1	2	3	4
Относительные деформации ε			
$\varepsilon_{x,n,c} = -0.00014$	$\varepsilon_{x,n-1,c} = -0.0039$	$\varepsilon_{x,n,c} = -0.00016$	$\varepsilon_{x,n-1,c} = -0.0019$
$\varepsilon_{y,n,c} = -0.0008$	$\varepsilon_{y,n-1,c} = -0.0053$	$\varepsilon_{y,n,c} = -0.0008$	$\varepsilon_{y,n-1,c} = -0.0032$
$\varepsilon_{z,n,c} = -0.0047$	$\varepsilon_{z,n-1,c} = -0.0031$	$\varepsilon_{z,n,c} = -0.0046$	$\varepsilon_{z,n-1,c} = -0.0029$
Угловые деформации γ			
$\gamma_{xy,n,c} = 0.00005$	$\gamma_{xy,n-1,c} = 0.00035$	$\gamma_{xy,n,c} = 0.00004$	$\gamma_{xy,n-1,c} = 0.00007$
$\gamma_{zx,n,c} = 0.00003$	$\gamma_{zx,n-1,c} = 0.00077$	$\gamma_{zx,n,c} = 0.00003$	$\gamma_{zx,n-1,c} = 0.0005$
$\gamma_{yz,n,c} = 0.00003$	$\gamma_{yz,n-1,c} = 0.00054$	$\gamma_{yz,n,c} = 0.00003$	$\gamma_{yz,n-1,c} = 0.0004$
Интенсивность деформаций $\varepsilon_{b,i}$			
$\varepsilon_{b,n,c} = 0.0029$	$\varepsilon_{b,n-1,c} = 0.0053$	$\varepsilon_{b,n,c} = 0.0025$	$\varepsilon_{b,n-1,c} = 0.0039$
Напряжения σ, кН/м²			
$\sigma_{x,n,c} = -5821$	$\sigma_{x,n-1,c} = -5724$	$\sigma_{x,n,c} = -5205$	$\sigma_{x,n-1,c} = -5115$
$\sigma_{y,n,c} = -3161$	$\sigma_{y,n-1,c} = -32961$	$\sigma_{y,n,c} = -2781$	$\sigma_{y,n-1,c} = -27108$
$\sigma_{z,n,c} = -2819$	$\sigma_{z,n-1,c} = -11091$	$\sigma_{z,n,c} = -2535$	$\sigma_{z,n-1,c} = -9014$
Касательные напряжения τ, кН/м²			
$\tau_{xy,n,c} = -134$	$\tau_{xy,n-1,c} = -4237$	$\tau_{xy,n,c} = -94$	$\tau_{xy,n-1,c} = -3217$
$\tau_{zx,n,c} = -2106$	$\tau_{zx,n-1,c} = -1109$	$\tau_{zx,n,c} = -1969$	$\tau_{zx,n-1,c} = -981$
$\tau_{yz,n,c} = -2832$	$\tau_{yz,n-1,c} = -7853$	$\tau_{yz,n,c} = -2615$	$\tau_{yz,n-1,c} = -7698$
Интенсивность напряжений $\sigma_{b,i}$, кН/м²			
$\sigma_{b,i,n,c} = -3781$	$\sigma_{b,i,n-1,c} = 24047$	$\sigma_{b,i,n,c} = -3179$	$\sigma_{b,i,n-1,c} = -20402$

Таблица 2 - Числовые значения деформаций и напряжений соответствующим уровням нагружения в сечении 2-2 в системе n и $n-1$

Уровень нагружения $0,8P_u$		Уровень нагружения $0,7P_u$	
Система n до выключения стойки	Система $(n-1)$ после выключения стойки	Система n до выключения стойки	Система $(n-1)$ после выключения стойки
1	2	3	4
Относительные деформации ε			
$\varepsilon_{z,n,c} = -0.0048$	$\varepsilon_{z,n-1,c} = -0.0035$	$\varepsilon_{z,n,c} = -0.0042$	$\varepsilon_{z,n-1,c} = -0.00306$
$\varepsilon_{x,n,c} = -0.00015$	$\varepsilon_{x,n-1,c} = -0.011$	$\varepsilon_{x,n,c} = -0.00013$	$\varepsilon_{x,n-1,c} = -0.00858$
$\varepsilon_{y,n,c} = -0.00088$	$\varepsilon_{y,n-1,c} = -0.0036$	$\varepsilon_{y,n,c} = -0.00077$	$\varepsilon_{y,n-1,c} = -0.00306$
Угловые деформации γ			
$\gamma_{xy,n,c} = 0.000057$	$\gamma_{xy,n-1,c} = 0.00063$	$\gamma_{xy,n,c} = 0.00005$	$\gamma_{xy,n-1,c} = 0.000055$
$\gamma_{zx,n,c} = 0.000032$	$\gamma_{zx,n-1,c} = 0.0028$	$\gamma_{zx,n,c} = 0.00003$	$\gamma_{zx,n-1,c} = 0.00245$
$\gamma_{yz,n,c} = 0.000031$	$\gamma_{yz,n-1,c} = 0.00061$	$\gamma_{yz,n,c} = 0.00003$	$\gamma_{yz,n-1,c} = 0.000534$
Общие деформации ε_b			
$\varepsilon_{b,n,c} = 0.0028$	$\varepsilon_{b,n-1,c} = 0.0046$	$\varepsilon_{b,n,c} = 0.0024$	$\varepsilon_{b,n-1,c} = 0.0035$
Напряжения σ, кН/м²			
$\sigma_{x,n,c} = -4794$	$\sigma_{x,n-1,c} = -26393$	$\sigma_{x,n,c} = -4194$	$\sigma_{x,n-1,c} = -23093$
$\sigma_{y,n,c} = -1942$	$\sigma_{y,n-1,c} = -13047$	$\sigma_{y,n,c} = -1699$	$\sigma_{y,n-1,c} = -11416$
$\sigma_{z,n,c} = -1633$	$\sigma_{z,n-1,c} = -6248$	$\sigma_{z,n,c} = -1428$	$\sigma_{z,n-1,c} = -5467$
Касательные напряжения τ, кН/м²			
$\tau_{xy,n,c} = -36$	$\tau_{xy,n-1,c} = -2803$	$\tau_{xy,n,c} = -31.5$	$\tau_{xy,n-1,c} = -2452$
$\tau_{yz,n,c} = -1858$	$\tau_{yz,n-1,c} = -8805$	$\tau_{yz,n,c} = -1625$	$\tau_{yz,n-1,c} = -7704$
$\tau_{zx,n,c} = -1116$	$\tau_{zx,n-1,c} = -8774$	$\tau_{zx,n,c} = -977$	$\tau_{zx,n-1,c} = -7677$
Интенсивность напряжений $\sigma_{b,i}$, кН/м²			
$\sigma_{b,i,n,c} = -2233$	$\sigma_{b,i,n-1,c} = -13114$	$\sigma_{b,i,n,c} = -1954$	$\sigma_{b,i,n-1,c} = -11475$

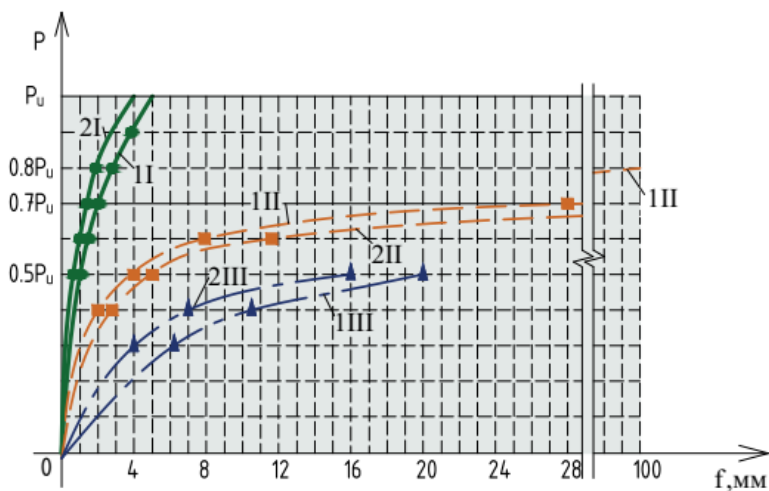
Аналогично определены i -е деформации и i -е напряжения в представительном объеме бетона в сечении k на площадках (интенсивность напряжений $\sigma_{b,i}$ и деформаций $\varepsilon_{b,i}$) при уровнях нагружения $0,5P_u$ - $0,8P_u$ (таблица и рис. 3,4).

Здесь необходимо отметить, что если в качестве критерия прочности вместо i -х деформаций на площадках (интенсивность деформаций $\varepsilon_{b,i}$) попытаться использовать i -е напряжения в сжатом бетоне, то такой критерий не будет отражать действительный характер предельного напряженно-деформированного состояния в сжатом бетоне. Так, из графика следует, что при уровне нагружения, составляющем $0,8P_u$, i -е напряжения на площадках (интенсивность напряжений $\sigma_{b,i}$) еще далеки (и составляют 90 % от R_b). В то же время при уровне нагрузки $0,65P_u$ и $0,71P_u$ для 1 и 2 сечений соответственно i -е деформации на площадках (интенсивность деформаций $\varepsilon_{b,i}$) уже достигают предельных значений. Для найденного уровня нагружения срабатывает критерий исчерпания несущей способности (предпосылка 4).

Кроме того, были рассмотрены результаты применения метода расчетной модели сопротивления для статически неопределимых конструктивных систем зданий и сооружений при расчете переходящих типов трещин, их раскрытия – закрытия, представленного в работе [22]. Были получены графики зависимости изгибающего момента от кривизны $M-\alpha$ и величины модуля силового воздействия от прогибов продольной арматуры $P-f_s$ (рисунок 5). Точки, нанесенные на графиках, обозначены цифрой, где цифра – это номер сечения. В таблице 3 представлены числовые значения для характерных точек

графиков рис. 5. Здесь варьируются как номер сечения, принимаемого в качестве базового, так и номер зависимости $M-\alpha$, используемой в сечениях 1 и 2.

а)



б)

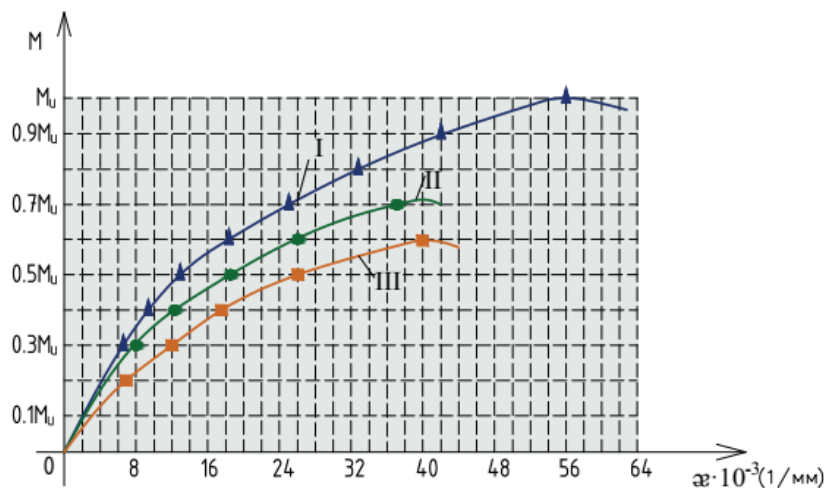


Рисунок 5 - Графики зависимостей $M-\alpha$ (а) и $P-f_s$ (б): I, II, III – зависимости для зоны чистого и зоны поперечного изгиба при отсутствии и наличии наклонных трещин соответственно; 1,2 – номер сечения (см. рисунок 1)

Таблица 3 - Числовые значения характерных точек графиков зависимостей $M-\alpha$ и $P-f_s$ для зоны чистого и поперечного изгиба

$M-\alpha$	$\alpha_{br} \cdot 10^{-3}, \text{ см}^{-1}$	$M_{br}, \text{ кН} \cdot \text{м}$	$\alpha_{bu} \cdot 10^{-3}, \text{ см}^{-1}$	$M_{bu}, \text{ кН} \cdot \text{м}$	$\alpha_{s,ql,max} \cdot 10^{-3}, \text{ см}^{-1}$	$M_{s,ql,max}, \text{ кН} \cdot \text{м}$	$\alpha_{i,ql,max} \cdot 10^{-3}, \text{ см}^{-1}$	$M_{i,ql,max}, \text{ кН} \cdot \text{м}$	“ $q-f_s$ ”	$q_{l,max}, \text{ кН}$	$f_{s,ql,max}, \text{ мм}$
I	54,3	M_u	61,2	$0,9 M_u$	54,3	$1M_u$	10,2	$0,42 M_u$	2	P_u	4,2
					54,3	$1M_u$	16,1	$0,45 M_u$	1	P_u	4
II	38,9	$0,71M_u$	42,1	$0,7 M_u$	61,2	$1M_u$	16,1	$0,47 M_u$	1	$0,68P_u$	100
					38,9	$0,7M_u$	63,1	$0,95 M_u$	2	$0,7P_u$	32
II	38,9	$0,59M_u$	40,6	$0,5 M_u$	54,3	$1M_u$	43,1	$0,49 M_u$	2	$0,5P_u$	20
					38,9	$0,7M_u$	38,1	$0,45 M_u$	1	$0,5P_u$	18

Анализом полученных числовых значений характерных точек графиков зависимостей момент-кривизна ($M-\kappa$) и силовое воздействие - прогиб ($P-f_s$) для зоны чистого и поперечного изгиба было установлено, что для зоны чистого изгиба не был достигнут предельный прогиб, в отличие от зоны поперечного изгиба, где прогиб превысил максимально допустимое значение при нагрузке $0,7P_u$ для сечения 1-1 и при нагрузке $0,5 P_u$ для сечения 2-2, до и после особого воздействия. После особого воздействия и мгновенного превращения исходной n-системы в систему n-1 наблюдался интенсивный рост кривизны при максимальном изгибающем моменте.

Заключение

1. Сформулированы основные гипотезы и предложена расчетная модель статико-динамического деформирования сложно напряженного железобетона в запредельных состояниях в виде представительных объемов – бетонных призм, вырезаемых в окрестности сжатой зоны сечения элемента, прилегающей к пространственной трещине.
2. Получены аналитические зависимости для определения динамических деформаций $\varepsilon_{b,i,n,d}$ от динамических воздействий в сечении k представительного объема сжатого бетона, возникающие в сечениях элементов конструктивной системы при переходе системы n в систему (n-1), вызванном ее структурной перестройкой.
3. В качестве примера приведен расчет с использованием модели статико-динамического деформирования бетона в момент, предшествующий исчерпанию несущей способности сечения по критерию предельных деформаций сжатого бетона над опасной пространственной трещиной, применительно к железобетонной опытной конструкции железобетонной рамы.

Благодарности

Исследование выполнено за счет гранта Российского научного фонда № 24-49-10010, <https://rscf.ru/project/24-49-10010/>

Acknowledgments

This research was funded by the Russian Science Foundation (Grant No. 24-49-10010), <https://rscf.ru/project/24-49-10010/>.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: Моногр. М.: Изд-во АСВ, 2004. 472 с.
2. Верюжский Ю.В., Колчунов В.И. Методы механики железобетона. Киев: Кн. изд-во НАУ, 2005. 653 с.
3. Голышев А.Б. Колчунов В.И. Сопротивление железобетона: Моногр. Киев: Основа 2009. 432 с.
4. Голышев А.Б., Колчунов В.И., Яковенко И.А. Сопротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях: Моногр. Киев: Талком, 2015. 371 с.
5. Колчунов В. И., Федорова Н. В. Некоторые проблемы живучести железобетонных конструктивных систем при аварийных воздействиях // Вестник НИЦ Строительство. 2018. №. 1. С. 115-119.
6. Kiakojour F., De Biagi V., Chiaia B., Sheidaii M. R. Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects // Engineering Structures. 2020. № December 2019 (206). С. 110061.
7. Hammad K., Lofti I., Naiem M. Enhancing Progressive Collapse Resistance in Existing Buildings // Design and Construction of Smart Cities. 2021. P. 39-46.
8. Митасов В.М., Адищев В.В. О применении энергетических соотношений в теории сопротивления железобетона // Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1990. № 4. С. 33-37.
9. Колчунов В.И., Демьянов А.И., Михайлов М.М. Расчетные модели статико-динамического деформирования системы железобетонных конструкций в момент разрушения сжатого бетона при кручении с изгибом // Строительная механика и расчет сооружений. 2019. № 2. С. 17-26.

10. Mohajeri Nav F. Analytical investigation of reinforced concrete frames under middle column removal scenario // *Adv. Struct. Eng.* 2018. № 21.9 P. 8–1401.
11. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Ключева Н.В. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях: Моногр. М.: Изд-во АСВ, 2004. 216 с.
12. Ahmadi R., Rashidian O., Abbasnia R., Mohajeri Nav F., Usefi N. Experimental and numerical evaluation of progressive collapse behavior in scaled RC beam-column subassemblage // *Shock and Vibration*. 2016. T. 2016
13. Azim I., Yang J., Bhatta S., Wang F., Liu Q. F. Factors influencing the progressive collapse resistance of RC frame structures // *Journal of Building Engineering*. 2020. T. 27. C. 100986
14. Savin S., Kolchunov V., Fedorova N., Vu N.T. Experimental and Numerical Investigations of RC Frame Stability Failure under a Corner Column Removal Scenario // *Buildings*. 2023. Vol. 13, № 4. P. 908
15. Tur A., Tur V., Derechennik S., Lizogub A. An innovative safety format for structural system robustness checking // *Budownictwo i Architektura*. 2020. Vol. 19. P. 67–84
16. СП 385.1325800.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения. М.: Минстрой России, 2019.– 33с.
17. Федорова Н. В., Медянкин М.Д., Бушова О.Б. Определение параметров статико- динамического деформирования бетона // *Промышленное и гражданское строительство*. – 2020. – № 1. – С. 4-11. – DOI 10.33622/0869-7019.2020.01.04-11.
18. Колчунов В.И., Ключева Н.В., Андросова Н.В., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М.: Издательство АСВ, 2014. 208 с
19. Демьянов А.И., Колчунов В.И., Сальников А.С., Михайлов М.М. Расчетные модели статико-динамического деформирования железобетонной конструкции при кручении с изгибом в момент образования пространственной трещины // *Строительство и реконструкция*. 2017. № 3. С. 13-22.
20. Колчунов В. И., Демьянов А. И., Михайлов М. М. Статико-динамическое деформирование сжатого бетона в неопределимой железобетонной раме при изгибе с кручением Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2020. – № 4(736). – С. 5-21. – DOI 10.32683/0536-1052-2020-736-4-5-21.
21. Kolchunov V. I., Moskovtseva V. S. Robustness of reinforced concrete frames with elements experiencing bending with torsion // *Engineering Structures*. – 2024. – Vol. 314. – P. 118309. – DOI 10.1016/j.engstruct.2024.118309.
22. Колчунов В.И. Метод расчетных моделей сопротивления для железобетона // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2023. Т. 19. № 3. С. 261–275. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-261-275>

REFERENCES

1. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Raschetnye modeli silovogo soprotivleniya zhelezobetona [Calculation Models of Force Resistance of Reinforced Concrete]. Moscow: ASV Publishing House, 2004. 472 p. (rus).
2. Veruzhsky Yu.V., Kolchunov V.I. Metody mekhaniki zhelezobetona [Methods of reinforced concrete mechanics]. Kiev: NAU Book Publishing House. 2005. 653 p. (rus)
3. Golyshev A.B., Kolchunov V.I. Soprotivlenie zhelezobetona [Resistance of reinforced concrete]. Kiev: Osnova, 2009. (rus).
4. Golyshev A.B., Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. Soprotivlenie zhelezobetonnykh konstrukcij, zdaniy i sooruzhenij, vozvodimyh v slozhnyh inzhenerno-geologicheskikh usloviyah [Resistance of reinforced concrete structures, buildings and constructions erected in complex engineering and geological conditions]: Monograph. Kyiv: Talkom, 2015. 371 p (rus).
5. Kolchunov V.I., Fedorova N.V. Nekotorye problemy zhivuchesti zhelezobetonnykh konstruktivnykh sistem pri avariynyh vozdeystviyah [Some problems of survivability of reinforced concrete structural systems under emergency impacts] // *Bulletin of the Scientific Research Center Construction*. 2018. No. 1. pp. 115-119. (rus).
6. Kiakoouri F., De Biagi V., Chiaia B., Sheidaii M. R. Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects // *Engineering Structures*. 2020. No December 2019 (206). C. 110061.
7. Hammad K., Loftly I., Naiem M. Enhancing Progressive Collapse Resistance in Existing Buildings // *Design and Construction of Smart Cities*. 2021. P. 39-46.
8. Mitsov V.M., Adishchev V.V. O primenenii energeticheskikh sootnoshenij v teorii soprotivleniya zhelezobetona [On the application of energy relations in the theory of resistance of reinforced concrete] // *News of universities. Construction and architecture*. 1990. No. 4. P. 33-37(rus).
9. Kolchunov V.I., Demyanov A.I., Mikhailov M.M. Raschetnye modeli statiko-dinamicheskogo deformirovaniya sistemy zhelezobetonnykh konstrukcij v moment razrusheniya szhatogo betona pri kruchenii s izgibom [Calculation models of static-dynamic deformation of a system of reinforced concrete structures at the moment of destruction of compressed concrete under torsion with bending] // *Structural mechanics and calculation of structures*. 2019. No. 2. P. 17-26 (rus).

10. Mohajeri Nav F. Analytical investigation of reinforced concrete frames under middle column removal scenario // *Adv. Struct. Eng.* 2018. № 21.9 P. 1388–1401.
11. Geniev G.A., Kolchunov V.I., Klyueva N.V. Prochnost' i deformativnost' zhelezobetonnykh konstrukcij pri zaproektnykh vozdeystviyah [Strength and deformability of reinforced concrete structures under beyond-design influences]. M.: ASV, 2004. 216 p. (rus).
12. Ahmadi R., Rashidian O., Abbasnia R., Mohajeri Nav F., Usefi N. Experimental and numerical evaluation of progressive collapse behavior in scaled RC beam-column subassemblage // *Shock and Vibration*. 2016. T. 2016
13. Azim I., Yang J., Bhatta S., Wang F., Liu Q. F. Factors influencing the progressive collapse resistance of RC frame structures // *Journal of Building Engineering*. 2020. T. 27. C. 100986
14. Savin S., Kolchunov V., Fedorova N., Vu N.T. Experimental and Numerical Investigations of RC Frame Stability Failure under a Corner Column Removal Scenario // *Buildings*. 2023. Vol. 13, № 4. P. 908
15. Tur A., Tur V., Derechennik S., Lizogub A. An innovative safety format for structural system robustness checking // *Budownictwo i Architektura*. 2020. Vol. 19. P. 67–84
16. SP 385.1325800. 2018. Zashchita zdaniy i sooruzhenij ot progressiruyushchego obrusheniya. Pravila proektirovaniya. Osnovnye polozeniya [Protection of buildings and structures from progressive collapse. Design rules. The main provisions]. M.: Standartinform, 2018. P. 19 (rus).
17. Fedorova N. V., Medyankin M. D., Bushova O. B. Opredelenie parametrov statiko- dinamicheskogo deformirovaniya betona [Determination of parameters of static-dynamic deformation of concrete] // *Industrial and civil engineering*. - 2020. - No. 1. - P. 4-11. - DOI 10.33622/0869-7019.2020.01.04-11 (rus).
18. Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Androsova N.V., Bukhtiyarova A.S. Zhivuchest' zdaniy i sooruzhenij pri zaproektnykh vozdeystviyah [Survivability of buildings and structures under beyond-design influences]. M.: ASV Publishing House, 2014. 208 p. (rus)
19. Demyanov A.I., Kolchunov V.I., Salnikov A.S., Mikhailov M.M. Raschetnye modeli statiko-dinamicheskogo deformirovaniya zhelezobetonnoj konstrukcii pri kruchenii s izgibom v moment obrazovaniya prostranstvennoj treshchiny [Calculation models of static-dynamic deformation of a reinforced concrete structure under torsion with bending at the moment of formation of a spatial crack] // *Construction and reconstruction*. 2017. No. 3. P. 13-22 (rus)
20. Kolchunov V. I., Demyanov A. I., Mikhailov M. M. Statiko-dinamicheskoe deformirovanie szhatogo betona v neopredelimoj zhelezobetonnoj rame pri izgibe s krucheniem [Static-dynamic deformation of compressed concrete in an indeterminate reinforced concrete frame under bending with torsion] // *News of higher educational institutions. Construction*. - 2020. - No. 4 (736). - P. 5-21. - DOI 10.32683/0536-1052-2020-736-4-5-21 (rus)
21. Kolchunov V. I., Moskovtseva V. S. Robustness of reinforced concrete frames with elements experiencing bending with torsion // *Engineering Structures*. – 2024. – Vol. 314. – P. 118309. – DOI 10.1016/j.engstruct.2024.118309.
22. Kolchunov V.I. Metod raschetnykh modelej soprotivleniya dlya zhelezobetona [Method of calculation models of resistance for reinforced concrete] // *Structural mechanics of engineering structures and constructions*. 2023. Vol. 19. No. 3. P. 261–275. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-261-275> (rus)

Информация об авторах:

Колчунов Владимир Иванович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,

Член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры инженерной графики и компьютерного моделирования.

Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, г. Москва, Россия,

ведущий научный сотрудник.

E-mail: vlik52@mail.ru

Ильюшенко Татьяна Александровна

ФГБОУ ВО «Курский государственный университет», г. Курск, Россия, старший преподаватель кафедры промышленного и гражданского строительства.

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия, начальник отдела технического нормирования в области строительства

E-mail: tatkhalina93@yandex.ru

Федоров Сергей Сергеевич

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

Кандидат технических наук, доцент, зав. кафедрой инженерной графики и компьютерного моделирования

E-mail: fedorovss@mgsu.ru

Information about authors:

Kolchunov Vladimir Iv.

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

Corresponding Member of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, doctor of technical sciences, professor, professor of the Department of Engineering Graphics and Computer Modeling.

Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia,

leading researcher.

E-mail: vlik52@mail.ru

Iliushchenko Tatiana A.

Kursk State University, Kursk, Russia

Senior Lecturer of the Department of Industrial and Civil Engineering. construction.

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

Head of the Department of Technical Standardization in the field of construction.

E-mail: tatkhalina93@yandex.ru

Fedorov Sergey S.

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

candidate of technical sciences, head of the Department of Engineering Graphics and Computer Modeling.

