



## СОДЕРЖАНИЕ

### РЕДАКЦИОННЫЙ СОВЕТ ЖУРНАЛА

Председатель:

**Голенков В.А.** д.т.н., проф.

Зам. председателя:

**Борзенков М.И.** к.т.н., доц.

**Гордон В.А.** д.т.н., проф.

**Колчунов В.И.** акад. РААСН, д.т.н., проф.

**Константинов И.С.** д.т.н., проф.

**Одолева М.В.**

**Поландова Л.И.**

**Радченко С.Ю.** д.т.н., проф.

**Садков В.Г.** д.э.н., проф.

**Светкин В.В.** к.т.н., доц.

**Снежко О.А.** к.т.н., доц.

**Степанов Ю.С.** д.т.н., проф.

**Фролова Н.А.** к.социол.н., доц.

### РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ СЕРИИ

Главный редактор:

**Колчунов В.И.** акад. РААСН, д.т.н., проф.

Зам. главного редактора:

**Гончаров Ю.И.** д.т.н., проф.

**Коробко В.И.** д.т.н., проф.

**Ушаков Л.С.** д.т.н., проф.

Члены редколлегии:

**Бондаренко В.М.** акад. РААСН, д.т.н., проф.

**Зорин В.А.** д.т.н., проф.

**Карпенко Н.И.** акад. РААСН, д.т.н., проф.

**Колесникова Т.Н.** к.арх., проф.

**Коробко А.В.** д.т.н., проф.

**Король Е.А.** чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.

**Меркулов С.И.** д.т.н., проф.

**Новиков А.Н.** д.т.н., проф.

**Ольков Я.И.** акад. РААСН, д.т.н., проф.

**Римшин В.И.** чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.

**Северюгина Н.С.** к.т.н., доц.

**Серпик И.Н.** д.т.н., проф.

**Федоров В.С.** чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.

Отв. секретарь:

**Никулин А.И.** к.т.н., доц.

Зам. отв. секретаря:

**Данилевич Д.В.** к.т.н., доц.

Технический секретарь:

**Блинников Е.А.**

Компьютерная верстка:

**Солопов С.В.**

### АДРЕС РЕДАКЦИИ СЕРИИ

302020, Россия, г. Орел, Наугорское шоссе, 29.

Факультет транспорта и строительства.

Редколлегия журнала Известия ОрелГТУ.

Серия «Строительство. Транспорт».

тел.: (4862) 41-98-05, 76-29-94;

факс: (4862) 43-92-41; e-mail: antc@ostu.ru

Зарегистрировано в Министерстве РФ по делам печати, телерадиовещания и средств массовой информации.

Свидетельство: **ПИ № 77-15496** от 20 мая 2003 г.

Формат 69×90/8. Печать ризография. Бумага офсетная. Усл. печ. л. 8,5. Тираж 500 экз.

Подписной индекс **86294** по каталогу

«ПРЕССА РОССИИ»

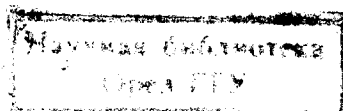
© ОрелГТУ, 2007

К 80-летию Г.А. Гениева.....	3
Гениев Г.А. Обобщенный критерий длительной прочности тяжелых бетонов.....	17

### • ТЕОРИЯ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ.

#### СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Бондаренко В.М., Ларионов Е.А., Башкатова М.Е. Оценка прочности изгибаемого железобетонного элемента.....	25
Гордон В.А., Анохин П.Н. Постановка и решение задачи идентификации коэффициентов уравнения продольных упругих колебаний неоднородного стержня.....	29
Карпенко С.Н. О разработке более совершенных трехинвариантных критериев прочности бетонов.....	42
Клюева Н.В., Андросова Н.Б. Живучесть железобетонных рам с односторонними связями.....	50
Колчунов В.И., Пимочкин В.Н. Методика экспериментальных исследований сопротивления растянутого бетона между трещинами в железобетонных конструкциях для уточнения параметра $\psi_s$ .....	56
Колчунов В.И., Скобелева Е.А. Деформативность составных железобетонных балок с различной структурой сечения.....	61
Конюшков В.В., Улицкий В.М. Исследование несущей способности буроналивочных свай с учетом технологии их изготовления....	68
Коробко В.И., Коробко А.В., Бояркина О.В. Количественная оценка симметрии плоских геометрических фигур и ее использование в двумерных задачах строительной механики.....	75
Масленников А.М., Ончири Р.О. Колебания железобетонной балки при наличии трещин.....	83
Мурашкин Г.В., Мурашкин В.Г. Моделирование диаграммы деформирования бетона.....	86
Ольков Я.И., Хамудисова И.Б. Анализ НДС и предложения по расчету статически неопределимых металлических ферм с элементами, работающими в упругопластической области.....	89
Павлов А.Б., Востров В.К. Особенности применения механики разрушения в расчетах несущей способности строительных конструкций.....	94
Пономарев А.Б. К вопросу об изменении физико-механических характеристик грунтов в процессе строительства и эксплуатации зданий.....	104
Потехин И.А. Обратная задача для толстостенного радиально неоднородного цилиндра.....	110
Пятикрестовский К.П., Соколов Б.С. Исследования локальной устойчивости элементов сетчатых оболочек из различных материалов при циклических нагружениях.....	114
Римшин В.И., Омельченко Е.А. К вопросу прочности конструкций, усиленных неметаллической арматурой.....	122
Травуш. Критерий прочности древесины.....	124
Чураков А.А., Пшеничкина В.А. Вероятностный расчёт зданий как систем "сооружение-основание" на сейсмические воздействия..	131
Фёдоров В.С., Левитский В.Е. Анализ термосилового сопротивления бетона с позиций структурно-статистического подхода.....	138



• **БЕЗОПАСНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Абовский Н.П., Андреев Н.П., Палагушкин В.И., Деруга А.П. Некоторые принципы конструктивной безопасности и примеры их реализации.....	146
Байбурин А.Х., Головнев С.Г. К вопросу о живучести крупнопанельных зданий.....	151
Колчунов В.И. Основные направления развития конструктивных решений и обеспечение безопасности жилища.....	154
Перельмутер А.В. О нормировании уровня риска.....	160
Серник И.Н., Лелетко А.А., Лагутина А.А. Нагруженность многопролетных стальных балок при запроектных воздействиях.....	169
Смоляго Г.А., Крючков А.А. К оценке ресурса конструктивной безопасности железобетонных конструкций по предельным состояниям II-ой группы.....	176
Тамразян А.Г., Степанов А.Ю. Колебания вязкоупругой реологической модели при действии мгновенного импульса.....	181

• **АРХИТЕКТУРА И ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВО**

Истомин Б.С., Филин В.А., Кузнецов И.Н. Влияние биологических факторов на повышение качества городской визуальной среды...	185
--	-----

• **СТРОИТЕЛЬНЫЕ ТЕХНОЛОГИИ И МАТЕРИАЛЫ**

Гончаров Ю.И., Солопов С.В. Разработка технологии высококачественного керамического кирпича на основе суглинков киевского яруса (Лазовское месторождение, Белгородская обл.)..	189
Добшиц Л.М., Джалаль Аль Омайс. Ускоренное прогнозирование морозостойкости бетонов.....	193
Добшиц Л.М., Фёдоров В.С. Повышение прочности и долговечности строительных конструкций.....	196
Малькова М.Ю., Рахимбаев Ш.М., Брагина Т.И. Особенности реологических свойств модифицированных шлако-цементных дисперсий.....	199
Чернышов Е.М. Формирование ячеистой пористости строительных материалов как управляемый процесс расширения газового пузырька в вязкой среде с переменными параметрами состояния.....	203
Щепочкина Ю.А. Влияние температуры на прочность бетона...	207

## К 80-летию Г.А. Гениева

5 января 2007 года исполнилось бы 80 лет *Георгию Александровичу Гениеву* – одному из самых крупных ученых-теоретиков в области механики сплошной среды, строительной механики, теории упругости, пластичности и ползучести, теории движения сыпучей среды, доктору технических наук, члену-корреспонденту Российской Академии архитектуры и строительных наук.

Свою трудовую деятельность *Георгий Александрович* начал в 1948 году в лаборатории расчета сооружений ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Здесь он закончил аспирантуру и работал под руководством проф. А.Р. Ржаницына, блестяще защитив в 1952 году кандидатскую диссертацию «Теоретическое исследование несущей способности внецентренно сжатых стержней из упруго-пластического материала, не работающего на растяжение».

В этот период им начат большой цикл работ, которому он посвятил много лет. Это вопросы движения сыпучей среды, перешедшие в общие вопросы динамики сыпучей среды и теорию пластичности. С ними оказались связаны задачи об условиях прочности бетона, изучения и разработки критериев прочности различных материалов, характеризующихся неупругой работой под нагрузкой. Его докторская диссертация «Вопросы динамики сыпучей среды» была написана и успешно защищена в 1955 году. Георгию Александровичу в это время было всего 28 лет.

В диссертации впервые были получены фундаментальные научные результаты по вопросам построения систем дифференциальных уравнений для случая неустановившегося движения сыпучей среды. Изучена скорость перемещения характеристик основной системы в плоскости. Выведен закон механического подобия для движения сыпучей среды. Рассмотрены практические задачи истечения сжимаемой сыпучей среды из емкостей и о неустановившемся плоском радиальном движении сжимаемой сыпучей среды.

Одновременно с вопросами теории движения сыпучей среды Г.А. Гениев целенаправленно занимался и вопросами строительной механики. Так, например, в начале 60-х годов прошлого столетия появились его работы по исследованиям прочности и устойчивости пологих металлических оболочек, пневмоконструкций из мягких материалов, по взаимодействию деформирующихся оснований с покрытиями и другими конструкциями подземных сооружений. С 1963 года Г.А. Гениевым начаты крупномасштабные исследования по теории сопротивления бетона и железобетона. Дальнейшие работы по теории пластичности с распространением на системы из хрупких материалов и материалов с конструктивными особенностями (ячеистые бетоны, связные грунты, каменная кладка, лед и т.п.) продолжались на протяжении всей его жизни.

Особое место в научной деятельности Г.А. Гениева занимают работы, связанные с исследованием прочности анизотропных материалов при плоском и сложном напряженном состоянии. В 1970-80 годы Г.А. Гениевым был выполнен цикл работ о критериях прочности бетона, асбестоцемента, каменной кладки, древесины, льда, пластиков, армированных высокопрочными волокнами. Им получены общие аналитические выражения критериев прочности материалов в случае плоского напряженного состояния для трех независимых механизмов разрушения. В дальнейшем эти зависимости были обобщены для общего случая объемного напряженного состояния, а для практического использования теоретических зависимостей разработаны линеаризованные критерии прочности.

Отличительной особенностью научных работ Г.А. Гениева было стремление к чрезвычайно ясному изложению материала, которое почти всегда сопровождалось подробными примерами. Он часто старался давать физическую и геометрическую интерпретацию полученным результатам. Из уравнений Г.А. Гениева следовало, что в случае предельного перехода они превращались в известные теоретические зависимости.

Георгий Александрович обладал широкой эрудицией во многих смежных научных отраслях знаний, и в ходе работ по основной тематике он выполнил ряд теоретических исследований, отличающихся такой же глубиной и последовательностью. К таким работам относится серия научных статей по теплопроводности: «Вариант волновой теплопроводности» (1980 г.), «Об основных фи-



зических зависимостях нестационарной термодинамики» (1981 г.), «Некоторые вопросы теплопроводности термически анизотропных материалов» (2000 г.) и ряд других.

Следующей серией можно считать вопросы оптимизации различных процессов и конструкций: «Вопросы оптимизации структуры неконтактных людских потоков» (1997 г.), «О применении прямых методов математического анализа в задачах оптимизации характеристик надежности комбинированных строительных конструкций» (2000 г.), «Вопросы оптимизации расхода материалов в многоэлементных системах с позиций минимальной вероятности их отказа» (2002 г.) и др. Примером такой же серии статей, опубликованных в 2002-2004, годах являются вопросы циклической прочности бетона, стали и дерева при различных диапазонах и скоростях нагружения. Уместно заметить, что большинство исследований последних лет выполнены Г.А. Гениевым в рамках тематики важнейших НИР РААСН, к выполнению которых он относился с величайшей ответственностью.

В краткой статье нет возможности подробно остановиться даже на перечислении всех направлений работ Г.А. Гениева, например, на серии по технологии укладки бетонных смесей, по конструкциям трубопроводов, по теории фильтрации и по обеспечению конструктивной безопасности, которые он выполнил с группой сотрудников и своих учеников из Орловского ГТУ. Он одним из первых начал публикации по теоретическим исследованиям статически неопределимых строительных конструкций при запроектных воздействиях, которые затем легли в основу многочисленных исследований его учеников по конструктивной безопасности зданий и сооружений или по предотвращению прогрессирующего разрушения при выходе одного или нескольких элементов с уменьшением степени статической неопределимости системы. Первая из таких работ «Об оценке динамических эффектов в стержневых системах из хрупких материалов» опубликована в журнале «Бетон и железобетон» в 1992 году, а некоторые обобщения результатов этих исследований нашли отражение в одной из первых монографий по этой проблеме «Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях», отмеченной в 2006 г. дипломом РААСН. Исследования по обозначенному направлению являются сегодня одним из важнейших приоритетом Российской академии архитектуры и строительных наук.

Существуют еще серии работ по теории прочности льда и ледовых массивов, гидро- и газодинамике, которые Георгий Александрович считал очень перспективным. Одной из его последних работ этого направления стала статья «О некоторых актуальных проблемных задачах в области гидромеханики и механики сплошной среды», которую он сам назвал своим «научным завещанием» и которая, как и многие его работы, была опубликована в журнале «Известия вузов. Строительство» (2005 г., №1). Он много и плодотворно работал до самых последних дней своей жизни.

Результаты теоретических и экспериментальных исследований Г.А. Гениева нашли широкое применение при проектировании и расчете ответственных гражданских и промышленных сооружений, а также сооружений социального назначения. Он участвовал в проведении проверочных расчетов основания и фундамента Останкинской телевизионной башни в Москве, в разработке моделирования прочности покрытия Большой Спортивной Арены в Лужниках, работал в составе комиссии РААСН по научному сопровождению работ по восстановлению Храма Христа Спасителя в Москве.

Г.А. Гениев принимал активное участие в общественно-научной деятельности. В течение многих лет он был членом экспертной комиссии ВАК по строительству и архитектуре, был членом редколлегии журнала «Строительная механика и расчет сооружений», журнала «Основания и фундаменты», членом Ученого совета отделения строительных наук Российской академии архитектуры и строительных наук, заместителем председателя докторского диссертационного совета при ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Им опубликовано в периодической печати более 250 научных работ, в том числе 10 монографий. Он создал большую научную школу в области строительной механики, теории прочности и пластичности конструкционных материалов. Г.А. Гениев постоянно оказывал научно-консультативную помощь и вел подготовку кандидатов и докторов наук в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, в Московском государственном строительном университете, Московском государственном университете путей сообщения, в Орловском ГТУ, Курском ГТУ и других технических вузах страны. Им подготовлено 36 кандидатов наук, многие из которых при его активной поддержке стали докторами наук. Многие нынешние член-корреспонденты и академики РААСН учились по его книгам. Однако он никогда не упоминал об этом.

Георгий Александрович никогда не стремился получать награды или высокие должности, ни о чем не просил руководство. Однако он очень дорожил научным признанием. В частности, в по-



---

следние годы жизни он много времени уделял работе в РААСН, где за сравнительно короткий период времени выполнил ряд оригинальных исследований. Он искренне радовался почетному званию заслуженного деятеля науки, которого он был удостоен лишь в связи с 75-летием со дня рождения, хотя по его заслугам был достоин этого звания лет 30 назад.

Талант Георгия Александровича был многогранен. Он смолоду участвовал в постановках спектаклей коллектива художественной самодеятельности, был голкипером в футбольной команде ЦНИИСК, писал стихи, знал множество стихов различных авторов и сам их мастерски читал. Многие, кто видел его в первый раз, поражались его артистическому мастерству. Он на любой значительный повод мог подобрать из своей памяти такое стихотворение, которое было словно специально написано для этого случая. В повседневной жизни он оставался деликатнейшим и скромнейшим человеком. Обладая огромным научным авторитетом в области механики, он никогда не навязывал коллеге, собеседнику свое мнение при решении того или иного вопроса. В то же время он был принципиальным в науке, не допускал небрежности при подготовке монографий, отчетов и научных статей. Тактично, но требовательно относился к защитах диссертаций, их рассмотрению в ВАК. В научной работе с учениками (аспирантами) его стиль можно было назвать «сотрудничество». Он деликатно высказывал свое мнение, выслушивал мнение собеседника, если не соглашался, аргументировано возражал. Такой стиль работы обязывал. Каждый, кто работал с Георгием Александровичем, старался проявить свои лучшие качества. Он создал большую научную школу. Работая в тех областях, где работал Георгий Александрович, или других смежных областях, его последователи гордятся, что были учениками Г.А. Гениева, продолжают его дело и во всех отношениях стараются быть достойными своего учителя.

Академик РААСН, д. т. н., проф.

Ректор ОрелГТУ, д. т. н., проф.

Первый вице президент, академик РААСН, д. т. н., проф.

Академик РААСН, д. т. н., проф.

Академик РААСН, д. т. н., проф.

Академик РААСН, д. т. н., проф.

Вице президент, академик РААСН, д. т. н., проф.

В.М. Бондаренко

В.А. Голенков

В.А. Ильичев

Н.И. Карпенко

В.И. Колчунов

Я.И. Ольков

В.И. Травуш

**Список печатных научных трудов чл.-корр. РААСН, Заслуженного деятеля науки РФ, доктора технических наук, профессора Г.А. Гениева с 1952 года.**

1. Гениев Г.А. Внецентренное сжатие стержней из упругопластического материала, не работающего на растяжение // Вопросы безопасности и прочности строительных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1952.
2. Гениев Г.А. О расчете фланцевых соединений // Вопросы безопасности и прочности строительных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1952.
3. Гениев Г.А. Расчет связей составных металлических сжато-изогнутых стержней // Вопросы безопасности и прочности строительных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1952.
4. Гениев Г.А. Исследование несущей способности внецентренно сжатых гибких железобетонных и армокаменных колонн // Исследования по строительной механике. – М.: Госстройиздат, 1954.
5. Гениев Г.А. Исследование несущей способности внецентренно сжатых железобетонных колонн с жесткой арматурой // Исследования по строительной механике. – М.: Госстройиздат, 1954.
6. Гениев Г.А. К вопросу исследования устойчивости плоских упруго-опертых шарнирных цепей // Исследования по строительной механике. – М.: Госстройиздат, 1954.
7. Гениев Г.А. Некоторые вопросы теории движения сыпучей среды // Тезисы докладов на совещании по теории упругости. – М., Л.: Издательство Академии Наук СССР, 1954.
8. Гениев Г.А., Чаусов Н.С. Некоторые вопросы нелинейной теории устойчивости пологих металлических оболочек. Госстройиздат.
9. Гениев Г.А. Теория установившегося движения сыпучей среды // Исследование прочности, пластичности. – М.: Госстройиздат, 1955.
10. Гениев Г.А. Некоторые задачи расчета стержней при общей нелинейной зависимости напряжений от деформаций // Исследования по вопросам строительной механики и теории пластичности. – М.: Госстройиздат, 1956.
11. Гениев Г.А. К вопросу об условиях пластичности // Исследования по вопросам строительной механики и теории пластичности. – М.: Госстройиздат, 1956.
12. Гениев Г.А., Н.С. Чаусов. Экспериментальное исследование устойчивости пологих металлических оболочек // Исследования по вопросам строительной механики и теории пластичности. – М.: Госстройиздат, 1956.
13. Гениев Г.А. Некоторые вопросы распространения волн сжатия в грунтах // Исследования по вопросам теории пластичности и прочности. – М.: Госстройиздат, 1958.
14. Гениев Г.А. Некоторые вопросы динамики вязко-пластических сред // Исследования по вопросам теории пластичности и прочности. – М.: Госстройиздат, 1958.
15. Гениев Г.А. К вопросу об условиях прочности бетона // Исследования по вопросам теории пластичности и прочности. – М.: Госстройиздат, 1958.
16. Гениев Г.А. Вопросы динамики сыпучей среды. – М.: Госстройиздат, 1958. – 122 с.
17. Гениев Г.А. Характеристические линии и линии слабых разрывов в плоской динамической задаче пластичности. – М.: Госстройиздат, 1959.
18. Гениев Г.А. Некоторые вопросы динамики сжимаемых пластических сред в условиях двумерных движений // Доклад на I-м Всесоюзном съезде по механике. – М.: Издательство Академии Наук СССР, 1960.
19. Гениев Г.А. К вопросу о теоретическом определении динамических диаграмм работы материалов // Строительная механика и расчет сооружений. Госстройиздат, 1960. – № 5.
20. Гениев Г.А. Некоторые вопросы распространения двумерных волн в сжимаемых пластических средах // Вопросы теории пластичности и прочности строительных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1961.
21. Гениев Г.А. К вопросу о взаимодействии плоских волн в грунтах с гибкими покрытиями подземных сооружений // Вопросы теории пластичности и прочности строительных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1961.
22. Гениев Г.А. О движении вязкосыпучей среды // Вопросы теории пластичности и прочности строительных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1961.
23. Гениев Г.А. Задача о действии жесткого штампа на бетонное основание // Исследования по строительной механике. – М.: Госстройиздат, 1962.
24. Гениев Г.А. Некоторые задачи расчета пневмо-конструкций из мягких материалов // Исследования по строительной механике. – М.: Госстройиздат, 1962.

25. Гениев Г.А. К вопросу о методах решения динамических задач теории пластичности // Исследования по строительной механике. – М.: Госстройиздат, 1962.
26. Гениев Г.А. Задача о действии давления в цилиндрической полости бетонного массива или в толстостенной трубе // Исследования по расчету оболочек, стержней и массивных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1963.
27. Гениев Г.А. К вопросу расчета пневмо-конструкций из мягких материалов // Исследования по расчету оболочек, стержней и массивных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1963.
28. Гениев Г.А. О влиянии податливости оснований на их динамические характеристики // Исследования по расчету оболочек, стержней и массивных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1963.
29. Гениев Г.А., Киссюк В.Н. К обоснованию условия прочности материалов, обладающих различным сопротивлением растяжению – сжатию // Исследования по расчету оболочек, стержней и массивных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1963.
30. Гениев Г.А. К вопросу решения плоской задачи теории упругости методом аналогии с изгибом пластики // СМиРС. – М.: Госстройиздат, 1963.
31. Гениев Г.А., Киссюк В.Н. К обоснованию условия прочности бетона // Бетон и железобетон. Госстройиздат, 1962. - № 12.
32. Гениев Г.А. Вопросы теории пневматических оболочек // Труды IV Всесоюзной конференции по теории оболочек и пластичности. – Ереван: Издательство АН Ар. ССР, 1964.
33. Гениев Г.А. К вопросу об условии пластичности железобетона // Расчет тонкостенных пространственных конструкций. – М.: Стройиздат, 1964.
34. Гениев Г.А. Большие деформации безмоментных сильно растяжимых замкнутых пневмооболочек // Расчет тонкостенных пространственных конструкций. – М.: Стройиздат, 1964.
35. Гениев Г.А., Киссюк В.Н. К вопросу обобщения теории прочности бетона // Бетон и железобетон. Госстройиздат, 1965. - № 2.
36. Гениев Г.А. Об одном необходимом условии в теории безмоментных пневмооболочек // СМиРС. Госстройиздат, 1965. - № 3.
37. Гениев Г.А. Об одном варианте теории сыпучей среды // СМиРС. Госстройиздат, 1965. - № 6.
38. Гениев Г.А., Тюпин Г.А. Некоторые вопросы теории упругости железобетона при наличии трещин // Материалы к VI Конференции по бетону и железобетону. – М., 1966.
39. Гениев Г.А., Тюпин Г.А. Некоторые вопросы теории упругости железобетона // СМиРС. Госстройиздат, 1966. - № 3.
40. Гениев Г.А. К вопросу о постановке смешанной задачи теории упругости и статики сыпучей среды // Основания, фундаменты и механика грунтов. Издательство литературы по строительству, 1966. - № 5.
41. Гениев Г.А. Коллектив авторов. Прочность и деформативность конструкций с применением пластмасс. – М.: Издательство литературы по строительству, 1966.
42. Гениев Г.А. Вопросы движения вязко-сыпучей среды // Строительная механика. – М.: Стройиздат, 1966.
43. Гениев Г.А. Некоторые вопросы динамики сжимаемой жесткоупругопластической среды // Тезисы докладов на IV Всесоюзной конференции по прочности и пластичности. – М., 1967.
44. Гениев Г.А. Напряженно-деформированное состояние жесткоупругопластической среды при сложном нагружении // СМиРС. Госстройиздат, 1967. - № 2.
45. Гениев Г.А. Некоторые вопросы статики сплошной среды // Аннотации докладов на III Всесоюзном съезде по теоретической и прикладной механике. – М.: АН СССР, 1968.
46. Гениев Г.А. К вопросу обобщения условия предельного равновесия сыпучей среды // Основания, фундаменты и механика грунтов. Издательство литературы по строительству, 1968. - № 2.
47. Гениев Г.А. Некоторые вопросы динамики сжимаемой жесткоупругопластической среды // СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1968. - № 3.
48. Гениев Г.А. Полярно-симметричная смешанная задача теории упругости и предельного равновесия сыпучей среды // Новые методы расчета строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1968.
49. Гениев Г.А., Тюпин Г.А. Некоторые вопросы теории упругости и пластичности железобетона при наличии трещин // Новые методы расчета строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1968.
50. Гениев Г. А., И.Л. Должиков. К определению границ жестких, упругих и пластических областей в сыпучей среде // СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1968. - № 5.
51. Гениев Г.А. Некоторые вопросы статики сплошной среды // СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1969. - № 1.
52. Гениев Г.А. Вариант деформационной теории пластичности бетона // Бетон и железобетон. Издательство литературы по строительству, 1969. - № 2.

53. Гениев Г.А., Г.Т. Тарабрин. Распространение цилиндрических волн сжатия в пластине из материала, обладающего внутренним трением // Борьба с шумом в городах и на производстве. Нижне-Волжское книжное издательство, 1969.
54. Гениев Г. А. Об одном варианте деформационной теории пластичности бетона // Строительные конструкции, Расчет сооружений. ЦНИИСК им. Кучеренко. – М., 1969. – Вып.1.
55. Гениев Г.А. Вопросы прочности и деформативности грунтовых сред // Исследование прочности конструкций из неупругих материалов. – М., 1969. – Вып.4.
56. Гениев Г.А., Киссюк В.Н. Вопросы прочности массивных конструкций из бетона и каменных материалов // Исследование прочности конструкций из неупругих материалов. – М., 1969. – Вып.4.
57. Гениев Г.А., Карасев Г.М. Задача о клине, материал которого обладает внутренним трением // СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1970. - №5.
58. Гениев Г.А. Динамическая задача теории малых упругопластических деформаций // СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1970. - № 6.
59. Гениев Г.А. Об уравнениях линий скольжения плоской деформации идеально пластической среды // Строительные конструкции, Расчет сооружений. – М., 1970. – Вып.8.
60. Гениев Г. А., Тюпин Г.А. Некоторые вопросы теории пластичности железобетона // Строительные конструкции, Расчет сооружений. – М., 1970. – Вып.8.
61. Гениев Г. А. О синхронизации времени в динамических задачах // Строительные конструкции, Расчет сооружений. – М., 1970. – Вып.13.
62. Гениев Г.А. О закономерностях распространения волн деформаций в бетоне // Строительные конструкции, Расчет сооружений. – М., 1970. – Вып. 13.
63. Гениев Г.А. Обобщенная плоская задача для деформационной теории пластичности бетона // Строительные конструкции, Расчет сооружений. – М., 1970. – Вып.13.
64. Гениев Г.А., Аксентян Г.А. О построении фронта двумерных волн в предварительно напряженной упругопластической среде // Строительные конструкции, Расчет сооружений. – М., 1970. – Вып.13.
65. Гениев Г.А. К вопросу о деформационной теории пластичности сыпучей среды // СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1971. - № 4.
66. Гениев Г.А. Некоторые вопросы динамики сжимаемой жесткоупругопластической среды // Прочность и пластичность. Издательство «Наука», 1971.
67. Гениев Г.А. О некоторых закономерностях распространения трехмерных волн деформаций в неупругих средах // V Всесоюзный симпозиум по упругопластическим волнам. - Алма-Ата, Казахск. ССР: Издательство «Наука», 1971.
68. Гениев Г.А. О системах разрешающих уравнений в пространственных задачах некоторых видов сплошных сред // Новые методы расчета строительных конструкций. – М.: Издательство литературы по строительству, 1971.
69. Гениев Г.А., Должиков И.Л. Вопросы ползучести жестко упругопластической среды // Новые методы расчета строительных конструкций. – М.: Издательство литературы по строительству, 1971.
70. Гениев Г.А. О моделировании времени в динамических задачах // Новые методы расчета строительных конструкций. – М.: Издательство литературы по строительству, 1971.
71. Гениев Г.А., Аликов Ю.А. Плоская задача для деформационной теории пластичности железобетона // Исследования по строительным конструкциям. ЦНИИСК. – М., 1971. – Вып.19.
72. Гениев Г.А., Лейтес В.С. Интегралы уравнений линий скольжения плоской деформации идеально пластической среды // СМиРС. Издательство литературы по строительству. 1972. - № 1.
73. Гениев Г.А., Лейтес В.С. О системе разрешающих дифф. уравнений в пространственной задаче несжимаемой идеально пластической среды // Теория и методы расчета сооружений. ЦНИИСК. – М., 1972. – Вып.23.
74. Гениев Г.А. К теории затвердевающих сред // Теория и методы расчета сооружений. ЦНИИСК. – М., 1972. – Вып.23.
75. Гениев Г.А. Об учете фактора времени в рамках деформационной теории пластичности бетона // Теория и методы расчета сооружений. ЦНИИСК. – М., 1972. – Вып.23.
76. Гениев Г.А. О закономерностях распространения двумерных волн в сжимаемой упругопластической среде // Исследования теории сооружений. – М.: Стройиздат, 1972. – Вып.19.
77. Гениев Г.А., Эстрим М.И. Динамика пластической и сыпучей сред. – М.: Издательство литературы по строительству, 1972. - 216 с.

78. Гениев Г.А., Балхавдаров Х.А. Осесимметричная задача динамики для связной сжимаемой сыпучей среды // Научные исследования и технический прогресс на горных предприятиях. – Л.: Издательство Наука, 1972.
79. Гениев Г.А. Пространственная задача теории предельного напряженного состояния бетона // Вопросы расчета строительных конструкций. ЦНИИСК. – М., 1972. – Вып.22.
80. Гениев Г.А., Лейтес В.С. Некоторые вопросы осесимметричной деформации идеально пластической среды // СМиРС. - 1973. - № 1.
81. Гениев Г.А., Лейтес В.С. Решение уравнений линий скольжения плоской деформаций идеально сыпучей среды // СМиРС. - 1973. - № 5.
82. Гениев Г.А., Балхавдаров Х.А. Об одном варианте характеристик уравнений состояния сыпучей среды в осесимметричной квазидинамической задаче // Разработка рудных месторождений. – Апатиты: Издательство Кольского филиала АН СССР, 1973.
83. Гениев Г.А. Вопросы динамики физически нелинейных сплошных сред // Теория и методы расчета строительных конструкций. ЦНИИСК. – М.: Стройиздат, 1974. – Вып.35.
84. Гениев Г. А. О линейном представлении условия прочности бетона // Теория и методы расчета строительных конструкций. ЦНИИСК. – М.: Стройиздат, 1974.
85. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1974.
86. Гениев Г.А. О реализации экстремальных принципов в некоторых задачах динамики сплошной среды // СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1974. - № 5.
87. Гениев Г.А. Оценка несущей способности систем из хрупких материалов на основе теории затвердевающих сред // Расчет строительных конструкций. ЦНИИСК. – М.: Стройиздат, 1974. – Вып.36.
88. Гениев Г.А. Об уравнениях пространственной задачи теории течения при условии пластичности общего вида // Тезисы докладов на VI-ой Всесоюзной конференции по прочности и пластичности. – М., 1975.
89. Гениев Г.А. О некоторых закономерностях распространения трехмерных волн деформаций в неупругих средах // Механика твердого тела. Издательство Наука. Известия АН СССР. - 1975. - № 1.
90. Гениев Г.А., Лейтес В.С. Некоторые вопросы статики идеально пластической среды // Исследования по теории сооружений. – М., 1975. – Вып.21.
91. Гениев Г.А. О некоторых особенностях трехмерных волн формоизменения в идеальной жесткопластической среде // СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1975. - № 5.
92. Гениев Г.А. Пространственная задача теории пластического течения при условии пластичности общего вида // Исследования по теории сооружений. – М.: Стройиздат, 1976. – Вып.22.
93. Гениев Г.А. Осесимметричная задача теории предельного напряженного состояния бетона // СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1976. - № 5.
94. Гениев Г.А., Аликова Н.М. Вариант условия прочности бетона // Теоретические исследования в области строительных систем. ЦНИИСК. – М.: Стройиздат, 1976.
95. Гениев Г.А., Лейтес В.С. Напряженно-деформированное состояние идеально пластичной пластинки с круговым отверстием // Теоретические исследования в области строительной механики пространственных систем. ЦНИИСК. – М.: Стройиздат, 1976.
96. Гениев Г.А., Ерхов М.И. Теория прочности строительных материалов и сооружений // Обзор состояния и применения в строительстве методов строительной механики. ЦНИИСК. – М., 1976.
97. Гениев Г.А. Практический метод определения перемещений земной поверхности, вызванных подземными выработками // СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1977. - № 3.
98. Гениев Г.А. Вариант условия прочности для связных грунтов и горных пород // Исследования напряженного и деформированного состояния строительных конструкций. ЦНИИСК. – М.: Стройиздат, 1977.
99. Гениев Г.А. Об уравнениях трехмерной задачи статики сыпучей среды вне концепции полной пластичности // Исследования по теории сооружений. – М.: Стройиздат, 1977. – Вып.23.
100. Гениев Г.А. О некоторых соотношениях между инвариантами в теории течения при условии пластичности общего вида // СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1978. - № 2.
101. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Левин Н.И., Никонова Г.А. Прочность легких и ячеистых бетонов при сложных напряженных состояниях. – М.: Стройиздат, 1978. – 166 с.
102. Гениев Г.А. Пространственная задача о напряженно-деформированном состоянии грунтовых массивов // СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1978. - № 6.

103. Гениев Г.А. Теоретическое обоснование критерия прочности асбестоцемента // Экспериментальные и теоретические исследования легких конструкций из асбестоцемента и древесины. – М.: Стройиздат, 1978.
104. Гениев Г.А. Вопросы теории затвердевающих сред // Известия АН СССР. Механика твердого тела. Издательство «Наука», 1978. - № 5.
105. Гениев Г.А. О критерии прочности каменной кладки при плоском напряженном состоянии // СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1979. - № 2.
106. Гениев Г.А. О принципе эквивалентности и его применении к оптимизационным задачам устойчивости стержневых систем // СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1979. - № 6.
107. Гениев Г.А. Вариант волновой теории теплопроводности твердых тел // Исследования по теории сооружений. – М.: Стройиздат, 1980. – Вып.24.
108. Гениев Г.А., Блохина Н.С. К теории плоских одноосных напряжений // СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1981. - № 1.
109. Гениев Г.А. О критериях прочности древесины при плоском напряженном состоянии // СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1981. - № 3.
110. Гениев Г.А., Лейтес В.С. Вопросы механики неупругих тел. – М.: Стройиздат, 1981.– 160 с.
111. Гениев Г.А. Об основных физических зависимостях нестационарной термодинамики // Исследования по строительной механике и методах расчета. ЦНИИСК. – М., 1981.
112. Гениев Г.А. Плоская деформация анизотропной идеально пластической среды СМиРС. Издательство литературы по строительству, 1982. - № 3.
113. Гениев Г.А. Вариант волновой теории теплопроводности // Исследования по теории и методам расчета строительных конструкций. ЦНИИСК. – М.: Стройиздат, 1982.
114. Гениев Г.А. О сравнительной оценке условий прочности реальных грунтов // Исследования по теории и методам расчета строительных конструкций. ЦНИИСК. – М.: Стройиздат, 1982.
115. Гениев Г.А., Лейтес В.С. Предельное состояние идеально сыпучего клина в условиях плоской деформации // Исследования по теории и методам расчета строительных конструкций. ЦНИИСК. – М.: Стройиздат, 1982.
116. Гениев Г.А. Об уравнениях статики и кинематики анизотропной пластической среды при сопротивлении отрыву // Строительная механика и расчет сооружений Издательство литературы по строительству, 1983. - № 2.
117. Гениев Г.А., Карпенко Н.И., Лукша Л.К., Яшин А.В. Состояние и перспективы применения теорий прочности бетона и железобетона в практических и массивных конструкциях, в том числе с учетом образования и развития трещин // Тезисы доклада на IX Всесоюзной конференции по бетону и железобетону. – М.: Стройиздат, 1983.
118. Гениев Г.А. Об уравнениях движения и некоторых задачах для совмещенной модели сплошной среды с переменной вязкостью // Строительная механика и расчет сооружений. Издательство литературы по строительству, 1983. - № 5.
119. Гениев Г.А. Об уравнениях динамики анизотропной сжимаемой пластической среды при сопротивлении сдвигу // Строительная механика и расчет сооружений. Издательство литературы по строительству, 1984. - № 3.
120. Гениев Г.А., Калашников С.Ю. О построении инкрементальных условий пластичности // Библиографический указатель депонированных рукописей. ВНИИИС. – М., 1984. - № 4817.– Вып.2.
121. Гениев Г.А. Уравнения установившихся движений анизотропной идеально пластической среды при плоской деформации // Исследования по расчету конструкций и сооружений на различные воздействия. ЦНИИСК. – М., 1984.
122. Гениев Г.А. О некоторых закономерностях движения сплошных людских потоков // Исследования по теории и методам расчета строительных конструкций. ЦНИИСК. – М., 1984.
123. Гениев Г.А., Вульфсон С.З. Осесимметричная задача для вязко пластической среды // Исследования по теории и методам расчета строительных конструкций. ЦНИИСК. – М., 1984.
124. Гениев Г.А., Воронов А.Н. Техническая теория нелинейного деформирования каменной кладки при плоском напряженном состоянии // Исследования по теории и методам расчета строительных конструкций. ЦНИИСК. – М., 1984.
125. Гениев Г.А. Пространственная и осесимметричная задача динамики баровязкой среды // Строительная механика и расчет сооружений. Стройиздат, 1985. - № 2.
126. Гениев Г.А. Об уравнениях динамики анизотропной сжимаемой пластической среды при сопротивлении отрыву // Строительная механика и расчет сооружений. Стройиздат, 1985. - № 5.

127. Гениев Г.А., Воронов А.Н. О критериях прочности ортотропного материала типа каменной кладки при плоском напряженном состоянии // Исследования и методы расчета строительных конструкций. ЦНИИСК. – М., 1985.
128. Гениев Г.А., Калашников С.Ю. Влияние градиентов напряжений, геометрии и масштабов сечений на переход изгибаемых элементов в пластическое состояние // Исследования по строительной механике. ЦНИИСК. – М., 1985.
129. Гениев Г.А., Блюмкин В.Я. Осесимметричная задача о деформированном состоянии грунтовых массивов при подземных выработках // Статья депонирования в ВНИИИСе. – М., 1986.
130. Гениев Г.А. Поперечная устойчивость замкнутых цилиндрических оболочек при движении в них потока идеальной жидкости // Строительная механика и расчет сооружений. Стройиздат, 1986. - № 1.
131. Гениев Г.А. Поперечная устойчивость замкнутых цилиндрических оболочек при движении в них потока идеального газа // Строительная механика и расчет сооружений. 1986. - № 4.
132. Гениев Г.А. Плоская деформация анизотропной сыпучей среды // Строительная механика и расчет сооружений. 1986. - № 5.
133. Гениев Г.А. О формах потери устойчивости «муфта» и «спазм» гибких цилиндрических оболочек при внутреннем потоке жидкости или газа // Аннотации докладов на VI Всесоюзном съезде по теоретической и прикладной механике. – Уз. ССР. Ташкент: Издательство Фан, 1986.
134. Гениев Г.А., Езепов Г.Г. О критериях прочности древесины и их экспериментальном обосновании // Статья депонирована в ВНИИИСе. – М., 1987. – Вып.2.
135. Гениев Г.А., Гоголадзе Р.В. Установившееся ламинарное движение несжимаемой баровязкой среды по цилиндрическим и призматическим трубам // Механика сплошных сред. – Тбилиси: Научные труды Грузинского политехнического института. - 1986. - № 6, – 303 с.
136. Гениев Г.А., Калашников С.Ю. О построении уравнений плоской задачи инкрементальной теории упругости // Исследования по строительной механике и надежности конструкций. ЦНИИСК. – М., 1986.
137. Гениев Г.А., Самедов Ф.А. Осесимметричная деформация трансверсально-изотропной идеально пластической среды // Исследования по строительной механике и надежности конструкций. ЦНИИСК. – М., 1986.
138. Гениев Г.А. Определяющие уравнения и функционалы в теории течения для расширенного класса неупругих сред // Строительная механика и расчет сооружений. Стройиздат, 1987. - № 1.
139. Гениев Г.А., Зубков А.Н. Радиальные колебания цилиндрических оболочек при движении в них потока идеальной жидкости // Строительная механика и расчет сооружений. Стройиздат, 1987. - № 3.
140. Гениев Г.А. Физические зависимости и определяющие уравнения для бароупругой среды // Строительная механика и расчет сооружений. Стройиздат, 1987. - № 6.
141. Гениев Г.А., Блюмкин В.Я. Деформированное состояние грунтовых массивов над подземными выработками в условиях осесимметричной и плоской задач // Исследования по расчету строительных конструкций и надежности сооружений. ЦНИИСК. – М., 1987.
142. Гениев Г.А., Калашников С.Ю. Полярносимметричная задача инкрементальной теории упругости // Исследования по расчету строительных конструкций и надежности сооружений. ЦНИИСК. – М., 1987.
143. Гениев Г.А. Вопросы статики затвердевающих сред // Исследования по теории сооружений. Стройиздат, - М., 1987. – Вып.25.
144. Гениев Г.А., Гоголадзе Р.В. Одномерное установившееся движение несжимаемой баровязкой среды // Сообщение Академии наук ГССР. – 1987. – Т.128.
145. Гениев Г.А. Давление внутреннего потока вязкой жидкости на круговую оболочку со слабо меняющимся радиусом сечения // Строительная механика и расчет сооружений. – 1988. - № 4.
146. Гениев Г.А., Калашников С.Ю. Об учете влияния неоднородности напряженного состояния на переход материала в пластическое состояние // Строительная механика и расчет сооружений. – 1988. - № 6.
147. Гениев Г.А., Зубков А.Н. Влияние переменной присоединенной массы жидкости на радиальные колебания цилиндрических оболочек // Исследования и методы расчета строительных конструкций и сооружений. ЦНИИСК. – М., 1988.
148. Гениев Г.А. Об основных уравнениях статики и кинематики анизотропной сыпучей среды // Исследования по прочности и надежности строительных конструкций. ЦНИИСК. – М., 1988.