E-mail: fedorovss@mgsu.ru

Статья поступила в редакцию 04.05.2025

Одобрена после рецензирования 09.06.2025

Принята к публикации 11.06.2025

The article was submitted 04.05.2025

Approved after reviewing 09.06.2025

Accepted for publication 11.06.2025

Т.А. МАЦЕЕВИЧ¹, С.А. ДАНКОВ¹¹ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,
г. Москва, Россия

ВЛИЯНИЕ КОРРОЗИИ НА ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Аннотация. В работе рассмотрен экспериментальный метод оценки деградации физико-механических свойств стальных элементов, подверженных ускоренной коррозии.

Исследование основывается на испытаниях образцов из стали Ст3пс с тремя выборками по типам профильных сечений (круглое, прямоугольное, уголок). Методика включает два этапа: электрохимическую коррозию в 5% растворе NaCl с фиксацией потери массы и толщины стенок образцов, а также механические испытания на растяжение эталонных полос, полученных, в соответствии с ГОСТ 7564-73. Для проверки изменения физико-механических свойств металла от действия коррозии и конкретно его охрупчивания экспериментально проверялась зависимость коррозионной стойкости стальных элементов от формы их поперечного сечения и геометрических параметров.

Ключевые слова: стальной элемент, физико-механические свойства, модуль упругости, предел текучести, электрохимическая коррозия, охрупчивание.

T.A. MATSEEVICH¹, S.A. DANKOV¹¹National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

INFLUENCE OF CORROSION ON PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF ELEMENTS OF TRUSS STRUCTURES

Abstract. The paper considers an experimental method for assessing the degradation of physical and mechanical properties of steel elements subjected to accelerated corrosion.

The study is based on tests of St3ps steel specimens with three samples by types of profile sections (round, rectangular, angle). The methodology includes two stages: electrochemical corrosion in 5% NaCl solution with fixation of mass loss and wall thickness of samples, as well as mechanical tensile tests of reference strips obtained in accordance with GOST 7564-73. To check the change of physical and mechanical properties of the metal from the action of corrosion and specifically its embrittlement, the dependence of corrosion resistance of steel elements on the shape of their cross-section and geometric parameters was experimentally tested.

Keywords: steel element, physical and mechanical properties, elastic modulus, yield strength, electrochemical corrosion, embrittlement.

Введение

Металлические ферменные конструкции, благодаря своей экономической эффективности, находят широкое применение в области промышленного и гражданского строительства. Однако под воздействием коррозии их срок службы значительно сокращается, особенно в условиях интенсивной эксплуатации в агрессивных промышленных средах или в прибрежных районах [1, 2]. Коррозионные процессы уменьшают сечение конструктивных элементов, что негативно сказывается на надежности целой конструкции [3, 4]. Несмотря на успешные достижения в проектировании, опирающемся на методы повышения надежности (RBDO — Risk-Based Design and Optimization), многие современные стандарты и исследования игнорируют случайную природу коррозионных процессов, придерживаясь детерминированных подходов [5-8].

Это оставляет значительный пробел в прогнозировании остаточного ресурса конструкций, что подтверждается увеличением количества аварий в стареющей инфраструктуре. Данная проблема создала надобность в работах, опирающихся на стохастические методы [9, 10].

Основные усилия исследователей сосредоточены на моделировании коррозии бетона [13-16], в то время как особенности стальных ферм, включая влияние формы сечения на уровень деградации, а также изменение физико-механических свойств, а конкретно охрупчивание металла, остаются недостаточно изученными. Работы, проведенные Stewart и Deng (2015) [12], а также Melchers (2008) [11,18], подчеркивают зависимость скорости коррозии от факторов окружающей среды, но не рассматривают влияние на механические свойства стали. Вероятностные методы успешно используются для анализа деградации бетона [17], но их применение для стальных ферм требует дополнительных исследований. Экспериментальные данные о взаимосвязи формы сечения с коррозионной устойчивостью, затрагивались в работах Wang, Bai et al. (2020) [19, 20] и Guo et al. (2019) [21].

Настоящее исследование нацелено на оценку охрупчивания стальных элементов, подверженных коррозии различной степени. Для достижения данной цели ставятся следующие задачи:

1. Провести экспериментальную оценку деградации стали СтЗпс при электрохимической коррозии, включая анализ потерь массы, изменения толщины стенок и степень охрупчивания.
2. Исследовать влияние формы профильного поперечного сечения (круглое, прямоугольное, уголок) на скорость коррозии и остаточную прочность.

В отличие от предшествующих исследований, таких как Zhang et al. (2017) [22] и Chen & Alani (2013) [23], предложенная в этих работах модель интегрирует данные механических испытаний с параметризованными уравнениями предельных состояний, что улучшает точность прогнозирования. Практическое значение данной работы заключается в создании инструмента для оптимизации проектирования ферм, эксплуатирующихся в агрессивных условиях, соответствующего современным стандартам, таким как Eurocode 3 [24].

Актуальность исследования подтверждается необходимостью использования методов оценки остаточного ресурса стареющей инфраструктуры [25].

Метод

Методика определения влияния электрохимической ускоренной коррозии на физико-механические свойства элементов ферменных конструкций.

Были изготовлены физические образцы из конструкционной углеродистой стали марки СтЗпс, соответствующей по характеристикам широко применяемой в строительных металлических конструкциях стали. Все образцы имели одинаковую длину — 452,5 мм, но различались формой и размерами поперечного сечения. Расчетная длина принималась из условия того, что ферма раскреплена в другой плоскости, по верху и по середине высоты. Всего было 3 выборки по сечениям, имеющие схожую устойчивость и несущую способность: 6 образцов сечения $\bigcirc$ 20х2,5мм, 6 образцов из равнополочного уголка L 25х25х4мм и 6 образцов сечения $\square$ 20х20х1,5мм. В каждой выборке было по 2 эталонных образца, которые не подвергались коррозии. К остальным образцам были прикреплены контакты из медных проводов (см. рис. 1).

Этап ускоренной электрохимической коррозии проводился в лабораторных условиях с использованием 5%-ного водного раствора поваренной соли (NaCl), что соответствует типичным агрессивным средам, что соответствует прибрежным и промышленным районам, в условиях которых работают стальные конструкции. Электрохимическое воздействие обеспечивалось за счёт подключения постоянного тока, подаваемого через трансформатор MAISHENG.



Рисунок 1 – Испытательные образцы по сериям

Напряжение на электродах составляло около 2 В, сила тока 4 А. Образцы служили анодами в замкнутой цепи, в которой происходила постепенная потеря массы металла вследствие растворения (см. рис. 2). Процент коррозии рассчитывался с использованием закона Фарадея, который позволяет количественно определить массу растворившегося металла по формуле:

$$m = \frac{M \cdot I \cdot t}{n \cdot F} \quad (1)$$

где m — масса растворённого металла (в граммах), M — молярная масса металла (г/моль), I — сила тока (А), t — время (с), n — число электронов, участвующих в реакции (валентность металла), F — постоянная Фарадея (96485,33 Кл/моль).

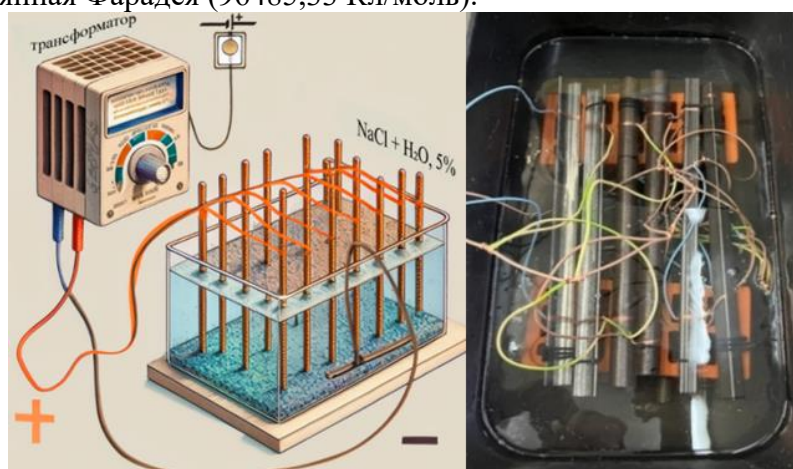


Рисунок 2 – Схема эксперимента, состоящая из трансформатора MAISHENG, резервуара с образцами (анодом) и куском металла (катодом) в соляном растворе (NaCl, 5%)

Использование данного подхода позволило контролировать уровень деградации материала и достигать различных степеней повреждения в зависимости от времени воздействия, все образцы корродировали одинаковое время, схема была включена 47 дней, из них 21 день схема была под напряжением. Также, периодически схема обесточивалась, образцы извлекались, очищались от продуктов коррозии и взвешивались, а также измерялась толщина стенки. Обратно образцы помещались уже в новые позиции.

После завершения стадии коррозии образцы были высушены и подготовлены к механическим испытаниям, зачищены и измерены. Для проверки влияния гальванической коррозии на свойства металла, из стоек уголка L 25x25x4 были сделаны эталонные полосы, из 2, 3 и 5 образцов. На них проводились испытания на растяжение в соответствии с ГОСТ 7564–73. Полосы были подготовлены с рассчитанными длинами рабочих зон в соответствии с ГОСТ 1497-84 по формуле (2):

$$L_0 = k \cdot \sqrt{b_0 \cdot h_0} \quad (2)$$

где b_0 — начальная ширина, h_0 — начальная толщина, $k = 5,65$ или $11,3$ в зависимости от длины образца (см. рис. 3).

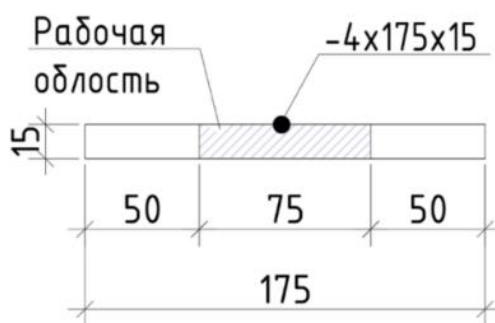


Рисунок 3 –Эталонная полоса для испытания на растяжение

Второй образец – контрольный, без коррозии, 5-ый образец имеет 8,9% коррозии, а 3-ий прокорродировал на 19%. Полоски из данных образцов были промаркированы соответственно 2-1, 2-2, 3-1, 3-2, 5-1 и 5-2. Были выбраны данные образцы потому, что между ними получился хороший шаг, по степени деградации стали. Испытания осуществлялись на универсальной гидравлической машине, оснащённой тензодатчиками и системой цифровой записи данных, на базе НИУ МГСУ. Образцы фиксировались в зажимах испытательной машины и нагружались в продольном направлении с постоянной скоростью деформации 1–5 мм/мин, что соответствует требованиям нормативной документации. Типы образцов и определяемые параметры приведены в таблице 2.

В процессе испытаний фиксировались такие параметры, как нагрузка, относительное удлинение, диаграмма «нагрузка-деформация». По начальному участку этой диаграммы определялся модуль упругости материала (E), далее — предел текучести σ_T и предел прочности σ_B . Также оценивались изменения хрупкости и характер разрушения после воздействия коррозии.

Результаты и обсуждения

По результатам описанной методики ускоренной электрохимической коррозии были получены результаты, приведенные в таблице 1.

Таблица 1 — Результаты корродирования металлических профилей в условиях ускоренной коррозии

№ образца Сечение прямоугольное (□)	1	2	3	4	5	6
m_1 , [г]	365,42	363,58	385,36	380,24	375,85	376,24
$m_{\text{корр}}$, [г]			362,2	364,8	287,9	326,4
% коррозии	-	-	6	4	23	13,2
l , [мм]	452,5	450,5	454	453	450	451
d , [мм]	20,28	20,25	20,19	20,24	20,21	20,27
Ср. знач $\square_{\text{корр}}$						11,55
№ образца Сечение уголок (L)	1	2	3	4	5	6
m_1 , [г]	630,63	637,67	639,96	644,2	633,7	627,99
$m_{\text{корр}}$, [г]			516,2	596,8	577	515,5
% коррозии	-	-	19	7,3	8,9	17,9
l , [мм]	449,5	454	450	448	450,5	449
d_1 , [мм]	25,09	25,18	25,06	25,04	24,87	24,91
d_2 , [мм]	24,99	25,09	24,87	25,03	24,8	24,8
Ср. знач $L_{\text{корр}}$						13,28
№ образца Сечение круглое (○)	1	2	3	4	5	6
m_1 , [г]	601,38	643,39	641,4	578,95	613,59	655,61
$m_{\text{корр}}$, [г]			578,1	572,1	591,8	639,1
% коррозии	-	-	9,82	1,18	3,45	2,51
l , [мм]	453,5	452	449	445	452,5	453,5
d , [мм]	26,94	26,82	26,79	26,72	26,79	26,59
Ср. знач $\bigcirc_{\text{корр}}$						4,24
Ср. знач $\square_{\text{корр}}$						9,69

Примечание: m_1 — начальная масса образцов, в граммах, $m_{\text{корр}}$ — масса прокорродированных образцов, в граммах, l — расчетная длина образца в мм, d_n — толщина n -ой стенки образца в мм.

Корродированные образцы обрастали продуктами коррозии, которые до взвешивания зачищались, чтобы понимать фактическую оставшуюся массу стержней и толщину стенок (см. рис. 4 и 5).

В таблице 2 приведены данные экспериментальных образцов измеряемые параметры по Instron 3382.



Рисунок 4 – Корродированный образец с продуктами коррозии



Рисунок 5 – Очищенный корродированный образец

Таблица 2 - Типы образцов и определяемые параметры

№ п/п	Тип образца	Схема нагружения	Кол-во, шт.	Определяемые параметры и дополнительные условия проведения испытаний
1	Образцы-полосы -4x172x15 из стали Ст3пс (контрольные) 	Растяжение по ГОСТ 1497-84 Металлы методы испытаний на растяжение	2	— Модуль упругости (по тензорезисторам: 1 шт./обр.), МПа; — Предел текучести (физический или условный), МПа; — Временное сопротивление, МПа; — Относительное удлинение после разрыва, %; — Диаграмма «напряжение - деформация» по тензорезисторам; Instron 3382
2	Образцы-полосы -4x172x15 из стали Ст3пс (после 19% коррозии) 		2	
3	Образцы-полосы -4x172x15 из стали Ст3пс (после 8,9% коррозии) 		2	

В таблице 3, представлены результаты испытаний стальных полос на растяжение в соответствии с ГОСТ 1497-84 на разрывной машине Instron 3382.

Таблица 3 - Результаты испытания стальных полос на растяжение

Маркировка	Толщина (мм)	Ширина (мм)	Длина (мм)	НРД (мм)	КДР (мм)	$\delta_5, \%$	F_0 (мм ²)	P_T (кН)	σ_T (МПа)	P_{max} (кН)	σ_B (МПа)	σ_B/σ_T	Модуль упругости E (МПа)
2-1	3,81	15,09	174	40	57	42,5	57,49	17,9	309,4	26,1	453,9	1,46	219192
2-2	3,83	14,81	174	40	57	42,5	56,72	18,4	327,4	26,6	468,5	1,45	206606
Среднее значение:						42,5	-	-	318,4	-	461,2	1,45	212899
3-1	3,56	14,85	174	40	52	30,0	52,87	14,8	279,2	21,6	409,1	1,47	178972
3-2	3,61	15	174	40	52	30,0	54,15	14,6	268,7	21,7	392,5	1,49	195654
Среднее значение:						30,0	-	-	273,9	-	400,8	1,48	187313
5-1	3,78	14,91	174	40	54,9	37,3	56,36	16,4	291,0	24,2	429,4	1,48	204633
5-2	3,73	15	174	40	55	37,5	55,95	16,1	287,8	23,4	435,1	1,45	202747
Среднее значение:						37,4	-	-	289,4	-	432,3	1,46	203690

Примечание: НРД — начальная расчетная длина, КРД — конечная расчетная длина, δ_5 — относительное удлинение при разрыве, выраженное в процентах, измеренное на стандартном образце с расчетной длиной $5 \cdot d_0$, F_0 — начальная площадь сечения рабочей зоны, P_T — значение растягивающей силы, после которого деформация становится необратимой (пластической), σ_T — предел текучести, P_{max} — максимальная прикладываемая сила, σ_B — временное сопротивление разрыву, σ_B/σ_T — коэффициент запаса прочности (показатель относительной пластичности материала), E — модуль упругости.

Для оценки изменения физико-механических свойств стали СтЗпс были построены графики (рисунки 6 – 11). Так как у образцов изменялось поперечное сечение в зависимости от процента коррозии, для качественного сопоставления график 6 представлен в осях напряжения – перемещения. Таким образом, можно сравнивать образцы различного сечения. Также построены диаграммы относительно перемещений захватов машины, это связано с тем, что данные тензодатчиков, наклеенных на образцы, достоверны только в зоне упругой работы, так как при переходе через σ_T , из-за большого удлинения образцов тензодатчик отрывается. Данные для неупругих (пластических) участков работы снимались с экстензометра. На диаграмму нанесены значения σ_T и σ_B в МПа, представленные в таблице 3.

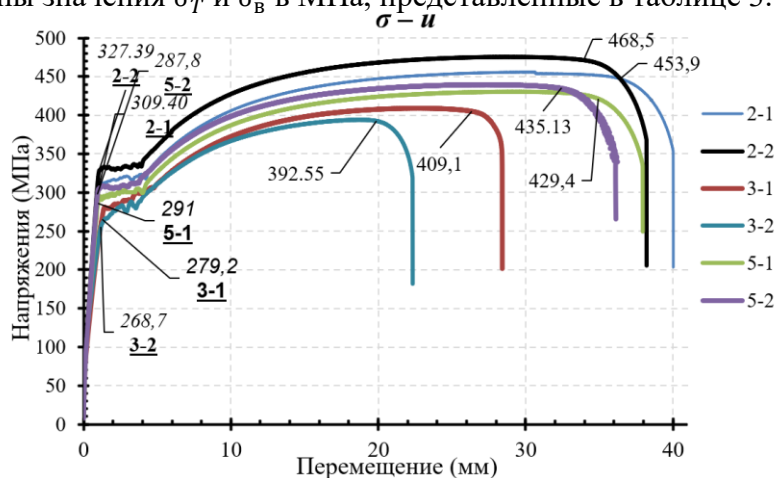


Рисунок 6 – Диаграмма $\sigma - \delta$, полос из стали СтЗпс с разным уровнем коррозии

На диаграмме 7 представлены данные о напряжениях и деформациях стальных полос. Из нее видно, что значения предела текучести у образцов отличаются. Также видно, что площадка текучести у корродируемых образцов меньше. Данная диаграмма строилась по значениям тензодатчика.

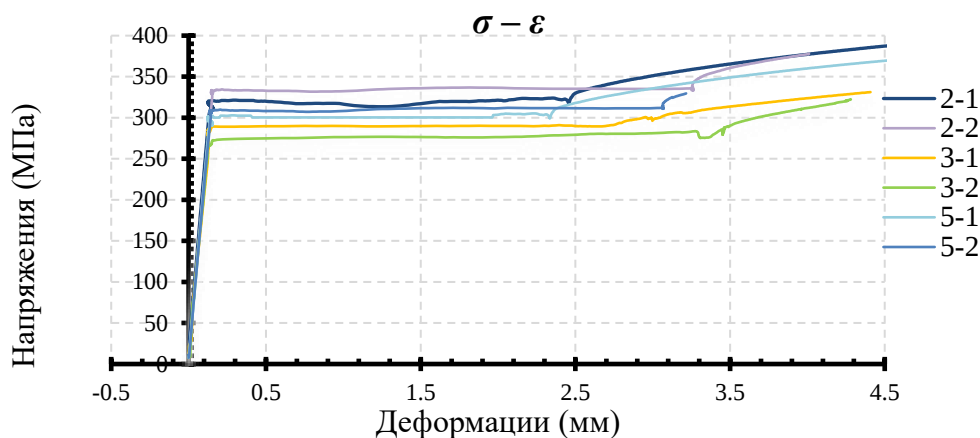


Рисунок 7 – Диаграмма $\sigma - \epsilon$, полос из стали Ст3пс с разным уровнем коррозии

Видно изменение уклона участка пропорциональности, диаграммы $\sigma - \epsilon$, что свидетельствует об изменении модуля упругости E .

На рисунке 8 видно изменение модуля упругости в зависимости от процента коррозии. Данный график строился по данным от всех образцов. Получился нисходящий линейный тренд.

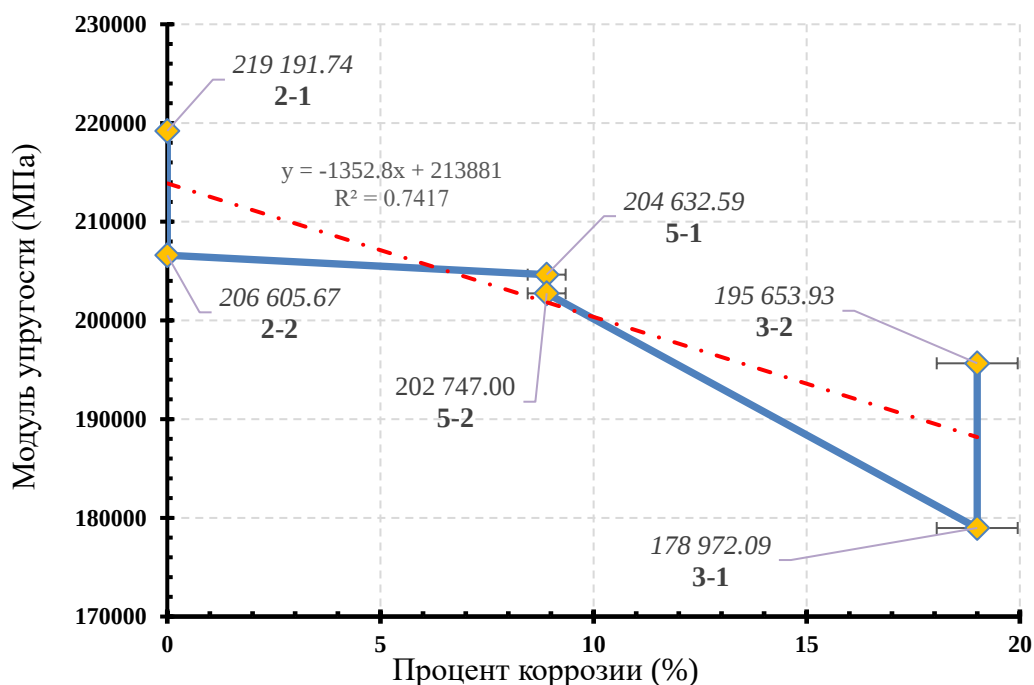


Рисунок 8 – График зависимости модуля упругости E от коррозионной деградации (охрупчивания) полос из стали Ст3пс

На рисунке 9 представлена гистограмма по значениям модулей упругости полос с разным процентом коррозии. Отчетливо прослеживается деградация физико-механических свойств стали в зависимости от степени корродирования.

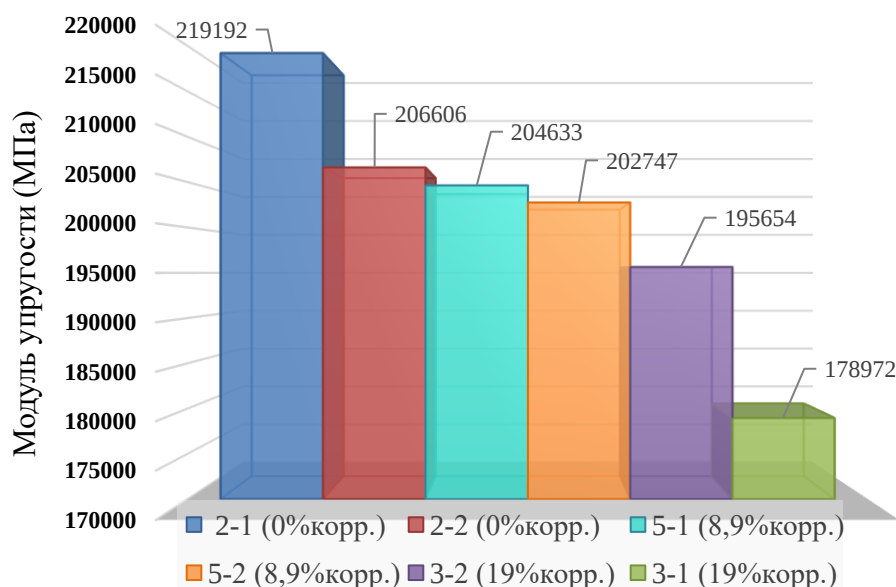


Рисунок 9 – Гистограмма охрупчивания полос из стали Ст3пс

На рисунке 10 также видно изменение модуля упругости, однако уже с усреднением по выборкам, в зависимости от процента коррозии. Можно отметить, что при усреднении коэффициент детерминации R^2 имеет куда большее значение, что говорит о хорошем описании линейной зависимостью.

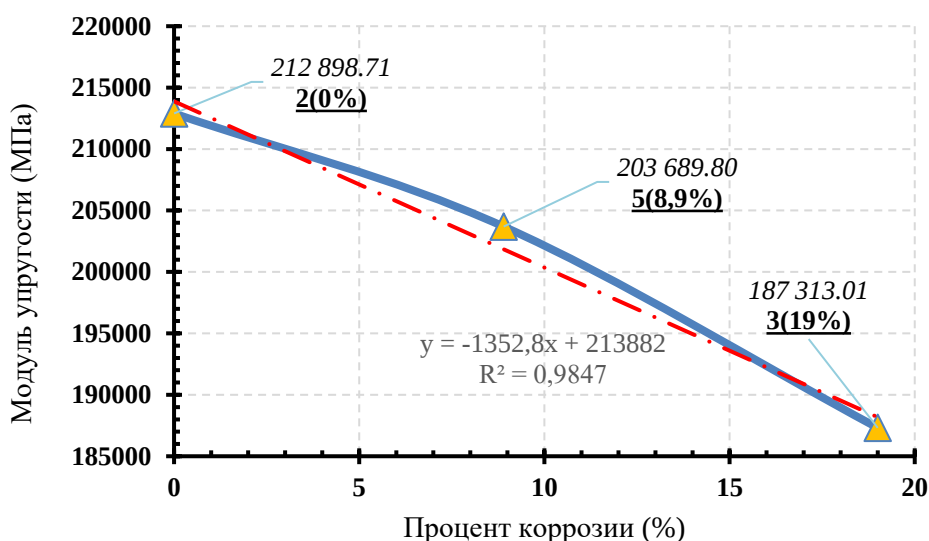


Рисунок 10 – График зависимости модуля упругости E от коррозионной деградации (охрупчивания) полос из стали Ст3пс, с усреднением по сериям

На рисунке 11 представлена гистограмма значений модулей упругости полос из стали Ст3пс с усреднением по сериям с разными процентами коррозии.