149. Гениев Г.А., Зубков А.Н. Спектр резонансных частот гибких трубопроводов при взаимодействии их с жидкостью // Исследования по прочности и надежности строительных конструкций. ЦНИИСК. – М., 1988.
150. Гениев Г.А., Минасян А.Р. О формах потери устойчивости («бляшка» и «спазм») физически нелинейных оболочек при движении в них потока жидкости // Строительная механика и расчет сооружений. – 1989. - № 3.
151. Гениев Г.А., Кердикошвили В.К. Определение давления грунтовой засыпки на трубы, уложенные в траншеи с вертикальными стенками // Статья депонирована в ВНИИИСе. – М., 1988. - № 9812.
152. Гениев Г.А., Кердикошвили В.К. Вертикальное давление грунта на трубы, уложенные в траншеи с наклонными стенками // Статья депонирована в ВНИИИСе. – М., 1988. - № 9813.
153. Гениев Г.А., Курбатов А.С. Построение критериев прочности анизотропных материалов с учетом различных механизмов разрушения // Тезисы докладов III-го Всесоюзного симпозиума «Прочность материалов при сложном напряженном состоянии». – Киев: Научное издание ОНТИ ИПП АН УССР, 1989.
154. Гениев Г.А. Вариант теории трехмерных отрывных течений изотропной идеально пластической среды // Строительная механика и расчет сооружений. Стройиздат, 1989. - № 6.
155. Гениев Г.А., Зубков А.Н. Вынужденные колебания замкнутых цилиндрических оболочек при движении в них пульсирующего потока идеальной жидкости // Прочность и надежность сооружений. ЦНИИСК. – М., 1989.
156. Гениев Г.А., Зубков А.Н. Нелинейные радиальные колебания цилиндрических оболочек при внутреннем потоке идеального газа // Динамика сооружений. ЦНИИСК. – 1990.
157. Гениев Г.А., Минасян А.Р. О формах потери устойчивости физически нелинейных цилиндрических оболочек при движении в них потока идеального газа // Известия АН Арм. ССР. – 1990. - № 2.
158. Гениев Г.А., Зубков А.Н. О некоторых вопросах гидроупругости гибких сосудов // Строительная механика и расчет сооружений. Стройиздат, 1990. - № 5.
159. Гениев Г.А., Курбатов А.С. О предельных прочностных зависимостях для анизотропных материалов при сдвиге // Методы расчета и оптимизации строительных конструкций на ЭВМ. ЦНИИСК. – М., 1990.
160. Гениев Г.А. Теория трехмерных отрывных течений ортотропной идеально пластической среды // Строительная механика и расчет сооружений. – 1991. - № 1.
161. Гениев Г.А., Курбатов А.С. О предельном сопротивлении анизотропных материалов сдвигу при трехосном напряженном состоянии // Строительная механика и расчет сооружений. – 1991. - № 3.
162. Гениев Г.А., Дунаев С.А. Задача об устойчивости двух параллельных мембран при внутреннем потоке идеального газа // Статья депонирована в ВНИИНТПИ Госстроя СССР. – М., 1990. - № 10830.
163. Гениев Г.А., Дунаев С.А. Задача об устойчивости параллельных пластин при движении между ними потока идеального газа // Статья депонирована в ВНИИНТПИ Госстроя СССР. – М., - № 10831.
164. Гениев Г.А., Курбатов А.С. Критерии прочности анизотропных материалов, учитывающие различные механизмы разрушения // Проблемы прочности. – Киев, 1991. - № 12.
165. Гениев Г.А. Поперечная устойчивость замкнутых конических оболочек при движении в них потока идеальной жидкости // Строительная механика и расчет сооружений. – 1991. - № 5.
166. Гениев Г.А. Поперечная устойчивость замкнутых конических оболочек при движении в них потока идеального газа // Строительная механика и расчет сооружений. – 1992. - № 1.
167. Гениев Г.А., Калашников С.Ю. О построении уравнений инкрементальной теории упругости тела, деформируемого в условиях неоднородного напряженного состояния // Исследования по строительной механике и надежности строительных конструкций. ЦНИИСК. – М., 1992.
168. Гениев Г.А. Об оценке динамических эффектов в стержневых системах из хрупких материалов // Бетон и железобетон. Стройиздат, 1992. - № 9.
169. Гениев Г.А. Квазистатическая задача плоских установившихся течений анизотропной вязкопластической среды // Строительная механика и расчет сооружений. Стройиздат, 1992. - № 4.
170. Гениев Г.А., Курбатов А.С., Самедов Ф.А. Вопросы прочности и пластичности анизотропных материалов. – М.: Издательство Интербук, 1992. - 187 с.
171. Гениев Г.А. Зависимость прочности бетона от времени // Бетон и железобетон. Стройиздат, 1993. - № 1.



172. Гениев Г.А., Райзер В.Д. Моделирование динамических воздействий при движении сплошных людских потоков // «Строительство». – Новосибирск, 1993. - № 3.
173. Гениев Г.А., Фунтов Е.Б. Расчет длительной прочности связных грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1994. - № 3.
174. Гениев Г.А. Практический метод расчета длительной прочности бетона // Бетон и железобетон. Стройиздат, 1995. - № 4.
175. Гениев Г.А. Вопросы кинематики неконтактных людских потоков // Промышленное и гражданское строительство. – 1995. - № 11.
176. Гениев Г.А., Курбатов А.С. О влиянии продолжительности действия нагрузки на прочность материала // Бетон и железобетон. Стройиздат, 1996. - № 4.
177. Гениев Г.А. Вероятностные аспекты теории прочности анизотропных материалов // Вестник Отделения строительных наук РААСН. – М., 1996. – Вып. 1.
178. Гениев Г.А. Вопросы оптимизации структуры неконтактных людских потоков // Промышленное и гражданское строительство. Стройиздат, 1997. - № 2.
179. Гениев Г.А., Пятикрестовский К.П. Метод определения динамической прочности упруго-пластических тел // Промышленность стройматериалов и стройиндустрия, энерго-и ресурсосбережение в условиях рыночных отношений. – Белгород, Ч. 6-7. 1997.
180. Гениев Г.А. Вопросы динамической прочности связных грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1997. - № 4.
181. Гениев Г.А. О критериях длительной прочности анизотропных материалов // Строительство. – Новосибирск, 1997. - № 9.
182. Гениев Г.А., Тюпин Г.А. Учет изменчивости климатических нагрузок при детерминированном изменении во времени их годовых максимумов // Промышленное и гражданское строительство. Стройиздат, 1997. - № 12.
183. Гениев Г.А. Теория сооружений. Прочность, пластичность и устойчивость стержневых систем // Строительство. – 1997.
184. Гениев Г.А. Метод определения динамических пределов прочности бетона // Бетон и железобетон. Стройиздат, 1998. - № 1.
185. Гениев Г.А. Практический метод расчета длительной прочности хрупких и пластичных материалов при статических воздействиях // Строительство. – Новосибирск, 1998. – №3.
186. Гениев Г.А., Пятикрестовский К.П., Лебедева И.В. Расчет пространственных конструкций на статические и динамические запроектные воздействия // Доклад на международном конгрессе МКПК – 98. – М. С. 274-282.
187. Гениев Г.А., Ключева Н.В. К оценке резерва несущей способности железобетонных статических неопределимых стержневых систем после запроектных воздействий // Критические технологии в строительстве. МГСУ. – 1998. - С. 60-67.
188. Гениев Г.А. Аналитическое описание печатный процессов виброуплотнения бетонных смесей, моделируемых баровязкоупругой средой // Передовые технологии в промышленности и строительстве на пороге XXI века. – Белгород, 1998. - С. 34-45.
189. Гениев Г.А. О дифференциальных уравнениях неустановившихся тепловых процессов // Вестник Отделения строительных наук РААСН, – М., 1990. - С. 126-128.- Вып.2.
190. Гениев Г.А. Вопросы механики сред, обладающих акселерационной вязкостью // Сейсмостойкое строительство, ВНИИТПИ. – 1999. - № 3. - С. 25-27.
191. Гениев Г.А., Алиев М.М., Миннахметов Р.Г. Несущая способность анизотропных оснований сооружений с переменным сцеплением и внутренним трением // Сборник трудов Альметьевского нефтяного института. - Татарстан, Альметьевск. – 1999.
192. Гениев Г.А., Ключева Н.В., Колчунов В.И. Определение кривизн в железобетонных элементах стержневых систем при динамических эффектах // Теоретические основы строительства.– 1999. - С. 47-54.
193. Гениев Г.А. Аналитическое описание процессов виброуплотнения бетонных смесей, моделируемых вязкоупругой средой // Известия высших учебных заведений. – Новосибирск: Строительство, 1999. - № 6. – С. 28-32.
194. Гениев Г.А. О динамических эффектах в стержневых системах из физически нелинейных хрупких материалов // Промышленное и гражданское строительство. – М., 1999. - № 9. – С. 23-24.
195. Гениев Г.А. О критериях подобия в задаче о перемещениях поверхности грунтового массива, вызванных горизонтальными и вертикальными сейсмическими воздействиями // Сейсмостойкое строительство, ВНИИТПИ. – 1999. - № 5. -- С. 26-28.

196. Гениев Г.А. Практический способ аналитического описания процесса сгорания конструктивных элементов из неогнестойких строительных материалов // Сооружения, конструкции, технологии и строительные материалы XXI века. – Белгород. – 1999. – С. 14-24.
197. Гениев Г.А. Оценка влияния характеристик упругости и вязкости грунта на интенсивность поверхностного проявления сдвигового сейсмического воздействия // Ассоциация «Фундамент». Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. - № 6. – С. 8-11.
198. Гениев Г.А. Экспериментальная оценка реологических характеристик грунтов с акселерационной вязкостью для задач сейсмологии // Сейсмостойкое строительство, ВНИИТПИ. – 2000. - № 1. – С. 36-38.
199. Гениев Г.А., Мамаева Г.В. Влияние конструктивной системы сооружения на сейсмическое движение поверхности упруго-вязкого грунта // Сейсмостойкое строительство, ВНИИТПИ. – 2000. - № 2. – С. 26-28.
200. Гениев Г.А., Пятикрестовский К.П. Вопросы длительной и дикамической прочности анизотропных конструкционных материалов // ГУП. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 2000. - 38 с.
201. Гениев Г.А. О применении прямых методов математического анализа в задачах оптимизации характеристик надежности комбинированных строительных конструкций // Известия высших учебных заведений. - Новосибирск: Строительство, 2000. - № 1. – С 16-21.
202. Гениев Г.А. О некоторых зависимостях между теплофизическими характеристиками тел, анизотропных по своим теплофизическим свойствам // Проблемы строительной теплофизики систем обеспечения микроклимата и энергосбережения в зданиях. – М., 2000. – С. 271-274.
203. Гениев Г.А. Некоторые вопросы теории теплопроводности термически анизотропных материалов // Качество, безопасность, энерго- и ресурсосбережение в промышленности строительных материалов на пороге XXI века. – Белгород, 2000. – Ч. 3. – С. 50-54.
204. Гениев Г.А. Две задачи о перемещении подвижной бетонной смеси для ее двух физико-механических моделей // Качество, безопасность, энерго- и ресурсосбережение в промышленности строительных материалов на пороге XXI века. - Белгород, 2000. – Ч. 3. – С44-49.
205. Гениев Г.А., Степашов Н.Е. Напряженное состояние грунтовой засыпки в траншеях с наклонными стенками // Качество, безопасность, энерго- и ресурсосбережение в промышленности строительных материалов на пороге XXI века. – Белгород, 2000. – Ч 3. – С. 55-62.
206. Гениев Г.А. Устойчивость форм равновесия замкнутых цилиндрических оболочек при винтовом движении в них потока идеальной жидкости // Известия высших учебных заведений. – Новосибирск: Строительство, 2000. - № 6. – С. 25-30.
207. Гениев Г.А., Клюева Н.В. Экспериментально-теоретические исследования неразрезных балок при аварийном выключении из работы отдельных элементов // Известия высших учебных заведений. – Новосибирск: Строительство, 2000. - № 10. – С. 21-26.
208. Гениев Г.А. О назначении нормативных климатических нагрузок при монотонном изменении во времени их годовых максимумов // Промышленное и гражданское строительство. – М., 2000. - № 11. – С. 20-21.
209. Гениев Г.А., Мамаева Г.В. Распространение сейсмического движения в двухслойных грунтовых средах с различными физическими свойствами // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, ВНИИТПИ. – 2000. - № 6. – С. 21-23.
210. Гениев Г.А. О влиянии разрыхления грунта на смещение поверхности над подземными незакрепленными выработками // Ассоциация «Фундамент». Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. - № 6. – С. 2-5.
211. Гениев Г.А., Курбатов В.Л., Мамаева Г.В. Сейсмоизолирующие свойства подстилающего слоя под сооружением // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. ВНИИТПИ. – 2001. - № 2. – С. 40-42.
212. Гениев Г.А., Алиев М.М. Расчет несущей способности анизотропных оснований сооружений // Известия высших учебных заведений. - Новосибирск: Строительство, 2001. - № 6. – С.18-22.
213. Гениев Г.А. О влиянии угловой скорости винтового движения потока идеального газа в замкнутых цилиндрических оболочках на их поперечную устойчивость // Известия высших учебных заведений. – Новосибирск: Строительство, 2001. - № 9-10. – С. 21-25.
214. Гениев Г.А., Степашов Н.Е., Колчунов В.И., Никулин А.Н. Пространственные конструкции крупноразмерных железобетонных труб многоцелевого назначения // Перспективы развития новых технологий в строительстве Республики Беларусь. – Брест, 2001.
215. Гениев Г.А., Пятикрестовский К.П. К вопросу о расчете железобетонных пространственных конструкций на циклические нагрузки // Компьютерное моделирование и проектирование пространственных конструкций. – М., 2001.

216. Гениев Г.А., Клюева Н.В. Расчет физически и конструктивно нелинейных пластинчато-стержневых пространственных конструкций в запредельных состояниях // Компьютерное моделирование и проектирование пространственных конструкций. – М., 2001.
217. Гениев Г.А., Степашов Н.В., Колчунов В.И., Никулин А.И. Пространственные конструкции крупноразмерных железобетонных труб многоцелевого назначения // Компьютерное моделирование и проектирование пространственных конструкций. – М., 2001.
218. Гениев Г.А., Пятикрестовский К.П. Вопросы длительной прочности сборных железобетонных оболочек // Архитектура оболочек и прочностной расчет тонкостенных строительных и машиностроительных конструкций сложной формы. – М., 2001. – С. 70-78.
219. Гениев Г.А. Вопросы оптимизации расхода материалов в многоэлементных системах с позиций минимальной вероятности их отказа // Известия высших учебных заведений. – Новосибирск: Строительство, 2002. - № 2. – С. 17-22.
220. Гениев Г.А. О вариационном принципе и определяющем функционале в теории теплопроводности твердых тел // Актуальные проблемы строительной теплофизики. – М., 2002. – С 228-230.
221. Гениев Г.А. Практический метод определения вероятностей по их начальной экспертной оценке и ограниченной статистической информации // Вестник Отделения строительных наук РААСН, – М., 2001. – С. 135-138. - Вып.4.
222. Гениев Г.А., Колчунов В.И. Некоторые вопросы теории фильтрации анизотропных сред с ортогональными главными осями проницаемости // Вестник Отделения строительных наук РААСН, – М., 2001. – С. 135-138. - Вып.4.
223. Гениев Г.А., Воробьев Е.Д., Клюева Н.В. Прочность изгибаемого железобетонного элемента по нормальному сечению при мгновенном силовом воздействии // Сборник научных трудов Центрального регионального отделения РААСН, – М., 2002. – С. 2-8. – Вып.2.
224. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Дегтярь А.Н. О применении прямого метода вероятностного анализа к задачам оптимизации характеристик надежности железобетонных многопролетных балок при мгновенном отказе отдельных конструктивных элементов // Сборник научных трудов Центрального регионального отделения РААСН, – М., 2002. – С. 3-8. - Вып.1.
225. Гениев Г.А., Степашов Н.Е., Колчунов В.В., Оссовских Е.В. Натурные исследования крупноразмерной железобетонной трубы многоцелевого назначения // Сборник научных трудов Центрального регионального отделения РААСН, – М., 2002. – С. 55-60. – Вып.1.
226. Гениев Г.А. К вопросу о методах экспериментального определения фазовых скоростей монокроматических световых излучений в оптически изотропных средах // Сборник научных трудов Центрального регионального отделения РААСН, – М., 2002. – С. 76-78. – Вып.1.
227. Гениев Г.А. О принципе эквиградиентности и его использовании в задачах оптимизации многоэлементных систем// Промышленное и гражданское строительство. – М., 2001.- № 8. – С. 27-28.
228. Гениев Г.А., Мамаева Г.В., Пятикрестовский К.П. О физическом моделировании процессов деформирования бетона при циклическом нагружении // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. ВНИИТГПИ. – 2002. - № 1. – С. 23-26.
229. Гениев Г.А., Мамаева Г.В., Пятикрестовский Г.П. Циклическая прочность бетона при различных диапазонах и скоростях нагружения // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. ВНИИТГПИ. – 2002. - № 2. – С. 31-33.
230. Гениев Г.А., Мамаева Г.В., Пятикрестовский К.П. Моделирование процесса деформирования стали при различных диапазонах и скоростях нагружения // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. ВНИИТГПИ. – 2002. - № 3. – С 12-14.
231. Гениев Г.А., Мамаева Г.В., Пятикрестовский К.П. Несущая способность стальных и железобетонных элементов при повторных нагружениях типа сейсмических // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. ВНИИТГПИ. – 2002. - № 5. – С. 17-21.
232. Гениев Г.А., Степашов Н.Е., Колчунов В.И., Никулин А.И., Оссовских Е.В. Безнапорные овалоидальные железобетонные трупы многоцелевого назначения // Строительные материалы, оборудование, технологий XXI века. – 2002. - № 10. – С. 16-17.
233. Гениев Г.А., L. Malyszko. Selected strength and plasticity problems of anisotropic structural materials. Легкие конструкции в гражданском строительстве. – Выршава. – 2002. – С.309-316.
234. Гениев Г.А., Мамаева Г.В., Пятикрестовский К.П. Устойчивость сжатых стальных элементов при циклических нагружениях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. ВНИИТГПИ. – 2003. – № 3. – С. 15-17.
235. Гениев Г.А., Мамаева Г.В., Пятикрестовский К.П. Устойчивость сжатых железобетонных элементов при циклических нагружениях типа сейсмических // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. ВНИИТГПИ. - 2003. - № 5. – С. 10-12.

236. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Никулин А.И. Эффективные конструктивно-технологические решения и методы расчеты овалоидальных железобетонных труб // *Пространственные конструкции из различных материалов*. – М., 2003. – С. 9-10.
237. Гениев Г.А., Пятикрестовский К.П. Определение локальной устойчивости элементов сетчатых железобетонных оболочек при циклических нагрузениях // *Пространственные конструкции из различных материалов*. – М., 2003.
238. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Дегтярь А.Н. Вопросы оптимизации характеристик надежности железобетонных многопролетных балок с позиции минимальности их отказа // *Новые энергосберегающие архитектурно-конструктивные решения жилых и гражданских зданий*. – Орел, 2003. – С. 163-166.
239. Гениев Г.А. Алгоритм суммирования членов прогрессий смешанного вида // *Ресурсо- и энергосбережения как мотивация творчества в архитектурно-строительном процессе*. – М., Казань, - 2003. – С. 457-459.
240. Гениев Г.А., Ключева Н.В., Колчунов В.И. Расчет динамических воздействий в составных сталежелезобетонных пространственных покрытиях при их локальном разрушении // *Ресурсо- и энергосбережения как мотивация творчества в архитектурно-строительном процессе*. – М., Казань, - 2003. – С. 459-461.
241. Гениев Г.А., Пятикрестовский К.П., Колчунов В.И., Ключева Н.В. Критерий прочности льда для сложного состояния // *Известия высших учебных заведений*. – Новосибирск: Строительство, 2003. - № 11. –С. 20-23.
242. Гениев Г.А., Пятикрестовский К.П. Вопросы прочности железобетонных каркасов с пространственными покрытиями при сейсмических воздействия // *Пространственные конструкции зданий и сооружений*. – М.: ООО «Девятка Принт», 2004. – С. 150-157. – Вып. 9.
243. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Никулин А.И. Прочность и трещиностойкость крупногабаритных тонкостенных железобетонных труп для подземных трубопроводов // *Пространственные конструкции зданий и сооружений*. – М.: ООО «Девятка Принт», 2004. – С. 230-239. – Вып. 9.
244. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Воробьев Е.Д. Силовое сопротивление режимному нагружению изгибаемого железобетонного элемента // *Вестник Отделения строительных наук*. – М., 2004. – С. 143-146. – Вып. 8.
245. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Ключева Н.В., Пятикрестовский К.П. Прочность ледовых массивов при плоской деформации // *Проблемы обеспечения безопасности строительного фонда России*. – Курск, 2004. – С. 62-70.
246. Гениев Г.А., Мамаева Г.В., Пятикрестовский К.П. Моделирование процесса деформирования и расчет прочности деревянных элементов при циклических нагрузениях // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. ВНИИТПИ. – 2004. - № 3. – С.11-14.
247. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Ключева Н.В., Никулин А.И., Пятикрестовский К.П. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях // *АСВ* – М., 2004. – С. 215.
248. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Ключева Н.В., Пятикрестовский К.П. Прочность ледовых массивов при плоском напряженном состоянии // *Известия высших учебных заведений*. – Новосибирск: Строительство, 2004. - № 9. – С. 15-20.
249. Гениев Г.А., Пятикрестовский К.П. Осесимметричная задача о предельном напряженном состоянии ледового массива с внутренней цилиндрической полостью // *Расчеты и проектирование пространственных конструкций с учетом физической и геометрической нелинейности*. Оргкомитет МООПК. – 2004.
250. Гениев Г.А. О некоторых зависимостях между теплофизическими характеристиками анизотропных тел // *Научные труды II-й Всероссийской (международной) конференции по бетону и железобетону*. – М., 2005. – Т. 4. – С. 48-51.
251. Гениев Г.А., Пятикрестовский К.П., Колчунов В.И., Ключева Н.В. Общее решение задачи теории предельного состояния льда при плоской деформации // *Строительная механика и расчет сооружений*. – 2005. - № 1. – С. 40-45.
252. Гениев Г.А. Тепловой баланс в волновой теории теплопроводности термически анизотропных тел // *Строительная механика и расчет сооружений*. – 2006. – 1. – С. 71-76.
253. Гениев Г.А. О некоторых актуальных проблемных задачах в области гидромеханики и механики сплошной среды // *Известия ОрелГТУ. Серия строительство. Транспорт*. – Орел, 2004. - № 3-4. – С. 16-18.
254. Гениев Г.А. О некоторых актуальных проблемах задачи в области гидромеханики и механики сплошной среды. 1. – 2005. – С. 12-14.

## ОБОБЩЕННЫЙ КРИТЕРИЙ ДЛИТЕЛЬНОЙ ПРОЧНОСТИ ТЯЖЕЛЫХ БЕТОНОВ

Вопросам определения длительной прочности бетона и законам его деформирования во времени посвящено большое количество теоретических и экспериментальных исследований отечественных и зарубежных авторов. Здесь следует, прежде всего, отметить известные работы Н.Х. Арутюняна, С.В. Александровского, В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко, Ю.В. Зайцева, Н.М. Карпенко, А.Р. Ржаницына, Р.Л. Серых, В.Н. Ярмаковского, А.В. Яшина и многих других авторов.

В настоящей работе предлагается вариант критерия длительной прочности тяжелого бетона, основанный на рассмотрении простейшей реологической модели изменения его деформационных параметров во времени. Использование простейшей реологической модели деформирования бетона в отличие от более совершенных физических моделей, основанных либо на наследственной теории ползучести [1], либо на методах механики разрушения [2], было обусловлено стремлением получить достаточно простые аналитические выражения для критериев его длительной прочности, удобных для практического применения.

Из многочисленных экспериментальных исследований известно, что фактор времени вызывает в бетоне проявление двух характерных разнонаправленных процессов: процесс нарастания прочности во времени (процесс старения бетона), определяемый физико-механическими изменениями его структуры, процесс снижения прочности находящегося в напряженном состоянии бетона, связанный с проявлением его реологических свойств - ростом деформаций во времени, приводящим к определенным нарушениям внутренних связей в материале на микро- и макроуровнях.

Согласно результатам работы [3], учет эффекта старения бетона сводится к определению его предела прочности на сжатие (при одноосном напряженном состоянии) -  $R(t)$  по формуле:

$$R(t) = R_m \left[ 1 - \left( 1 - R_{28} / R_m \right)^{\frac{t_0+t}{28}} \right], \quad (1)$$

где  $t_0$  - время в сутках от момента изготовления (укладки) бетона до момента приложения внешней нагрузки;  $t$  - время действия внешней нагрузки;  $R_m$  - максимальная (асимптотическая) прочность ненагруженного бетона (при  $t_0 \rightarrow \infty$ );  $R_{28}$  - прочность бетона в возрасте 28 суток. Из формулы (1) следует, что

$$R(0) = R_0 = R_m \left[ 1 - \left( 1 - R_{28} / R_m \right)^{\frac{t_0}{28}} \right] \quad 0 \text{ - прочность бетона в момент его нагружения, а также}$$

$$R(-t_0) = 0; R(-t_0 + 28) = R_{28}.$$

Обозначая  $\psi = \psi(t) = R(t)/R_0$  и  $\beta_m = R_m/R_{28}$ , запишем формулу (1) в виде:

$$\psi = \psi(t) = \left[ 1 - \left( 1 - \beta_m^{-1} \right)^{\frac{t_0+t}{28}} \right] \left[ 1 - \left( 1 - \beta_m^{-1} \right)^{\frac{t_0}{28}} \right]^{-1}, \quad (2)$$

Отметим, что зависимость (1) и (2) определяют лишь увеличение "мгновенной" прочности бетона во времени, но не учитывают деформаций ползучести материала и их не следует отождествлять с законом изменения длительной прочности.

Согласно приведенным в работе [4] данным, значения коэффициента  $\beta_m = R_m/R_{28}$  составляют:

- для бетонов на высокопрочном цементе  $\beta_m = 1,221$ ;
- для бетонов на нормальном цементе  $\beta_m = 1,284$ ;
- для бетонов на медленноотвердеющем цементе  $\beta_m = 1,391$ .

### *Математическая модель деформирования бетона во времени и критерий длительной прочности при одноосном напряженном состоянии*

Рассмотрим в начале одномерный случай (одноосное напряженное состояние), используя его обычные параметры: напряжение  $\sigma$  и деформацию  $\epsilon$ .

Критерий длительной прочности формируется для конструктивного бетонного элемента, находящегося в условиях однородного напряженного состояния.

Одним из главных факторов при определении длительной прочности того или иного материала, в том числе и бетона, является формулировка закона его деформирования во времени при том или ином режиме нагружения, соответствующего принятой математической (механической) модели материала.

Используемая в настоящей работе модель деформирования бетона состоит из последовательно соединенных элементов 0, характеризующихся нелинейными физическими зависимостями деформационной теории пластичности бетона [5], и элемента 1, представляющего собой модель Кельвина-Фойгта, состоящую из параллельно соединенных упругих элементов с  $E_1 = const$  и чисто вязкого, характеризующегося модулем вязкого сопротивления  $K = const$ .

Будем считать, что физической причиной исчерпания прочности бетона (его разрушения) является достижение предельной деформации или предельной интенсивности деформаций (при сложном напряженном состоянии) зависящей от вида последнего. При этом элемент 0 принятой нами модели определяет величину мгновенной нелинейной деформации бетона; элемент 1 - развивающуюся во времени. Критерий длительной прочности основывается на нормировании суммарной величины деформаций последовательно соединенных элементов 0 и 1.

Рассмотрим вначале случай действия постоянного во времени одноосного напряжения  $\sigma = const$ , приложенного в момент времени  $t=0$ , когда бетон возраста  $t_0$  имеет прочность  $R_0$ .

Между полными (суммарными) значениями напряжения  $\sigma$  и деформацией  $\varepsilon$  для элементов модели бетона 0 и 1 имеют место следующие очевидные зависимости:

$$\sigma_0 = \sigma_1 = \sigma; \varepsilon = \varepsilon_0 + \varepsilon_1, \quad (3)$$

где индексы 0 и 1 обозначают номер элемента.

Согласно деформационной теории пластичности бетона [5], для элемента 0 зависимость между мгновенной деформацией  $\varepsilon_0$  и напряжением  $\sigma_0 = \sigma$  для бетона возраста  $t_0$  имеет вид:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_0(\sigma) = \frac{2R_0}{E_0} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{\sigma}{R_0}} \right), \quad (4)$$

где  $E_0$  - начальный модуль упругости бетона возраста  $t_0$ , соответствующий точке  $\sigma=0$  его диаграммы работы.

Для момента времени  $t$  (для бетона возраста  $t_0+t$ ) нелинейная зависимость между деформацией  $\varepsilon_0 = \varepsilon_0(\sigma, t)$  и напряжением  $\sigma_0 = \sigma$  определяется соотношением, аналогичным (4):

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_0(\sigma, t) = \frac{2R(t)}{E_0(t)} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{\sigma}{R(t)}} \right), \quad (5)$$

где  $R(t)$  определяется выражением (1) или с помощью (2),  $E_0(t)$  - начальный модуль упругости бетона возраста  $t_0 + t$ .

Полагая, что закон изменения модуля упругости  $E_0(t)$  совпадает с законом нарастания прочности бетона во времени  $R(t)$ , т.е.

$$E_0(t) = E_0\psi, \quad (6)$$

где  $\psi = \psi(t)$  определяется выражением (2), запишем соотношение (5) в форме:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_0(\sigma, t) = \frac{2R_0}{E_0} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{\sigma}{R_0\psi}} \right), \quad (7)$$

Таким образом, трансформация диаграммы работы бетона во времени сводится к умножению ее ординат (значений  $\sigma$  при фиксированных  $\varepsilon_0$ ) на величину  $\psi$ .

Для элемента 1 модели, имитирующего деформацию ползучести, справедливы соотношения:

$$\sigma_1 = \sigma = \sigma_{1e} + \sigma_{1k}; \sigma_{1e} = E_1\varepsilon_1; \sigma_{1k} = Kd\varepsilon_1/dt, \quad (8)$$

откуда для деформации  $\varepsilon_1 = \varepsilon_1(t)$  следует дифференциальное уравнение:

$$(d\varepsilon_1/dt) + E_1\varepsilon_1/K = \sigma/K, \quad (9)$$

общее решение которого при  $\sigma = const$  и начальном условии  $\varepsilon_1(0)=0$  имеет вид:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1(t) = (\sigma/E_1)[1 - \exp(-\omega t)], \quad (10)$$

где  $\omega = E_1/K$ . Согласно (3), (7) и (10), суммарная деформация  $\varepsilon = \varepsilon_0 + \varepsilon_1$ :

$$\varepsilon = \varepsilon(t) = \frac{2R_0}{E_0} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{\sigma}{R_0 \psi}} \right) + (\sigma / E_1) [1 - \exp(-\omega t)]. \quad (11)$$

На основании (7) предельное значение деформации бетона  $\varepsilon_*$ , соответствующее величине  $\sigma = R_0 \psi$  (экстремальной точке диаграммы работы), определяется формулой:

$$\varepsilon = 2R_0/E_0 = 2R_{28}/E_{28} = 2R_m/E_m.$$

Для определения длительной прочности бетона  $R_* = R_*(t_*) = \sigma_*$ , соответствующей заданному времени  $t = t_*$ , до наступления которого бетон не должен полностью исчерпать свои прочностные свойства, следует приравнять правую часть зависимости (11) значению предельной деформации  $\varepsilon_*$ , разрешив (11) относительно искомой величины  $\sigma = \sigma_*$ :

$$\sigma_* = R_* = 2\alpha_* \left( \sqrt{\alpha_*^2 - \psi_*^2} - \alpha_* \right) \psi_*^{-1} R_0, \quad (12)$$

В определяющем соотношении (12):

$\alpha_* = [1 - \exp(-\omega t_*)]^{-1}$ ,  $\alpha = E_1 / E_0$ , значение  $\alpha_*$  при  $t_* \rightarrow \infty$ ;  $\psi_* = \psi(t_*)$  определяется зависимостью (2) при  $t = t_*$ .

При  $t_* \rightarrow 0$ ,  $\psi_* \rightarrow 1$ ,  $\alpha_* \rightarrow \infty$ , и раскрытие неопределенности в (12) дает очевидный результат -  $\lim_{t \rightarrow 0} R_* = R_0$ .

При неограниченном времени действия начального напряжения  $\sigma = \sigma_* = \sigma_\infty = R_\infty$ , т.е. при  $t_* \rightarrow \infty$ , из (12) следует

$$R_\infty = 2\alpha \left( \sqrt{\alpha^2 + \psi_\infty^2} - \alpha \right) \psi_\infty^{-1} R_0, \quad (13)$$

где на основании (2) -  $\psi_\infty = \left[ 1 - \left( 1 - \beta_m^{-1} \right)^{t_0/28} \right]^{-1} = R_m / R_0$ .

Если нагружение бетона осуществлено в возрасте  $t_0 = 28$  сут., то  $R_0 = R_{28}$  и  $\psi_\infty = \beta_m$ . При этом значения  $R_\infty$ , согласно (13), для  $\alpha = 0,7$  составляют:

- для бетона на высокопрочном цементе ( $\beta_m = 1,221$ ) -  $R_\infty = 0,81R_{28}$ ;
- для бетона на нормальном цементе ( $\beta_m = 1,284$ ) -  $R_\infty = 0,86R_{28}$ ;
- для бетона на медленнотвердеющем цементе ( $\beta_m = 1,391$ ) -  $R_\infty = 0,86R_{28}$ .

Следует, однако, заметить, что нагружение бетона напряжением  $\sigma = const$  или близким к значению, определяемому выражением (13) ( $\sigma \leq R_\infty$ ), еще не гарантирует сохранения бетоном своих прочностных свойств при  $t = t_* \rightarrow \infty$ .

Достаточное условие сохранения долговременной прочности бетона при неограниченном времени действия напряжения  $\sigma = const$  может быть получено исследованием на минимум правой части зависимости (12) по времени, определении этого минимума -  $R_{min}$  и соответствующего ему критического времени -  $t_{kp}$ , и наложении ограничения:

$$\sigma \leq R_{min}. \quad (14)$$

При  $t_* < t_{kp}$  ограничение (14) не является необходимым.

Для указанных выше трех видов бетона значения  $R_{min}$ , согласно (12) и (13), при  $R_0 = R_{28}$  и  $\omega = 0,15 \text{ сут}^{-1}$  соответственно равны:

$$R_{min} = 0,803 R_{28} < R_\infty = 0,81 R_{28}; t_{kp} \approx 30 \text{ сут.};$$

$$R_{min} = 0,815 R_{28} < R_\infty = 0,83 R_{28}; t_{kp} \approx 27 \text{ сут.};$$

$$R_{min} = 0,835 R_{28} < R_\infty = 0,86 R_{28}; t_{kp} \approx 20 \text{ сут.}$$

Наличие в зависимостях (11), (12) двух независимых параметров  $\alpha$  и  $\omega$  дает основание предполагать, что с их помощью могут быть с достаточной степенью точности аппроксимированы результаты соответствующих экспериментальных данных об изменении деформации прочности бетона во времени. Предварительные расчеты показали, что ориентировочные значения этих параметров составляют:  $\alpha = 0,6 - 0,8$ ;  $\omega = 0,10 - 0,15 \text{ сут}^{-1}$ .

На рис. 1 в координатах  $[\psi_* = R_*/R_0; t_*]$  представлен график изменения длительной прочности бетона на высокопрочном цементе ( $\beta_m = 1,221$ ), построенный на основании зависимости (12) при  $R_0 = R_{28}$  ( $t_0 = 28$  сут.) и значениях  $\alpha = 0,7$ ;  $\omega = 0,15 \text{ сут}^{-1}$ . В таблице приведены численные значения  $\psi_* = \psi_*(t_*)$ .

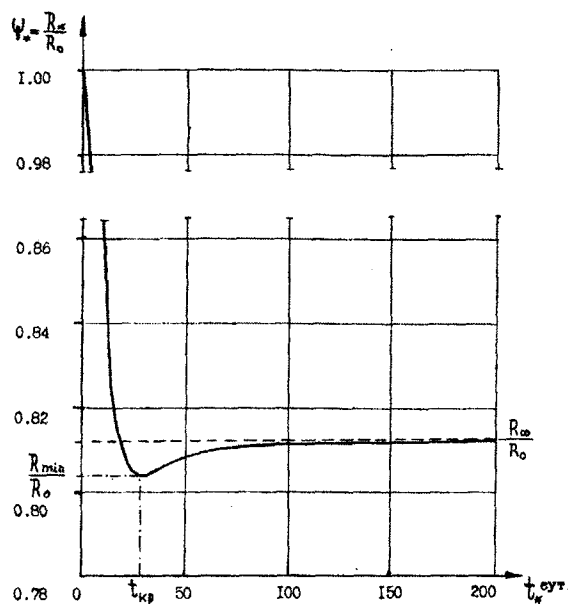


Рис. 1. Изменение прочности во времени

Таблица 1

Таблица значений  $\psi_* = \psi(t_*)$  для бетона на высокопрочном цементе  
 $\beta_m = 1,221$ ;  $\alpha = 0,7$ ;  $\omega = 0,15 \text{ сут}^{-1}$ .  $R_0 = R_{28}$

Время в сутках $t_*$	Значения $\psi(t_*)$
7	0,892135
14	0,825417
21	0,806904
28	0,803628
35	0,804586
42	0,806309
49	0,807822
56	0,808945
63	0,809727
70	0,810253
77	0,810602
84	0,810832
91	0,810982
98	0,811081
105	0,811145
112	0,811187
119	0,811215
126	0,811233
133	0,811244
140	0,811252
147	0,811257
154	0,811260
161	0,811262
168	0,811264
175	0,811265
182	0,811265
189	0,811265
196	0,811266



### Пример.

Если  $\sigma/R_0 = \sigma/R_{28} = 0,825$ , то  $t^* = 14$  сут.; при  $\sigma/R_0 = \sigma/R_{28} < 0,803$ ,  $t^* = \infty$ , т.е. эта нагрузка не приведет к разрушению бетона при неограниченном времени ее действия; если  $\sigma/R_0 = \sigma/R_{28} = 0,807$ , то  $t^* \approx 21$  сут., но не 49 сут. (второй корень  $t^*$ ), поскольку  $49 \text{ сут.} > t_{kp} = 30 \text{ сут.}$  и условие (14)  $\sigma < R_{min}$  не выполняется.

### Определение резерва прочности (остаточного ресурса) при одноосном напряженном состоянии

Рассмотрим вопрос об определении так называемого резерва прочности материала (бетона).

Пусть в начальный момент  $t = 0$  к бетону приложено напряжение  $\sigma = const < R_n$ , которое действует в течение времени  $t_n < t_{kp}$ , где  $R_n = R_*$  по (12) при  $t^* = t_n$ , а время  $t_{kp}$  соответствует значению  $R_{min}$ . При  $t = t_n$  к бетону мгновенно прикладывается дополнительное напряжение  $\Delta\sigma$ , доводящее его до разрушения.

Это дополнительное напряжение  $\Delta\sigma = F(\sigma, t_n)$  будем называть резервом прочности (или остаточным ресурсом) бетона, соответствующим заданному уровню начального напряжения  $\sigma$  и времени  $t_n$ .

На основании зависимости (11) следует:

$$\varepsilon_* = \frac{2R_0}{E_0} = \frac{2R_0}{E_0} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{\sigma + \Delta\sigma}{R_0 \psi_n}} \right) + (\sigma / E_1) [1 - \exp(-\omega t_n)], \quad (16)$$

$$\text{откуда } \Delta\sigma = R_0 \psi_n \left[ 1 - \frac{1}{4\alpha_n^2} \left( \frac{\sigma}{R_0} \right)^2 \right] - \sigma. \quad (15)$$

В (15):  $\alpha_n = \alpha [1 - \exp(-\omega t_n)]^{-1}$ ;  $\psi_n = \psi(t_n)$  - определяется зависимостью (2) при  $t = t_n$ .

Из формулы (15) следует:

при  $t_n \rightarrow 0$ ,  $\Delta\sigma = R_0 - \sigma$ ; при  $\sigma = 0$ ,  $\Delta\sigma = R_0 \psi_n$ .

В том случае, если  $\sigma < R_{min}$ , то ограничение  $t_n < t_{kp}$  не является необходимым.

### Критерий длительной прочности бетона при произвольном законе изменения внешней нагрузки во времени

Получим в рамках принятой модели деформирования бетона аналитическое выражение для критерия его длительной прочности при произвольном активном режиме нагружения, когда напряжение в материале, действующее на последовательно соединенные элементы модели 0 и 1 изменяются по произвольному во времени закону  $\sigma = \sigma(t)$ .

При принятом ранее правиле отсчета времени  $t$  деформация элемента 0:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_0(t) = \frac{2R_0}{E_0} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{\sigma(t)}{R_0 \psi(t)}} \right], \quad (16)$$

где  $\psi(t)$  определяется зависимостью (2).

Аналогичное (9) дифференциальное уравнение для определения деформации элемента 1  $\varepsilon_1 = \varepsilon_1(t)$  имеет вид:

$$(d\varepsilon_1/dt) + E_1 \varepsilon_1 / K = \sigma(t) / K, \quad (17)$$

общее решение которого при начальном условии  $\varepsilon_1(0) = 0$  записывается в форме:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1(t) = K^{-1} \exp(-E_1 t / K) \left[ \int_0^t \sigma(t) \exp(E_1 t / K) dt \right]. \quad (18)$$

При этом  $d\varepsilon_1 / dt = K^{-1} [\sigma(t) - E_1 \varepsilon_1(t)]$ . (19)

Критерий прочности бетона -  $\varepsilon_0(t) + \varepsilon_1(t) = \varepsilon_* = 2R_0 / E_0$ . (20)

Подставляя в (20) выражения (16) и (18) и обозначая, как и ранее, через  $t = t^*$  время достижения бетоном предельной деформации  $\varepsilon_*$  при заданном законе  $\sigma(t)$ , а также  $\omega = E_1 / K$ ,  $\alpha = E_1 / E_0$ , получим следующее уравнение:

$$2 \sqrt{1 - \frac{\sigma(t^*)}{R_0 \psi(t^*)}} - \frac{\omega}{\alpha} \exp(-\omega t^*) \left[ \int_0^{t^*} \frac{\sigma(t)}{R_0} \exp(\omega t) dt \right] = 0. \quad (21)$$

При заданном законе изменения во времени напряжения  $\sigma = \sigma(t)$  уравнение (21) определяет значение времени  $t^*$ , соответствующее моменту исчерпания прочности бетона.

**Критерий длительной прочности бетона при сложном напряженном состоянии**

Если рассматриваемый конструктивный бетонный элемент находится в условиях сложного (трехосного) напряженного состояния, то величины  $\sigma$  и  $\varepsilon$  в модели и во всех расчетных зависимостях должны быть заменены инвариантными величинами  $T$  и  $\Gamma$ , где  $T$  - интенсивность касательных напряжений:

$$\Gamma = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2};$$

$\Gamma$  - интенсивность деформаций сдвига:  $\Gamma = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}$ ,

где  $\sigma_j$  и  $\varepsilon_j$  ( $j=1, 2, 3$ ) - главные напряжения и главные деформации.

Рассмотрим случай воздействия на моделируемый конструктивный элемент постоянной во времени интенсивности касательных напряжений  $T = const$ , инициированной в момент времени  $t=0$ . Между полными (суммарными) значениями  $T$  и  $\Gamma$  для элементов модели 0 и 1 имеют место следующие зависимости:

$$T_0 = T_1 = T; \Gamma = \Gamma_0 + \Gamma_1, \quad (22)$$

где индексы обозначают номер элемента.

Согласно [5], для элемента 0 зависимость между мгновенной интенсивностью деформаций сдвига  $\Gamma$  и интенсивностью напряжений  $T_0 = T$  для бетона возраста  $t_0$  имеет вид:

$$\Gamma_0 = \Gamma_0(T) = \frac{2T_s}{G_0} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{T}{T_s}} \right),$$

где  $T_s$  - предельное значение  $T$ , соответствующее заданному виду сложного напряженного состояния бетона возраста  $t_0$  -  $T_s = T_c k \lambda$ ;  $k(\lambda) = \lambda/2 + \sqrt{(\lambda/2)^2 + 1}$ ;  $\lambda = f\sigma/T$ ;  $\sigma = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ ;  $f = const \approx 5$ , где  $T_c$  - предельное значение  $T$  при обобщенном чистом сдвиге (при  $\sigma = 0, \lambda = 0$ );  $G_0$  - начальный модуль сдвига для бетона возраста  $t_0$ , соответствующий точке  $T = 0$  его диаграммы работы, величина которого не зависит от значения  $\lambda$ . На основании (23) предельное значение "мгновенной" интенсивности деформаций сдвига (при  $T = T_s$ ) -  $\Gamma_* = \Gamma_*(\lambda) = 2T_s/G_0$ .