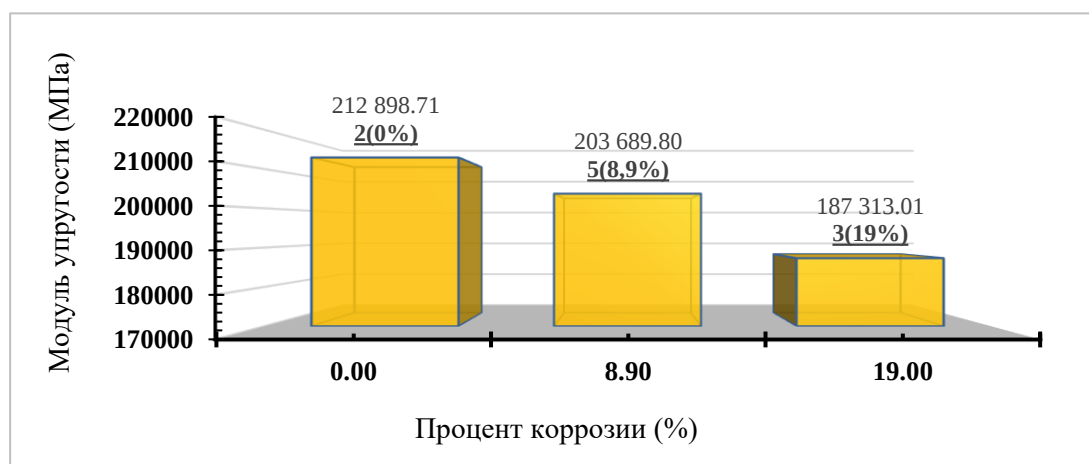


Рисунок 11 – Гистограмма охрупчивания полос из стали Ст3пс, с усреднением по сериям

Заключение

В данном исследовании проверялась зависимость коррозионной стойкости элементов фермы от формы их поперечного сечения и геометрических параметров.

Установлено, что круглое сечение обладает наивысшей коррозионной стойкостью, так среднее значение по выборке $\bigcirc$ 20x2,5мм составило 4,24%, по выборке $\square$ 20x20x1,5мм – 11,55%, а открытый уголок показал самые слабые результаты, так выборка L 25x25x4мм прокорродировала на 13,28%. Это связано с тем, что у круглого сечения нет концентраторов напряжения, к внутренним поверхностям замкнутых контуров гораздо затруднительнее поступать кислороду, а соответственно окисление на них замедленно. Отметим:

1. незначительное изменение соляного баланса влияет на скорость коррозии, в связи с чем, у элементов из одной выборки коррозия развивалась по-разному при одинаковых условиях эксперимента;
2. отдельно можно выделить купирование поверхности образцов продуктами коррозии, в связи с чем, к поверхности нарушается доступ кислорода, даже несмотря на пористость продуктов коррозии.

Из испытания стальных полос на растяжение можно заключить, что степень коррозионного износа влияет на физико-механические свойства материала. Так, у некорродированных образцов усредненный модуль упругости составил 212 898 МПа, что близко к справочному значению. У образцов с процентом коррозии 8,9% модуль упругости снизился на 5,7% и составил 203 689 МПа. А у серии образцов с процентом коррозии 19%, модуль упругости снизился на 13,1%, его значение составило 187 313 МПа. Влияние имеет нисходящий линейный тренд. Это связано со структурным изменением поверхностного слоя стали.

Таким образом, результаты, полученные от исследования влияния корродированных элементов создают основу для дальнейшего совершенствования нормативных расчетов и проектных подходов. Результаты эксперимента будут заложены, как эмпирическая константа в модель материала, для дальнейшего численного моделирования материала с учетом изменения физико-механических свойств с течением времени.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Bastidas-Arteaga, E., Chateaufneuf, A., Sánchez-Silva, M., Bressolette, P., & Schoefs, F. (2013). Influence of weather and global warming in chloride ingress into concrete: A stochastic approach. *Structural Safety*, Vol. 40, pp. 1–12. DOI: 10.1016/j.strusafe.2012.08.004.
2. Biondini, F., & Frangopol, D.M. (2016). Life-cycle performance of deteriorating structural systems under uncertainty: Review. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 142, No. 9, Art. F4016001. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001544.
3. Kim, S., & Surendran, S. (2014). Residual strength assessment of corroded steel plates using nonlinear finite element analysis. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 26, No. 9, Art. 04014056. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000968.
4. Val, D.V., & Trapper, P.A. (2008). Probabilistic evaluation of initiation time of chloride-induced corrosion. *Cement and Concrete Research*, Vol. 38, No. 4, pp. 589–596. DOI: 10.1016/j.cemconres.2007.11.007.
5. Ellingwood, B.R. (2005). Risk-informed condition assessment of civil infrastructure: State of practice and research issues. *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 1, No. 1, pp. 7–18. DOI: 10.1080/15732470412331289314.
6. Saassouh, B., & Lounis, Z. (2012). Reliability Engineering & System Safety. DOI: 10.1080/15732470412331289314.
7. Saassouh, B., & Lounis, Z. (2012). Probabilistic modeling of corrosion damage in concrete structures. *Reliability Engineering & System Safety*, Vol. 107, pp. 11–19. DOI: 10.1016/j.res.2012.02.003.
8. Тамразян А.Г. (2024). Усталостное поведение изгибаемых железобетонных балок при коррозии, Железобетонные конструкции. 2024. Т. 6. № 2. С. 22-34.
9. Тамразян А.Г., Мацеевич Т.А. Анализ надежности железобетонной плиты с корродированной арматурой, Строительство и реконструкция. 2022. № 1 (99). С. 89-98.
10. Мацеевич Т.А., Данков С.А. К оценке надежности коррозионно-поврежденных стержневых конструкций с использованием цепей маркова на примере металлических ферм, в сборнике: Актуальные проблемы строительной отрасли и образования - 2023. Сборник докладов IV Национальной научной конференции. Москва, 2024. С. 630-634.
11. Федосов С.В., Румянцев В.Е., Красильников И.В., Красильникова И.А. Развитие математических моделей, описывающих процессы коррозии в бетонных и железобетонных конструкциях, Вестник Поволжского государственного технологического университета. Серия: Материалы. Конструкции. Технологии. 2020. № 3. С. 85-93.
12. Melchers, R.E. (2008). Deterioration of steel structures due to atmospheric corrosion. *Corrosion Engineering, Science and Technology*, Vol. 43, No. 3, pp. 178–185. DOI: 10.1179/174327808X325236.
13. Stewart, M.G., & Deng, X. (2015). Climate change impact and risks of concrete infrastructure deterioration. *Engineering Structures*, Vol. 87, pp. 1–12. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.01.013.
14. Li, C.Q., Yang, S., & Saassouh, B. (2016). Моделирование распространения коррозии в железобетонных конструкциях. Исследования цемента и бетона, том 89, стр. 1-12. DOI: 10.1016/j.cemconres.2016.07.015.
15. Селяев В.П., Неверов В.А., Селяев П.В., Сорокин Е.В., Юдина О.А. Прогнозирование долговечности железобетонных конструкций с учетом сульфатной коррозии бетона // Magazine of Civil Engineering. – 2014. – № 1. – С. 41-52.
16. Колчунов В.И. Развитие методов анализа надежности усиливаемых конструкций при техногенных воздействиях. – М.: РААСН, 2004. – 210 с.
17. Лебедев, В. А., и др. (2017). Коррозия и защита строительных конструкций. Стройиздат, 2017. ISBN 978-5-274-06024-5.
18. Vu, K.A.T., & Stewart, M.G. (2000). Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models. *Structural Safety*, Vol. 22, No. 4, pp. 313–333. DOI: 10.1016/S0167-4730(00)00018-7.
19. Melchers, R.E. (2008). Marine corrosion of structural steel. *Marine Structures*, Vol. 21, No. 2-3, pp. 72–88. DOI: 10.1016/j.marstruc.2008.03.004.
20. Wang, Y., Li, S., & Zhang, L. (2020). Corrosion behavior of steel with different cross-sectional shapes in chloride environments. *Construction and Building Materials*, Vol. 262, Art. 120801. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120801.
21. Bai, Y., Wang, Q., & Li, Y. (2020). Деградация механических свойств конструкционной стали под действием коррозии: Экспериментальное и численное исследование. Строительство и строительные материалы, том 252, ст. 119061. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.119061.
22. Guo, A., Li, H., & Zhao, Y. (2019). Experimental study on the influence of geometric parameters on corrosion resistance of steel sections. *Thin-Walled Structures*, Vol. 145, Art. 106414. DOI: 10.1016/j.tws.2019.106414.
23. Zhang, W., Li, Y., & Zheng, J. (2017). Probabilistic modeling of pitting corrosion in steel structures. *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 48, pp. 1–10. DOI: 10.1016/j.probengmech.2017.03.002.

23. Chen, H., & Alani, A.M. (2013). Reliability-based assessment of corroded steel structures using advanced fracture mechanics. *Engineering Failure Analysis*, Vol. 35, pp. 216–227. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2013.02.016.
24. European Committee for Standardization (CEN). (2005). Eurocode 3: Design of steel structures. EN 1993-1-1. Brussels, Belgium.
25. International Organization for Standardization (ISO). (2012). Corrosion of metals and alloys — Classification of environmental conditions. ISO 9223. Geneva, Switzerland.

REFERENCES

1. Bastidas-Arteaga, E., Chateaufneuf, A., Sánchez-Silva, M., Bressolette, P., & Schoefs, F. (2013). Influence of weather and global warming in chloride ingress into concrete: A stochastic approach. *Structural Safety*, Vol. 40, pp. 1–12. DOI: 10.1016/j.strusafe.2012.08.004.
2. Biondini, F., & Frangopol, D.M. (2016). Life-cycle performance of deteriorating structural systems under uncertainty: Review. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 142, No. 9, Art. F4016001. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001544.
3. Kim, S., & Surendran, S. (2014). Residual strength assessment of corroded steel plates using nonlinear finite element analysis. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 26, No. 9, Art. 04014056. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000968.
4. Val, D.V., & Trapper, P.A. (2008). Probabilistic evaluation of initiation time of chloride-induced corrosion. *Cement and Concrete Research*, Vol. 38, No. 4, pp. 589–596. DOI: 10.1016/j.cemconres.2007.11.007.
5. Ellingwood, B.R. (2005). Risk-informed condition assessment of civil infrastructure: State of practice and research issues. *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 1, No. 1, pp. 7–18. DOI: 10.1080/15732470412331289314.
6. Saassouh, B., & Lounis, Z. (2012). Reliability Engineering & System Safety.
7. Saassouh, B., & Lounis, Z. (2012). Probabilistic modeling of corrosion damage in concrete structures. *Reliability Engineering & System Safety*, Vol. 107, pp. 11–19. DOI: 10.1016/j.ress.2012.02.003.
8. Tamrazyan A.G. (2024). Fatigue behavior of bendable reinforced concrete beams under corrosion, *Reinforced Concrete Structures*. 2024. T. 6. № 2. С. 22-34.
9. Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. ANALYSIS OF RELIABILITY OF REINFORCED CONCRETE SLABS WITH CORRODED ARMATURE, *Construction and Reconstruction*. 2022. № 1 (99). С. 89-98.
10. Matseevich T.A., Dankov S.A. Towards the Reliability Assessment of Corrosion-Damaged Sturgeon Structures with the Use of Markov Chains as an Example of Metal Firms, in *Collection: Actual Problems of Construction Industry and Education - 2023*. Collection of reports of the IV National Scientific Conference. Moscow, 2024. С. 630-634.
11. Fedosov S.V., Rumyantseva V.E., Krasilnikov I.V., Krasilnikova I.A. Development of MATHEMATICAL MODELS DESCRIBING CORROSION PROCESSES IN BETON AND REINFORCED CONCRETE STRUCTURES, *Bulletin of Volga Region State Technological University. Series: Materials. Constructions. Technologies*. 2020. № 3. С. 85-93.
12. Melchers, R.E. (2008). Deterioration of steel structures due to atmospheric corrosion. *Corrosion Engineering, Science and Technology*, Vol. 43, No. 3, pp. 178–185. DOI: 10.1179/174327808X325236.
13. Stewart, M.G., & Deng, X. (2015). Climate change impact and risks of concrete infrastructure deterioration. *Engineering Structures*, Vol. 87, pp. 1–12. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.01.013.
14. Li, C.Q., Yang, S., & Saassouh, B. (2016). Modeling corrosion propagation in reinforced concrete structures. *Cement and Concrete Research*, Vol. 89, pp. 1–12. DOI: 10.1016/j.cemconres.2016.07.015.
15. Selyaev V.P., Neverov V.A., Selyaev P.V., Sorokin E.V., Yudina O.A. (2014). Forecasting the durability of reinforced concrete structures considering sulfate corrosion of concrete. *Magazine of Civil Engineering*, 1, 41-52.
16. Kolchunov V.I. Development of methods for analyzing the reliability of reinforced structures under technogenic influences. - M.: RAASN, 2004. - 210 c.
17. Lebedev, V. A., et al. (2017). Corrosion and protection of building structures. Stroyizdat, 2017. ISBN 978-5-274-06024-5.
18. Vu, K.A.T., & Stewart, M.G. (2000). Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models. *Structural Safety*, Vol. 22, No. 4, pp. 313–333. DOI: 10.1016/S0167-4730(00)00018-7.
19. Melchers, R.E. (2008). Marine corrosion of structural steel. *Marine Structures*, Vol. 21, No. 2-3, pp. 72–88. DOI: 10.1016/j.marstruc.2008.03.004.
20. Wang, Y., Li, S., & Zhang, L. (2020). Corrosion behavior of steel with different cross-sectional shapes in chloride environments. *Construction and Building Materials*, Vol. 262, Art. 120801. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120801.
21. Bai, Y., Wang, Q., & Li, Y. (2020). Corrosion-induced degradation of mechanical properties in structural steel: Experimental and numerical study. *Construction and Building Materials*, Vol. 252, Art. 119061. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.119061.
22. Guo, A., Li, H., & Zhao, Y. (2019). Experimental study on the influence of geometric parameters on corrosion resistance of steel sections. *Thin-Walled Structures*, Vol. 145, Art. 106414. DOI: 10.1016/j.tws.2019.106414.
23. Zhang, W., Li, Y., & Zheng, J. (2017). Probabilistic modeling of pitting corrosion in steel structures. *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 48, pp. 1–10. DOI: 10.1016/j.probengmech.2017.03.002.

23. Chen, H., & Alani, A.M. (2013). Reliability-based assessment of corroded steel structures using advanced fracture mechanics. *Engineering Failure Analysis*, Vol. 35, pp. 216–227. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2013.02.016.
24. European Committee for Standardization (CEN). (2005). Eurocode 3: Design of steel structures. EN 1993-1-1. Brussels, Belgium.
25. International Organization for Standardization (ISO). (2012). Corrosion of metals and alloys — Classification of environmental conditions. ISO 9223. Geneva, Switzerland.

Информация об авторах:

Мацеевич Татьяна Анатольевна

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
д.ф.-м. н, профессор, E-mail: matseevichta@mgsu.ru

Данков Савелий Андреевич

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
аспирант, E-mail: olimp.botek@mail.ru

Information about authors:

Matseevich Tatiana A.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
Doctor Of Physical And Mathematical Sciences, Professor,
E-mail: matseevichta@mgsu.ru

Dankov Saveliy A.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
Postgraduate student, E-mail: olimp.botek@mail.ru

Статья поступила в редакцию 30.04.2025
Одобрена после рецензирования 07.06.2025
Принята к публикации 11.06.2025

The article was submitted 30.04.2025
Approved after reviewing 07.06.2025
Accepted for publication 11.06.2025

А.Г. ТАМРАЗЯН¹, Г.А. САДОЯН²^{1,2} ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,
г. Москва, Россия

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПРИ МЕСТНЫХ ИЗМЕНЕНИЯХ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

Аннотация. Производство строительных конструкций сопровождается различными нарушениями технологических требований, вследствие чего могут возникнуть дефекты и повреждения бетона, которые приводят к снижению его прочности. К таким дефектам могут относиться поверхностные раковины и полости, трещины на различных участках и пустоты в бетоне. Наиболее чувствительными к такого рода дефектам и повреждениям являются железобетонные изгибаемые конструкции, в частности, плиты. Рассматривается влияние различных положений участков с дефектным бетоном на несущую способность шарнирно опертых и защемленных железобетонных изгибаемых плит. Построены графики, показывающие изменение несущей способности железобетонных изгибаемых плит в зависимости от значения прочности дефектного бетона и его местоположения. Установлено, что для шарнирно опертых плит наибольшую опасность представляют зоны с дефектным бетоном в пролете и в угловых опорных зонах, а для защемленных плит в середине опорной зоны и в пролете.

Ключевые слова: железобетонные плиты, местные дефекты бетона, несущая способность.

A.G. TAMRAZYAN¹, H.A. SADOYAN²^{1,2} Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russia

LOAD-BEARING CAPACITY OF FLEXIBLE REINFORCED CONCRETE SLABS WITH LOCAL CHANGES IN CONCRETE STRENGTH

Abstract. The production of building structures is accompanied by various violations of technological requirements, which may result in defects and damage to concrete, which lead to a decrease in its strength. Such defects may include surface cavities and cavities, cracks in various areas and voids in concrete. The most sensitive to such defects and damage are reinforced concrete bending structures, in particular, slabs. The influence of various positions of areas with defective concrete on the bearing capacity of hinged and clamped reinforced concrete bending slabs is considered. Graphs are constructed showing the change in the bearing capacity of reinforced concrete bending slabs depending on the strength value of the defective concrete and its location. It is established that for hinged supported slabs, the greatest danger is posed by zones with defective concrete in the span and in the corner support zones, and for clamped slabs in the middle of the support zone and in the span.

Keywords: reinforced concrete slabs, local defects of concrete, bearing capacity.

Введение

Различные исследования российских и зарубежных авторов показывают, что основные причины возникновения большинства дефектов строительных конструкций связаны с дефектами изготовления и неудовлетворительным качеством строительно-монтажных работ (таблица 1).

Таблица 1 – Причины возникновения дефектов строительных конструкций

Причины возникновения дефектов	Источник					
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
	Общая доля от всех дефектов, %					
Дефекты изготовления	48,3	17,6	39,0	65,0	48,9	52,0
Неудовлетворительное качество строительно-монтажных работ		41,6				
Низкое качество материалов	6,0	-	2,0	14,0	-	4,0
Недоработка норм проектирования	4,0	-	10,0	11,0	34,0	-
Неправильная эксплуатация	15,7	8,0	12,0	7,0	17,1	38,0
Ошибки проектирования	25,1	4,0	35,0	-	-	4,0
Совокупность указанных причин	-	17,6	-	-	-	-
Прочие причины и их сочетания	0,9	11,2	2,0	3,0	-	2,0

При этом, исследования ряда авторов показывают, что на железобетонные конструкции приходится достаточно высокая доля от общего числа дефектов (таблица 2).

Таблица 2 – Среднее распределение дефектов по строительным конструкциям

Строительные конструкции	Источник	
	[1]	
	Общая доля от всех дефектов, %	
Железобетонные конструкции	34,0	
Деревянные конструкции	10,0	
Стальные конструкции	15,0	
Кирпичные и блочные конструкции	26,0	
Прочие	15,0	

На рисунке 1 представлена диаграмма, характеризующая основные причины разрушения железобетонных конструкций, эксплуатируемых на открытом воздухе в Нидерландах [7]. Несмотря на то, что открытые пространства характеризуются воздействиями агрессивных сред, приводящих к коррозионным повреждениям, разрушение около 20% всех конструкций обусловлено строительными дефектами.

Большую часть всех дефектов можно разделить на следующие группы: технологические (соединения арматурных изделий с отклонениями от норм; непроектные положения рабочих швов бетонирования; неправильный уход за бетоном в летний и зимний периоды – появляются усадочные трещины на поверхности бетона, приводящие к снижению его прочности; неправильное ведение работ по зимнему бетонированию; недоуплотнение бетона – появляются поры и пустоты, которые снижают прочность бетона; переуплотнение бетона – расслоение бетонной смеси; использование некачественной опалубки, обладающей недостаточной жесткостью и прочностью; неправильное положение опалубки;

преждевременное снятие опалубки; нагружение конструкций до достижения бетоном проектной прочности; отсутствие или недостаточный контроль морозостойкости и водонепроницаемости бетона; отклонения положения конструкций от проектных, превышающие нормативные требования; нарушения проектных требований по укладке смежных слоев бетонной смеси без устройства рабочих швов бетонирования и др.), конструкционные (несоответствие характеристик прочности, плотности, водонепроницаемости, морозостойкости и других показателей бетона для проектируемых конструкций; использование арматурного и металлического проката, не соответствующей по прочности и химическому составу проектным показателям, применение корродированной арматуры; установка рабочей арматуры конструкций в положение, не соответствующей проекту; уменьшение диаметра арматурного стержня; несоответствие толщины защитного слоя бетона проектным и нормативным значениям; присутствие неблагоприятных условий, непредусмотренный в проекте (агрессивная среда, аномальный температурно-влажностный режим, непредусмотренные нагрузки на горизонтальных конструкциях); несоответствие геометрических размеров конструкций проектным; несоответствие положения анкеровки, нахлеста, закладных деталей проектному и др.) и проектные (сложно реализуемые конструктивные и архитектурные решения; неправильный выбор конструктивной схемы; несоответствие нагрузок, заложенных проектом, реальным; несоответствие расчетной схемы реальному положению конструкций; неправильное определение напряженно-деформированного состояния конструкций и др.) [8-10].

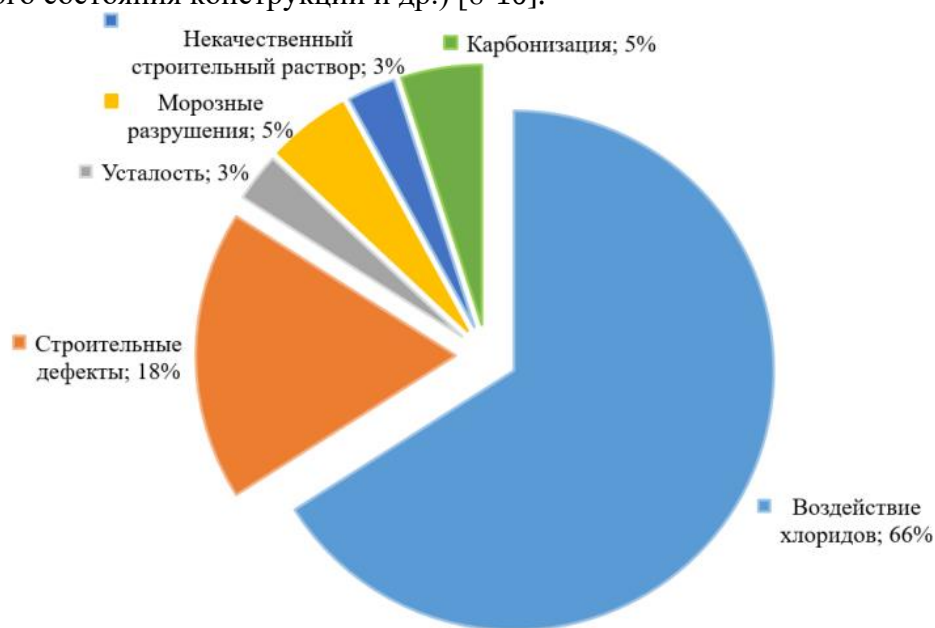


Рисунок 1 – Диаграмма распределения основных причин разрушения железобетонных конструкций, эксплуатируемых на открытом воздухе

Нарушения требований производства железобетонных конструкций могут привести к таким дефектам, как пустоты в бетоне, образование полостей на поверхности, образование трещин в блоках, появление поверхностных раковин и др., которые приводят к снижению прочности и жесткости бетона, что в свою очередь может привести к снижению несущей способности конструкций, а также перераспределению усилий в них [11-13]. Аналогичные дефекты возможны в сборных железобетонных конструкциях [14, 15].

На рисунке 2 представлены графики зависимости прочности бетона от условий уплотнения бетонной смеси, водоцементного соотношения B/C и температурного режима твердения [16-18].

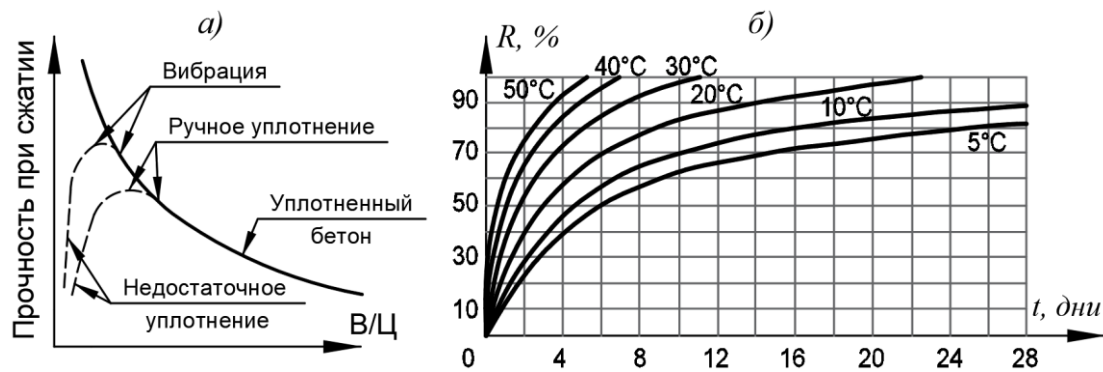


Рисунок 2 – Зависимость прочности бетона на сжатие от: а) водоцементного соотношения В/Ц и способа уплотнения; б) температуры твердения

Целью настоящей работы является исследование влияния изменений прочности бетона на локальных участках на несущую способность изгибаемых железобетонных плит.

Метод

Рассмотрим две плиты с участками дефектного бетона с прочностью, отличающейся от проектной: шарнирно опертая плита, защемленная по контуру плита (см. рисунок 3).

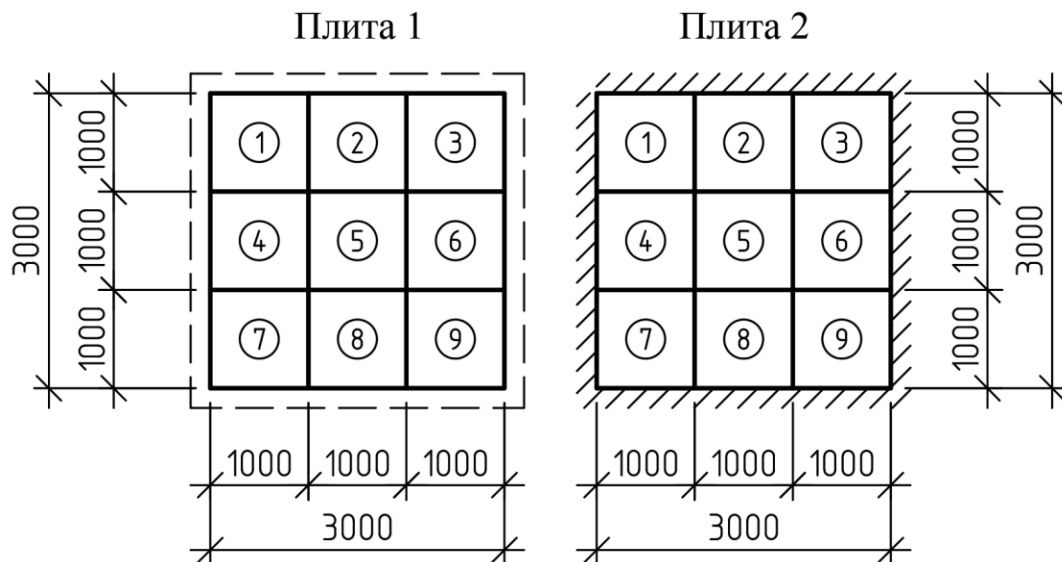


Рисунок 3 – Модели рассматриваемых плит

Одним из популярных методов расчета железобетонных изгибаемых плит является метод предельного равновесия, согласно которому плита разбивается плоскими фрагментами, которые соединяются между собой пластическими шарнирами, как это показано на рисунке 4.

При этом изгибающие моменты M , рассчитываемые на 1 м ширины плиты, определяются по формуле:

$$M = R_s A_s z_b, \quad (1)$$

где A_s – площадь армирования, пересеченная пластическим шарниром.

В зависимости от граничных условий составляются уравнения работ внешних и внутренних сил на перемещениях в предельном равновесии для определения изгибающих моментов. В общем случае в плите действуют следующие изгибающие моменты: пролетные M_I и M_2 и опорные M_{II} , M'_I , M'_{II} .

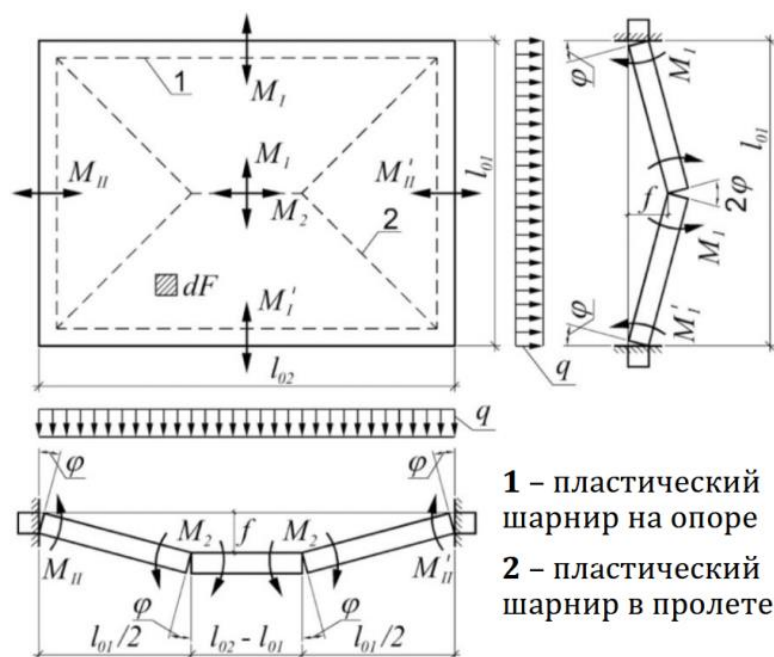


Рисунок 4 – К расчету опертых по контуру плит в общем случае по методу предельного равновесия

Высота полученных пирамид (см. рисунок 4) равняется прогибу плиты f . В таком случае при малых перемещениях угол поворота плоских фрагментов плиты определяется по формуле:

$$\varphi \cong tg\varphi = \frac{2f}{l_{01}} \quad (2)$$

Работа внешних сил будет определяться по формуле:

$$W_q = \int_0^F q z_i dF = qV = \frac{qfl_{01}(3l_{02}-l_{01})}{6}, \quad (3)$$

где q – интенсивность внешней нагрузки;

z_i – перемещение произвольной точки плиты;

F – площадь плиты;

V – объем фигуры перемещения (пирамиды);

l_{01}, l_{02} – длины пролетов.

Работа внутренних сил определяется по формуле:

$$W_M = (2\varphi M_1 + \varphi M_I + \varphi M'_I)l_{02} + (2\varphi M_2 + \varphi M_{II} + \varphi M'_{II})l_{01} \quad (4)$$

Приравняв работу внешних и внутренних сил (3) и (4) и с учетом допущения (2) получим уравнение равенства работ:

$$\frac{ql_{01}^2(3l_{02}-l_{01})}{12} = (2M_1 + M_I + M'_I)l_{02} + (2M_2 + M_{II} + M'_{II})l_{01} \quad (5)$$

Учитывая выражение (5) условие прочности плиты примет следующий вид:

$$q \leq [q_{ult}] \quad (6)$$

При этом $[q_{ult}]$ вычисляется на основе выражения (5).

Несмотря на ряд преимуществ, метод предельного равновесия при расчете плит является достаточно трудоемким, поэтому дальнейший анализ будет выполняться с применением метода конечных элементов.

Принимаем класс проектного бетона В40. Для дефектного бетона будем рассматривать классы В35, В30, В25, В20, В15. Верхнее и нижнее армирование плит принимаем Ø10A500С с шагом 200 мм. Толщина плиты составляет 150 мм.

На рисунке 5 представлено сечение по рассматриваемым плитам между зонами 4 и 6.

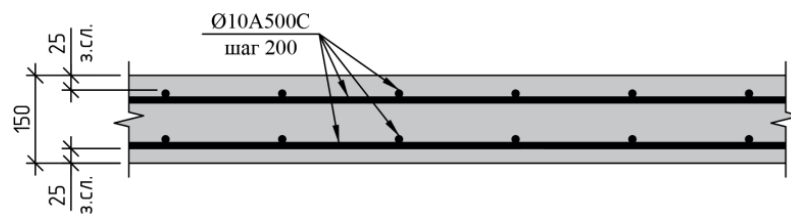


Рисунок 5 – Сечение по рассматриваемым плитам

Для описания работы арматуры A500C используется диаграмма деформирования, полученная из экспериментальных исследований (см. рисунок 6).

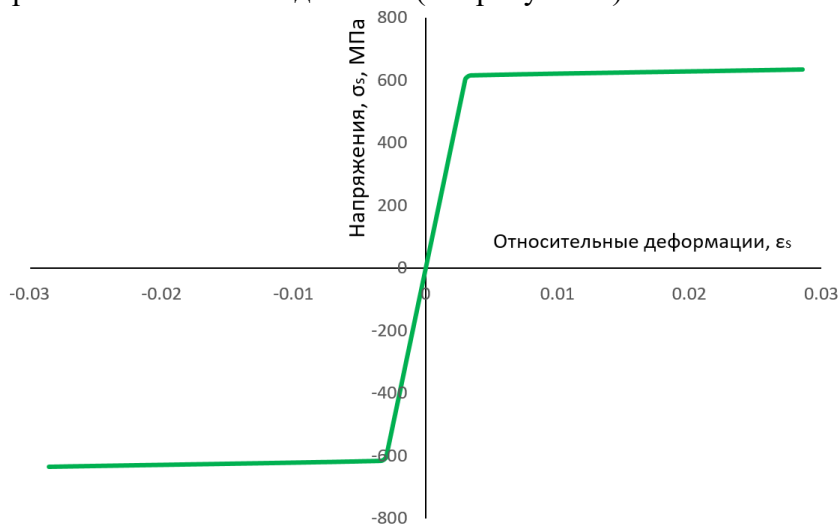


Рисунок 6 – Диаграмма деформирования арматуры класса A500C

Диаграммы деформирования бетона задаются в соответствии с российскими нормами с учетом трудов различных авторов [19-21].

На рисунке 7 представлены криволинейные диаграммы деформирования бетонов В15-В40.

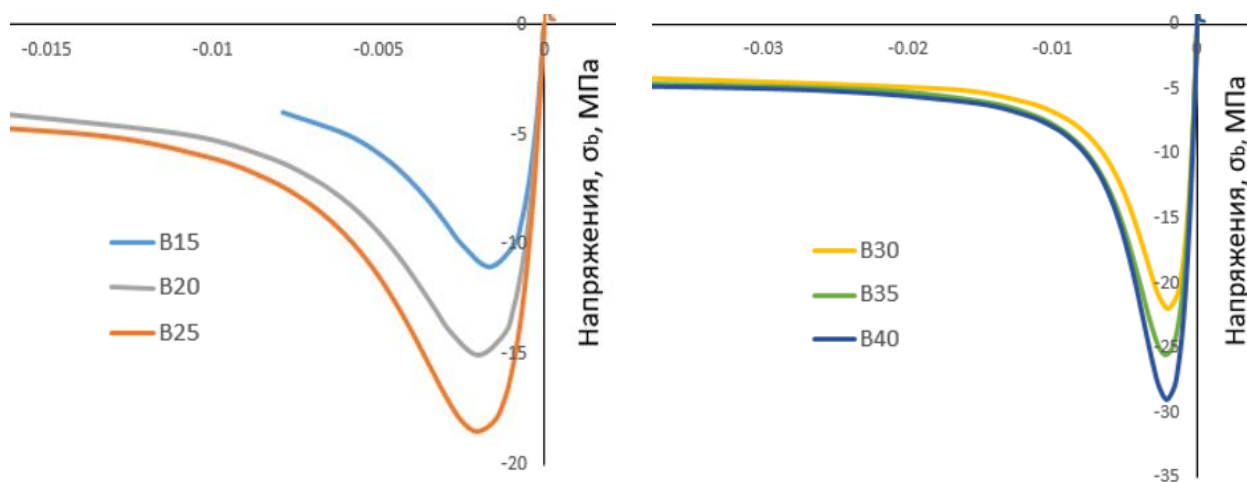


Рисунок 7 – Диаграммы деформирования бетонов В15-В40

В рамках данной работы рассматриваются пять вариантов расположения дефектного бетона с прочностью, отличающейся от проектного: вариант «1» – зона 1; вариант «2» – зона

2; вариант «3» – зона 5; вариант «4» – зоны 1, 3, 7, 9; вариант «5» – зоны 2, 4, 6, 8 (см. рисунок 8).

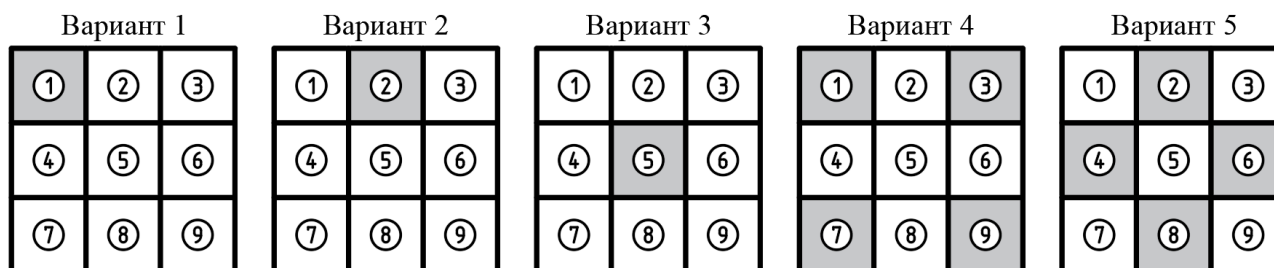


Рисунок 8 – Участки с дефектным бетоном

Для выполнения расчетов будем использовать ПК ЛИРА-САПР [22]. Предполагаем, что на плиту действует равномерно-распределенная нагрузка.

Результаты и обсуждение

Рассмотрим шарнирно опертую плиту (см. рисунок 3).

На рисунке 9 представлена разрушающая нагрузка для различных вариантов расположения дефектного бетона.

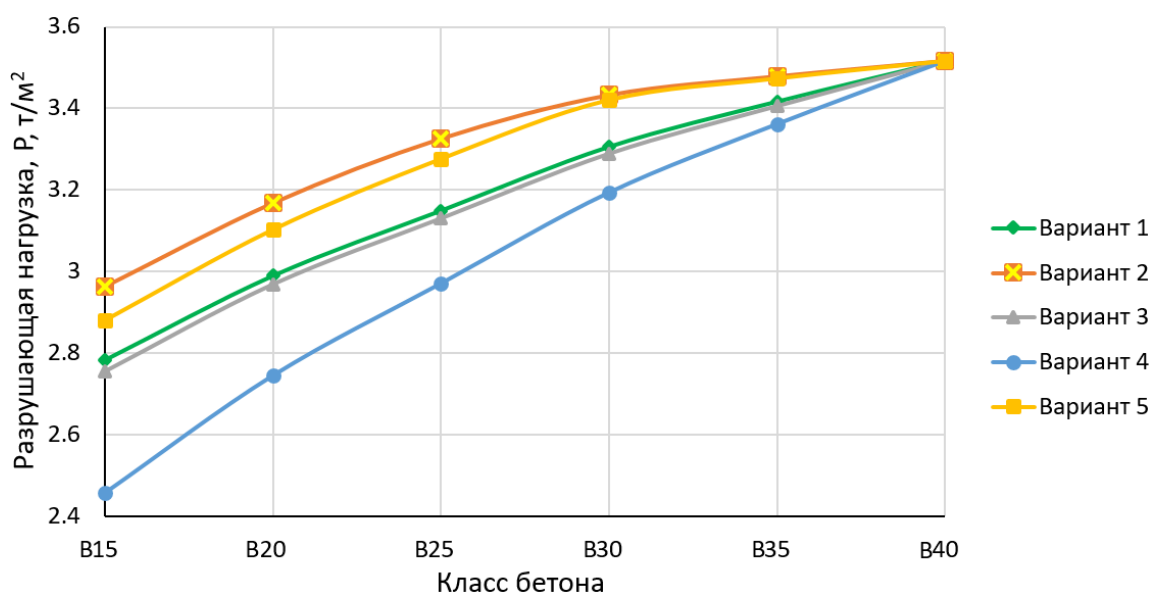


Рисунок 9 – Разрушающая нагрузка R для различных вариантов расположения дефектного бетона при шарнирно опертой плите

Из вариантов «1-3» наибольшую опасность представляет случай с расположением дефектного бетона в центральной части, но следует отметить, что расположение дефектного бетона в угловых и торцевых зонах также ведет к весомой потере несущего ресурса плиты. При дефектном бетоне B15 разрушение плиты для варианта «1» происходит при нагрузке 79,1% от исходной, для варианта «2» при нагрузке 81,9% от исходной, а для варианта «3» при нагрузке 78,3% от исходной. Следует отметить, что при комбинированном варианте «4» разрушение плиты происходит при нагрузке 69,9% от исходной.

На рисунке 10 представлены крутящие моменты M_{xy} для вариантов «1-5».

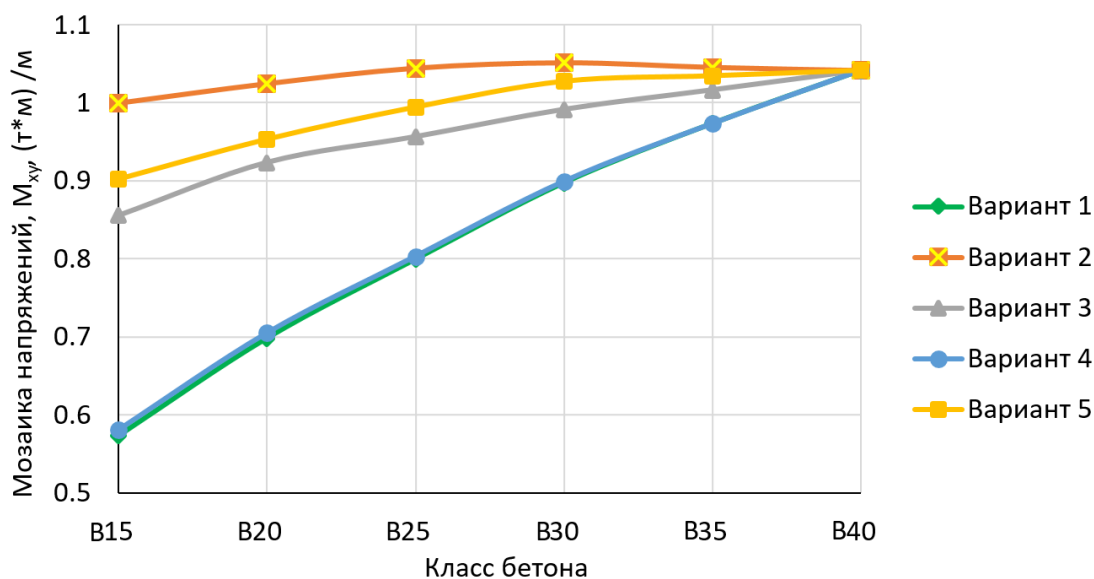


Рисунок 10 – Крутящие моменты M_{xy} для вариантов «1-5» при шарнирно опертой плите

Как видно из рисунка 10 при примерно равных крутящих моментах разница между разрушающими нагрузками для вариантов «1» и «4» при дефектном бетоне B15 составляет 11,7%. Крутящий момент M_{xy} при дефектном бетоне B15 для вариантов «1» и «4» составляет соответственно 55,0% и 55,8% от исходного.

На рисунке 11 представлены изгибающие моменты для вариантов «1-5». Приняты следующие обозначения: $M+$ – изгибающий момент в пролете; M_x и M_y – изгибающие моменты между ячейками 2 и 5 (см. рисунок 8).

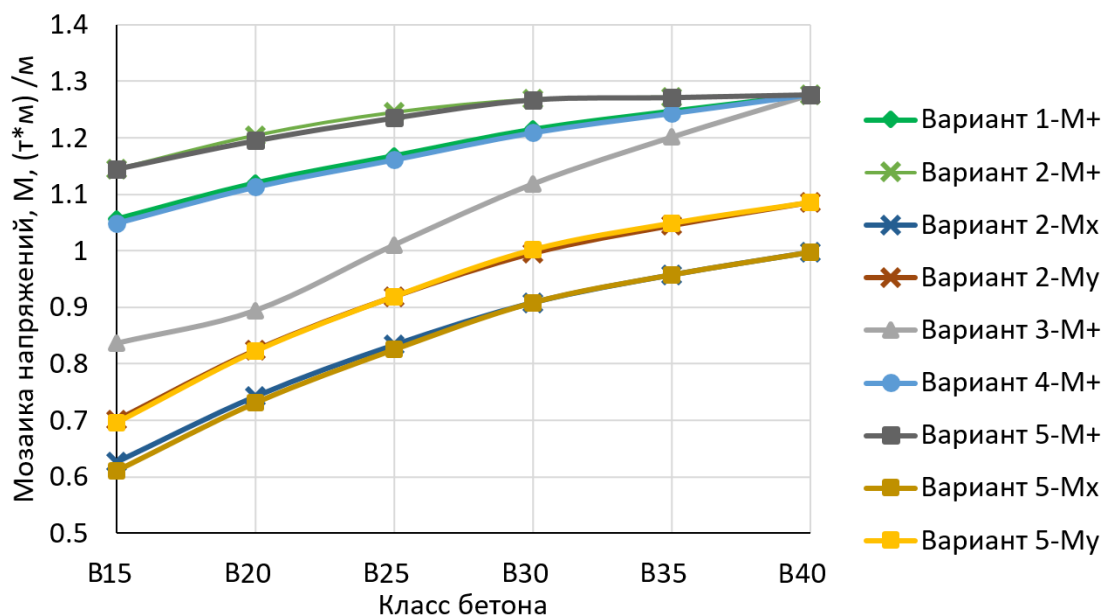


Рисунок 11 – Изгибающие моменты M для вариантов «1-5» при шарнирно опертой плите

Рассмотрим защемленную плиту (см. рисунок 3).

На рисунке 12 представлена разрушающая нагрузка для различных вариантов расположения дефектного бетона.

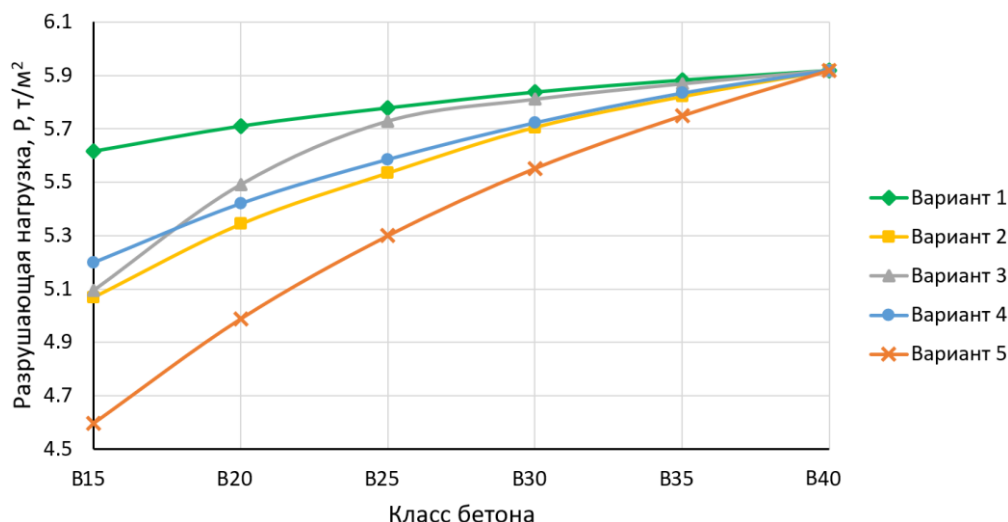


Рисунок 12 – Разрушающая нагрузка R для различных вариантов расположения дефектного бетона при защемленной плите

Из вариантов «1-3» наибольшую опасность представляют случаи с расположением дефектного бетона в вариантах «2» и «3», причем вариант «3» становится особо опасным при прочностях бетона сильно меньше исходного (B15-B20). При дефектном бетоне B15 разрушение плиты для варианта «1» происходит при нагрузке 94,9% от исходной, для варианта «2» при нагрузке 85,7% от исходной, а для варианта «3» при нагрузке 86,1% от исходной. Следует отметить, что при комбинированном варианте «5» разрушение плиты происходит при нагрузке 77,7% от исходной.

На рисунке 13 представлены крутящие моменты M_{xy} для вариантов «1» и «4».

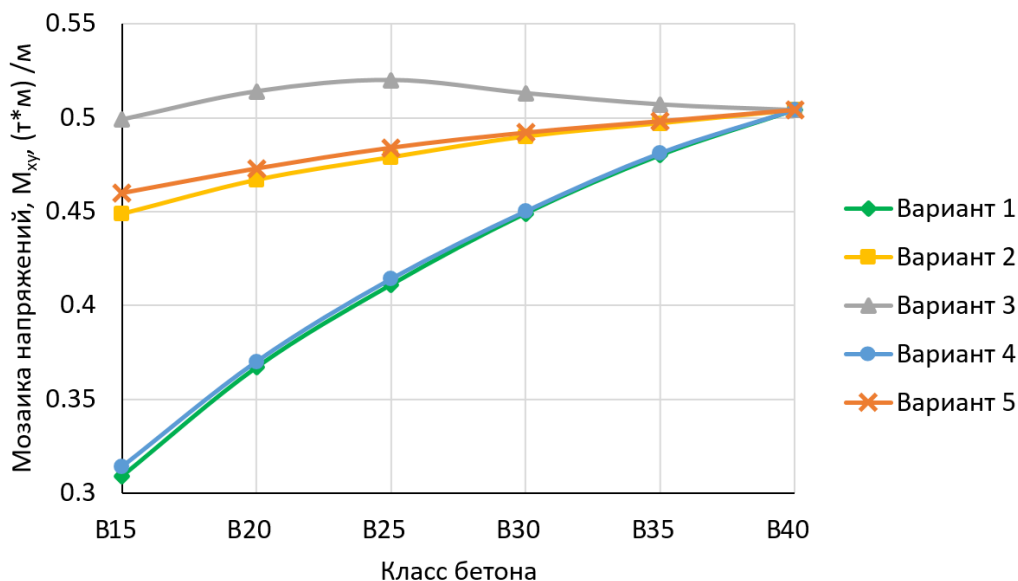


Рисунок 13 – Крутящие моменты M_{xy} для вариантов «1-4» при защемленной плите

Как видно из рисунка 13, при примерно равных крутящих моментах, разница между разрушающими нагрузками для вариантов «1» и «4» при дефектном бетоне B15 составляет 7,4%. Крутящий момент M_{xy} при дефектном бетоне B15 для вариантов «1» и «4» составляет соответственно 61,3% и 62,3% от исходного.

На рисунке 14 представлены изгибающие моменты для вариантов «1-4». Приняты следующие обозначения: M^+ – изгибающий момент в пролете; M^- – изгибающий момент на опоре; M_x и M_y – изгибающие моменты между ячейками 2 и 5 (см. рисунок 8).

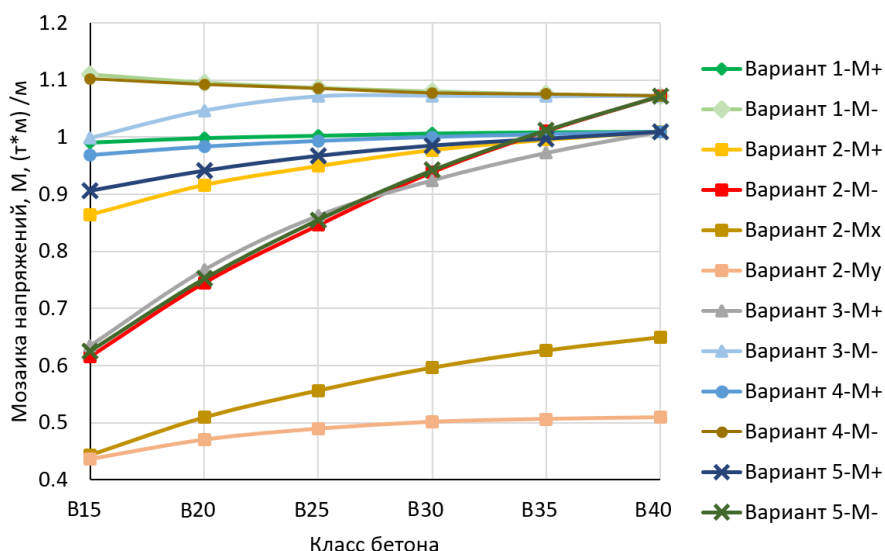


Рисунок 14 – Изгибающие моменты M для вариантов «1-4» при заземленной плите

Как видно из рисунка 14, из вариантов «1-3» наибольшие изменения при дефектном бетоне B15 наблюдаются для опорного изгибающего момента M - варианта «2» (57,5% от исходного) и пролетного изгибающего момента M + варианта «3» (62,8% от исходного). Следует отметить, что при комбинированном варианте «5» при дефектном бетоне B15 опорный момент составляет 58,3% от исходного.