Для момента времени  $t$  (для бетона возраста  $t_0+t$ ) нелинейная зависимость между интенсивностями  $\Gamma_0 = \Gamma_0(T, t)$  и  $T$  определяется соотношением, аналогичным (23):

$$\Gamma_0 = \Gamma_0(T, t) = \frac{2T_s(t)}{G_0(t)} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{T}{T_s(t)}} \right]. \quad (24)$$

Будем считать, что закон изменения модуля сдвига  $G_0(t)$  совпадает с законом нарастания прочности бетона во времени  $T_s(t)$ , а для последнего выполняется условие подобия между процессом нарастания прочности при сложном и одноосном напряженном состоянии - предельными значениями  $T_s(t)$  и  $R(t)$  по формуле (1). Тогда  $T_s(t) = T_s \psi(t)$ ;  $G_0(t) = G_0 \psi(t)$ , и зависимость (24) принимает вид:

$$\Gamma_0 = \Gamma_0(T, t) = \frac{2T_s}{G_0} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{T}{T_s \psi(t)}} \right]. \quad (25)$$

Таким образом, трансформация диаграмм работы бетона  $T + \Gamma_0$  во времени при любых значениях  $\lambda$  сводится к умножению их ординат (значений  $T$  при фиксированных  $\Gamma_0$  на величину  $\psi(t)$ , определяемую формулой (2).

Для элемента модели 1, имитирующую деформацию ползучести, справедливы соотношения:

$T_1 = T = T_{1e} + T_{1k}$ ;  $T_{1e} = G_1 \Gamma_1$ ;  $T_{1k} = K(d\Gamma_1/dt)$ , откуда для интенсивности деформаций  $\Gamma_1 = \Gamma_1(t)$  следует дифференциальное уравнение:

$$(d\Gamma_1/dt) + G_1 \Gamma_1 / K = T/K, \quad (26)$$

общее решение которого при  $T = const$  и начальном условии  $\Gamma_1(0) = 0$  имеет вид:

$$\Gamma_1 = \Gamma_1(t) = (T/G_1) [1 - \exp(-\omega_1 t)], \quad (27)$$

где  $\omega_1 = G_1/K$ .

Согласно (22), (25) и (27), суммарное значение интенсивности деформаций сдвига  $\Gamma = \Gamma_0 + \Gamma_1$ :

$$\Gamma = \Gamma(t) = \frac{2T_s}{G_0} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{T}{T_s \psi(t)}} \right] + \frac{T}{G_1} [1 - \exp(-\omega_1 t)]. \quad (28)$$

Для определения длительной прочности бетона - значения интенсивности касательных напряжений  $T_* = T_*(t_*)$ , соответствующей заданному времени  $t_*$ , следует приравнять правую часть зависимости (28) значению предельной интенсивности деформаций сдвига;  $G_* = 2T_s/G_0$ , разрешив (28) относительно искомой величины  $T = T_*$ :

$$T_* = 2\alpha_* \left( \sqrt{\alpha_*^2 + \psi_*^2} - \alpha_* \right) \psi_*^{-1} T_s. \quad (29)$$

В определяющем соотношении (28):

$\alpha_* = \alpha_1 [1 - \exp(-\omega_1 t_*)]^{-1}$ ;  $\alpha_1 = G_1/G_0$  - значение  $\alpha_*$  при  $t_* \rightarrow \infty$ ;  $\psi_* = \psi(t_*)$  определяется зависимостью (2) при  $t = t_*$ ,  $T_s = T_c k(\lambda)$ , а величина  $T_c$  - предельное значение  $T$  при обобщенном чистом сдвиге для бетона возраста  $t_0$  - определяется аналогичной для  $R_0$  формулой:

$$T_c = T_{cm} \left[ 1 - \left( 1 - T_{c28}/T_{cm} \right)^{1/28} \right]. \quad (30)$$

При  $t_* \rightarrow 0$ ,  $\psi_* \rightarrow 1$ ,  $\alpha_* \rightarrow \infty$ , и раскрытие неопределенности в (29) дает очевидный результат -  $T_* = T_s$ .

$$\text{При } t_* \rightarrow \infty, \text{ из (29) следует } T_* = T_\infty = 2\alpha_1 \left( \sqrt{\alpha_1^2 + \psi_\infty^2} - \alpha_1 \right) \psi_\infty^{-1} T_s, \quad (31)$$

Так же как и при одноосном напряженном состоянии нагружение бетона интенсивностью напряжений  $T = const$ , равной или близкой к значению, определяемому выражением (31) ( $T_s \leq T_\infty$ ) еще не гарантирует сохранения им своих прочностных свойств при  $t_* \rightarrow \infty$ .

Достаточное условие сохранения долговременной прочности бетона при неограниченном времени действия интенсивности касательных напряжений  $T = const$  может быть получено исследованием на минимум правой части зависимости (29) по времени, определении этого минимума  $T_{min}$  и соответствующего ему критического времени  $t_{kp}$  при наложении ограничения:

$$T < T_{min}. \quad (32)$$

При  $t_* < t_{kp}$  ограничение (32) не является необходимым. Для определения входящих в правую часть формулы (30) величин  $T_{cm}$  и  $T_{c28}$  могут быть использованы выражения [5]:

$$T_{cm} = \sqrt{\frac{R_{cm} R_{pm}}{3}}; \quad T_{c28} = \sqrt{\frac{R_{c28} R_{p28}}{3}}, \quad (33)$$

где  $R_{cm}$  и  $R_{pm}$  - пределы прочности на одноосное сжатие и одноосное растяжение ненагруженного бетона при  $t \rightarrow \infty$ ;  $R_{c28}$  и  $R_{p28}$  - пределы прочности на одноосное сжатие и одноосное растяжение ненагруженного бетона при  $t_0 = 28$  сут.

Методика определения резерва прочности бетона в случае сложного напряженного состояния аналогична рассмотренной выше для одноосного случая.

В начальный момент времени  $t = 0$  на материал воздействует интенсивность напряжений  $T = const < T_n$ , сохраняющая постоянное значение в течение времени  $t_n < t_{kp}$ , где  $T_n = T_*$  по (29) при  $t_* = t_n$ , а время  $t_{kp}$  соответствует значению  $T_{min}$ .

При  $t = t_n$  в бетоне инициируется дополнительная величина интенсивности касательных напряжений  $\hat{T}$  (при неизменной ориентации главных осей напряжений), доводящая его до разрушения.  $\hat{T} = F(T, t_n)$  - резерв прочности бетона при сложном напряженном состоянии.

На основании (28) следует:

$$G_* = \frac{2T_s}{G_0} = \frac{2T_s}{G_0} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{T + \hat{T}}{T_s \psi_n}} \right) + (T/G_1) [1 - \exp(-\omega_1 t_n)], \text{ откуда}$$

$$\Delta T = T_s \psi_n \left[ 1 - \frac{1}{4\alpha_n^2} \left( \frac{T}{T_s} \right)^2 \right] - T. \quad (34)$$

В (34):  $\alpha_n = \alpha_1 [1 - \exp(-\omega_1 t_n)]^{-1}$ ,  $\psi = \psi(t_n)$  - определяется зависимостью (2) при  $t = t_n$ .

Из формулы (34) следует: при  $t_n \rightarrow 0$ ,  $\Delta T = T_s - T$ ; при  $T = 0$ ,  $\Delta T = T_s \psi_n$ . В том случае, если  $T < T_{min}$ , то ограничение  $t_n < t_{kp}$  не является необходимым. Зависимость (34) определяет искомое значение резерва прочности бетона при сложном напряженном состоянии для заданных величин  $T = T(t)$ .

Интенсивность деформации элемента 0:

$$G_o = G_o(t) = \frac{2T_s}{G_0} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{T(t)}{T_s \psi(t)}} \right], \quad (35)$$

где  $\psi(t)$  определяется зависимостью (2).

Аналогичное (26) дифференциальное уравнение для определения интенсивности деформации элемента  $\Gamma_1 = \Gamma_1(t)$  имеет вид:

$$(d\Gamma_1 / dt) + G_1 \Gamma_1 / K = T(t) / K, \quad (36)$$

общее решение которого при начальном условии  $\Gamma_1(0) = 0$  записывается в форме:

$$\Gamma_1 = \Gamma_1(t) = K^{-1} \exp\left[-G_1 t / K \left[ \int_0^t T(t) \exp(G_1 t / K dt) \right]\right]. \quad (37)$$

$$\text{При этом } d\Gamma_1 / dt = / K^{-1} [T(t) - G_1 \Gamma_1(t)]. \quad (38)$$

$$\text{Критерий прочности бетона - } \Gamma_0(t) + \Gamma_1(t) = \Gamma_* = 2T_s / G_0. \quad (39)$$

Подставляя в (39) выражения (35) и (37) и, обозначая, как и ранее, через  $t = t_*$  время достижения бетоном предельной интенсивности деформации  $\Gamma_*$  при заданном законе  $T(t)$ , получим:

$$\Gamma_* = \frac{2T_s}{G_0} = \frac{2T_s}{G_0} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{T(t_*)}{T_s \psi(t_*)}} \right] + K^{-1} \exp(-G_1 t_* / K) \left[ \int_0^{t_*} T(t) \exp(G_1 t / K) dt \right],$$

откуда после простых преобразований и введения принятых обозначений  $\omega_1 = G_1 / K$ ,  $\alpha_1 = G_1 / G_0$  приходим к следующему уравнению:

$$2 \sqrt{1 - \frac{T(t_*)}{T_s \psi(t_*)}} - \frac{\omega_1}{\alpha_1} \exp(-\omega_1 t_*) \left[ \int_0^{t_*} \frac{T(t)}{T_s} \exp(\omega_1 t) dt \right] = 0. \quad (40)$$

При заданном законе изменения во времени интенсивности напряжений  $T = T(t)$  уравнение (40) определяет значение времени  $t_*$ , соответствующее моменту исчерпания прочности бетона.

#### Выводы

1. Представленные расчетные зависимости и уравнения дают возможность получать количественную оценку длительной прочности тяжелых бетонов: по заданному времени действия внешней нагрузки  $t = t_*$  определять соответствующий ему предел длительной прочности бетона, или решать обратную задачу – определять для заданного уровня напряжений предельное время их воздействия на материал.

2. Критерии длительной прочности сформулированы как для случая одноосного, так и для случая сложного (трехосного) напряженного состояния при действии постоянной внешней нагрузки или изменяющейся во времени по произвольному закону.

3. Методика оценки резерва прочности (остаточного ресурса) бетона позволяет определять его длительную прочность в условиях ступенчатого нагружения – случая, часто имеющего место в практических расчетах конструкций.

4. Сравнительная простота записи предложенных критериев прочности бетона при длительном действии нагрузки обусловлена использованием простейшего реологического закона его деформирования во времени.

5. Возможность практического применения этих критериев к различным классам тяжелых бетонов будет определяться их систематическим сопоставлением с экспериментальными данными, а также с установлением конкретных значений входящих в эти критерии параметров  $\alpha$  и  $\omega$ , величина которых, по предварительным расчетам, ограничена пределами  $\alpha = 0,6 - 0,8$ ;  $\omega = 0,1 - 0,15 \text{ сут}^{-1}$ .

6. Значения коэффициента  $\beta_m = R_m / R_{28}$ , входящего в зависимость (2), определяющую закон нарастания прочности во времени ненагруженного бетона, следует назначать согласно рекомендациям, приведенным в работе [4].

#### Литература

1. Бондаренко, В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко. - М.: Стройиздат, 1982. - 287 с.
2. Зайцев, Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения [Текст]. - М.: Стройиздат, 1982. - 196 с.
3. Гениев, Г.А. Зависимость прочности бетона от времени [Текст] // Бетон и железобетон, 1993. - № 1. - С. 15 - 17.
4. Серых, Р.Л. Нарастание прочности бетона во времени / Р.Л. Серых, В.Н. Ярмаковский // Бетон и железобетон [Текст], 1992. - № 3. - С. 19 - 21.
5. Гениев, Г.А. Вариант деформационной теории пластичности бетона [Текст] // Бетон и железобетон, 1969. - № 2. - С. 18 - 20.

## ТЕОРИЯ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

УДК 624

Академик РААСН, докт. техн. наук, проф. В.М. Бондаренко, докт. техн. наук, проф. Е.А. Ларионов, асп. М.Е. Башкатова  
(Московский институт коммунального хозяйства и строительства)  
Россия, г. Москва

### ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ ИЗГИБАЕМОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА

В работе оценивается изгибающий момент  $M_*$ , порождающий предельное напряженно деформированное состояние (НДС) сжатой зоны бетона или растянутой арматуры в поперечном сечении изгибаемого элемента конструкции.

Момент  $M_*$ , который влечет потерю равновесия и начало разрушения элемента, создавая ситуацию, опасную с точки зрения конструктивной безопасности железобетонного элемента, назовем конструктивной прочностью изгибаемого элемента.

Обычная изгибная прочность  $M_{np}$  вводится на основе известного постулата А.Ф. Лолейта, в соответствии с которым напряжения в момент разрушения во всех компонентах сечения принимаются равными соответствующим пределам прочности.

Существенным ограничительным обстоятельством является превышение  $M_{np}$  над  $M_*$ .

Это означает, что в расчетах для обеспечения достаточного запаса прочности изгибаемого элемента предпочтительна величина  $M_*$ . Для упрощения выкладок рассматривается модель железобетонной балки постоянного прямоугольного сечения.

Соотношение  $M_{np} > M_*$  является следствием того, что для разрушения в некоторый момент  $\tau = \tau_*$  всего сечения требуется больше энергии, чем для покомпонентного разрушения.

Для прямоугольного сечения в [1] получена оценка:

$$M_{np} = \frac{R_b x \epsilon}{2 + f_0} + \sigma_{sc} A_s' c (x - a_1) + R_s A_s (h_0 - x); \quad (1)$$

$$\sigma_{sc} \leq \epsilon_{sc}^* E_{sc} \leq R_{sc}. \quad (2)$$

Здесь  $R_b$ ,  $R_s$ ,  $R_{sc}$  - пределы прочности бетона, растянутой и сжатой арматуры с площадью поперечного сечения  $A_s$  и  $A_s'$ ;  $f_0$  - параметр нелинейности.

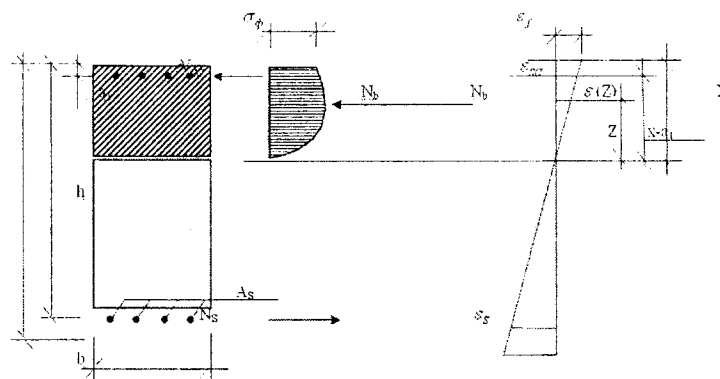


Рис. 1. Расчетное сечение балки:  $\epsilon_f$  и  $\sigma_f$  - текущие значения фибровых деформаций и напряжений;  $N_b$ ,  $N_s$ ,  $N_s'$  - равнодействующие нормальных напряжений в сжатой зоне бетона, в растянутой и сжатой арматуре

Предельное НДС, порождаемое  $M_*$  в прямоугольном сечении, определяется высотой  $x_*$  сжатой зоны бетона, фибровым напряжением  $\sigma_f^* = \sigma(\varepsilon_f^*)$ , напряжениями  $\sigma_s^* = \sigma_s(\varepsilon_s^*)$  и  $\sigma_{sc}^* = \sigma_{sc}(\varepsilon_{sc}^*)$  растянутой и сжатой арматуры.

Зависимости  $\sigma = \sigma(\varepsilon)$ ,  $\sigma_s = \sigma_s(\varepsilon_s)$  и  $\sigma_{sc} = \sigma_{sc}(\varepsilon_{sc})$  предполагаются заданными.

Экспериментальные исследования показывают, что при внешнем стеснении силового деформирования бетона в диаграмме « $\varepsilon - \sigma$ » сжатия бетона появляется ниспадающая ветвь (рис. 2).

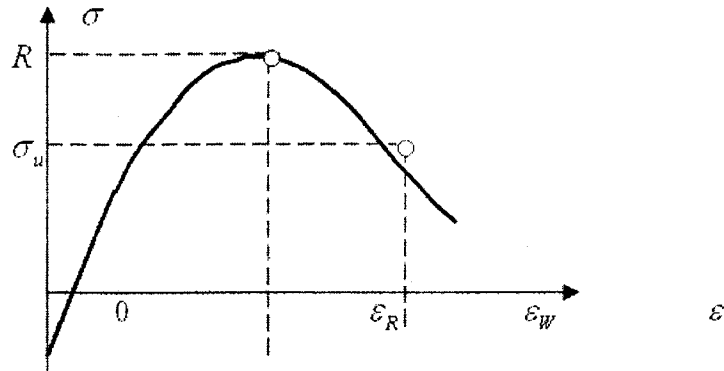


Рис. 2. Диаграмма « $\varepsilon - \sigma$ » сжатия бетона:  $\varepsilon_R$  - деформация, при которой  $\sigma_\phi(\varepsilon_\phi) = R_b$ ;  $\varepsilon_w$  - предельная сжимаемость бетона

Принимая гипотезу плоских сечений, имеем:

$$\varepsilon(z) = \left(\frac{z}{x}\right)\varepsilon_\phi; \quad (3)$$

$$\frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_s} = \frac{x}{h_0 - x}; \quad (4)$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{x - a'}{x} \varepsilon_f. \quad (5)$$

Подсчитаем силу  $N_b$ :

$$N_b = b \int_0^x \sigma(z) dz. \quad (6)$$

Согласно (3)  $z = \frac{x}{\varepsilon_f} \varepsilon(z)$ . Заменяв переменную  $z$  на  $\varepsilon(z)$ , получим:

$$M_0 = \frac{bx^2 \int_0^{\varepsilon_f} \varepsilon \sigma(\varepsilon) d\varepsilon}{\varepsilon_f^2}. \quad (7)$$

Для момента внутренних сил сжатой зоны бетона относительно нейтральной оси (н. о.)

$$M_0 = \int_0^x zb \sigma[\varepsilon(z)] dz. \quad (8)$$

С учетом указанной выше замены имеем:

$$M_0 = \frac{bx^2 \int_0^{\varepsilon_f} \varepsilon \sigma(\varepsilon) d\varepsilon}{\varepsilon_f^2}. \quad (9)$$

Момент всех внутренних сил относительно н. о.

$$M(\varepsilon_f, \varepsilon_s, x) = \frac{bx^2 \int_0^{\varepsilon_f} \varepsilon \sigma(\varepsilon) d\varepsilon}{\varepsilon_f^2} + \sigma_{sc}(\varepsilon_{sc}) A'_s (x - a') + \sigma_s(\varepsilon_s) A_s (h_0 - x). \quad (10)$$

В силу (4):

$$x = \frac{h_0 \varepsilon_f}{\varepsilon_f + \varepsilon_s}; \quad (11)$$

$$h_0 - x = \frac{h_0 \varepsilon_s}{\varepsilon_f + \varepsilon_s}; \quad (12)$$

$$x - a' = \frac{(h_0 - a') \varepsilon_f - a' \varepsilon_s}{\varepsilon_f + \varepsilon_s}; \quad (13)$$

$$\varepsilon_{sc} = \varepsilon_f - \frac{a'}{h_0} (\varepsilon_f + \varepsilon_s). \quad (14)$$

Пренебрегая для упрощения выкладок величиной  $a'/h_0$ , получим:

$$M(\varepsilon_f, \varepsilon_s) = \frac{h_0}{\varepsilon_f + \varepsilon_s} \left[ \frac{bh_0 \int_0^{\varepsilon_f} \varepsilon \sigma(\varepsilon) d\varepsilon}{(\varepsilon_f + \varepsilon_s)} + \sigma_{sc}(\varepsilon_f) A'_s \varepsilon_f + \sigma_s(\varepsilon_s) \varepsilon_s A_s \right]. \quad (15)$$

Изгибающий момент достигает максимума при деформациях  $\varepsilon_f^*$  и  $\varepsilon_s^*$ , определяемых из системы уравнений:

$$\frac{dM(\varepsilon_f, \varepsilon_s)}{d\varepsilon_f} = 0; \quad (16, a)$$

$$\frac{dM(\varepsilon_f, \varepsilon_s)}{d\varepsilon_s} = 0. \quad (16, б)$$

Для слабо и нормально армированных элементов разрушение начинается с текучести арматуры, и, естественно предположить, что  $\varepsilon_s^* = \varepsilon_{sw}$  - пределу текучести арматуры. Заметим, что согласно (10):

$$\frac{dM(\varepsilon_f, \varepsilon_s, x)}{d\varepsilon_s} = A_s (h_0 - x) \cdot \frac{d\sigma_s(\varepsilon_s)}{d\varepsilon_s}, \quad (17)$$

а потому равносильны условия:

$$\frac{dM(\varepsilon_f, \varepsilon_s, x)}{d\varepsilon_s} = 0 \text{ и } \frac{d\sigma_s(\varepsilon_s)}{d\varepsilon_s} = 0, \quad (18)$$

которые выполняются при  $\varepsilon_s = \varepsilon_{sw}$ .

Полагая в (15)  $\varepsilon_s = \varepsilon_{sw}$ , получим:

$$M(\varepsilon_f) = \frac{h_0}{\varepsilon_f + \varepsilon_{sw}} \left[ \frac{bh_0 \int_0^{\varepsilon_f} \varepsilon \sigma(\varepsilon) d\varepsilon}{(\varepsilon_f + \varepsilon_{sw})} + A'_s \sigma_{sc}(\varepsilon_f) \varepsilon_f + R_s A_s \varepsilon_{sw} \right]. \quad (19)$$

Необходимое условие экстремума  $\frac{dM(\varepsilon_f)}{d\varepsilon_f} = 0$  функции  $M(\varepsilon_f)$  приводит к уравнению относительно  $\varepsilon_f$ :

$$(\varepsilon_f + \varepsilon_{sw}) \{ bh_0 \sigma(\varepsilon_f) + \varepsilon_{sw} \left[ 2A_s' \frac{d\sigma_{sc}}{d\varepsilon_{sc}} \Big|_{\varepsilon_{sc}=\varepsilon_f} + \sigma_{sc}(\varepsilon_f) \right] - R_s A_s \} - 2 \int_0^{\varepsilon_f} \varepsilon \sigma(\varepsilon) d\varepsilon = 0. \quad (20)$$

Если в сжатой зоне сечения отсутствует арматура, то, согласно (20):

$$(\varepsilon_f + \varepsilon_{sw}) \left[ \sigma(\varepsilon_f) - R_s \cdot \frac{A_s}{bh_0} \right] = 2 \int_0^{\varepsilon_f} \varepsilon \sigma(\varepsilon) d\varepsilon. \quad (21)$$

Нелинейные уравнения (20) и (21) решаются с применением численных методов.

Если они имеют несколько корней, то наименьший из них будет искомой фибровой деформацией  $\varepsilon_f^*$ , ибо началом разрушения для слабо и нормально армированных элементов является достижение растянутой арматурой предела текучести.

Условие равновесия  $N_b = N_s$  приводит к уравнению:

$$\frac{R_s A_s}{bh_0 \psi_{np}} = \frac{\int_0^{\varepsilon_f} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon}{\varepsilon_f + \varepsilon_{sw}}, \quad (22)$$

а тогда, согласно (21):

$$(\varepsilon_f + \varepsilon_{sw}) \sigma(\varepsilon_f) - \int_0^{\varepsilon_f} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon = 2 \int_0^{\varepsilon_f} \varepsilon \sigma(\varepsilon) d\varepsilon. \quad (23)$$

Заметим, что другой подход для оценки  $M_*$  рассмотрен в [2].

#### Литература

1. Бондаренко, В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко. - М., 1982.
2. Шмуклер, В.С. Нелинейный анализ деформирования изгибаемого железобетонного элемента [Текст] / В.С. Шмуклер, И.Я. Лучковский, Ю.А. Климов // Юбилейные научные чтения по проблемам теории железобетона. - М.: ИПЦ, МИКХиС, 2005. - С. 134 - 143.



УДК 517.95

Докт. техн. наук, проф. В.А. Гордон, асп. П.Н. Анохин  
(Орловский государственный технический университет)  
Россия, г. Орел, тел. (4862) 41-98-48; e-mail: gordon@ostu.ru

## ПОСТАНОВКА И РЕШЕНИЕ ЗАДАЧИ ИДЕНТИФИКАЦИИ КОЭФФИЦИЕНТОВ УРАВНЕНИЯ ПРОДОЛЬНЫХ УПРУГИХ КОЛЕБАНИЙ НЕОДНОРОДНОГО СТЕРЖНЯ

*The inverse problem of the longitudinal elastic vibrations of the non-uniform rod is stated in this article. The approximate analytical solution of the stated problem is offered under the condition of the weak heterogeneity and is compared with the regularization method solution.*

### 1 Постановка обратной задачи

Одним из путей построения усложненных по сравнению с классическими моделями материалов и конструкций является учет зависимости механических и жесткостных характеристик от координат. Широта класса неоднородных тел определяет большое практическое значение постановки задач механики и разработки эффективных методов их решения.

В качестве примера возьмем уравнение продольных упругих колебаний неоднородного стержня с зашпеленными концами. Математическая постановка этой задачи хорошо изучена и обоснована и может быть найдена, например, в [1, 2]. Уравнение, описывающее распространение продольных упругих волн в неоднородном стержне:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \bar{E}(x) \bar{A}(x) \frac{\partial u}{\partial x} \right) - \bar{\rho}(x) \bar{A}(x) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \tilde{f}(x, t), \quad (1)$$

где  $x$  - расстояние от торца стержня ( $x=0$ ) до данного сечения,  $0 \leq x \leq l$ ;  $t$  - время;  $l$  - длина стержня;  $\bar{E}(x)$  - модуль Юнга;  $\bar{\rho}(x)$  - плотность стержня;  $\bar{A}(x)$  - площадь поперечного сечения стержня;  $\tilde{f}(x, t)$  - продольная распределенная сила;  $u = u(x, t)$  - продольное перемещение поперечного сечения стержня.

Введем безразмерные параметры:

$$\xi = \frac{x}{l}, w(\xi, \tau) = \frac{u(x, t)}{l}, \tau = \frac{t}{l} \sqrt{\frac{E_*}{\rho_*}}, E(\xi) = \frac{\bar{E}(x) \bar{A}(x)}{E_* A_*}, \rho(\xi) = \frac{\bar{\rho}(x) \bar{A}(x)}{\rho_* A_*}, f(\xi, \tau) = \frac{\tilde{f}(x, t)}{l E_* \rho_*},$$

где  $E_*$ ,  $\rho_*$ ,  $A_*$  - некоторые значения механических и геометрических характеристик стержня.

Уравнение (1) приводится к безразмерному виду:

$$\frac{\partial}{\partial \xi} \left( E(\xi) \frac{\partial w}{\partial \xi} \right) - \rho(\xi) \frac{\partial^2 w}{\partial \tau^2} = f(\xi, \tau) \quad (2)$$

и должно удовлетворять граничным:  $w(0, \tau) = w(1, \tau) = 0$  (3)

и начальным:  $w(\xi, 0) = \varphi(\xi), \left. \frac{\partial w}{\partial \tau} \right|_{(\xi, 0)} = \psi(\xi)$  (4)

условиям. Здесь и далее подразумевается, что работа ведется с безразмерными величинами, а все необходимые физические замеры и условия уже преобразованы к безразмерному виду.

В данной работе исследуется обратная задача идентификации коэффициентов уравнения (2), которая подразумевает определение неизвестных неоднородных коэффициентов  $\{E(\xi), \rho(\xi)\}$  уравнения (2), когда известны функции  $\{f(\xi, \tau), \varphi(\xi), \psi(\xi)\}$ , а также некоторые сведения о функции  $w(\xi, \tau)$  (экспериментальные данные, полученные в ходе замеров колебаний, вызванных заданными начальными условиями и продольной распределенной силой). В качестве эксперимен-

тальных данных берется измерение продольного перемещения во времени фиксированного поперечного сечения стержня, а именно:

$$\begin{aligned} w(a, \tau) &= \chi_a(\tau), \\ w(b, \tau) &= \chi_b(\tau), \\ \left. \frac{\partial w}{\partial \xi} \right|_{(a, \tau)} &= \gamma_a(\tau), \end{aligned} \quad (5)$$

где  $a, b$  – расстояния от торца стержня до сечений, продольное перемещение которых изучается ( $0 < a, b < 1$ ).

Эти расстояния могут быть произвольными, однако, желательно измерять колебания стержня вдали от границ, а также изучаемые точки не должны располагаться близко друг к другу.

В рамках данной работы ограничимся определением только одного коэффициента, считая второй известным и постоянным. Такое упрощение целесообразно, т.к. задача определения нескольких коэффициентов опирается на решение задачи определения одного коэффициента, но имеет ряд нюансов и будет рассмотрена в заключении.

Будем считать, что  $\rho(\xi) = \rho = const$  – известная величина. Задача, таким образом, сводится к определению  $E(\xi)$ .

Обычная стратегия решения обратных задач определения коэффициентов состоит в «косвенном» подходе, при котором минимизируется разница между вычисленным решением прямой задачи при известном подбираемом коэффициенте и экспериментальными данными [3]. Численные методы позволяют найти коэффициент, минимизирующий эту разницу.

Однако большой интерес представляют также и «прямые» решения, т.е. аналитическое выражение для коэффициента через известные функции. Такие решения в большинстве случаев невозможны, но если их удастся найти – они позволяют лучше исследовать существование, уникальность и стабильность решения.

В данной работе рассматриваются оба подхода при слабой неоднородности стержня – в этом случае существует приближенное аналитическое решение обратной задачи и его можно сравнить с решением, полученным методом регуляризации [4].

В общем же случае неоднородности получить аналитическое решение не представляется возможным, и даже классический подход сопряжен с определенными проблемами в решении. В данной работе рассматривается решение задачи при произвольной неоднородности методом регуляризации, и предлагается численный метод решения, основанный на генетических алгоритмах [5].

## 2 Приближенное аналитическое решение в случае слабой неоднородности

Решим задачу в случае слабой неоднородности, опираясь на метод решения обратных задач. Предположим слабую неоднородность жесткостных характеристик стержня, т.е.:

$$E(\xi) = E^0 + E^\varepsilon(\xi), 0 < E^\varepsilon(\xi) \ll 1, \quad (6)$$

где  $E^0 = const$  – модуль Юнга контрольного однородного стержня.

Далее полагаем  $E^0$  и  $\rho$  известными.

Представим  $w = w(\xi, \tau)$  в виде:

$$w(\xi, \tau) = w^0(\xi, \tau) + w^\varepsilon(\xi, \tau), 0 < w^\varepsilon(\xi, \tau) \ll 1. \quad (7)$$

Подставляя представления (6) и (7) в уравнение (2), получим:

$$F_1(\xi, \tau) - f(\xi, \tau) = -F_2(\xi, \tau) + F_3(\xi, \tau),$$

$$F_1(\xi, \tau) = E^0 \frac{\partial^2 w^0}{\partial \xi^2} - \rho \frac{\partial^2 w^0}{\partial \tau^2},$$

$$F_2(\xi, \tau) = E^0 \frac{\partial^2 w^\varepsilon}{\partial \xi^2} - \rho \frac{\partial^2 w^\varepsilon}{\partial \tau^2} + \frac{\partial}{\partial \xi} \left( E^\varepsilon \frac{\partial w^0}{\partial \xi} \right), \quad (8)$$

$$F_3(\xi, \tau) = \frac{\partial}{\partial \xi} \left( E^\varepsilon \frac{\partial w^\varepsilon}{\partial \xi} \right).$$

Аналитическое решение задачи возможно в случае, когда выполнены следующие условия (не утверждается, что при невыполнении этих условий задачу невозможно решить аналитически, однако, выполнения этих условий достаточно для аналитического решения указанным ниже способом):

- рассматриваются только собственные колебания, т.е.  $f(\xi, \tau) \equiv 0$ ;
- начальные условия подбираются таким образом, чтобы в соответствующем базовом однородном стержне такие же начальные условия вызывали гармонические колебания;
- $|F_2(\xi, \tau)| \ll |F_1(\xi, \tau)|$  (это условие обеспечивается малостью функции  $w^\varepsilon$  в первых двух слагаемых  $F_2(\xi, \tau)$  и малостью  $E^\varepsilon$  в третьем слагаемом);
- $|F_3(\xi, \tau)| \ll |F_2(\xi, \tau)|$  (это условие обеспечивается перемножением малых функций  $E^\varepsilon$  и  $w^\varepsilon$  в  $F_3(\xi, \tau)$ ).

Если выполнены все указанные условия, то уравнение (8) распадается на два:

$$E^0 \frac{\partial^2 w^0}{\partial \xi^2} - \rho \frac{\partial^2 w^0}{\partial \tau^2} = 0 \quad (9)$$

с предельными условиями:

$$w^0(0, \tau) = w^0(1, \tau) = 0, \quad (10)$$

$$w^0(\xi, 0) = \varphi(\xi), \quad \left. \frac{\partial w^0}{\partial \tau} \right|_{(\xi, 0)} = \psi(\xi)$$

$$\text{и } E^0 \frac{\partial^2 w^\varepsilon}{\partial \xi^2} - \rho \frac{\partial^2 w^\varepsilon}{\partial \tau^2} = -\frac{\partial}{\partial \xi} \left( E^\varepsilon \frac{\partial w^0}{\partial \xi} \right), \quad (11)$$

с однородными предельными условиями:

$$w^\varepsilon(0, \tau) = w^\varepsilon(1, \tau) = 0, \quad (12)$$

$$w^\varepsilon(\xi, 0) = 0, \quad \left. \frac{\partial w^\varepsilon}{\partial \tau} \right|_{(\xi, 0)} = 0.$$

Подставляя представления (6) и (7) в экспериментальные данные (5), получаем дополнительные исходные данные для решения:

$$w^\varepsilon(a, \tau) = \chi_a^\varepsilon(\tau) = \chi_a(\tau) - w^0(a, \tau), \quad (13)$$

$$\left. \frac{\partial w^\varepsilon}{\partial \xi} \right|_{(a, \tau)} = \gamma_a^\varepsilon(\tau) = \gamma_a(\tau) - \left. \frac{\partial w^0}{\partial \xi} \right|_{(a, \tau)}$$

Для выполнения условия о гармонических колебаниях в базовом однородном стержне колебания  $w^0(\xi, \tau)$  должны иметь вид:

$$w^0(\xi, \tau) = \sin(\alpha k \xi) (B \sin \alpha \tau + C \cos \alpha \tau), \quad (14)$$

$$\alpha = \frac{\pi n}{k}, k = \sqrt{\frac{\rho}{E^0}}, n \in N,$$

и начальные условия должны иметь вид:

$$w^0(\xi, 0) = \varphi(\xi) = C \sin(\alpha k \xi),$$

$$\left. \frac{\partial w^0}{\partial \tau} \right|_{(\xi, 0)} = \psi(\xi) = \alpha B \sin(\alpha k \xi).$$

Считаем все параметры начальных условий  $\{B, C, n\}$  известными. Зная эти параметры и подставляя в (14), найдем  $w^0(\xi, \tau)$ .

Определим теперь  $w^\varepsilon(\xi, \tau)$  из уравнения (11), предельных условий (12) и экспериментальных данных (13). Подставляя (14) в (11), получим:

$$\frac{\partial^2 w^\varepsilon}{\partial \xi^2} - k^2 \frac{\partial w^\varepsilon}{\partial \tau} = -\frac{\alpha k}{E^0} \frac{\partial}{\partial \xi} \left( E^\varepsilon(\xi) \cos(\alpha k \xi) \right) (B \sin \alpha \tau + C \cos \alpha \tau). \quad (15)$$

Применим оператор  $\partial^2 + \alpha^2 I$  (где  $I$  – единичный оператор) к уравнению (15), получив систему дифференциальных уравнений:

$$\begin{cases} \frac{\partial^2 v(\xi, \tau)}{\partial \xi^2} - k^2 \frac{\partial^2 v(\xi, \tau)}{\partial \tau^2} = 0, \\ v(\xi, \tau) = \frac{\partial^2 w^\varepsilon(\xi, \tau)}{\partial \tau^2} + \alpha^2 w^\varepsilon(\xi, \tau). \end{cases} \quad (16)$$

Для определения  $v(\xi, \tau)$  из первого уравнения системы (16) воспользуемся экспериментальными данными. Подставляя (13) во второе уравнение системы (16), получим:

$$\begin{aligned} v(a, \tau) &= \chi_a^v(\tau) = \frac{d\chi_a^\varepsilon(\tau)}{d\tau} + \alpha^2 \chi_a^\varepsilon(\tau), \\ \left. \frac{\partial v}{\partial \xi} \right|_{(a, \tau)} &= \gamma_a^v(\tau) = \frac{d\gamma_a^\varepsilon(\tau)}{d\tau} + \alpha^2 \gamma_a^\varepsilon(\tau). \end{aligned} \quad (17)$$

Решая первое уравнение системы (16) и используя (17), находим:

$$v(\xi, \tau) = \frac{\chi_a^v(\tau - ka + k\xi) + \chi_a^v(\tau + ka - k\xi)}{2} + \frac{\int_{\tau+ka-k\xi}^{\tau+ka-k\xi} \gamma_a^v(z) dz}{2k}. \quad (18)$$

Найдем  $w^\varepsilon(\xi, \tau)$  из (18) и второго уравнения системы (16):

$$\begin{aligned} w^\varepsilon(\xi, \tau) &= F_1(\xi) \cos \alpha \tau + F_2(\xi) \sin \alpha \tau + W(\xi, \tau), \\ W(\xi, \tau) &= \frac{\sin \alpha \tau \int v(\xi, \tau) \cos \alpha \tau dt - \cos \alpha \tau \int v(\xi, \tau) \sin \alpha \tau dt}{\alpha}, \end{aligned} \quad (19)$$

где  $F_1(\xi)$  и  $F_2(\xi)$  – произвольные функции, которые определим из однородных начальных условий (12):

$$\begin{aligned} w^\varepsilon(\xi, 0) &= F_1(\xi) + W(\xi, 0) = 0, \\ \left. \frac{\partial w^\varepsilon}{\partial \tau} \right|_{(\xi, 0)} &= \alpha F_2(\xi) + \left. \frac{\partial W}{\partial \tau} \right|_{(\xi, 0)} = 0, \\ F_1(\xi) &= -W(\xi, 0), \\ F_2(\xi) &= -\frac{1}{\alpha} \left. \frac{\partial W}{\partial \tau} \right|_{(\xi, 0)}. \end{aligned} \quad (20)$$

Подставляем найденное  $w^\varepsilon(\xi, \tau)$  в (15) и получаем ОДУ относительно  $E^\varepsilon(\xi)$ . Решая это ОДУ, находим:

$$E^\varepsilon(\xi) = -\frac{E^0}{\alpha k \cos \alpha k \xi} \left[ D + \frac{1}{(B \sin \alpha \tau + C \cos \alpha \tau)} \int_0^\xi \left( \frac{\partial^2 w^\varepsilon(z, \tau)}{\partial z^2} - k^2 \frac{\partial^2 w^\varepsilon(z, \tau)}{\partial \tau^2} \right) dz \right], \quad (21)$$

где  $D$  – произвольная константа, подлежащая определению. Ее можно определить, например, задав значение  $E^\varepsilon$  при  $\xi = 0$ :

$$E^\varepsilon(0) = -\frac{E^0 D}{\alpha k} = E_0^\varepsilon,$$

$$D = \frac{E_0^\varepsilon \alpha k}{E^0}.$$

Заметим, что в полученном решении (21) присутствует переменная  $\tau$ , хотя  $E^\varepsilon$  зависит только от  $\xi$ . При правильном решении во втором слагаемом квадратной скобки  $\tau$  должно сократиться. На практике выполнить это сокращение достаточно сложно, хотя можно показать, что полученный результат не зависит от времени. Для практических же расчетов можно подставить вместо  $\tau$  любое числовое значение, не обращающее в ноль знаменатель (21).

### 3 Численное решение методом регуляризации в случае слабой неоднородности

Задачу, решение которой описано в предыдущем разделе, можно решить также классическим способом, применяя метод регуляризации Тихонова и Арсенина [4]. Для этого необходимо найти минимум функционала относительно  $E^\varepsilon$ :

$$\Phi_{0\lambda}(E^\varepsilon) = \int_0^1 \left[ \left( w_{E^\varepsilon}^\varepsilon(a, \tau) - \chi_a^\varepsilon(\tau) \right)^2 + \lambda \left( E^\varepsilon(\tau) \right)^2 \right] d\tau, \quad (22)$$

где  $0 < \lambda < 1$  - параметр регуляризации;  $w_{E^\varepsilon}^\varepsilon$  - решение уравнения (11) с предельными условиями (12) и заданным  $E^\varepsilon(\xi)$ ;  $\chi_a^\varepsilon(\tau)$  - результаты измерения (13).

В отличие от случая аналитического решения метод регуляризации применим при произвольных начальных условиях и произвольной продольной распределенной силе. Следующие требования остаются в силе:

$$\bullet |F_2(\xi, \tau)| \ll |F_1(\xi, \tau)|; |F_3(\xi, \tau)| \ll |F_2(\xi, \tau)|.$$

Включим эти условия в минимизируемый функционал, получив решение в общем случае без дополнительных (кроме слабой неоднородности) условий. Преобразуем указанные выше условия в более удобную форму:

$$\left| \frac{\partial w^\varepsilon}{\partial \xi} \right| \ll 1, \left| \frac{\partial^2 w^\varepsilon}{\partial \xi^2} \right| \ll 1, \left| \frac{\partial^2 w^\varepsilon}{\partial \tau^2} \right| \ll 1, \quad (23)$$

$$|E^\varepsilon| \ll 1, \left| \frac{\partial E^\varepsilon}{\partial \xi} \right| \ll 1.$$

Модифицированный функционал, подлежащий минимизации и учитывающий условия (23), будет иметь вид:

$$\begin{aligned} \Phi_{1\lambda}(E^\varepsilon) = & \int_0^1 \left( w_{E^\varepsilon}^\varepsilon(a, \tau) - \chi_a^\varepsilon(\tau) \right)^2 d\tau + \lambda \int_0^1 \left[ \left( E^\varepsilon(\tau) \right)^2 + \left( \frac{\partial E^\varepsilon(\tau)}{\partial \tau} \right)^2 \right] d\tau + \\ & + \lambda \int_0^1 \left[ \int_0^1 \left( \frac{\partial w^\varepsilon(\xi, \tau)}{\partial \xi} \right)^2 d\xi + \int_0^1 \left( \frac{\partial^2 w^\varepsilon(\xi, \tau)}{\partial \xi^2} \right)^2 d\xi + \int_0^1 \left( \frac{\partial^2 w^\varepsilon(\xi, \tau)}{\partial \tau^2} \right)^2 d\xi \right] d\tau. \end{aligned} \quad (24)$$

Решим уравнение (11) с однородными предельными условиями (12):

$$w_{E^\varepsilon}^{\varepsilon}(\xi, \tau) = - \frac{\int_0^{\tau} \left[ E^\varepsilon \left( \xi + \frac{\tau-z}{k} \right) \frac{\partial w^0}{\partial \xi} \left( \xi + \frac{\tau-z}{k}, \tau \right) - E^\varepsilon \left( \xi - \frac{\tau-z}{k} \right) \frac{\partial w^0}{\partial \xi} \left( \xi - \frac{\tau-z}{k}, \tau \right) \right] dz}{2\sqrt{\rho E^0}}, \quad (25)$$

где  $w^0(\xi, \tau)$  - решение уравнения.

$$E^0 \frac{\partial^2 w^0}{\partial \xi^2} - \rho \frac{\partial^2 w^0}{\partial \tau^2} = f(\xi, t), \text{ с предельными условиями (10).}$$

Заметим, что при решении методом регуляризации «базовый» стержень не обязательно должен быть однородным. Он может быть и неоднородным, однако, его «базовая» неоднородность должна быть заранее известна, и выполнено условие (вместо условия слабой неоднородности):

$$|E(\xi) - E^0(\xi)| \ll 1.$$

*Лемма 1.* Бесконечное множество функций  $E^\varepsilon(\xi)$  может удовлетворять условию:

$$w_{E^\varepsilon}^{\varepsilon}(a, \tau) = \frac{\int_0^{\tau} \left[ E^\varepsilon \left( a + \frac{\tau-z}{k} \right) \frac{\partial w^0}{\partial \xi} \left( a + \frac{\tau-z}{k}, \tau \right) - E^\varepsilon \left( a - \frac{\tau-z}{k} \right) \frac{\partial w^0}{\partial \xi} \left( a - \frac{\tau-z}{k}, \tau \right) \right] dz}{2\sqrt{\rho E^0}}. \quad (26)$$

*Доказательство.* Предположим, что  $E_1^\varepsilon(\xi)$  удовлетворяет условию (26), а  $u^0(\xi, \tau)$  представимо в виде  $w^0(\xi, \tau) = w_\xi^0(\xi) w_\tau^0(\tau)$ , тогда:  $E_2^\varepsilon(\xi) = E_1^\varepsilon(\xi) + \beta w_\xi^0(2a - \xi)$ , (27) где  $\beta$  - произвольная постоянная, также удовлетворяет условию (26). Покажем это, подставив (27) в (26):

$$\begin{aligned} & - \frac{1}{2\sqrt{\rho E^0}} \int_0^{\tau} \left[ E_2^\varepsilon \left( a + \frac{\tau-z}{k} \right) \frac{\partial w^0}{\partial \xi} \left( a + \frac{\tau-z}{k}, \tau \right) - E_2^\varepsilon \left( a - \frac{\tau-z}{k} \right) \frac{\partial w^0}{\partial \xi} \left( a - \frac{\tau-z}{k}, \tau \right) \right] dz = \\ & = - \frac{1}{2\sqrt{\rho E^0}} \int_0^{\tau} u_\tau^0(\tau) \left[ \begin{aligned} & E_1^\varepsilon \left( a + \frac{\tau-z}{k} \right) \frac{\partial w_\xi^0}{\partial \xi} \left( a + \frac{\tau-z}{k} \right) + \beta \frac{\partial w_\xi^0}{\partial \xi} \left( a - \frac{\tau-z}{k} \right) \frac{\partial w_\xi^0}{\partial \xi} \left( a + \frac{\tau-z}{k} \right) - \\ & - E_1^\varepsilon \left( a - \frac{\tau-z}{k} \right) \frac{\partial w_\xi^0}{\partial \xi} \left( a - \frac{\tau-z}{k} \right) - \beta \frac{\partial w_\xi^0}{\partial \xi} \left( a - \frac{\tau-z}{k} \right) \frac{\partial w_\xi^0}{\partial \xi} \left( a + \frac{\tau-z}{k} \right) \end{aligned} \right] dz = \\ & = - \frac{1}{2\sqrt{\rho E^0}} \int_0^{\tau} \left[ E_1^\varepsilon \left( a + \frac{\tau-z}{k} \right) \frac{\partial w^0}{\partial \xi} \left( a + \frac{\tau-z}{k}, \tau \right) - E_1^\varepsilon \left( a - \frac{\tau-z}{k} \right) \frac{\partial w^0}{\partial \xi} \left( a - \frac{\tau-z}{k}, \tau \right) \right] dz = \\ & = w_{E^\varepsilon}^{\varepsilon}(a, \tau). \end{aligned}$$

Поскольку  $E_2^\varepsilon(\xi)$  - это бесконечное множество функций, удовлетворяющих (26), то лемма доказана.