Заключение

В результате проведенного анализа установлено, что наибольшую опасность для шарнирно опертых плит представляют зоны с дефектным бетоном в пролете и в угловых опорных зонах, а для заземленных плит в середине опорной зоны и в пролете. Также следует отметить, что комбинированное влияние зон с дефектами бетона может оказать более разрушительное влияние.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. Москва: Изд-во Ассоц. стронт. вузов, 2007. 255 с.
2. Ройтман А.Г. Ремонт и реконструкция жилых и общественных зданий. Москва: Стройиздат, 1978. 319 с.
3. Добромислов А.Н. Анализ аварий промышленных зданий и инженерных сооружений // Промышленное строительство. 1990. № 9. С. 9-10.
4. Czazynsky A., Czazynsky M. Wyniki analiz katastrof konstrukcji budowlanych // Przegląd budowlany, 1988. № 12. P. 551-552.
5. Oehme P. Schöden an Sthahltrawerken: Statistische Schadensanalyse Deachtung juristischer Aspekte. Berlin: Bauinformation, 1990. 40 s.
6. Болотова А.С. Трескина Г.Е. Системный анализ причин аварий в монолитном строительстве // Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании: Сборник материалов Международной научной конференции. Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2015. С. 229-232.
7. Gaal G.C., Veen C., Djorai M.H. Prediction of deterioration of concrete bridges in the Netherlands // Proceedings of First International Conferense on Bridge Maintenanse, Safety and Management. Barselona: International Center for Numerical Methods in Engineering, 2002. P. 111-118.
8. Волков А.С. Влияние дефектов строительства на несущую способность железобетонных конструкций монолитного каркасного здания // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 2(29). С. 45-56.
9. Макарова П.П. Анализ дефектов железобетонных колонн монолитных каркасов многоэтажных зданий // Инженерные кадры – будущее инновационной экономики России. 2022. № 1. С. 567-570.
10. Байбурин А.Х., Погорелов С.Н. Исследование неоднородности прочности монолитных конструкций // Инженерно-строительный журнал. 2012. №3. С. 12-18.

11. Тамразян А.Г. Исследование влияния местной низкой прочности бетона на несущую способность изгибаемых железобетонных балок // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 5, № 1. С. 3-14.
12. Тамразян А.Г. Перераспределения усилий в статически неопределимых корродированных железобетонных балках // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 8, № 4. С. 5-13.
13. Тамразян А.Г., Кудрявцев М.В. Влияние коррозионных повреждений арматуры на динамическое состояние сжатых железобетонных конструкций // Строительство и реконструкция. 2025. №2. С. 81-93.
14. Тамразян А.Г., Мацеевич Т.А. Анализ надежности железобетонной плиты с корродированной арматурой // Строительство и реконструкция. 2022. № 1(99). С. 89-98.
15. Butcher J.B., Day C.R., Austin J.C., Haycock P.W., Verstraeten D., Schrauwen B. Defect detection in reinforced concrete using random neural architectures // Computer aided civil and infrastructure engineering. 2014. №3. P. 191-207.
16. Губа В.В., Герасименко В.Г., Мастепан А.Н. Городничий А.В., Кротов Р.В. Особенности реологической модели вибрируемой бетонной смеси и ее влияние на прочность // Восточно-Европейский журнал передовых технологий. 2010. Т. 3, № 9(45). С. 35-38.
17. Тамразян А. Г. Вероятностный метод расчета долговечности железобетонных конструкций, подверженных воздействию хлоридов // Актуальные проблемы строительной отрасли и образования – 2021: Сборник докладов Второй Национальной научной конференции, Москва, 08 декабря 2021 года. Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2022. С. 100-106.
18. Тамразян А.Г. Минеев М.С. Калибровка модели коррозионного растрескивания защитного слоя бетона // Строительство и реконструкция. 2021. № 2(94). С. 56-62.
19. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. Москва: Стройиздат, 1996. 416 с.
20. Колчунов Вл.И. Модель расчета параметров предельных состояний железобетонных конструкций. // Строительство и реконструкция. 2025. №2. С. 4-13.
21. Колчунов Вл.И. Физическая суть сопротивления бетона и железобетона от дислокаций до трещин // Строительство и реконструкция. 2022. № 4(102). С. 15-33.
22. Городецкий А.С., Барабаш М.С. Учет нелинейной работы железобетона в ПК ЛИРА-САПР. Метод «Инженерная нелинейность» // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. 2016. Т. 12, №2. С.92-98.

REFERENCES

1. Perel'muter A.V. Izbrannye problemy nadezhnosti i bezopasnosti stroitel'nyh konstrukcij. Moskva: Izd-vo Assoc. stroit. vuzov, 2007. 255 s.
2. Rojzman A.G. Remont i rekonstrukcija zhilyh i obshhestvennyh zdaniy. Moskva: Strojizdat, 1978. 319 s.
3. Dobromyslov A.N. Analiz avarij promyshlennyh zdaniy i inzhenernyh sooruzhenij // Promysh-lennoe stroitel'stvo. 1990. № 9. S. 9-10.
4. Czazynsky A., Czazynsky M. Wyniki analiz katastrof konstrukcji budowlanych // Przegląd budowlany, 1988. № 12. P. 551-552.
5. Oehme P. Schöden an Sthahltrawerken: Statistische Schadensanalyse Deachtung juristischer Aspekte. Berlin: Bauinformation, 1990. 40 s.
6. Bolotova A.S. Treskina G.E. Sistemnyj analiz prichin avarij v monolitnom stroitel'stve // Integracija, partnerstvo i innovacii v stroitel'noj nauke i obrazovanii: Sbornik materialov Mezhduna-rodnoj nauchnoj konferencii. Moskva: Nacional'nyj issledovatel'skij Moskovskij gosudarstvennyj stro-itel'nyj universitet, 2015. S. 229-232.
7. Gaal G.C., Veen C., Djorai M.H. Prediction of deterioration of concrete bridges in the Netherlands // Proceedings of First International Conferense on Bridge Maintenance, Safety and Management. Barselona: International Center for Numerical Methods in Engineering, 2002. P. 111-118.
8. Volkov A.S. Vlijanie defektov stroitel'stva na nesushhuju sposobnost' zhelezobetonnyh kon-strukcij monolitnogo karkasnogo zdaniya // Stroitel'stvo unikal'nyh zdaniy i sooruzhenij. 2015. № 2(29). S. 45-56.
9. Makarova P.P. Analiz defektov zhelezobetonnyh kolonn monolitnyh karkasov mnogojetazhnyh zdaniy // Inzhenernye kadry – budushhee innovacionnoj jekonomiki Rossii. 2022. № 1. S. 567-570.
10. Bajburin A.H., Pogorelov S.N. Issledovanie neodnorodnosti prochnosti monolitnyh konstruk-cij // Inzhenerno-stroitel'nyj zhurnal. 2012. №3. S. 12-18.
11. Tamrazyan A.G. Issledovanie vlijaniya mestnoj nizkoj prochnosti betona na nesushhuju sposobnost' izgibaemyh zhelezobetonnyh balok // Zhelezobetonnye konstrukcii. 2024. Т. 5, № 1. S. 3-14.
12. Tamrazyan A.G. Pereraspredelenija usilij v staticheski neopredelimyh korrodirovannyh zhele-zobetonnyh balkah // Zhelezobetonnye konstrukcii. 2024. Т. 8, № 4. S. 5-13.
13. Tamrazyan A.G., Kudrjavcev M.V. Vlijanie korrozionnyh povrezhdenij armatury na dinamicheskoe sotojanie szhatyh zhelezobetonnyh konstrukcij // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. 2025. №2. S. 81-93.
14. Tamrazyan A.G., Maceevich T.A. Analiz nadezhnosti zhelezobetonnoj plyty s korrodirovannoj ar-maturoj // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. 2022. № 1(99). S. 89-98.
15. Butcher J.B., Day C.R., Austin J.C., Haycock P.W., Verstraeten D., Schrauwen B. Defect detection in reinforced concrete using random neural architectures // Computer aided civil and infrastructure engineering. 2014. №3. P. 191-207.

16. Guba V.V., Gerasimenko V.G., Mastepan A.N. Gorodnichij A.V., Krotov R.V. Osobennosti reologicheskoy modeli vibriruemoy betonnoj smesi i ee vlijanie na prochnost' // Vostochno-Evropejskij zhurnal передовых технологий. 2010. Т. 3, № 9(45). S. 35-38.
17. Tamrazyan A. G. Veroyatnostnyj metod rascheta dolgovechnosti zhelezobetonnyh konstrukcij, podverzhennyh vozdejstviyu hloridov // Aktual'nye problemy stroitel'noj otrasli i obrazovaniya – 2021: Sbornik dokladov Vtoroj Nacional'noj nauchnoj konferencii, Moskva, 08 dekabrya 2021 goda. Moskva: Nacional'nyj issledovatel'skij Moskovskij gosudarstvennyj stroitel'nyj universitet, 2022. S. 100-106.
18. Tamrazyan A.G. Mineev M.S. Kalibrovka modeli korrozionnogo rastreskivaniya zashhitnogo sloja betona // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. 2021. № 2(94). S. 56-62.
19. Karpenko N.I. Obshhie modeli mehaniki zhelezobetona. Moskva: Strojizdat, 1996. 416 s.
20. Kolchunov V.I. Model' rascheta parametrov predel'nyh sostojanij zhelezobetonnyh konstrukcij. // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. 2025. №2. S. 4-13.
21. Kolchunov V.I. Fizicheskaja sut' soprotivlenija betona i zhelezobetona ot dislokacij do treshhin // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. 2022. № 4(102). S. 15-33.
22. Gorodeckij A.S., Barabash M.S. Uchet nelinejnoj raboty zhelezobetona v PK LIRA-SAPR. Metod «Inzhenernaja nelinejnost'» // Mezhdunarodnyj zhurnal po raschetu grazhdanskih i stroitel'nyh konstrukcij. 2016. Т. 12, №2. S.92-98.

Информация об авторах

Тамразян Ашот Георгиевич

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,
г. Москва, Россия,
Член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: tamrazian@mail.ru

Садоян Гамлет Андрикович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,
г. Москва, Россия,
Аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: sadoyangamlet@mail.ru

Information about authors

Tamrazyan Ashot G.

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russia,
Corresponding Member of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures.
E-mail: tamrazian@mail.ru

Sadoyan Hamlet A.

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russia,
Postgraduate student.
E-mail: sadoyangamlet@mail.ru

Статья поступила в редакцию 30.03.2025
Одобрена после рецензирования 12.06.2025
Принята к публикации 14.06.2025

The article was submitted 30.03.2025
Approved after reviewing 12.06.2025
Accepted for publication 14.06.2025

В.С. ФЕДОРОВ¹, В.Е. ЛЕВИТСКИЙ¹¹ Российский университет транспорта, Москва, Россия

РАЗВИТИЕ МЕТОДОЛОГИИ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ТЕМПЕРАТУРЫ НА МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА

Аннотация. Данная статья является первой в цикле статей, посвященных обобщению и анализу многочисленных опубликованных материалов по исследованию механических свойств бетона при нагреве. Необходимость изучения влияния температуры нагрева на механические характеристики бетона обусловлена необходимостью их использования в применяемых практических методиках расчёта по оценке огнестойкости конструкций. Дано представление об объёме имеющихся исследовательских программ, их доступности и различии. Описаны результаты многочисленных и разноплановых исследований прочностных и деформативных характеристик бетона, подтвержденные специальными методами исследования на воздействие температуры. Исследования механических свойств бетона при нагреве проводились по разным методам испытания, различных видов и составов бетона, что привело к большому разнообразию данных, что трудно установить какие-то закономерности. Связь напряжений и деформаций для бетона при нагреве не удаётся получить из опытов в прямом виде и необходима методика определения требуемых характеристик. Сделан вывод о необходимости стандартизации условий испытаний, научного обобщения, структурирования и анализа выявленного многообразия результатов исследования механических свойств бетона при нагреве, способное объяснить существующие закономерности и предсказать новые.

Ключевые слова: бетон, огнестойкость, нагрев под нагрузкой, диаграмма деформирования, модуль упругости при нагреве, разделение компонентов деформации, модель термостатического сопротивления.

V.S. FEDOROV¹, V.E. LEVITSKY¹¹ Russian University of Transport, Moscow, Russia

DEVELOPMENT OF METHODOLOGY FOR STUDYING THE EFFECT OF TEMPERATURE ON THE MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE

Abstract. This article is the first in a series of articles devoted to the generalization and analysis of numerous published materials on the study of mechanical properties of concrete during heating. The need to study the effect of heating temperature on the mechanical characteristics of concrete is due to the need for their use in applied practical calculation methods for assessing the fire resistance of structures. An idea is given about the scope of the available research programs, their accessibility and differences. The results of numerous and diverse studies of the strength and deformation characteristics of concrete are described, confirmed by special methods of studying the effects of temperature. Studies of the mechanical properties of concrete during heating were carried out using various testing methods, different types and compositions of concrete, which led to a wide variety of data, which makes it difficult to establish any patterns. The relationship between stresses and deformations for concrete during heating cannot be obtained from experiments in direct form, and a methodology is needed to determine the required characteristics. The conclusion is made about the need for standardization of test conditions, scientific generalization, structuring and analysis of the revealed variety of results of studying the mechanical properties of concrete during heating, which can explain existing patterns and predict new ones.

Keywords: concrete, fire resistance, heating under load, deformation diagram, modulus of elasticity under heating, separation of deformation components, thermal force resistance model.

Введение

Необходимость изучения влияния температуры нагрева на механические характеристики материалов (бетона и арматуры) обусловлена определяющей степенью их использования в применяемых практических методиках расчёта на огнестойкость. Если для самых первых упрощённых расчётных моделей термосилового сопротивления железобетонных элементов требовался минимальный набор характеристик, то с развитием подходов и методов возникла надобность во всё большем количестве параметров, определяющих поведение материала. Использование метода «изотермы 500°C» для расчета предела огнестойкости железобетонного элемента не требует знания температурных параметров бетона, для расчёта необходима лишь зависимость предела текучести арматурной стали от температуры. Расчёт по приведённому сечению требует уже зависимости для модуля деформаций или модуля упругости нагретого бетона сжатой зоны. В случае физически нелинейного деформационного расчёта применяются диаграммы связи напряжений и деформаций бетона и арматуры при различных температурах нагрева, выраженные в том или ином виде, а также свободные температурные деформации. В данной статье внимание будет сфокусировано на установлении связи напряжений и деформаций для бетона.

Метод

Задачу получения опытных диаграмм «напряжения-деформации» при нагреве наиболее просто решить по аналогии с нормальными температурными условиями, испытывая до разрушения образцы, предварительно нагретые до заданной температуры. Методика позволяет получить базовые прочностные и деформативные характеристики бетона непосредственно из эксперимента, испытывая образцы стандартной формы, размеров и естественной влажности, а выдержка образцов при заданной температуре в течение некоторого времени исключает влияние температурных градиентов по сечению.

Первым, кто таким образом получил экспериментальные диаграммы «напряжения-деформации» для бетона при нагреве, судя по публикациям, был Fugamiga [1]. Диаграммы включали нисходящие ветви и ветви разгрузки. Результаты показали, что с ростом температуры кроме уменьшения прочности при сжатии и модуля упругости также уменьшается наклон нисходящей ветви диаграммы.

За последние шесть с лишним десятилетий был накоплен значительный массив опытных данных по влиянию высокотемпературного нагрева на механические свойства бетона, полученных для бетона различного состава и в различных условиях испытаний. Проведённые исследования были направлены как на решение задач получения требуемых характеристик для выполнения расчётов огнестойкости конструкций в условиях кратковременного (продолжительностью до 5 часов) высокотемпературном (до 1000°C) нагрева, характерного для условий пожара, так и затрагивали вопросы более общего изучения поведения бетона при кратковременном и длительном воздействии высоких температур, решение которых необходимо для проектирования жаростойких технологических установок, и в особенности, предварительно напряженных железобетонных защитных оболочек атомных реакторов – prestressed concrete pressure vessels (PCPV) [2,3,4,5].

Существующие в настоящее время режимы испытаний можно условно разделить на две группы в зависимости от того, меняется или нет температура во время нагружения.

Силовые испытания после нагрева до заданной температуры, в зарубежной терминологии – стационарные испытания, или испытания в установившихся условиях (Steady-state tests):

– нагрев образца без нагрузки и последующее нагружение с постоянной скоростью роста напряжений или деформаций (unstressed tests). Испытание позволяет определить модуль упругости, прочность и соответствующие ей предельные деформации, а постоянная скорость

деформаций также даёт возможность оценить поведение бетона на нисходящей ветви и определить максимальную механическую энергию, рассеиваемую образцом при разрушении (ultimate mechanical dissipation energy);

- нагрев образца под нагрузкой эксплуатационного уровня (обычно от 20 до 40% от разрушающей при нормальной температуре), последующее нагружение с предварительной разгрузкой, либо без неё (unstressed tests). Предполагалось, что этот режим соответствует условиям работы бетона сжатой зоны конструкций, которые во время пожара подвергаются внезапному догружению из-за выхода из строя другого конструктивного элемента;

- медленный нагрев образца и приложение постоянной нагрузки, остающейся постоянной в течение длительного времени – испытания на установившуюся ползучесть. Испытание не получило решающего значения для оценки огнестойкости, поскольку для существенного прироста деформаций обычно требуется период времени, намного превышающий продолжительность пожара.

Однако в условиях пожара, как практически и во всех остальных случаях воздействия высокой температуры, бетон в конструкциях подвергается нагреву в нагруженном состоянии. Поэтому было совершенно очевидным, что получать характеристики необходимо при нагреве предварительно нагруженных образцов.

Испытания в условиях нестационарного нагрева под нагрузкой, в зарубежной терминологии – нестационарные испытания, или испытания в переходных условиях (Transient tests):

- нагружение образца до заданного уровня и последующий нагрев со скоростью, обеспечивающей равномерность температурного поля по сечению образца. Результатом являются кривые развития полных деформаций бетона, а снижение прочности оценивается по температуре разрушения образцов;

- нагружение образца до заданного уровня и последующий нестационарный нагрев с сохранением постоянного значения начальной деформации за счёт изменения величины внешней нагрузки – тесты на релаксацию. Испытание продолжается до тех пор, пока внешняя нагрузка не снизится до исходного уровня;

- нагружение образца до заданного уровня и последующий нестационарный нагрев с постоянной скоростью и изменением внешней нагрузки по произвольному режиму (ступенчато или плавно), включая разгрузку. Испытание в наибольшей степени соответствует реальным условиям работы бетона в конструкции и задачей построения моделей термосилового сопротивления бетона является прогнозирование его реакции в этих условиях на основе данных простых испытаний.

Первые эксперименты с бетоном, нагретым под напряжением, были проведены Малхотрой [6]. Бетонные образцы в виде цилиндров диаметром 2 дюйма и длиной 4 дюйма нагревали под уровнем нагружения примерно 0,2, а затем нагружали до разрушения. Повышение прочности нагруженного бетона по сравнению с бетоном, нагретым без нагрузки, составляло от 4% при 200°C до 21% при 500°C.

В 1971 году Абрамс (Abrams M.S.) [7] сообщил об исследовании, в котором были получены аналогичные результаты (рис. 1). Образцы из шести различных бетонов были нагружены сжимающим напряжением до уровня 0,25, 0,40 и 0,55 прочности на сжатие, нагреты до 204°C, 482°C и 704°C, после чего нагружены до разрушения. Повышение прочности составило от 5 до 25% во всех испытаниях, независимо от прочих факторов (типа заполнителя, пропорций смеси, прочности до нагрева, температуры испытания).

Экспериментальные данные Abrams M.S. примечательны также и тем, что вместе с полученными Cruz C.R. [8] результатами исследования модуля упругости бетона при нагреве стали основой для соответствующего раздела американского документа ACI 216R Guide for Determining Fire Endurance of Concrete Elements [9].

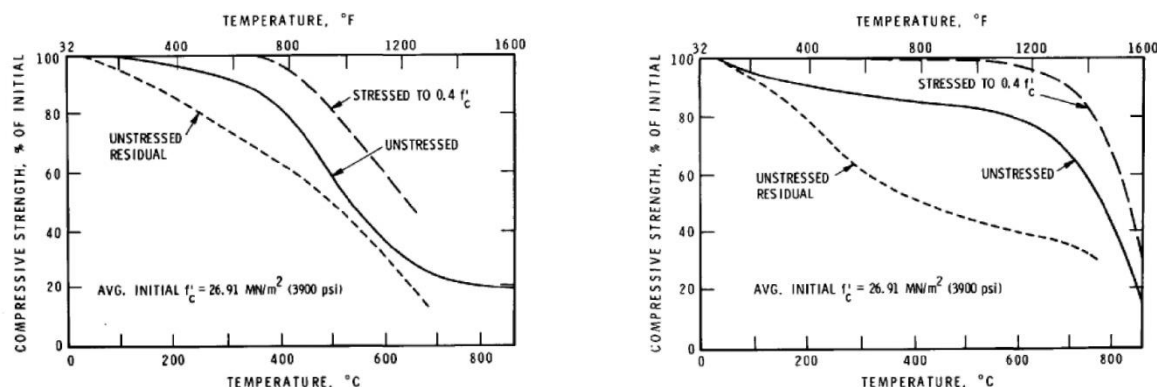


Рисунок 1 - Влияние температуры нагрева на напряженную (stressed), ненапряженную (unstressed) и ненапряженную остаточную (unstressed residual) прочность бетона [8]: а – бетон на гранитном заполнителе; б – бетон на известняковом заполнителе

Принимая во внимание, что бетон в конструкциях подвергается нестационарному нагреву, оставаясь нагруженным, для более полного соответствия реальным условиям была разработана методика, где бетон, предварительно нагруженный до заданного уровня напряжений в широком диапазоне его изменения (0,2...0,8 от прочности при нормальной температуре), сопротивляется нестационарному нагреву с заданной скоростью роста температуры (0,5...5 °C/мин) вплоть до разрушения.

Наиболее важным результатом данных испытаний стал тот факт, что деформации образцов, нагретых под нагрузкой, оказались более чем в два раза больше, чем образцов, которые были сначала нагреты до той же температуры, а затем нагружены. Об этой примечательной особенности впервые сообщили шведские исследователи Хансен и Эрикссон [10], причём они не только обнаружили данный эффект, но и установили влияние на него основных факторов. Отмеченное относительно существенное повышение деформативности (1) – проявляется только при первом нагреве; (2) – является необратимым; (3) – не зависит от скорости нагрева; (4) – в образцах из цементного камня и цементно-песчаного раствора реализуется в большей степени, чем в бетонных; (5) – проявляется не только в высыхающих, но и в изолированных от высыхания образцах.

Часто отмеченное повышение деформативности называют «кратковременной температурной ползучестью», хотя оно и не является ползучестью в привычном смысле, поскольку не зависит от времени (от скорости нагрева).

Необходимость проведения испытаний при нестационарном нагреве нагруженных образцов заставила обратить более пристальное внимание на такие факторы как форма и начальная влажность образцов. Массивные образцы не обеспечивают равномерность прогрева, поэтому для испытаний необходимо использовать полые тонкостенные цилиндры, нагреваемые со стороны внешней и внутренней поверхностей. Однако такие образцы, как правило, требуют снижения максимальной крупности заполнителя и предварительного высушивания во избежание взрывообразного разрушения, что оказывает влияние на получаемые результаты. Появились предположения, что образцы естественной влажности будут показывать иное поведение, чем высушенные образцы. Кроме того, необходимо учитывать, что в массивных элементах влага, превращающаяся в результате нагрева в водяной пар, зачастую не имеет возможности свободно выйти наружу и условиям работы бетона в таких конструкциях в лучшей степени будут соответствовать испытания изолированных от высыхания образцов.

С точки зрения применения результатов нестационарных испытаний в расчёте основной трудностью стал тот факт, что связь напряжений и деформаций не удаётся получить

из опытов в прямом виде и необходима методика определения требуемых характеристик. Однако даже при наличии такой методики следует принимать во внимание, что бетон в условиях неравномерного нестационарного нагрева сечений конструкций не находится в условиях действия постоянных напряжений. Температурная деградация жёсткостей компонентов сечения приводит к перераспределению напряжений: на участках с уменьшающейся жёсткостью напряжения падают, на более жёстких и менее прогретых – растут вместе с ростом температуры. Поэтому при интенсивном прогреве сжатой зоны в сечениях конструкций на локальном уровне нагружение бетона является режимным и необходима методика, позволяющая учесть эти условия.

Результаты и обсуждения

Первое комплексное исследование механических свойств бетона в условиях высокотемпературного нагрева было проведено Андербергом и Теландерссоном (Y. Anderberg, S. Thelandersson [11] в университете Лунд (Швеция). Программа включала четыре серии испытаний: (1) – нестационарный нагрев под нагрузкой постоянного уровня; (2) – нагружение после нагрева без нагрузки; (3) – испытания на кратковременную 3-х часовую стационарную температурную ползучесть, которые показали её незначительный вклад в развитие деформаций при кратковременном нагреве; (4) – нагружение или разгрузка в процессе нестационарного нагрева, а также тесты на релаксацию. Использовался тяжёлый бетон на гранитном заполнителе с кубиковой прочностью 55,1...64,0 МПа. В ряде испытаний оценивалось влияние начальной влажности образцов (высушенные, естественной влажности, водонасыщенные).

Оценка влияния различных факторов на прочностные и деформативные свойства бетона при нагреве была дана в серии экспериментальных исследований, проведенных под руководством Шнайдера (U. Schneider) [12, 13] в лаборатории Технического университета Брауншвейг в Германии. Были получены новые опытные данные по деформациям бетона (1) – при нестационарном нагреве под нагрузкой (для тяжёлого и лёгкого бетона); (2) – при нагружении образцов, нагревавшихся в нагруженном состоянии и затем разгруженных, эти испытания показали значительное повышение модуля упругости бетона; (3) – при длительной 250-часовой стационарной ползучести; (4) – для нескольких режимных загрузок, а также стационарной и нестационарной релаксации. Фактором, наиболее сильно влияющим на прочностные и деформативные свойства бетона наряду с последовательностью приложения силового и температурного воздействий, стал тип крупного заполнителя и его количественное содержание.

Современное состояние исследования влияния высокой температуры на свойства бетона представлено в обзорах Naus D.J. [14,15, Willam K. et al. [16], Knaack A.M. et al. [17], Phan L.T. et al. [18], Alogla and Kodur [19] и др.).

Отечественные исследования прочностных и деформативных свойств бетона при высоких температурах для задач расчёта огнестойкости проводились под руководством Яковлева А.И. во ВНИИПО и Милованова А.Ф. в НИИЖБ в 1970-80х годах.

В монографии Яковлева А.И. [20] приводятся полученные при участии Олимпиева В.Г., Зенкова Н.И. и др. данные для восьми составов бетона – высокопрочного на гранитном заполнителе (начальная прочность 59 и 78 МПа), обычной прочности на гранитном и на известняковом заполнителе (24 МПа), тяжелого крупнозернистого и мелкозернистого силикатобетона (32 МПа), легкого бетона на керамзитовом (17 МПа) и трепельном заполнителе (33,5 МПа). В монографии Милованова А.Ф. [21] даны полученные при участии Камбарова Х.У., Зиновьева В.Н., Абдуллаева Р. и др. результаты для шести составов тяжёлого и лёгкого бетона (пропаренного и естественного твердения). Все доступные результаты получены при нестационарном нагреве под нагрузкой и опубликованы в работах [22,23,24,25,26,27].

Стремление приблизить условия испытания к реальному термосопротивлению бетона в конструкции и испытать различные виды бетона привело к большому разнообразию данных. Порой создаётся впечатление, что кривые настолько заметно отличаются от испытания к испытанию, сильно зависят от состава и влажности бетона, что трудно установить какие-то закономерности. Здесь необходима теория, способная объяснить существующие закономерности и предсказать новые. О потребности в создании «общих» моделей неоднократно упоминает и разработчик программного комплекса SAFIR J.-M. Franssen [28]. Попытки стандартизировать условия испытаний начали предпринимать только сравнительно недавно. В 2024 году в нашей стране усилиями сотрудников НИИЖБ НИЦ разработан национальный стандарт ГОСТ Р 71504-2024 «Бетоны. Методы определения механических свойств при высоких температурах», который четко определяет последовательность действий и измерений температуры и деформационных характеристик бетона в процессе испытаний.

Заключение

1. Исследования механических свойств бетона с учетом высокотемпературного теплового воздействия проводились по разным методам испытания, различных видов и составов бетона, что привело к большому разнообразию данных.

2. Результаты прочностных и деформативных характеристик бетона заметно отличаются от испытания к испытанию, сильно зависят от состава и влажности бетона, что трудно установить какие-то закономерности.

3. Требуется научное обобщение, структурирование и анализ выявленного многообразия результатов исследований механических свойств бетона при нагреве, способных объяснить существующие закономерности и предсказать новые. По крайней мере, необходима методика, позволяющая обоснованно определять механические характеристики бетона для расчёта огнестойкости конструкций проектирования.

4. Развитие методов исследований (испытаний и теории расчёта) будет производиться в следующих работах.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Furumura F. Stress-strain Curve of Concrete at High Temperatures // Transactions of the Architectural Institute of Japan, Abstract No 7004. 1966. p. 686.
2. Baldwin R., North M.A. Stress-strain Curves of Concrete at High Temperature – A Review / Fire Research Station, Borehamwood, Herts. Note No.785. October 1969. 15 p.
3. Baldwin R., North M.A. A Stress-strain Relationship for Concrete at High Temperature // Magazine of Concrete Research. 1973. Vol. 25. Issue 85. Pp. 208-212. DOI: 10.1680/macr.1973.25.85.208
4. Smith G.M., Young L.E. Ultimate Flexural Analysis on Stress-Strain Curves for Cylinders // ACI Journal Proceedings. 1956. Vol. 53. Issue 12. Pp. 597-609. DOI: 10.14359/11531
5. Hognestad E. A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. Bulletin No. 399. University of Illinois Engineering, Experiment Station. Urbana, Illinois. 1951. 134 p.
6. Malhotra H.L. The effect of temperature on the compressive strength of concrete // Magazine of Concrete Research. 1956. Vol. 8. No. 3. pp. 85-94.
7. Abrams M.S. Compressive Strength of Concrete at Temperatures to 1600°F / ACI Special Publication SP-25 Temperature and Concrete. American Concrete Institute. 1971. pp. 33–58.
8. Cruz C.R. Apparatus for Measuring Creep of Concrete at Elevated Temperature // Journal of the PCA Research and Development Laboratories. Bulletin 225. Portland Cement Associations. 1968. V. 10. No. 3. Pp. 36–42.
9. ACI 216R-89. Guide for Determining Fire Endurance of Concrete Elements. / American Concrete Institute, ACI Committee 216. Farmington Hills, Michigan, 1989. 48 pp.
10. Hansen C.T., Eriksson L. Temperature Change Effect on Behavior of Cement Paste, Mortar, and Concrete under Load // ACI Journal Proceedings. 1966. Vol. 63. No. 4. Pp. 489–502.
11. Anderberg Y., Thelandersson S. Stress and Deformation Characteristics of Concrete: Part 2 - Experimental Investigation and Material Behavior Model. Bulletin 54. Lund Institute of Technology, Sweden. 1976. 85 p.

12. Schneider U. Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitationsschrift. Heft 42. Technischen Universität Braunschweig. 1979. 180 p.
13. Schneider U. Behaviour of Concrete at High Temperature. HEFT 337. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Wilhelm Ernst & Sohn, Munich, Germany, 1982.
14. Naus D.J. The Effect of Elevated Temperature on Concrete Materials and Structures – A Literature Review / U.S. Nuclear Regulatory Commission, Office of Nuclear Regulatory Research, Oak Ridge National Laboratory. Washington, DC. 2005. 204 p.
15. Naus D.J. A Compilation of Elevated Temperature Concrete Material Property Data and Information for Use in Assessments of Nuclear Power Plant Reinforced Concrete Structures / U.S. Nuclear Regulatory Commission, Office of Nuclear Regulatory Research, Oak Ridge National Laboratory. Washington, DC. 2010. 328 p.
16. Willam K., Xi Y., Lee K., Kim B. Thermal Response of Reinforced Concrete Structures in Nuclear Power Plants / SESM No. 02-2009. Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, University of Colorado at Boulder. 2009. 210 p.
17. Knaack A.M., Kurama Y.C., Kirkner D.J. Stress-Strain Properties of Concrete under Elevated Temperatures / Structural Engineering Research Report University of Notre Dame (NDSE-09-01). Notre Dame, Indiana. 2009. 130 p.
18. Phan L.T., McAllister T.P., Gross J.L., Hurley M.J. Best Practice Guidelines for Structural Fire Resistance Design of Concrete and Steel Buildings / NIST Technical Note 1681. National Institute of Standards and Technology, Society of Fire Protection Engineers. 2010. 217 p.
19. Alogla S., Kodur V. Temperature-Induced Transient Creep Strain in Fiber-Reinforced Concrete. Cement and Concrete Composites. 2020. Vol. 113. 103719. doi:10.1016/j.cemconcomp.2020.103719.
20. Яковлев А.И. Расчёт огнестойкости строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1988. – 143 с.
21. Милованов А.Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре. – М.: Стройиздат, 1998. – 304 с.
22. Милованов А.Ф., Зиновьев В.Н. Деформации высокопрочного бетона при кратковременном нагреве // Бетон и железобетон. 1981. №9.
23. Милованов А.Ф. Методы определения физико-механических свойств бетона для условий пожара. // Пути повышения огнестойкости строительных материалов и конструкций: Материалы семинара МДНТП им. Ф.Э. Дзержинского. – М.: Знание, 1982. – С. 81-85.
24. Олимпиев В.Г. О методике исследования прочности и деформативности бетона при высоких температурах в условиях пожара // Огнестойкость строительных конструкций. – М.: ВНИИПО, 1973. – Вып. 1. – С.44-64.
25. Олимпиев В.Г., Зенков Н.И. Исследование прочностных и деформативных свойств тяжелого силикатного бетона при воздействии высоких температур // Огнестойкость строительных конструкций. – М.: ВНИИПО, 1975. – Вып. 3. – С. 24-36.
26. Олимпиев В.Г., Зенков Н.И., Сорокин А.Н. Исследование прочности и деформативности лёгкого бетона при высоких температурах // Огнестойкость строительных конструкций. – М.: ВНИИПО, 1976. – Вып. 4. – С. 23-33.
27. Зенков Н.И., Зависнова Л.М. Прочность и деформативность бетона на гранитном заполнителе при действии высоких температур. // Огнестойкость строительных конструкций. – М.: ВНИИПО, 1977. – Вып. 5. – С. 88-94.
28. Franssen J.-M. Plastic Analysis of Concrete Structures Subjected to Fire. Proceedings of the Workshop Fire Design of Concrete Structures: What now? What next? Milano. 2005. Pp.133-145.

REFERENCES

1. Furumura F. Stress-strain Curve of Concrete at High Temperatures. *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, Abstract No 7004. 1966. P. 686.
2. Baldwin R., North M.A. Stress-strain Curves of Concrete at High Temperature - A Review. *Fire Research Station, Borehamwood*, Herts. Note No.785. October 1969. 15 p.
3. Baldwin R., North M.A. A Stress-strain Relationship for Concrete at High Temperature. *Magazine of Concrete Research*. 1973. Vol. 25. Issue 85. Pp. 208-212. DOI: 10.1680/macr.1973.25.85.208
4. Smith G.M., Young L.E. Ultimate Flexural Analysis on Stress-Strain Curves for Cylinders. *ACI Journal Proceedings*. 1956. Vol. 53. Issue 12. Pp. 597-609. DOI: 10.14359/11531
5. Hognestad E. A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. Bulletin No. 399. University of Illinois Engineering, Experiment Station. Urbana, Illinois. 1951. 134 p.
6. Malhotra H.L. The effect of temperature on the compressive strength of concrete. *Magazine of Concrete Research*. 1956. Vol. 8. No. 3. Pp. 85-94.

7. Abrams M.S. Compressive Strength of Concrete at Temperatures to 1600°F. *ACI Special Publication SP-25 Temperature and Concrete*. American Concrete Institute. 1971. Pp. 33-58.
8. Cruz C.R. Apparatus for Measuring Creep of Concrete at Elevated Temperature. *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*. Bulletin 225. Portland Cement Associations. 1968. Vol. 10. No. 3. Pp. 36-42.
9. *ACI 216R-89. Guide for Determining Fire Endurance of Concrete Elements*. American Concrete Institute, ACI Committee 216. Farmington Hills, Michigan, 1989. 48 p.
10. Hansen C.T., Eriksson L. Temperature Change Effect on Behavior of Cement Paste, Mortar, and Concrete under Load. *ACI Journal Proceedings*. 1966. Vol. 63. No. 4. Pp. 489-502.
11. Anderberg Y., Thelandersson S. *Stress and Deformation Characteristics of Concrete: Part 2 - Experimental Investigation and Material Behavior Model*. Bulletin 54. Lund Institute of Technology, Sweden. 1976. 85 p.
12. Schneider U. *Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen*. Habilitationsschrift. Heft 42. Technischen Universität Braunschweig. 1979. 180 p.
13. Schneider U. *Behaviour of Concrete at High Temperature*. HEFT 337. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Wilhelm Ernst & Sohn, Munich, Germany, 1982.
14. Naus D.J. *The Effect of Elevated Temperature on Concrete Materials and Structures - A Literature Review*. U.S. Nuclear Regulatory Commission, Office of Nuclear Regulatory Research, Oak Ridge National Laboratory. Washington, DC. 2005. 204 p.
15. Naus D.J. *A Compilation of Elevated Temperature Concrete Material Property Data and Information for Use in Assessments of Nuclear Power Plant Reinforced Concrete Structures*. U.S. Nuclear Regulatory Commission, Office of Nuclear Regulatory Research, Oak Ridge National Laboratory. Washington, DC. 2010. 328 p.
16. Willam K., Xi Y., Lee K., Kim B. *Thermal Response of Reinforced Concrete Structures in Nuclear Power Plants*. SESM No. 02-2009. Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, University of Colorado at Boulder. 2009. 210 p.
17. Knaack A.M., Kurama Y.C., Kirkner D.J. *Stress-Strain Properties of Concrete under Elevated Temperatures*. Structural Engineering Research Report University of Notre Dame (NDSE-09-01). Notre Dame, Indiana. 2009. 130 p.
18. Phan L.T., McAllister T.P., Gross J.L., Hurley M.J. *Best Practice Guidelines for Structural Fire Resistance Design of Concrete and Steel Buildings*. NIST Technical Note 1681. National Institute of Standards and Technology, Society of Fire Protection Engineers. 2010. 217 p.
19. Alogla S., Kodur V. Temperature-Induced Transient Creep Strain in Fiber-Reinforced Concrete. *Cement and Concrete Composites*. 2020. Vol. 113. 103719. doi:10.1016/j.cemconcomp.2020.103719.
20. Yakovlev A.I. *Raschet ognestoykosti stroitelnykh konstruktsiy* [Calculation of Fire Resistance of Building Structures]. Moscow: Stroyizdat, 1988. 143 p. (rus).
21. Milovanov A.F. *Stoykost zhelezobetonnykh konstruktsiy pri pozhare* [Resistance of Reinforced Concrete Structures in Fire]. Moscow: Stroyizdat, 1998. 304 p. (rus).
22. Milovanov A.F., Zinoviev V.N. *Deformatsii vysokoprochnogo betona pri kratkovremennom nagreve* [Deformations of High-Strength Concrete under Short-Term Heating]. *Beton i zhelezobeton*. 1981. No. 9. (rus).
23. Milovanov A.F. *Metody opredeleniya fiziko-mekhanicheskikh svoystv betona dlya usloviy pozhara* [Methods for Determining Physical and Mechanical Properties of Concrete for Fire Conditions]. *Puty povysheniya ognestoykosti stroitelnykh materialov i konstruktsiy: Materialy seminar MDNTP im. F.E. Dzerzhinskogo*. Moscow: Znanie, 1982. Pp. 81-85. (rus).
24. Olimpiev V.G. *O metodike issledovaniya prochnosti i deformativnosti betona pri vysokikh temperaturakh v usloviyakh pozhara* [On the Methodology for Studying the Strength and Deformability of Concrete at High Temperatures under Fire Conditions]. *Ognestoykost stroitelnykh konstruktsiy*. Moscow: VNIPO, 1973. Iss. 1. Pp. 44-64. (rus).
25. Olimpiev V.G., Zenkov N.I. *Issledovanie prochnostnykh i deformativnykh svoystv tyazhelogo silikatnogo betona pri vozdeystvii vysokikh temperatur* [Study of Strength and Deformation Properties of Heavy Silicate Concrete under High Temperatures]. *Ognestoykost stroitelnykh konstruktsiy*. Moscow: VNIPO, 1975. Iss. 3. Pp. 24-36. (rus).
26. Olimpiev V.G., Zenkov N.I., Sorokin A.N. *Issledovanie prochnosti i deformativnosti lyogkogo betona pri vysokikh temperaturakh* [Study of Strength and Deformability of Lightweight Concrete at High Temperatures]. *Ognestoykost stroitelnykh konstruktsiy*. Moscow: VNIPO, 1976. Iss. 4. Pp. 23-33. (rus).
27. Zenkov N.I., Zavismova L.M. *Prochnost i deformativnost betona na granitnom zapolnitele pri deystvii vysokikh temperatur* [Strength and Deformability of Granite Aggregate Concrete under High Temperatures]. *Ognestoykost stroitelnykh konstruktsiy*. Moscow: VNIPO, 1977. Iss. 5. Pp. 88-94. (rus).
28. Franssen J.-M. *Plastic Analysis of Concrete Structures Subjected to Fire. Proceedings of the Workshop Fire Design of Concrete Structures: What now? What next?* Milano. 2005. Pp. 133-145.

Информация об авторе

Федоров Виктор Сергеевич

ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта», г. Москва, Россия,
докт. техн. наук, проф., зав. кафедрой «Строительные конструкции, здания и сооружения»,
E-mail: fvs_skzs@mail.ru

Левитский Валерий Евгеньевич

ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта», г. Москва, Россия,
канд. техн. наук, доц., доцент кафедры «Строительные конструкции, здания и сооружения»,
E-mail: dobriy_vecher@mail.ru

Information about author

Fedorov Victor S.

Russian University of Transport, Moscow, Russia,
doct in tech. sc., prof, head. of the dep. of Building Construction, Buildings and Structures,
E-mail: fvs_skzs@mail.ru

Levitsky Valery E.

Russian University of Transport, Moscow, Russia,
candidate in tech. sc., docent, associated prof. of the dep. of Building Construction, Buildings and Structures,
E-mail: dobriy_vecher@mail.ru

Статья поступила в редакцию 12.04.2025
Одобрена после рецензирования 09.06.2025
Принята к публикации 11.06.2025

The article was submitted 12.04.2025
Approved after reviewing 09.06.2025
Accepted for publication 11.06.2025

Ю.В. ПУХАРЕНКО¹, Д.А. ПАНТЕЛЕЕВ¹, М.И. ЖАВОРОНКОВ¹¹ ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет»,
г. Санкт-Петербург, Россия**ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ДИСПЕРСНО АРМИРОВАННОГО
КЕРАМЗИТОБЕТОНА ПОД НАГРУЗКОЙ**

Аннотация. Статья посвящена исследованию особенностей деформирования и разрушения керамзитобетона, дисперсно армированного волокнами. Представлены результаты испытаний керамзитобетонных образцов, армированных высокомодульной базальтовой фиброй, а также низкомодульной синтетической микро- и макрофиброй. Рассмотрены экспериментальные данные силовых и энергетических характеристик трещиностойкости фиброкерамзитобетонных образцов, полученные экспериментально в соответствии с положениями ГОСТ 29167-2021 «Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении». Установлено, что армирование низкомодульными синтетическими макроволокнами может привести к повышению прочности керамзитобетона, причем более значительному даже по сравнению с армированием высокомодульными базальтовыми волокнами. Однако достижение этой прочности будет сопровождаться значительными прогибами.

Ключевые слова: фибробетон, керамзитобетон, трещиностойкость, вязкость разрушения, деформации, критический коэффициент интенсивности напряжений, прочность.

Yu.V. PUKHARENKO¹, D.A. PANTELEEV¹, M.I. ZHAVORONKOV¹¹Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education
«Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering», St. Petersburg, Russia**DEFORMABILITY OF DISPERSED REINFORCED EXPANDED CLAY
CONCRETE UNDER LOAD**

Abstract. The article is devoted to the study of the deformation and destruction characteristics of expanded clay concrete dispersively reinforced with fibers. The article presents the test results of expanded clay concrete samples reinforced with high-modulus basalt fiber, as well as low-modulus synthetic micro- and macrofiber. The article considers the experimental data on the strength and energy characteristics of crack resistance of fiber expanded clay concrete samples, obtained experimentally in accordance with the provisions of GOST 29167-2021 «Concrete. Methods for determining crack resistance characteristics (fracture toughness) under static loading». It was found that reinforcement with low-modulus synthetic macrofibers can lead to an increase in the strength of expanded clay concrete, and a more significant one even in comparison with reinforcement with high-modulus basalt fibers. However, achieving this strength will be accompanied by significant deflections.

Keywords: fiber concrete, expanded clay concrete, crack resistance, fracture toughness, deformation, critical stress intensity factor, strength.

Введение

Существенной проблемой в строительстве по-прежнему остается массивность железобетонных конструкций зданий и сооружений, которую можно решить путем замены тяжелых бетонов на легкие – менее плотные, но при этом не менее надежные и эффективные [1–3]. Важнейшими характеристиками, определяющими надежность конструкции при эксплуатации под нагрузкой, являются трещиностойкость и вязкость разрушения, так как известно, что наличие в бетоне даже незначительных дефектов под действием сравнительно небольших усилий может приводить к разрушению [4–8].

© Пухаренко Ю.В., Пантелеев Д.А., Жаворонков М.И., 2025

Одним из наиболее эффективным методов, позволяющих повысить трещиностойкость (вязкость разрушения) и прочность бетона, является дисперсное армирование различными волокнами [9, 10].

В последние годы проведен значительный объем исследований и получены подробные сведения о трещиностойкости дисперсно армированных бетонов, матрицей которых является тяжелый бетон [11–15]. Гораздо меньше информации по данному вопросу поступает относительно фиброармированных легких бетонов.

Целью данной работы являлось исследование влияния различных видов волокон на прочность и деформативность конструкционного керамзитобетона под нагрузкой.

Метод

При проведении экспериментальных исследований в соответствии с ГОСТ 29167–2021 «Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении» были изготовлены и испытаны опытные образцы в виде балок размером 7х7х28 см из керамзитобетона с использованием следующих сырьевых материалов:

- портландцемент ЦЕМ I 42,5Н производства АО «Сланцевский цементный завод „Цесла“» по ГОСТ 31108–2020 «Цементы общестроительные. Технические условия»;
- песок кварцевый с модулем крупности 2,2 и насыпной плотностью 1510 кг/м³ по ГОСТ 8736–2014 «Песок для строительных работ. Технические условия»;
- гравий керамзитовый (фракция 5–10 мм) с насыпной плотностью 495 кг/м³ по ГОСТ 32496–2013 «Заполнители пористые для легких бетонов. Технические условия»;
- суперпластификатор на основе эфиров поликарбоксилатов «СИНТЕФЛОУ» Мега 52».

Для дисперсного армирования керамзитобетона применялась высокомодульная базальтовая фибра длиной 12 мм и диаметром 0,017 мм, а также низкомодульная синтетическая (полипропиленовая) микрофибра «Fibrin XT» длиной 12 мм и диаметром 0,018 мм, и макрофибра «Durus S500» длиной 48 мм и диаметром 0,7 мм (рисунок 1).



Рисунок 1 – Базальтовая фибра (а), синтетическая микрофибра «Fibrin XT» (б) и синтетическая макрофибра «Durus S500» (в)

Армирующие волокна вводились в готовую керамзитобетонную смесь, состав которой приведен в таблице 1. Перемешивание смеси производилось при помощи бетоносмесителя принудительного действия, при этом керамзитовый гравий вводился в последнюю очередь.

Таблица 1 – Состав исходной керамзитобетонной смеси (матрицы)

Сырьевые материалы	Расход материалов, кг/м ³
портландцемент	437
кварцевый песок	748
керамзитовый гравий	394
суперпластификатор	1,75
вода	216

Формование образцов из приготовленной фибробетонной смеси производилось на стандартной лабораторной виброплощадке с гармоническими колебаниями. Для набора прочности свежесформованные образцы помещались в камеру нормального твердения, в которой выдерживались 28 суток до начала испытаний.

Для определения характеристик трещиностойкости изготовленных образцов использовалось разработанное на кафедре ТСМиМ СПбГАСУ устройство (рисунок 2), позволяющее получать диаграммы деформирования дисперсно армированного керамзитобетона в виде графиков зависимости прогибов от прикладываемых нагрузок, с помощью которых, в соответствии с положениями ГОСТ 29167–2021, определялись силовые и энергетические характеристики трещиностойкости исследуемого материала [16, 17].



Рисунок 2 – Установка для определения характеристик трещиностойкости бетона

Результаты и обсуждение

Полученные физико-механические характеристики матрицы приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Физико-механические характеристики неармированного керамзитобетона

Средняя плотность, $\rho_{ср}$, кг/м ³	Модуль упругости, E , МПа	Предел прочности при сжатии, $R_{сж}$, МПа	Предел прочности на растяжение при изгибе, $R_{изг}$, МПа
1685	20314	33,7	3,45

Диаграммы деформирования фиброкерамзитобетонных образцов представлены на рисунках 3–5.