В соответствии с утверждением леммы 1, любое решение  $E^\varepsilon(\xi)$ , найденное в результате минимизации функционала (24), может быть не единственным. Этого следовало ожидать, т.к. при решении дифференциального уравнения 2-го порядка необходимо задать две функции, позволяющие однозначно найти его решение. Также в аналитическом решении задачи используются две функции (13) в качестве дополнительной информации. Модифицируем функционал (24) так, чтобы использовать две функции из результатов измерений. В отличие от аналитического решения при решении методом регуляризации вторая функция может быть получена не только в результате измерения производной по пространственной координате колебаний в точке. Например, воспользуемся измерениями колебаний в другой точке ( $\xi = b$ ), поскольку измерение колебаний в точке значительно проще. Измененный функционал будет иметь вид:

$$\Phi 2_{\lambda}(E^{\varepsilon}) = \int_0^1 \left[ (w_{E^{\varepsilon}}^{\varepsilon}(a, \tau) - \chi_a^{\varepsilon}(\tau))^2 + (w_{E^{\varepsilon}}^{\varepsilon}(b, \tau) - \chi_b^{\varepsilon}(\tau))^2 \right] d\tau + \lambda \int_0^1 \left[ (E^{\varepsilon}(\tau))^2 + \left( \frac{\partial E^{\varepsilon}(\tau)}{\partial \tau} \right)^2 \right] d\tau +$$

$$+ \lambda \int_0^1 \left[ \int_0^1 \left( \frac{\partial w^{\varepsilon}(\xi, \tau)}{\partial \xi} \right)^2 d\xi + \int_0^1 \left( \frac{\partial^2 w^{\varepsilon}(\xi, \tau)}{\partial \xi^2} \right)^2 d\xi + \int_0^1 \left( \frac{\partial^2 w^{\varepsilon}(\xi, \tau)}{\partial \tau^2} \right)^2 d\xi \right] d\tau, \quad (28)$$

где  $\chi_a^{\varepsilon}(\tau) = w^{\varepsilon}(a, \tau) = \chi_a(\tau) - w^0(a, \tau)$ ,  $\chi_b^{\varepsilon}(\tau) = w^{\varepsilon}(b, \tau) = \chi_b(\tau) - w^0(b, \tau)$ .

Для минимизации функционала (28) воспользуемся методом Ритца. Представим:

$$E^{\varepsilon}(\xi) = \sum_{i=0}^n d_i \xi^i. \quad (29)$$

Для решения задачи необходимо определить такой набор коэффициентов  $\{d_0, d_1, \dots, d_n\}$  (29), который минимизирует функцию  $n+1$  переменных:

$$\Phi 2_{\lambda}^n(d_0, d_1, \dots, d_n) = \lambda \int_0^1 \left[ \left( \sum_{i=0}^n d_i \tau^i \right)^2 + \left( \sum_{i=1}^n i d_i \tau^{i-1} \right)^2 \right] d\tau +$$

$$+ \lambda \int_0^1 d\tau \int_0^1 d\xi \left[ \left( \sum_{i=0}^n d_i \frac{\partial I_i(\xi, \tau)}{\partial \xi} \right)^2 + \left( \sum_{i=0}^n d_i \frac{\partial^2 I_i(\xi, \tau)}{\partial \xi^2} \right)^2 + \left( \sum_{i=0}^n d_i \frac{\partial^2 I_i(\xi, \tau)}{\partial \tau^2} \right)^2 \right] -$$

$$\frac{\int_0^1 \left[ \left( \sum_{i=0}^n d_i I_i(a, \tau) - \chi_a^{\varepsilon}(\tau) \right)^2 + \left( \sum_{i=0}^n d_i I_i(b, \tau) - \chi_b^{\varepsilon}(\tau) \right)^2 \right] d\tau}{2\sqrt{\rho E^0}}, \quad (30)$$

$$I_i(\xi, \tau) = \int_0^{\tau} \left[ \left( \xi + \frac{\tau - z}{k} \right)^i \frac{\partial w^0}{\partial \xi} \left( \xi + \frac{\tau - z}{k}, z \right) - \left( \xi - \frac{\tau - z}{k} \right)^i \frac{\partial w^0}{\partial \xi} \left( \xi - \frac{\tau - z}{k}, z \right) \right] dz.$$

Для определения  $\{d_0, d_1, \dots, d_n\}$  найдем экстремумы функции (30). Для этого продифференцируем  $\Phi 2_{\lambda}^n(d_0, d_1, \dots, d_n)$  по каждой из переменных  $d_0, d_1, \dots, d_n$  и, приравняв нулю, получим систему из  $n+1$  уравнений и  $n+1$  неизвестной:

$$\begin{cases} \frac{\partial \Phi 2_{\lambda}^n}{\partial d_j} = 0, j = \overline{0, n}. \end{cases} \quad (31)$$

Каждое уравнение системы будет иметь вид:

$$\frac{\partial \Phi 2_{\lambda}^n}{\partial d_j} = R_j + \sum_{i=0}^n \theta_{ji} d_i = 0,$$

$$\theta_{ji} = \frac{2\lambda}{i+j+1} + \frac{2\lambda ij}{i+j-1} + 2\lambda \int_0^1 d\tau \int_0^1 d\xi \left( \frac{\partial I_i}{\partial \xi} \frac{\partial I_j}{\partial \xi} + \frac{\partial^2 I_i}{\partial \xi^2} \frac{\partial^2 I_j}{\partial \xi^2} + \frac{\partial^2 I_i}{\partial \tau^2} \frac{\partial^2 I_j}{\partial \tau^2} \right) +$$

$$+ \frac{1}{2\rho E^0} \int_0^1 (I_i(a, \tau) I_j(a, \tau) + I_i(b, \tau) I_j(b, \tau)) d\tau,$$

$$R_j = -\frac{1}{\sqrt{\rho E^0}} \int_0^1 (I_j(a, \tau) \chi_a^{\varepsilon}(\tau) + I_j(b, \tau) \chi_b^{\varepsilon}(\tau)) d\tau.$$

Как видно из (32), система получается линейной. Решая систему (31) и подставляя в (29), получим ответ для искомой функции  $E^{\varepsilon}(\xi)$ . Поскольку система (31) состоит из линейных уравнений, она будет иметь ровно одно решение при условии отличия от нуля определителя матрицы  $\theta$ .

#### 4 Численное решение методом регуляризации в случае произвольной неоднородности

Для численного решения задачи в общем случае неоднородности методом регуляризации необходимо минимизировать функционал:

$$\Phi_{3\lambda}(E) = \int_0^1 \left[ (w_E(a, \tau) - \chi_a(\tau))^2 + (w_E(b, \tau) - \chi_b(\tau))^2 + \lambda (E(\tau))^2 \right] d\tau, \quad (33)$$

где  $w_E$  - решение уравнения (2) ( $\rho(\xi), f(\xi, \tau)$  - известные функции с известными предельными условиями (3) и (4) и заданным  $E(\xi)$ );  $\chi_a(\tau), \chi_b(\tau)$  - результаты измерений (5).

Как известно, уравнение (2) в общем случае не имеет точного аналитического решения. Существующие приближенные аналитические решения такого уравнения используют метод разделения переменных и в ходе решения необходимо находить собственные частоты, которые определяются только численно. Таким образом, в решении присутствуют значения, которые явно не выражаются через  $E(\xi)$ , а значит невозможно найти минимум функционала (33) обычными методами. В данной работе предлагается использовать генетический алгоритм для нахождения минимума функционала.

Аналогично методу Ритца представим:

$$E(\xi) = \sum_{i=0}^n h_i \xi^i. \quad (34)$$

Будем искать вектор  $H = \{h_0, h_1, \dots, h_n\}$ , минимизирующий функционал (33). При известных числовых значениях всех компонентов вектора  $H$  решения  $w_E(a, \tau), w_E(b, \tau)$  находим приближенным методом, описанным в монографии [2]. Таким образом, при известном векторе  $H$  возможно найти значение функционала (33). Генетические алгоритмы [5] широко применяются именно в таких ситуациях, когда необходимо найти минимум или максимум некоторой нелинейной функции, не заданной в явном виде и зависящей от большого количества параметров. В связи со спецификой задачи предлагается скомбинировать генетические алгоритмы с алгоритмом градиентного спуска, а также внести следующие изменения в классический генетический алгоритм:

- для каждой вновь полученной особи применяется несколько шагов градиентного спуска, перед тем как поместить ее в новое поколение;
- для предотвращения попадания в локальные минимумы в определенные поколения добавляется набор полностью случайных особей;
- все генетические операции проектируются специальным образом, чтобы разброс значений первых элементов вектора  $H$  был больше, чем разброс значений последних элементов;

Генетический алгоритм состоит из следующих шагов:

1) Создание случайного поколения – создается  $m$  векторов  $H^i (i = \overline{1, m})$ , заполненных случайными числами, полученными в результате процедуры генерации, учитывающей условие разного разброса значений разных компонентов вектора  $H$ .

2) Предварительная подготовка поколения – к каждому вектору  $H^i$  применяется несколько шагов (количество шагов – подбираемый параметр) алгоритма градиентного спуска, чтобы продвинуть эволюцию в сторону локального минимума.

3) Оценка пригодности каждого вектора – нахождение значения функционала (33) для каждого вектора  $H^i$ .

4) Скрещивание. Производится отбор нескольких векторов (вероятность выбора вектора тем выше, чем выше его оценка пригодности), и применяется оператор скрещивания для выбранных векторов, чтобы получить новый вектор. Количество выбранных векторов может быть произвольным (от 1 до  $m$ ) и зависит от пригодности каждого вектора (если у нескольких векторов очень высокая по сравнению с остальными векторами оценка пригодности – они все могут быть выбраны в качестве родителей для многих новых векторов в совокупности со случайными прочими векторами). Этот шаг повторяется  $m$  раз для получения нового поколения.

5) С определенной вероятностью (не каждое поколение) вносятся «иностранные» вектора, т.е. полностью случайные вектора. Количество и частота внесения «иностранных» - подбираемый параметр.



6) Мутация. Для всех особей с определенной вероятностью применяется операция мутации, т.е. случайного небольшого изменения вектора для внесения свежей струи в процесс эволюции и предотвращения предопределенного движения эволюции.

7) Переход к шагу 2.

Описанный алгоритм работает до тех пор, пока не будет достигнута указанная погрешность (верхняя граница значения функционала), или средняя оценка поколения не будет улучшена в течение нескольких (подбираемая величина) поколений подряд. По прекращению работы алгоритма в качестве результата выводится текущий лучший вектор (т.е. вектор  $H^i$ , имеющий наилучшую оценку).

### 5 Пример решения обратной задачи

В этом разделе рассмотрим пример решения обратной задачи в случае слабой неоднородности аналитически и методом регуляризации.

Для того чтобы найти решение обратной задачи, необходимо вначале получить результаты измерений (5). Получим эти функции как результат решения прямой задачи с известными характеристиками стержня. Возьмем в качестве исходных следующие характеристики:

$$E(\xi) = \frac{160}{40 + \xi}, \rho = 9. \quad (35)$$

Эти характеристики соответствуют базовому однородному стержню с характеристиками  $E = 4, \rho = 9$ .

Будем возбуждать в базовом однородном стержне гармонические колебания, задавая начальные условия:

$$\varphi(\xi) = 0, \psi(\xi) = 3 \sin \pi \xi. \quad (36)$$

Решим дифференциальное уравнение:

$$\frac{\partial}{\partial \xi} \left( \frac{160}{40 + \xi} \frac{\partial u}{\partial \xi} \right) = 9 \frac{\partial^2 u}{\partial \tau^2} \text{ с предельными условиями (3) и (4).}$$

Разделяя переменные, получаем ОДУ, решением которого являются функции Бесселя:

$$u(\xi, \tau) = \sum_{n=1}^{\infty} C_n \left( \frac{\xi}{40} + 1 \right) \sin \alpha \tau \times \\ \times \left( Y \left( \frac{2}{3}; \frac{\alpha_n}{\sqrt{40}} (\xi + 40)^{3/2} \right) J \left( \frac{2}{3}; \frac{41\sqrt{41}\alpha_n}{\sqrt{40}} \right) - Y \left( \frac{2}{3}; \frac{41\sqrt{41}\alpha_n}{\sqrt{40}} \right) J \left( \frac{2}{3}; \frac{\alpha_n}{\sqrt{40}} (\xi + 40)^{3/2} \right) \right).$$

Определяя константы  $C_n$  из начальных условий, получим колебания в середине ( $a = \frac{1}{2}$ ) стержня. На следующих графиках изображены отличия колебаний середины стержня слабо неоднородного и однородного стержней (рис. 1):

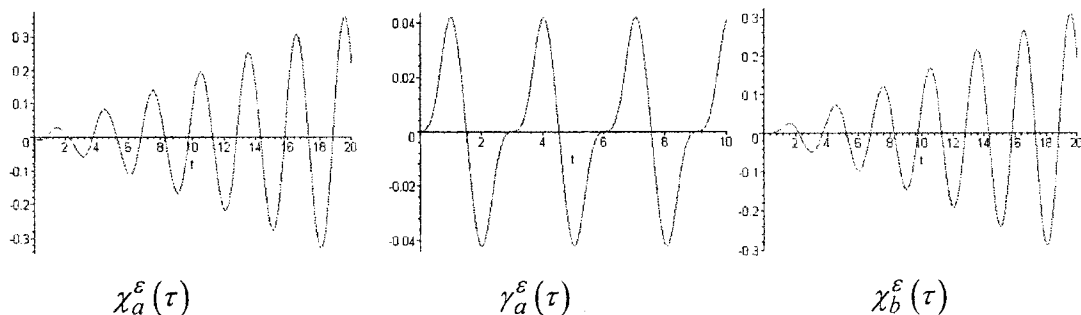


Рис. 1. Отличия колебаний середины стержня слабо неоднородного и однородного стержней

Эти функции являются дополнительными данными, необходимыми для решения обратной задачи.

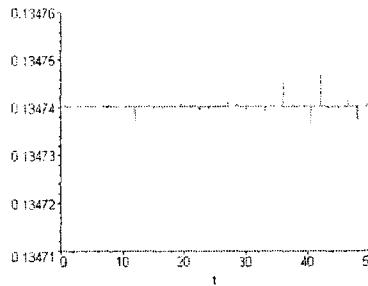
Решим теперь обратную задачу аналитически – т.е. найдем  $E^\varepsilon(\xi)$ , зная начальные условия (36), характеристики базового однородного стержня ( $E=4, \rho=9$ ) и дополнительные функции  $\chi_a^\varepsilon(\tau), \gamma_a^\varepsilon(\tau)$ .

Находим колебания базового стержня:  $w^0(\xi, \tau) = \frac{9}{2\pi} \sin \pi \xi \sin \frac{2}{3} \pi \tau$ .

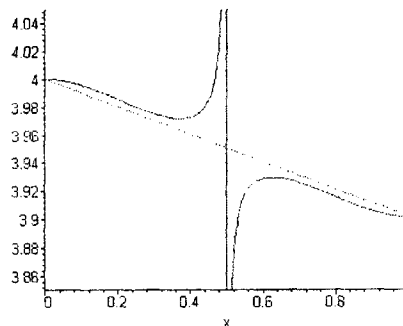
Выполняя всю последовательность действий, описанных во 2-м разделе данной работы, найдем  $w^\varepsilon(\xi, \tau)$  по формулам (19), (20). Подставляя в (15), получим дифференциальное уравнение относительно  $E^\varepsilon(\xi)$ :

$$(E^\varepsilon(\xi) \cos \pi \xi)' = -C \frac{\frac{\partial^2 w^\varepsilon}{\partial \xi^2} - k^2 \frac{\partial^2 w^\varepsilon}{\partial \tau^2}}{\sin \frac{2}{3} \pi \tau}.$$

Как было указано ранее, левая часть этого уравнения зависит только от пространственной координаты, а правая часть также зависит от  $\tau$ . И хотя это выражение не сокращается, тем не менее, оно не зависит от времени. Например, при фиксированном  $\xi = 0,25$  правая часть как функция  $\tau$  будет иметь вид:



Отклонения от горизонтальной линии вызваны равенством нулю знаменателя правой части. Поскольку правая часть указанного уравнения практически не зависит от  $\tau$ , зафиксируем  $\tau = 1,6$  и определим  $E^\varepsilon(\xi)$ , учитывая, что  $E^\varepsilon(0) = 0$ .



Сплошной линией показано рассчитанное  $E^\varepsilon(\xi)$ , пунктирной линией показана оригинальная функция (35), по которой вычислялись колебания. Как видно из графиков, полученная функция близка к оригиналу вдали от середины стержня. Отклонение в середине стержня объясняется тем, что при вычислении функция имеет вид:

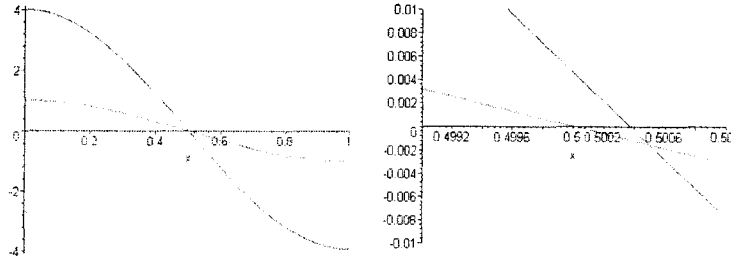
$$E^\varepsilon(\xi) = \frac{G(\xi)}{\cos \pi \xi},$$

т.е. вблизи середины происходит деление на ноль.

Можно улучшить полученный результат в середине стержня. Заметим, что если бы решение обратной задачи было точным, то предел:

$$\lim_{\xi \rightarrow 0,5} \left( \frac{G(\xi)}{\cos \pi \xi} \right) = E_{0,5}^{\varepsilon}$$

должен быть конечным, т.е. функция  $G(\xi)$  при  $\xi \rightarrow 0,5$  должна стремиться к нулю. Однако эта функция, в силу приближенности решения, обращается в ноль при близком, но другом значении  $\xi$ . Построим графики функций  $G(\xi)$  (сплошной) и  $\cos \pi \xi$  (пунктирный) вблизи середины стержня:



На обоих рисунках приведен один и тот же график с разным выбранным масштабом.

Преобразуем функцию  $G(\xi)$  таким образом, чтобы она обращалась в ноль ровно в середине стержня. Для этого преобразуем ее следующим образом:

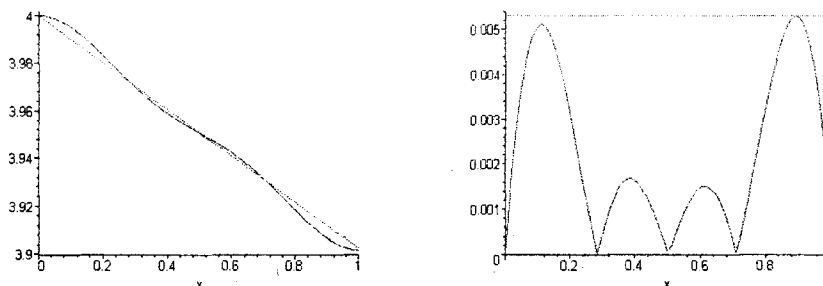
$$G^*(\xi) = G(A\xi^2 + B\xi + C),$$

$$G^*(0) = G(0), G^*(1) = G(1), G^*(0,5) = G(a^*) = 0, 0 < a^* < 1.$$

Решая систему, находим  $A, B, C$ :

$$G^*(\xi) = G(-0,001494754\xi^2 + 1,001494754\xi), E^{\varepsilon^*} = \frac{G^*(\xi)}{\cos \pi \xi}.$$

График преобразованной функции  $E^{\varepsilon^*}(\xi)$ , а также модуль ее отклонения от исходной функции приведены на следующих рисунках. Максимальное отклонение найденной функции от оригинальной составило 0,00532 или 5,32%.