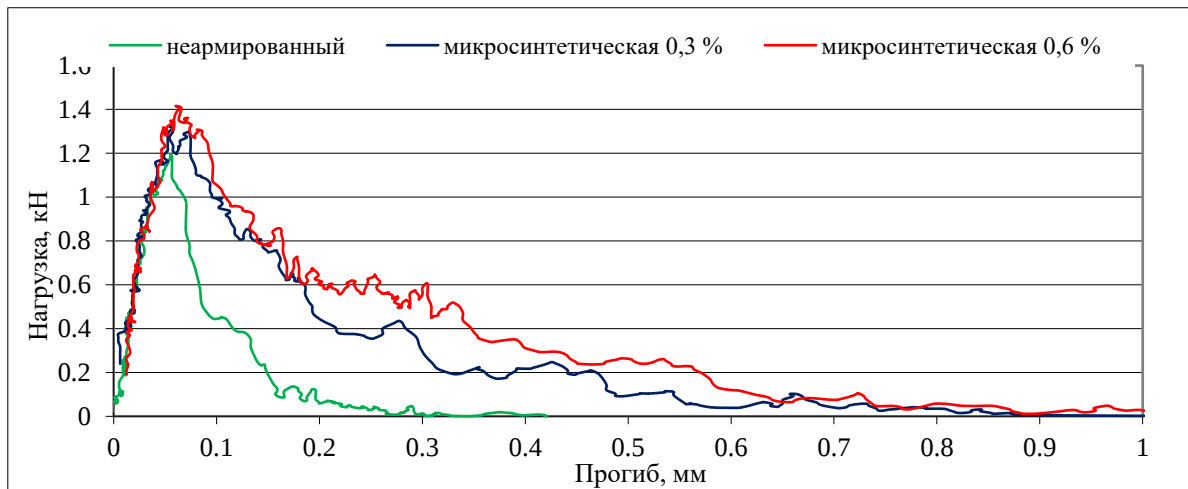


Рисунок 3 – Диаграммы деформирования фиброкерамзитобетонных образцов, армированных микрофиброй «Fibrin XT»

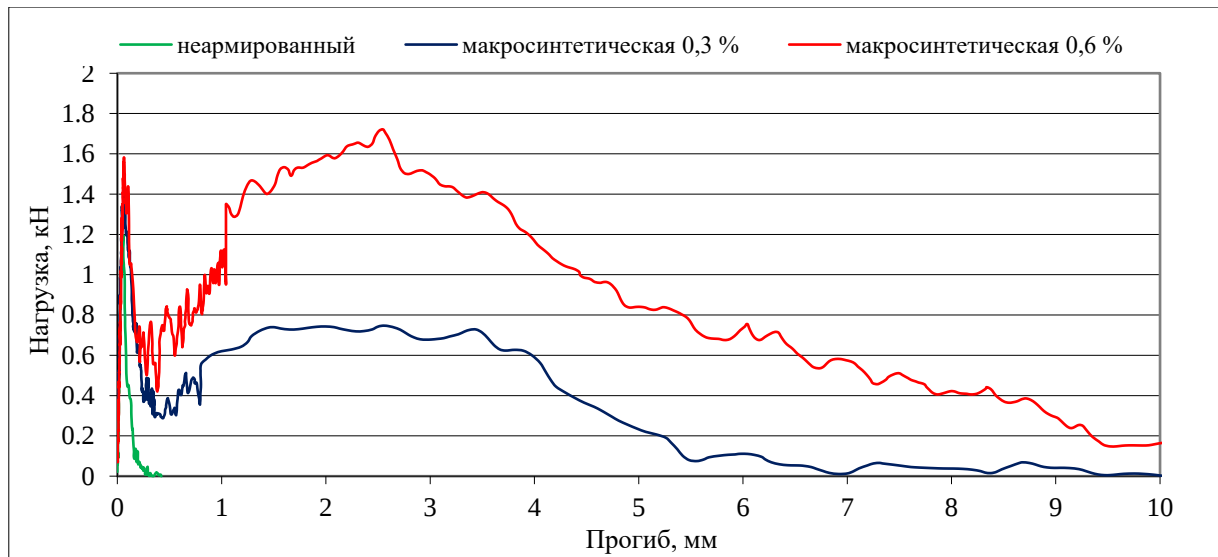


Рисунок 4 – Диаграммы деформирования фиброкерамзитобетонных образцов, армированных макрофиброй «Durus S500»

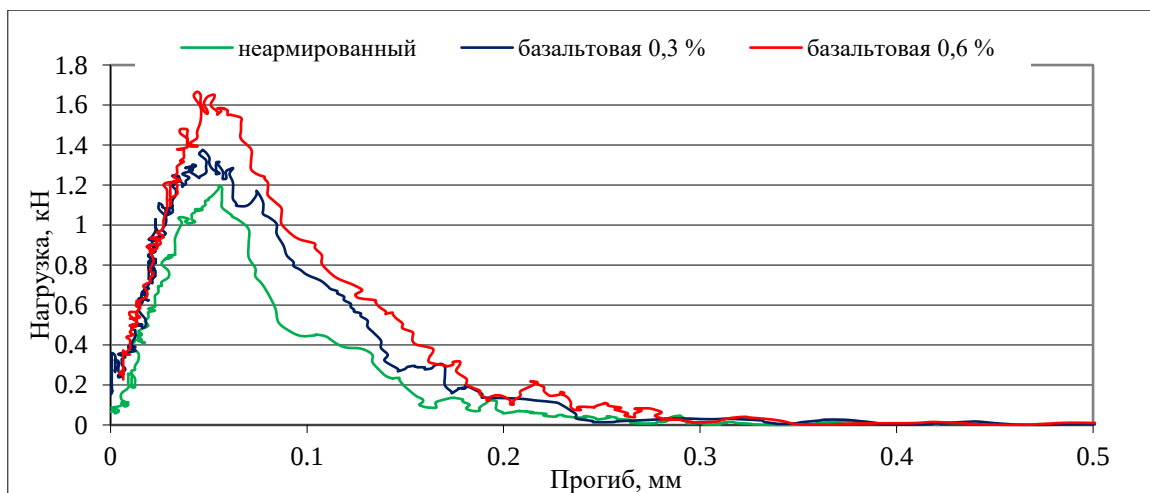


Рисунок 5 – Диаграммы деформирования фиброкерамзитобетонных образцов, армированных базальтовой фиброй

Силовые и энергетические характеристики трещиностойкости керамзитобетонных и фиброкерамзитобетонных образцов приведены в таблице 3.

Таблица 3 – Силовые и энергетические характеристики трещиностойкости

Силовые и энергетические характеристики трещиностойкости	Вид и содержание фибры						
	неармированный	микросинтетическая (0,3 об. %)	микросинтетическая (0,6 об. %)	макросинтетическая (0,3 об. %)	макросинтетическая (0,6 об. %)	базальтовая (0,3 об. %)	базальтовая (0,6 об. %)
Удельные энергозатраты на статическое разрушение до момента начала движения магистральной трещины, G_i , Дж/м ²	14,2	16,6	19,1	20,2	21,0	15,8	16,8
Удельные эффективные энергозатраты на статическое разрушение, G_f , Дж/м ²	26,8	73,5	107,2	1057,6	2897,1	39,8	52,9
Критический коэффициент интенсивности напряжений, K_c , МПа·м ^{0,5}	0,54	0,54	0,55	0,60	0,64	0,66	0,68
J -интеграл, Дж/м ²	10,29	12,20	13,09	12,57	14,20	11,14	12,05
Предел прочности на растяжение при изгибе, $R_{изг}$, МПа	3,45	3,75	4,10	4,21	5,09	4,07	4,98

На рисунке 6 представлены диаграммы деформирования фиброкерамзитобетонных образцов, армированных высокомодульной базальтовой и низкомодульной синтетической микро- и макрофиброй в количестве 0,3 % и 0,6 % по объему, по которым видно, что неармированный керамзитобетонный образец после появления магистральной трещины (при разрушающей нагрузке равной 1,2 кН и прогибу равному 0,06 мм) разрушается хрупко: наблюдается резкое нисхождение кривой деформирования.

Диаграммы деформирования керамзитобетонных образцов, армированных низкомодульной синтетической микрофиброй, а также и макрофиброй, в начале координат практически повторяют график неармированного керамзитобетонного образца. Однако после разрушения керамзитобетонной матрицы при достижении образцом прогиба, равного 0,06–0,08 мм, диаграммы приобретают более плавный нисходящий характер, что свидетельствует о включении в работу армирующих волокон, обеспечивающих повышение вязкости разрушения композита (G_f). При этом, использование макрофибры, за счет ее более высокого сцепления с матрицей, связанного с развитой боковой поверхностью и жесткой заделкой волокна, приводит к более заметному результату. Керамзитобетонные образцы, армированные высокомодульной базальтовой фиброй, подобно неармированным образцам, разрушаются хрупко.

В отличие от тяжелого фибробетона, в котором коэффициент интенсивности напряжений (K_c) остается неизменным при любом содержании низкомодульных синтетических волокон, их присутствие в составе керамзитобетона приводит к некоторому увеличению этой характеристики, свидетельствующем о повышении трещиностойкости композита, что может быть связано с меньшей плотностью и модулем упругости матрицы. Наибольшей трещиностойкостью закономерно обладают керамзитобетонные образцы, армированные базальтовой фиброй, так как ее модуль упругости значительно больше модуля упругости бетона.

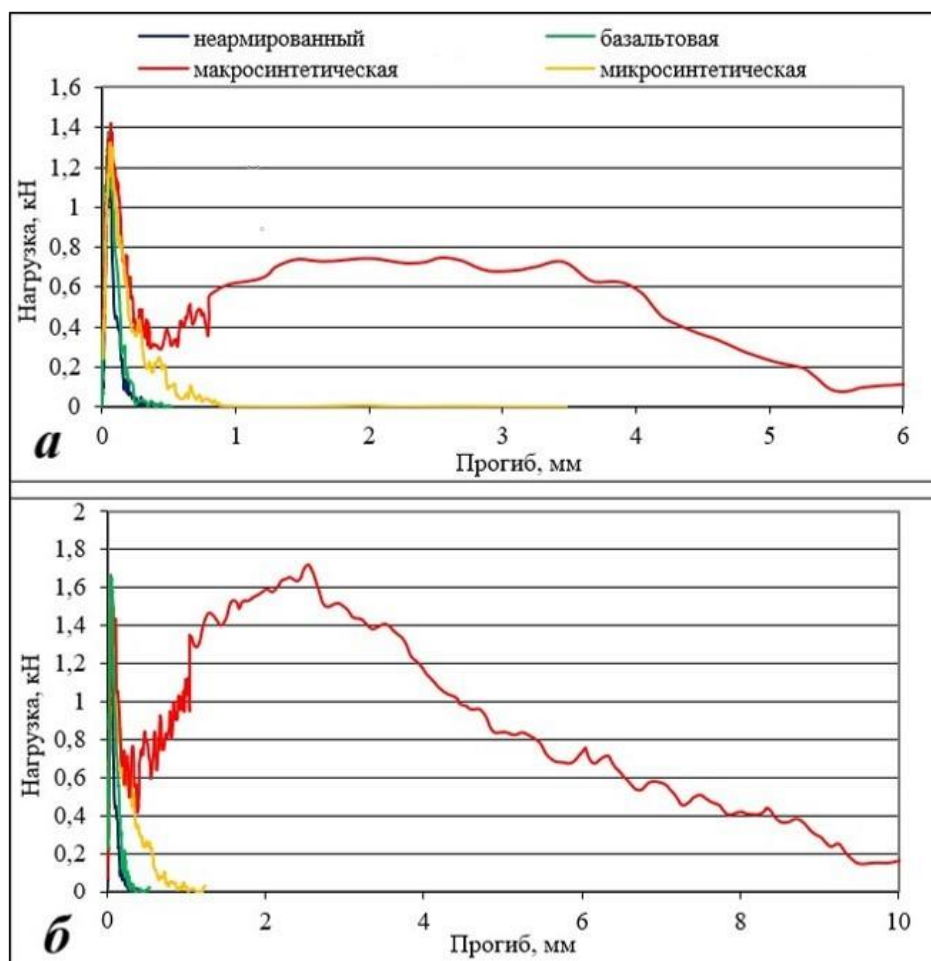


Рисунок 6 – Диаграммы деформирования фиброкерамзитобетонных образцов:
а – объемное содержание волокон 0,3 %; б – объемное содержание волокон 0,6 %

На кривой деформирования керамзитобетонного образца, армированного синтетической макрофиброй в количестве 0,6 % по объему, помимо пика в конце участка упругой зоны, соответствующего достижению образцом критических напряжений, можно заметить еще один перегиб, свидетельствующий о начале вытягивания армирующих волокон из керамзитобетонной матрицы. Начиная с этого момента, нагрузка, действующая на образец с трещиной, перераспределяется преимущественно на волокна, в результате чего они приобретают некоторое удлинение. Материал оказывается в состоянии предельного равновесия, когда прилагаемая нагрузка уравнивается усилиями сцепления волокон с матрицей. Момент разрушения границ раздела и нарушения сцепления характеризуется появлением на диаграмме второго максимума, после которого следует нисходящая ветвь, характеризующая энергозатратный процесс вытягивания волокон, заканчивающийся разрушением образца. При этом прочность на растяжение при изгибе образца составляет 5,09 МПа, что на 47,5 % больше, чем у неармированного керамзитобетонного образца и даже больше, чем у керамзитобетона, армированного высокомодульной базальтовой фиброй. Однако, следует отметить, что такая прочность достигается при прогибе, равном 2,6 мм, в то время как при армировании базальтовой фиброй его величина составляет 0,045 мм.

Заключение

Проведенные исследования показали, что вопреки общепринятой точке зрения использование низко модульных волокон, а именно полипропиленовой макрофибры, для

дисперсного армирования легкого бетона может оказаться более эффективным по сравнению с неметаллическими высокомодульными, даже в плане повышения прочности. Однако достижение этой прочности сопровождается значительным прогибом, образованием и развитием трещин, что безусловно необходимо учитывать при физико-механическом моделировании процессов деформирования и разрушения фиброармированных легких бетонов.

Благодарности

Статья публикуется по результатам выполнения гранта НПР СПбГАСУ (ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет») 2025 года.

Acknowledgments

This article is published based on the results of research supported by the 2025 grant from Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Максимова И.Н., Макридин Н.И. Технологические особенности формирования структуры и свойств конструкционных легких бетонов // Региональная архитектура и строительство. 2012. № 2. С. 45–48.
2. Максимова И.Н., Макридин Н.И., Полубарова Ю.В. Особенности механического поведения и структурных изменений конструкционного керамзитобетона // Региональная архитектура и строительство. 2019. № 3 (40). С. 50–57.
3. Раупов Ч.С., Шермухамедов У.З., Маликов Г.Б. Сопоставление границ микротрещинообразования с длительной прочностью конструктивного керамзитобетона // Путевой навигатор. 2022. № 52 (78). С. 34–43.
4. Семенюк С.Д., Москалькова Ю.Г. Определение границ образования микротрещин в зависимости от плотности керамзитобетона // Научный журнал строительства и архитектуры. 2018. № 4 (52). С. 129–136. DOI: 10.25987/VSTU.2018.52.4.012
5. Семенюк С.Д., Москалькова Ю.Г. Методики определения границ микротрещинообразования // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2018. № 7 (70). С. 22–30. DOI: 10.18720/CUBS.70.2
6. Абдуманов А., Валиев Р.М., Каримов С.Н. Влияние структуры на вязкость разрушения керамзитобетона // Доклады Академии наук Республики Таджикистан. 2010. Т. 53. № 6. С. 437–441.
7. Безгоднов И.М., Заикин С.П. Полные диаграммы деформирования высокопрочного керамзитобетона // Технологии бетонов. 2020. № 7-8 (168-169). С. 33–37.
8. Митасов В.М., Коянкин А.А. О единстве подхода представления диаграмм деформирования разновозрастных и разнопрочных бетонов в сборно-монолитных конструкциях // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2020. № 4 (55). С. 80–85.
9. Chiadighikaobi P.C., Jean P.V., Sserunjogi N. Performance evaluation of basalt fiber on the deflection strength of expanded clay concrete beam // Construction economics. 2020. № 6 (66). Pp. 66–79.
10. Москалькова Ю.Г., Ржевущая В.А. Полипропиленовая фибра как фактор снижения полных усадочных деформаций керамзитобетона // Научный журнал строительства и архитектуры. 2024. № 1 (73). С. 11–23. DOI: 10.36622/2541-7592.2024.73.1.001
11. Сизяков И.Д. Трещиностойкость бетона со стеклопластиковой и стальной фиброй // Инженерный вестник Дона. 2024. № 5 (113). С. 379–387.
12. Пухаренко Ю.В., Пантелеев Д.А., Морозов В.И., Жаворонков М.И. Влияние крупного заполнителя на энергетические и силовые характеристики сталефибробетона // Строительство и реконструкция. 2022. № 3 (101). С. 110–118. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-101-3-110-118
13. Пухаренко Ю.В., Пантелеев Д.А., Жаворонков М.И. Оценка эффективности дисперсного армирования бетонов по показателям прочности и трещиностойкости // Вестник СибАДИ. 2022, Т. 19, № 5 (87). С. 752–761. DOI: 10.26518/2071-7296-2022-19-5-752-761
14. Колчунов В.И., Кузнецова К.Ю., Федоров С.С. Модель критерия трещиностойкости и прочности плоскотянутых конструкций из высокопрочного фибробетона и фиброжелезобетона // Строительство и реконструкция. 2021. № 3 (95). С. 15–26. DOI: 10.33979/2073-7416-2021-95-3-15-26
15. Пухаренко Ю.В., Пантелеев Д.А., Жаворонков М.И. Развитие метода испытания трещиностойкости сталефибробетона // Экономика строительства. 2023. № 9. С. 132–137.
16. Пухаренко Ю.В., Пантелеев Д.А., Жаворонков М.И. Диаграммы деформирования цементных композитов, армированных стальной проволоочной фиброй // Academia. Архитектура и строительство. 2018. № 2. С. 143–147. DOI: 10.22337/2077-9038-2018-2-143-147

17. Пухаренко Ю.В., Пантелеев Д.А., Жаворонков М.И. Совершенствование методов определения силовых и энергетических характеристик трещиностойкости фибробетона // Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. Вып. 3. С. 301–310. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.3.301-310

REFERENCES

1. Maksimova I.N., Makridin N.I. Tekhnologicheskie osobennosti formirovaniya struktury i svoystv konstrukcionnyh legkih betonov // Regional'naya arhitektura i stroitel'stvo. 2012. № 2. Pp. 45–48. (rus)
2. Maksimova I.N., Makridin N.I., Polubarova Yu.V. Osobennosti mekhanicheskogo povedeniya i strukturnykh izmenenij konstrukcionnogo keramzitobetona // Regional'naya arhitektura i stroitel'stvo. 2019. № 3 (40). Pp. 50–57. (rus)
3. Raupov Ch.S., Shermukhamedov U.Z., Malikov G.B. Sopostavlenie granic mikrotreshchinoobrazovaniya s dlitel'noj prochnost'yu konstruktivnogo keramzitobetona // Putevoj navigator. 2022. № 52 (78). Pp. 34–43. (rus)
4. Semenyuk S.D., Moskal'kova Yu.G. Opredelenie granic obrazovaniya mikrotreshchin v zavisimosti ot plotnosti keramzitobetona // Nauchnyj zhurnal stroitel'stva i arhitektury. 2018. № 4 (52). Pp. 129–136. DOI: 10.25987/VSTU.2018.52.4.012 (rus)
5. Semenyuk S.D., Moskal'kova Yu.G. Metodiki opredeleniya granic mikrotreshchinoobrazovaniya // Stroitel'stvo unikal'nykh zdaniy i sooruzhenij. 2018. № 7 (70). Pp. 22–30. DOI: 10.18720/CUBS.70.2 (rus)
6. Abdumanonov A., Valiev R.M., Karimov S.N. Vliyanie struktury na vyazkost' razrusheniya keramzitobetona // Doklady Akademii nauk Respubliki Tadjikistan. 2010. T. 53. № 6. Pp. 437–441. (rus)
7. Bezgodov I.M., Zaikin S.P. Polnye diagrammy deformirovaniya vysokoprochnogo keramzitobetona // Tekhnologii betonov. 2020. № 7-8 (168-169). Pp. 33–37. (rus)
8. Mitasov V.M., Koyankin A.A. O edinstve podhoda predstavleniya diagramm deformirovaniya raznovozrastnykh i raznoprochnykh betonov v sborno-monolitnykh konstrukciyakh // Vestnik Sibirskogo gosudarstvennogo universiteta putej soobshcheniya. 2020. № 4 (55). Pp. 80–85. (rus)
9. Chiadighikaobi P.C., Jean P.V., Sserunjoji N. Performance evaluation of basalt fiber on the deflection strength of expanded clay concrete beam // Construction economics. 2020. № 6 (66). Pp. 66–79.
10. Moskal'kova Yu.G., Rzhnevskaya V.A. Polipropilenovaya fibra kak faktor snizheniya polnykh usadochnykh deformatsij keramzitobetona // Nauchnyj zhurnal stroitel'stva i arhitektury. 2024. № 1 (73). Pp. 11–23. DOI: 10.36622/2541-7592.2024.73.1.001 (rus)
11. Sizyakov I.D. Treshchinostojkost' betona so stekloplastikovoju i stal'noj fibroj // Inzhenernyj vestnik Dona. 2024. № 5 (113). Pp. 379–387. (rus)
12. Pukharenko Yu.V., Panteleev D.A., Morozov V.I., Zhavoronkov M.I. Vliyanie krupnogo zapolnitelya na energeticheskie i silovye harakteristiki stalefibrobetona // Stroitel'stvo i rekonstrukciya. 2022. № 3 (101). Pp. 110–118. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-101-3-110-118 (rus)
13. Pukharenko Yu.V., Panteleev D.A., Zhavoronkov M.I. Ocenka effektivnosti dispersnogo armirovaniya betonov po pokazatelyam prochnosti i treshchinostojkosti // Vestnik SibADI. 2022, T. 19, № 5 (87). Pp. 752–761. DOI: 10.26518/2071-7296-2022-19-5-752-761 (rus)
14. Kolchunov V.I., Kuznecova K.Yu., Fedorov S.S. Model' kriteriya treshchinostojkosti i prochnosti plosoknapryazhennykh konstrukcij iz vysokoprochnogo fibrobetona i fibrozhelezobetona // Stroitel'stvo i rekonstrukciya. 2021. № 3 (95). S. 15–26. DOI: 10.33979/2073-7416-2021-95-3-15-26 (rus)
15. Pukharenko Yu.V., Panteleev D.A., Zhavoronkov M.I. Razvitie metoda ispytaniya treshchinostojkosti stalefibrobetona // Ekonomika stroitel'stva. 2023. № 9. Pp. 132–137. (rus)
16. Pukharenko Yu.V., Panteleev D.A., Zhavoronkov M.I. Diagrammy deformirovaniya cementnykh kompozitov, armirovannykh stal'noj provolochnoj fibroj // Academia. Arhitektura i stroitel'stvo. 2018. № 2. Pp. 143–147. DOI: 10.22337/2077-9038-2018-2-143-147 (rus)
17. Pukharenko Yu.V., Panteleev D.A., Zhavoronkov M.I. Sovershenstvovanie metodov opredeleniya silovykh i energeticheskikh harakteristik treshchinostojkosti fibrobetona // Vestnik MGSU. 2019. T. 14. Vyp. 3. Pp. 301–310. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.3.301-310 (rus)

Информация об авторах:

Пухаренко Юрий Владимирович

ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет», г. Санкт-Петербург, Россия,

доктор технических наук, профессор, профессор-консультант кафедры «Технологии строительных материалов и метрологии».

E-mail: tsik54@yandex.ru.

Пантелеев Дмитрий Андреевич

ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет», г. Санкт-Петербург, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры «Технологии строительных материалов и метрологии».
E-mail: dm-pant@yandex.ru.

Жаворонков Михаил Ильич

ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет», г. Санкт-Петербург, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры «Технологии строительных материалов и метрологии».
E-mail: sith07@list.ru.

Information about authors:

Pukharensky Yuri V.

Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education «Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering», St. Petersburg, Russia,
Doctor of Technical Sciences, Professor, Consulting Professor of the Department of Technology of Building Materials and Metrology.
E-mail: tsik54@yandex.ru.

Panteleev Dmitrii A.

Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education «Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering», St. Petersburg, Russia,
Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Technologies of Building Materials and Metrology.
E-mail: dm-pant@yandex.ru.

Zhavoronkov Mikhail I.

Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education «Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering», St. Petersburg, Russia,
Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Technologies of Building Materials and Metrology.
E-mail: sith07@list.ru.

Статья поступила в редакцию 22.03.2025
Одобрена после рецензирования 09.06.2025
Принята к публикации 11.06.2025

The article was submitted 22.03.2025
Approved after reviewing 09.06.2025
Accepted for publication 11.06.2025

В.Д. ЧЕРКАСОВ¹, А.В. БОРОДИН¹¹Мордовский государственный университет им Н.П. Огарева, Саранск, Россия

ВЛИЯНИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ДОБАВОК НА АДГЕЗИОННЫЕ СВОЙСТВА ГЕРМЕТИКА

Аннотация. Герметики нашли широкое применение в строительстве. Их применяют для герметизации разъемных и неразъемных соединений, конструкций, различных стыков и швов. Основной объем неотверждаемых герметиков представляют герметики на основе бутилкаучука. Эти герметики, обладая рядом преимуществ, имеют существенный недостаток – низкую атмосферостойкость.

Наибольший интерес в строительстве представляют атмосферостойкие герметики. Такие герметики возможно получать на основе этиленпропиленового каучука. Он обладает высокой атмосферостойкостью, стоек к озоновому окислению, но имеет низкую адгезию к различным субстратам.

Целью исследований является повышение адгезионной прочности неотверждаемого герметика на основе этиленпропиленового каучука. Для улучшения адгезионной прочности применяют технологические добавки. В качестве технологических добавок использовали битумы. В статье рассматривается влияние технологических добавок на адгезионную прочность. Показано, что применение технологических добавок повысило адгезионную прочность в 1,5 – 2 раза.

Ключевые слова: этиленпропиленовый каучук, технологические добавки, герметик, адгезионная прочность.

V.D. CHERKASOV¹, A.V. BORODIN¹¹Mordovian State University named after N.P. Ogarev, Saransk, Russia

INFLUENCE OF TECHNOLOGICAL ADDITIVES ON THE ADHESIVE PROPERTIES OF SEALANT

Abstract. Sealants are widely used in construction. They are used to seal detachable and permanent connections, structures, various joints and seams. The main volume of non-hardening sealants are sealants based on butyl rubber. These sealants, having a number of advantages, have a significant drawback - low weather resistance.

Weather-resistant sealants are of the greatest interest in construction. Such sealants can be obtained on the basis of ethylene-propylene rubber. It has high weather resistance, is resistant to ozone oxidation, but has low adhesion to various substrates.

The purpose of the research is to increase the adhesive strength of a non-hardening sealant based on ethylene-propylene rubber. To improve the adhesive strength, process additives are used. Bitumen was used as process additives. The article considers the effect of process additives on adhesive strength. It is shown that the use of process additives increased the adhesive strength by 1.5 - 2 times.

Keywords: ethylene propylene rubber, technological additives, sealant, adhesive strength.

Введение

В связи с увеличением объема индустриального строительства повысился спрос на неотверждаемые герметики [1,2,3]. Они нашли широкое применение для герметизации разъемных и неразъемных соединений, конструкций, различных стыков и швов. Основной объем неотверждаемых герметиков составляют герметики на основе бутилкаучука. Эти герметики, обладая рядом преимуществ, имеют существенные недостатки – низкую стойкость к ультрафиолетовому излучению, озону и обладают хладотекучестью.

В связи с этим, их применение при работе в атмосферных условиях ограничено.

Наибольший интерес представляют атмосферостойкие герметики [15]. Такие герметики изготавливают на основе этиленпропиленового каучука [4,5]. Он обладает высокой стойкостью к ультрафиолетовому излучению, озону, отсутствием хладотекучести.

При всех достоинствах такого герметика у него имеется недостаток – низкая адгезия к различным субстратам [6,7,8,9,10,11,20]. В связи с этим, целью исследований является повышение адгезионной прочности герметика на основе этиленпропиленового каучука.

Одним из путей повышения адгезионной прочности герметиков является применение технологических добавок [12,13,14,16,17,18]. В качестве технологических добавок применяют асфальто-смолистые вещества и нефте-полимерные смолы [13,20]. Более доступными являются асфальто-смолистые вещества. К ним относятся битумы.

В статье рассматривается влияние битумов на адгезионную прочность герметика.

Метод

Для исследования использовали герметик на основе СКЭПТ следующего состава: СКЭПТ-50 100 мас.ч., известняковая мука 400 мас.ч., индустриальное масло И-40 80 мас.ч., смола АФФС 30 мас.ч. В качестве технологических добавок использовали битумы БНД 60/90 и БН 70/30. Состав битума приведён в таблице 1.

Таблица 1 – Групповой состав АСВ

Групповой состав, %	Битум БНД 60/90	Битум БН 70/30
Асфальтены	20,3	38-39
Смолы	32,8	25-26
Масла (насыщенные и ненасыщенные)	46,9	33-35

Определение адгезионной прочности герметика с субстратом проводили следующими образом. Образцы для испытания представляют собой резиновый цилиндр высотой $2 \pm 0,5$ мм и диаметром $25 \pm 0,1$ мм, основания которого соединены с субстратом в виде грибка.

Герметик зажимали между двумя грибками в прессформе под давлением 50 атм. при температуре 100°C в течение 2 мин. для получения равномерного слоя между дисками толщиной 2 мм. Затем излишки герметика с боковой поверхности образца снимали ножом.

Готовые образцы выдерживали 24 часа при температуре $20-25^\circ\text{C}$, после чего разрывали на разрывной машине при скорости движения нижнего зажима 50мм/мин. Адгезионная прочность определялась по формуле:

$$\sigma = \frac{F}{S} \quad (1),$$

где F – нагрузка, при которой происходит отрыв, кг;
 S – площадь образца, см^2 .

Результаты и обсуждение

Зависимость прочности герметиков от содержания АСВ представлена на рис.1.

Прочность композиций снижается в ряду БН 70/30>БНД 60/90, эти данные коррелирует с содержанием в АСВ асфальтенов и смол (табл. 1), способных, как известно, проявлять в полимерах свойства усиливающих наполнителей. Отсутствие усиливающего эффекта в случае СКЭПТ связано с тем, что исходная прочность герметиков на основе СКЭПТ более чем в 2 раза выше, чем на основе БК.

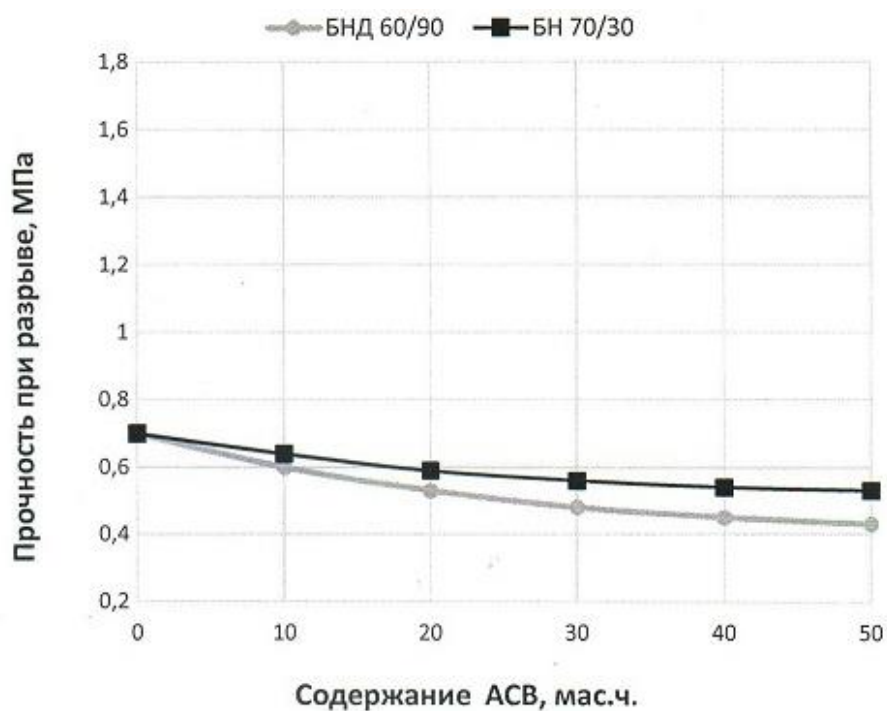


Рисунок 1 – Зависимость прочности неотверждаемых герметиков на основе СКЭПТ при разрыве от содержания АСВ

Зависимость относительного удлинения герметиков от содержания АСВ представлена на рис.2.

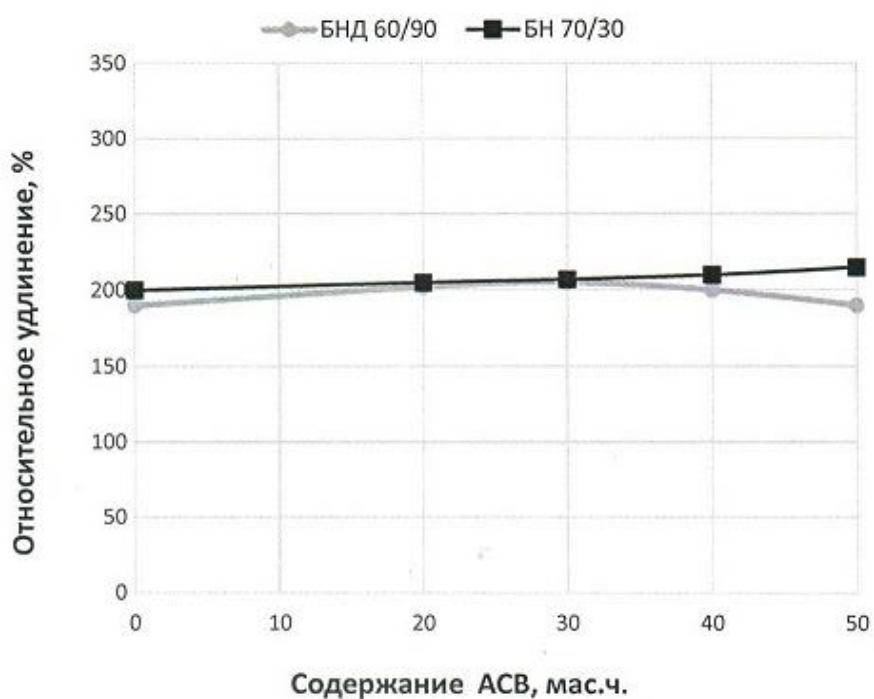


Рисунок 2 – Зависимость относительного удлинения от содержания асфальтено-смолистых веществ

Относительное удлинение герметика практически не изменяется от содержания АСВ.

Зависимость адгезии (при отрыве от дюралюминия) от содержания АСВ представлена на рис.3

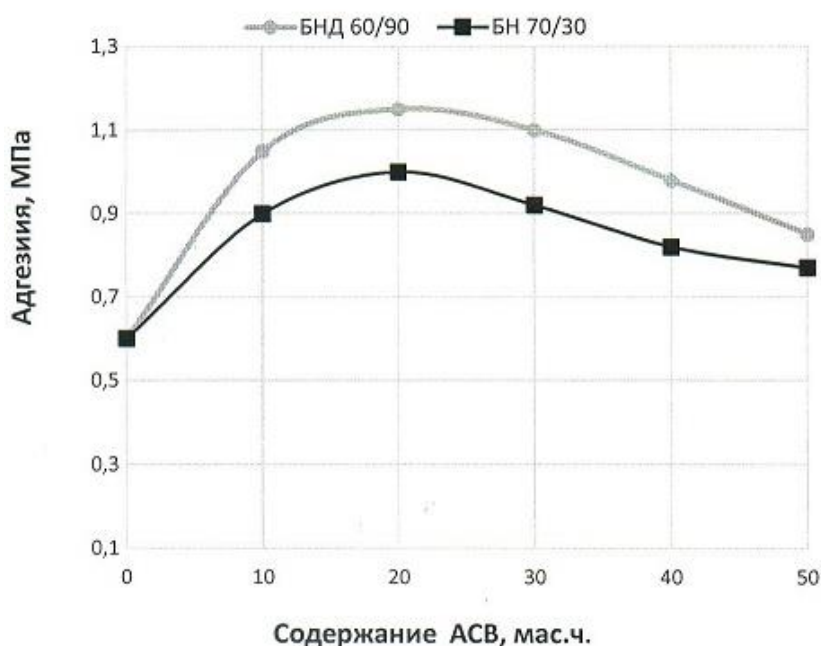


Рисунок 3 – Зависимость адгезии при отрыве от дюралюминия неотверждаемых герметиков на основе СКЭПТ от содержания АСВ

Как видно на рис.3 зависимость адгезионной прочности при отрыве от дюралюминия от содержания битумов БН 70/30 и БНД 60/90 имеет экстремальный характер с максимумом при 10 – 20 мас.ч. Увеличение адгезии к дюралюминию составляет 1,5 и 2 раза, соответственно, для БН 70/30 и БНД 60/90. Характер изменения адгезии (рисунок 3) связан с прочностью композиций и с пластифицирующим действием АСВ.

В неотверждаемых композициях существенное влияние на уровень адгезии оказывают диффузионные процессы и адсорбционные взаимодействия на границе раздела фаз герметик-субстрат. Одним из показателей, свидетельствующих о благоприятности условий формирования адгезионного соединения, является пенетрация композиций.

На рис.4 представлено влияние АСВ на пенетрацию композиций при 25°C.

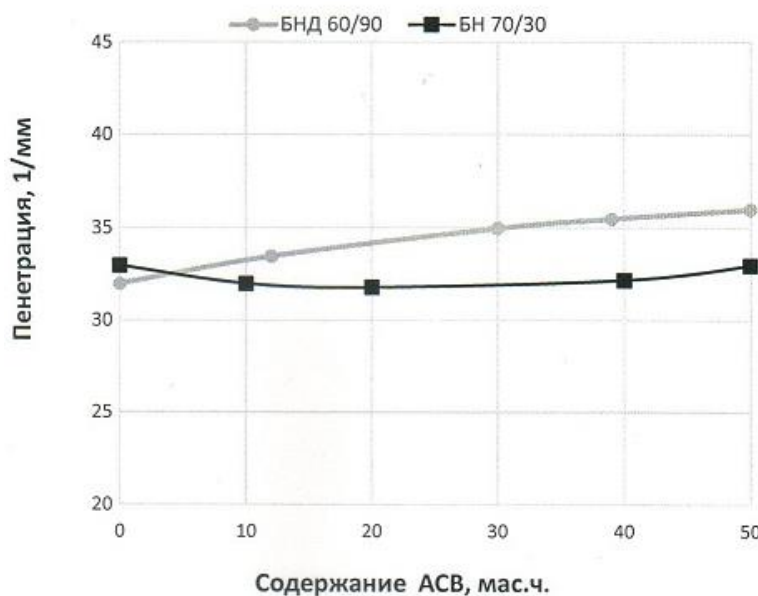


Рисунок 4 – Зависимость пенетрации неотверждаемых герметиков на основе СКЭПТ от содержания асфальто-смолистых веществ

В случае применения АСВ изменение пенетрации не существенное.

БН 70/30 практически не влияют на пенетрацию, а БНД 60/90 несколько увеличивает её. Поэтому адгезионная прочность в большей степени увеличивается при применении битума марки БНД 60/90.

Заключения

Рассмотрено влияние технологических добавок на адгезионную прочность.

1. Установлено, что на условия формирования адгезионного соединения влияет пенетрация композиции. При добавлении битумов пенетрация композиции увеличивается.
2. Относительное удлинение герметика не изменяется от содержания битума.
3. Применение асфальто-смолистых веществ в качестве технологической добавки позволяет увеличить адгезию герметика к субстратам в 1,5 – 2 раза.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Хайруллин, И.К. Герметизирующие материалы в современном строительстве / И.К. Хайруллин, М.П. Поманская, И.В. Кутыркин // Клеи. Герметики. Технологии. – 2006. – №8. – С. 32-35.
2. Кутыркин, И.В. Применение герметизирующих материалов, производимых ЗАО «НПП «ГЕПОЛ» / И.В. Кутыркин // Клеи. Герметики. Технологии. – 2006. – №4. – С. 28-31.
3. Галимзянова, Р.Ю. Невысыхающие герметики для герметизации стеклопакетов / Р.Ю. Галимзянова, М.Ф. Гумеров, Е.А. Кузнецова, Т.В. Макаров, Ю.Н. Хакимуллин, С.И. Вольфсон // Материалы Международной научно-практической конференции «Научные исследования, наносистемы и ресурсосберегающие технологии в стройиндустрии». – Белгород. – 2007. – С. 62.
4. Муртазина, Л.И. Неотверждаемые герметики на основе этиленпропилендиенового каучука/ Л.И. Муртазина, Р.Ю. Галимзянова, Ю.Н. Хакимуллин// Материалы международной научно-технической конференции «Современные достижения в области клеев и герметиков. Материалы, сырье, технологии». – Нижний Новгород. – 2013. – С. 217.
5. Муртазина, Л.И. Неотверждаемые герметики высокого наполнения на основе этиленпропилендиенового каучука/ Л.И. Муртазина, А.Р. Гарифуллин, И.А. Никульцев, Р.Ю. Галимзянова, Ю.Н. Хакимуллин// Вестник Казанского технологического университета. – 2013. – №24. – С. 71- 73.
6. Минибаева, Л.А. Влияние природы и содержания карбоната кальция на деформационно-прочностные свойства неотверждаемых герметиков на основе бутадиен-нитрильного каучука/ Л.А. Муртазина, Л.И. Муртазина, Р.Ю. Галимзянова, Ю.Н. Хакимуллин// Вестник Казанского технологического университета. – 2013. – №9. – С. 105-108.
7. Муртазина, Л.И. Влияние пластификаторов на свойства неотверждаемых герметиков на основе этиленпропилендиенового каучука/ Л.И. Муртазина, А.Р. Гарифуллин, И.А. Никульцев, Р.Ф. Фатхуллин, Р.Ю. Галимзянова, Ю.Н. Хакимуллин// Клеи. Герметики. Технологии. – 2014. – №10. – С. 13-16.
8. Муртазина, Л.И. Регулирование свойств неотверждаемых герметиков на основе этиленпропилендиенового каучука пластификаторами/ Л.И. Муртазина, А.Р. Гарифуллин, И.А. Никульцев, Р.Ф. Фатхуллин, Р.А. Ахмедьянова, Д.Г. Милославский, Р.Ю. Галимзянова, Ю.Н. Хакимуллин// Вестник Казанского технологического университета. – 2014. – №9. – С. 119- 122.
9. Муртазина, Л.И. Влияние пластификаторов на свойства неотверждаемых герметиков на основе этиленпропилендиенового каучука/ Л.И. Муртазина, А.Р. Гарифуллин, И.А. Никульцев, Р.Ф. Фатхуллин, Р.Ю. Галимзянова, Ю.Н. Хакимуллин// Энциклопедия инженера-химика. – 2014. – №8. – С. 31-36.
10. Муртазина, Л.И. Влияние природы пластификаторов на свойства неотверждаемых герметиков на основе этиленпропилендиенового каучука/ Л.И. Муртазина, А.Р. Гарифуллин, И.А. Никульцев, Р.Ю. Галимзянова, Ю.Н. Хакимуллин// Материалы научных трудов четвертых Воскресенских научных чтений «Полимеры в строительстве». – Казань. – 2014. – С. 57.
11. Муртазина, Л.И. Влияние пластификаторов на свойства неотверждаемых герметиков на основе этиленпропилендиенового каучука/ Л.И. Муртазина, А.Р. Гарифуллин, И.А. Никульцев, Р.Ф. Фатхуллин, Р.Ю. Галимзянова, Ю.Н. Хакимуллин// Полимеры в строительстве. – 2014. – №2. – С. 78-90.
12. Галимзянова, Р.Ю. Влияние технологических добавок на реологические свойства композиций на основе бутилкаучука / Р.Ю. Галимзянова, Т.В. Макаров, Ю.Н. Хакимуллин, С.И. Вольфсон // Каучук и резина. – 2008. – №2 – С. 20-22.
13. Муртазина, Л.И. Технологические добавки для неотверждаемых термопластичных герметиков на основе этиленпропилендиенового каучука/ Л.И. Муртазина, И.А. Никульцев //Материалы XXII Международной научной конференции студентов, аспирантов и молодых ученых «Ломоносов». – Москва. – 2015. – С. 50.

14. Муртазина, Л.И. Влияние технологических добавок на свойства неотверждаемых герметиков на основе этиленпропилендиенового каучука/ Л.И. Муртазина, А.Р. Гарифуллин, И.А. Никульцев, Р.Ф. Фатхуллин, Р.Ю. Галимзянова, Ю.Н. Хакимуллин // Известия КГАСУ. – 2015. – №1. – С. 134- 142.
15. Брык Я.А., Смирнов Д.Н. Исследование морозостойкости авиационных герметиков // Труды ВИАМ. 2018. № 1 (61). Ст. 09. URL: <http://www.viam-works.ru> (дата обращения: 08.07.2022). DOI: 10.18577/23007-6046-2018-0-1-9-9.
16. Грядунова Ю.Е., Никулин С.С., Белых А.Г., Посанчуков Д.П. Повышение показателей герметизирующих составов электрическими полями // Клеи. Герметики. Технологии. 2018. № 4. С. 35-39.
17. Коврижкина Н.А., Кузнецова В.А., Силаева А.А., Марченко С.А. Способы улучшения свойств лакокрасочных покрытий с помощью введения различных наполнителей (обзор) // Авиационные материалы и технологии. 2019. № 4 (57). С. 41-48. DOI: 10.18577/2071-9140-2019-0-4-41-48.
18. Кузнецова В.А. Влияние эластомерного модификатора на механические и вязкоупругие свойства эпоксидно-каучуковых композиций для эрозионностойких покрытий // Авиационные материалы и технологии. 2020. № 2 (59). С. 56-62. DOI: 10.18577/2071-9140-2020-0-2-56-62.
19. Перфильева С.А., Шашок Ж.С., Усс Е.П. и др. Конфекционная клейкость наполненных резиновых смесей с нефтеполимерными смолами // Клеи. Герметики. Технологии. 2020. № 3. С. 21-26. DOI: 10.31044/1813-7008-2020-0-3-21-26.
20. Силаева А.А., Кузнецова В.А., Железняк В.Г., Куршев Е.В. Исследование адгезии функциональных лакокрасочных покрытий для защиты поверхности ПКМ // Труды ВИАМ. 2021. № 9 (103). Ст. 06. URL: <http://www.viam-works.ru> (дата обращения: 08.07.2022). DOI: 10.18577/2307-6046-2021-0-9-59-66.

REFERENCES

1. Khairullin, I.K., Pomanskaya, M.P., Kutyркиn, I.V. Sealing materials in modern construction. *Adhesives. Sealants. Technologies*. 2006. No. 8. Pp. 32-35. (in Russian)
2. Kutyркиn, I.V. Application of sealing materials produced by ZAO NPP GEPOL. *Adhesives. Sealants. Technologies*. 2006. No. 4. Pp. 28-31. (in Russian)
3. Galimzyanova, R.Yu., Gumerov, M.F., Kuznetsova, E.A., Makarov, T.V., Khakimullin, Yu.N., Wolfson, S.I. Non-drying sealants for sealing double-glazed windows. *Proceedings of the International Scientific-Practical Conference "Scientific Research, Nanosystems and Resource-Saving Technologies in Construction Industry"*. Belgorod, 2007. P. 62. (in Russian)
4. Murtazina, L.I., Galimzyanova, R.Yu., Khakimullin, Yu.N. Non-curing sealants based on ethylene propylene diene rubber. *Proceedings of the International Scientific-Technical Conference "Modern Achievements in Adhesives and Sealants. Materials, Raw Materials, Technologies"*. Nizhny Novgorod, 2013. P. 217. (in Russian)
5. Murtazina, L.I., Garifullin, A.R., Nikultsev, I.A., Galimzyanova, R.Yu., Khakimullin, Yu.N. Non-curing high-fill sealants based on ethylene propylene diene rubber. *Bulletin of Kazan Technological University*. 2013. No. 24. Pp. 71-73. (in Russian)
6. Minibaeva, L.A., Murtazina, L.I., Galimzyanova, R.Yu., Khakimullin, Yu.N. The influence of the nature and content of calcium carbonate on the deformation-strength properties of non-curing sealants based on nitrile butadiene rubber. *Bulletin of Kazan Technological University*. 2013. No. 9. Pp. 105-108. (in Russian)
7. Murtazina, L.I., Garifullin, A.R., Nikultsev, I.A., Fatkhullin, R.F., Galimzyanova, R.Yu., Khakimullin, Yu.N. The influence of plasticizers on the properties of non-curing sealants based on ethylene propylene diene rubber. *Adhesives. Sealants. Technologies*. 2014. No. 10. Pp. 13-16. (in Russian)
8. Murtazina, L.I., Garifullin, A.R., Nikultsev, I.A., Fatkhullin, R.F., Akhmedyanova, R.A., Miloslavsky, D.G., Galimzyanova, R.Yu., Khakimullin, Yu.N. Regulating the properties of non-curing sealants based on ethylene propylene diene rubber with plasticizers. *Bulletin of Kazan Technological University*. 2014. No. 9. Pp. 119-122. (in Russian)
9. Murtazina, L.I., Garifullin, A.R., Nikultsev, I.A., Fatkhullin, R.F., Galimzyanova, R.Yu., Khakimullin, Yu.N. The influence of plasticizers on the properties of non-curing sealants based on ethylene propylene diene rubber. *Encyclopedia of Chemical Engineering*. 2014. No. 8. Pp. 31-36. (in Russian)
10. Murtazina, L.I., Garifullin, A.R., Nikultsev, I.A., Galimzyanova, R.Yu., Khakimullin, Yu.N. The influence of the nature of plasticizers on the properties of non-curing sealants based on ethylene propylene diene rubber. *Proceedings of the Fourth Resurrection Scientific Readings "Polymers in Construction"*. Kazan, 2014. P. 57. (in Russian)
11. Murtazina, L.I., Garifullin, A.R., Nikultsev, I.A., Fatkhullin, R.F., Galimzyanova, R.Yu., Khakimullin, Yu.N. The influence of plasticizers on the properties of non-curing sealants based on ethylene propylene diene rubber. *Polymers in Construction*. 2014. No. 2. Pp. 78-90. (in Russian)
12. Galimzyanova, R.Yu., Makarov, T.V., Khakimullin, Yu.N., Wolfson, S.I. The influence of technological additives on the rheological properties of compositions based on butyl rubber. *Rubber and Rubber*. 2008. No. 2. Pp. 20-22. (in Russian)

13. Murtazina, L.I., Nikultsev, I.A. Technological additives for non-curing hot-melt sealants based on ethylene propylene diene rubber. *Proceedings of the XXII International Scientific Conference of Students, Postgraduates and Young Scientists "Lomonosov"*. Moscow, 2015. P. 50. (in Russian)
14. Murtazina, L.I., Garifullin, A.R., Nikultsev, I.A., Fatkhullin, R.F., Galimzyanova, R.Yu., Khakimullin, Yu.N. The influence of technological additives on the properties of non-curing sealants based on ethylene propylene diene rubber. *News of KGASU*. 2015. No. 1. Pp. 134-142. (in Russian)
15. Bryk, Ya.A., Smirnov, D.N. Study of frost resistance of aviation sealants. *Proceedings of VIAM*. 2018. No. 1 (61). Art. 09. Available at: <http://www.viam-works.ru> (accessed: 07.08.2022). DOI: 10.18577/2307-6046-2018-0-1-9-9. (in Russian)
16. Gryadunova, Yu.E., Nikulin, S.S., Belykh, A.G., Posanchukov, D.P. Improving the performance of sealing compounds by electric fields. *Adhesives. Sealants. Technologies*. 2018. No. 4. Pp. 35-39. (in Russian)
17. Kovrizhkina, N.A., Kuznetsova, V.A., Silaeva, A.A., Marchenko, S.A. Methods for improving the properties of paint and varnish coatings by introducing various fillers (review). *Aviation Materials and Technologies*. 2019. No. 4 (57). Pp. 41-48. DOI: 10.18577/2071-9140-2019-0-4-41-48. (in Russian)
18. Kuznetsova, V.A. Influence of an elastomer modifier on the mechanical and viscoelastic properties of epoxy-rubber composites for erosion-resistant coatings. *Aviation Materials and Technologies*. 2020. No. 2 (59). Pp. 56-62. DOI: 10.18577/2071-9140-2020-0-2-56-62. (in Russian)
19. Perfil'eva, S.A., Shashok, Zh.S., Uss, E.P. et al. Confection adhesion of filled rubber mixtures with petroleum polymer resins. *Adhesives. Sealants. Technologies*. 2020. No. 3. Pp. 21-26. DOI: 10.31044/1813-7008-2020-0-3-21-26. (in Russian)
20. Silaeva, A.A., Kuznetsova, V.A., Zheleznyak, V.G., Kurshev, E.V. Study of adhesion of functional paint and varnish coatings for surface protection of polymer composite materials. *Proceedings of VIAM*. 2021. No. 9 (103). Art. 06. Available at: <http://www.viam-works.ru> (accessed: 08.07.2022). DOI: 10.18577/2307-6046-2021-0-9-59-66. (in Russian)

Информация об авторах

Черкасов Василий Дмитриевич

Мордовский государственный университет им Н.П. Огарева, г. Саранск, Россия.

Доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой «Прикладная механика».

E-mail: vd-cherkasov@yandex.ru

Бородин Александр Владимирович

Начальник отдела капитального строительства ГКУ «Управление автомобильных дорог Республики

Мордовия».

E-mail: sas-borodin@yandex.ru

Information about authors

Cherkasov Vasily D.

Mordovian State University named after N.P. Ogarev, Saransk, Russia.

Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of «Applied Mechanics».

E-mail: vd-cherkasov@yandex.ru

Borodin Alexander V.I.

Head of the Capital Construction Department of the State Institution "Road Administration of the Republic of Mordovia".

E-mail: sas-borodin@yandex.ru

Статья поступила в редакцию 27.04.2025
Одобрена после рецензирования 09.06.2025
Принята к публикации 11.06.2025

The article was submitted 27.04.2025
Approved after reviewing 09.06.2025
Accepted for publication 11.06.2025

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. Орёл, 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. Орёл, ул. Московская, 77.
+79065704999
<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Право использования произведений предоставлено авторами на основании
п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации

Технический редактор М.А. Амелина
Компьютерная верстка М.А. Амелина

Подписано в печать 18.06.2025 г.
Дата выхода в свет 28.06.2025 г.
Формат 70×108/16. Печ. л. 14,6
Цена свободная. Тираж 500 экз.
Заказ № 67

Отпечатано с готового оригинал-макета
на полиграфической базе ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева»
302026, г. Орёл, ул. Комсомольская, 95.