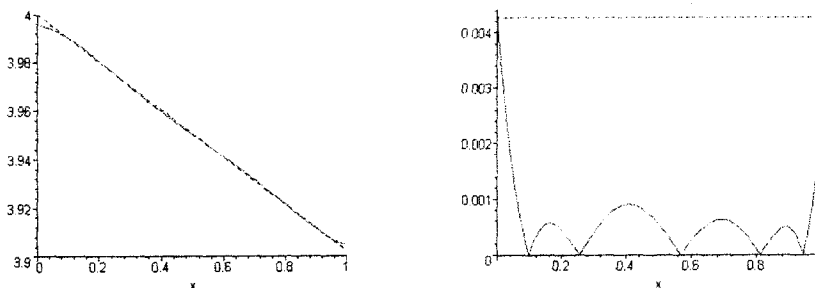
Теперь решим эту же задачу методом регуляризации. Возьмем  $n=6$ . Зададим параметр регуляризации  $\lambda = 0$ , т.к. исходные данные в примере не содержат случайного шума. Из формул (32) и (30) получим систему уравнений:

$$\begin{pmatrix} 0,076 & 0,029 & 0,019 & 0,012 & 0,012 & 0,010 & 0,0089 \\ 0,029 & 0,012 & 0,0085 & 0,0066 & 0,0054 & 0,0047 & 0,0041 \\ 0,019 & 0,0085 & 0,0059 & 0,0046 & 0,0038 & 0,0033 & 0,0029 \\ 0,015 & 0,0066 & 0,0046 & 0,0036 & 0,0030 & 0,0026 & 0,0023 \\ 0,012 & 0,0054 & 0,0038 & 0,0030 & 0,0025 & 0,0022 & 0,0020 \\ 0,010 & 0,0047 & 0,0033 & 0,0026 & 0,0022 & 0,0019 & 0,0017 \\ 0,0089 & 0,0041 & 0,0029 & 0,0023 & 0,0020 & 0,0017 & 0,0015 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} d_0 \\ d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -0,001 \\ 0,010 \\ 0,010 \\ 0,0012 \\ 0,0004 \\ 0,0016 \\ 0,0005 \end{pmatrix},$$

решая которую, найдем  $\{d_0, d_1, d_2, d_3, d_4, d_5, d_6\}$  и, подставляя в (29), получим:

$$E^E(\xi) = 0,37\xi^6 - 0,59\xi^5 - 0,1\xi^4 + 0,63\xi^3 - 0,37\xi^2 - 0,25\xi - 0,0044.$$

График этой функции, а также модуль ее отклонения от исходной функции приведены на следующих рисунках. Максимальное отклонение найденной функции от оригинальной составило 0,00428 или 4,28%.



Как видно из графиков и данных, результаты, получаемые каждым из двух подходов, отличаются незначительно. Однако при решении обратных задач зачастую приходится иметь дело с погрешностями измерения, а также с возможным влиянием неучтенных факторов, что вносит некоторый случайный шум в измеряемые данные. В таком случае метод регуляризации более предпочтителен, чем аналитический подход.

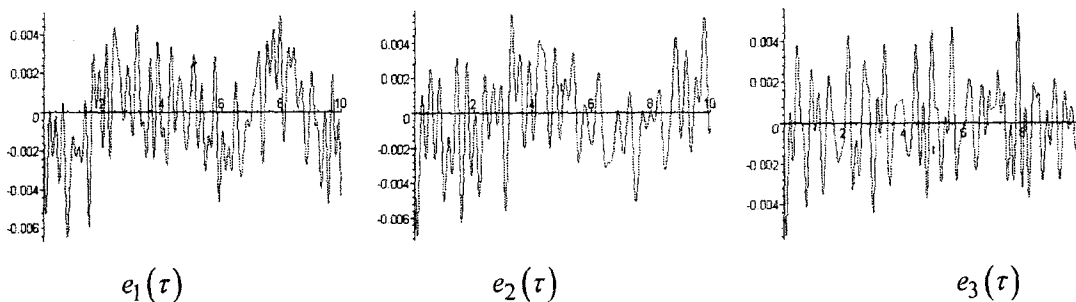
Учтем случайный шум, добавляя случайные функции к исходным данным:

$$\chi_a^*(\tau) = \chi_a(\tau) + e_1(\tau),$$

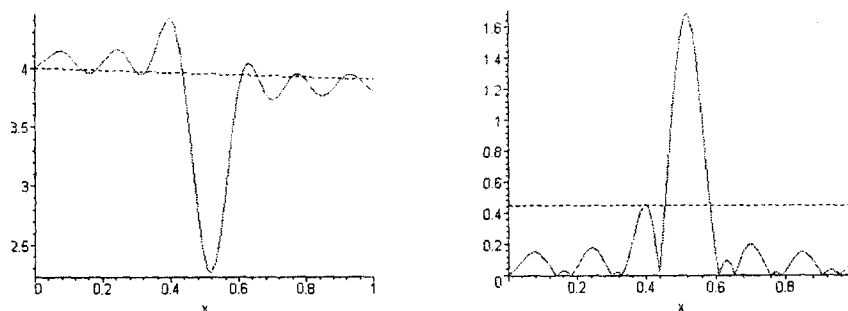
$$\chi_b^*(\tau) = \chi_b(\tau) + e_2(\tau),$$

$$\gamma_a^*(\tau) = \gamma_a(\tau) + e_3(\tau),$$

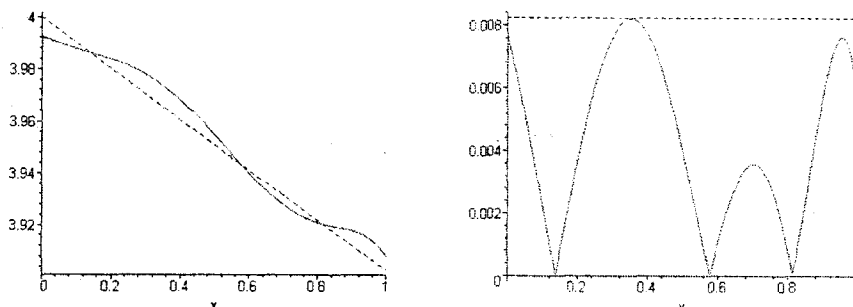
где  $e_1(\tau), e_2(\tau), e_3(\tau)$  - функции, моделирующие случайный шум, по модулю не превосходящий 10% от измеряемых колебаний. Их графики приведены на следующих рисунках.



Решая задачу аналитическим методом, получим результаты, представленные на следующих графиках. Максимальное отклонение найденной функции от оригинальной (без учета середины стержня, где аналитическое решение не позволяет найти точную зависимость) составило 0,45 или 450%. Т.е. погрешность измерений в 10% приводит к ошибке решения обратной задачи в 450%.



Решая задачу методом регуляризаций, получим результаты, представленные на следующих графиках. Максимальное отклонение найденной функции от оригинальной составило 0,0082 или 8,2%. Т.е. погрешность измерений в 10% приводит к ошибке решения обратной задачи в 8,2%.



Как видно из приведенных результатов, решение методом регуляризации значительно более устойчиво к случайным ошибкам измерения.

#### Литература

1. Ломазов, В.А. Задача диагностики неоднородных термоупругих сред [Текст] / В.А. Ломазов. - Орел: ОрелГТУ, 2003. - 127 с.
2. Гордон, В.А. Метод решения задач механики неоднородных тел [Текст]: монография / В.А. Гордон, В.С. Шоркин, М.И. Борзенков. - Орел: ОрелГТУ, 2005. - 161 с.
3. Денисов, А.М. Введение в теорию обратных задач [Текст]. - М.: МГУ, 1994. - 207 с.
4. Тихонов, А.Н. Методы решения некорректных задач [Текст] / А.Н. Тихонов, В.Я. Арсенин - М.: Наука, 1986. - 287 с.
5. Sipper M. A Brief Introduction to Genetic Algorithms, 1996.

УДК 624.19

Канд. техн. наук, вед. научн. сотр. НИИСФ РААСН С.Н. Карпенко  
(Научно-исследовательский институт строительной физики)  
Россия, г. Москва

## О РАЗРАБОТКЕ БОЛЕЕ СОВЕРШЕННЫХ ТРЕХИНВАРИАНТНЫХ КРИТЕРИЕВ ПРОЧНОСТИ БЕТОНОВ

Г.А. Гениев, его ученики и последователи школы внесли большой вклад в разработку современных критериев прочности бетонов [1, 10, 11, 12 и др.]. Рассмотрим этот вклад в контексте истории развития критериев прочности. Другая ветвь критериев прочности бетона в нашей стране развивалась школами А.А. Гвоздева [6, 8, 9, 15, 16, 17, 29 и др.] и О.Я. Берга [4, 5 и др.].

1. *Начальные исследования.* Первые построения критериев прочности бетонов были связаны с попытками применить к бетону (с определенными модификациями) классические теории прочности бетонов, в первую очередь, теорию Мора [5, 6, 8, 22, 23, и др.]. Отдельные критерии развивались также на базе теории наибольшей полной удельной потенциальной энергии деформации Бельтрами-Хейга, удельной потенциальной энергии изменения формы Гугера-Мизеса, на основании некоторых статических и физических подходов [3, 4, 5, 7, 13, 20, 21, 24, 25, 28, 32, 33, 35].

Обобщая все рассмотренные выше условия прочности, М.М. Филоненко-Бородич [26] пришел к выводу, что все они связывают предельное состояние материала в виде функциональной зависимости между первым инвариантом тензора напряжений  $I_{\sigma_1}$  и вторым инвариантом напряжений  $I_{D_2}$ .

$$F(I_{\sigma_1}, I_{D_2}) = 0, \quad (1)$$

где

$$I_{\sigma_1} = 3\sigma_0 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3;$$

$$I_{D_2} = \frac{1}{3}[\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)].$$

Соотношения (1), геометрической интерпретацией которых являются поверхности вращения второго порядка, в развернутом виде записываются в форме:  $I_{\sigma_1}^2 + AI_{D_2} + BI_{\sigma_1} - C = 0$ , где  $A, B, C$  - константы материала, определяемые опытным путем.

Если в качестве основных параметров принять предел прочности при одноосном сжатии  $R_{bc}$  и предел прочности при одноосном растяжении  $R_{bt}$ , то уравнение соответствующей предельной поверхности записывается в виде:

$$[\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\gamma(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)] - (R_{bc} - R_{bt})(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = R_{bc}R_{bt};$$

При различных значениях параметра  $\gamma$  получаются все возможные поверхности вращения второго порядка:

$\gamma = 1/2$  - параболоид вращения по П.П. Баландину [3];

$\gamma = 1$  - двухполостный гиперboloид вращения по Л.К. Лукше [19];

$\gamma = \left(\frac{R_{bc}R_{bt}}{2T} - 1\right)$  - эллипсоид вращения по В. Bupzinski [32];

$\gamma = \frac{1}{2} + \frac{3}{8}\left(\frac{R_{bc} - R_{bt}}{R_{bc}R_{bt}}\right)$  - конус вращения по И.Н. Миролюбову [20];

$\gamma = 1/2; R_{bc} = R_{bt}$  - круговой цилиндр Мизеса-Генки.

Наиболее полный анализ применимости двухинвариантных критериев прочности к бетону сделан в работах Г.А. Гениева, В.М. Киссюка и Г.А. Тюпина [11]. Авторы приходят к выводу, что в отдельных областях напряженных состояний эти критерии удовлетворительно согласуются с данными экспериментов, однако, в других приводят к расхождениям. В связи с этим последующая история развития критериев связана с попытками отойти от двухинвариантных построений и перейти к более общим трехинвариантным (использующих три инварианта из известных инвариантов тензора и девятатора напряжений).

2. *Трехинвариантные критерии прочности.* Можно выделить несколько направлений, связанных с построениями таких критериев. Одно из первых направлений связано с введением в уравнение (1) третьего инварианта девятатора напряжений  $I_{D3}$ :

$$F(I_{\sigma_1}, I_{D2}, I_{D3}) = 0, \quad (2)$$

где

$$I_{D3} = \frac{1}{27} [2(\sigma_1^3 + \sigma_2^3 + \sigma_3^3) + 12\sigma_1\sigma_2\sigma_3 - 3(\sigma_1\sigma_2^2 + \sigma_2\sigma_3^2 + \sigma_3\sigma_1^2 + \sigma_1^2\sigma_2 + \sigma_2^2\sigma_3 + \sigma_3^2\sigma_1)].$$

Такое обобщение выполнено Г.А. Гениевым и В.Н. Киссюком [10].

Уравнение предельной поверхности (2) Г.А. Гениева и В.Н. Киссюка в развернутом виде записывается в форме:

$$3I_{D2} = (AI_{\sigma_1} + B) \left\{ 1 - (1 - C) \left[ 1 - \frac{I_{D3}}{2} \left( \frac{I_{D2}}{3} \right)^{-3/2} \right] \right\}, \quad (3)$$

где  $A, B, C$  - постоянные коэффициенты, определяемые из простейших опытов. Принимая в качестве основных параметров материала величины  $R_{bc}$ ,  $R_{bt}$  и  $T_0$  ( $T_0$  - предел прочности бетона при чистом сдвиге), Г.А. Гениев и В.Н. Киссюк получили условие прочности в виде:

$$3I_{D2} = [R_{bt}R_{bc} + (R_{bc} - R_{bt})I_{\sigma_1}] \left\{ 1 - \left( 1 - \frac{3T_0^2}{R_{bt}R_{bc}} \right) \left[ 1 - \frac{I_{D3}}{2} \left( \frac{I_{D2}}{3} \right)^{-3/2} \right] \right\}$$

или в компактной форме:

$$T^2 = T_0(T_0 + \lambda T)(1 + \delta), \quad (4)$$

где

$$T = \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} - \text{интенсивность касательных напряжений,}$$

$$\text{причем } \lambda = f \frac{\sigma_0}{T}; f = \frac{3T_0(R_{bc} - R_{bt})}{R_{bc}R_{bt}}; \sigma_0 = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3);$$

$$\delta = e \left( \frac{S}{T} \right)^3; e = \frac{R_{bc}R_{bt}}{3T_0^2} - 1; S = \frac{\sqrt{3}}{2} [(\sigma_1 - \sigma_0) + (\sigma_2 - \sigma_0) + (\sigma_3 - \sigma_0)].$$

Использование условия прочности (4) приводило в некоторых случаях к известным расхождениям с экспериментальными данными, имели место, как отмечают авторы [12], несколько завышенные значения предельных напряжений при двухосном равномерном и неравномерном сжатии.

Наибольшее применение при конструировании критериев прочности нашло предложение М.М. Филоненко-Бородича, заключающееся в задании (конструировании) девiatorных и меридиальных кривых. Видимо впервые одна из форм девiatorных кривых (в виде эллипса), которая нашла применение в современных построениях, была предсказана А.А. Гвоздевым [2]. Остановимся на некоторых известных построениях. Целый ряд исследований был выполнен в НИИЖБ под руководством А.А. Гвоздева (работы Е.С. Лейтеса, А.В. Яшина и др.)

Е.С. Лейтесу [17] удалось приблизить предельную поверхность бетона к экспериментальным данным в области двухосного сжатия, записав условие прочности материала в виде:

$$T = T_0(\sigma_0)k(\varphi), \quad (5)$$

где  $T_0(\sigma_0) = k_1 + k_2 \ln(k_3 + \sqrt{3} \frac{\sigma_0}{R_{bc}})$ ;  $k(\varphi) = 1 - \left[ a - b \sqrt{\frac{1}{2} \left( 1 - \frac{S^3}{T^3} \right)} \right] \sqrt[3]{\frac{1}{2} \left( 1 - \frac{S^3}{T^3} \right)}$ ;

$$k_1 = \frac{1,21 R_{bt}}{\sqrt{3}}; k_2 = \frac{R_{bc} - 1,2 R_{bt}}{\sqrt{3} \ln(k_3 + 1/\sqrt{3})}; k_3 = 1 + \frac{k_1}{R_{bc}}.$$

Величина  $k(\varphi)$  зависит от угла вида напряженного состояния  $\varphi = \frac{1}{3} \arccos\left(\frac{S}{T}\right)^3$  ( $0 \leq \varphi \leq \pi/3$ ) следующим образом:

$$k(\varphi) = 1 - \left( a - b \sin \frac{2}{3} \varphi \right) \sin \frac{3}{2} \varphi, \quad (6)$$

где  $a = 0,55 - \left( \frac{R_{bt}}{R_{bc}} \right)$ ;  $b = 0,15$ .

Н.М. Аликова и Г.А. Гениев [1] предложили условие прочности, представляющее собой определенную композицию условий (4) и (5). Аналитическое выражение этого условия прочности имеет вид:

$$T = \frac{R_{bc}}{\varphi_0} \left[ \frac{\varphi_{11} \varphi_{22}}{3} (\varphi_{22} + 2\varphi_{11}) + (\varphi_{22}^2 - \varphi_{11}^2) \frac{\sigma_0}{R_{bc}} \right]^{1/2} k(\varphi), \quad (7)$$

где  $k(\varphi)$  определяется соотношением (6), причем:

$$a = \left( 1 + \sqrt{2} \right) \left\{ 1 + \varphi_0 (2\varphi_{22} + \varphi_{11})^{-1/2} - 2\sqrt{3} \varphi_0 \varphi_{12} [\varphi_{11} \varphi_{22} (\varphi_{22} + 2\varphi_{11})]^{-1/2} \right\};$$

$$b = a - 1 + \varphi_0 (2\varphi_{22} + \varphi_{11})^{-1/2},$$

где  $\varphi_{11} = R_{bt} / R_{bc}$ ;  $\varphi_{22} = R_0 / R_{bc}$ ;  $\varphi_{12} = T_0 / R_{bc}$ ;

$$\varphi_0 = \sqrt{\varphi_{22}^2 (\varphi_{11} + 1) + \varphi_{11}^2 (2\varphi_{22} - 1)}.$$

Здесь  $R_0$  - предел прочности бетона при двухосном равномерном сжатии.

Условие прочности (7) включает четыре независимых параметра ( $R_{bc}$ ,  $R_{bt}$ ,  $R_0$ ,  $T_0$ ), которые расширяют возможности данного условия для описания прочностных свойств различных по хрупкости материалов. Однако использование этого критерия в практике расчета массивных конструкций затруднено не только из-за необходимости опытного определения двух констант материала ( $R_0$ , и  $T_0$ ), но и из-за недостаточного соответствия опыту в области трехосного сжатия [6].

Следуя предложению [26, 27], многие исследователи записывают критерий прочности в виде:

$$F(\tau_0, \sigma_0, \mu_\sigma, R_i) = 0, \quad (8)$$

где  $\tau_0, \sigma_0$  - октаэдрическое касательное и нормальное напряжения;  $\mu_\sigma$  - параметр Лоде-Надаи;  $R_i$  - прочностные характеристики материала.

Метод построения условий прочности в виде (8) предложен М.М. Филоненко-Бородичем и подробно изложен в работе [26].

Рассмотрим некоторые критерии прочности, построенные на основе упомянутого метода в виде (8).

Анализируя результаты экспериментальных исследований прочностных свойств трубобетона, Л.К. Лукша [19] предложил условие предельного состояния записать в виде:

$$\tau_0 = \tau_+ + (\tau_- + \tau_+) \left( \frac{1 - \mu}{\sqrt{3 + \mu_\sigma^2}} \right)^3, \quad (9)$$

где



$$\tau_+ = \sqrt{0,153846\sigma_0^2 + 2,461545R_{bt}\sigma_0 + 1,025641R_{bt}^2}; \quad (10)$$

$$\tau_- = \sqrt{[30(\varphi - 1)\sigma_0^2 + 27R_{bc}\sigma_0 + R_{bc}^2]/[30(1 + 0,5\varphi)]}. \quad (11)$$

Здесь параметр, зависящий от хрупкости и класса материала:

$$\varphi = 2(3\chi - m)/(3\chi + m),$$

где  $\chi = R_{bc}/R_{bt}$  - параметр хрупкости материала;  $m$  - показатель класса материалов, причем:

$$m = \begin{cases} 2 - \text{для крупнозернистого бетона;} \\ 5 - \text{для мелкозернистого бетона.} \end{cases}$$

Уравнения (10) и (11) описывают две гиперболические кривые, определяющие форму предельной поверхности в меридиональных сечениях  $\mu_\sigma = \pm 1$  соответственно.

Условие прочности (9) в пространстве главных напряжений представляется поверхностью неротационного двухполостного гипербоида.

Следует отметить, что условие (9) несколько завышает течения прочности бетона в области смешанного напряженного состояния. Для устранения этого недостатка Л.К. Лукша [19] рекомендует комбинированную предельную поверхность, состоящую из неротационного двухполостного гипербоида и неротационного конуса.

А.В. Яшин [29] по результатам испытаний бетонных образцов при трехосном напряженном состоянии предложил записать уравнение предельной поверхности в виде:

$$\frac{S_I}{k(\varphi)m(\sigma)} = R_{bc}, \quad (12)$$

где

$$S = \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2};$$

$$m(\sigma) = \sqrt{2/3} \left[ a + \frac{1-A}{F_0} F(\sigma) \right].$$

Здесь  $k(\varphi)$  - коэффициент, характеризующий вид напряженного состояния, определяется по формуле, предложенной Е.С. Лейтесом в виде (6). Функция среднего напряжения  $F(\sigma)$  и параметр  $A$  вычисляются по выражениям, рекомендуемым в работе [29]. Анализ достоверности условия прочности (12), проведенный А.В. Яшиным [30], показал, что для рассмотренных видов напряженного состояния имеет место хорошая сходимость теоретических и опытных результатов. Вместе с тем для трехосного сжатия при высоких уровнях напряжений предлагаемый критерий прочности несколько занижает предельные напряжения.

М.Б. Лившиц [18] предложил условие предельного состояния бетона в виде:

$$\tau_0^2 + \sqrt{2}AB\tau_0 - AC(H - \sigma_0) = 0, \quad (13)$$

где  $A = \frac{2R_{bc}}{9\chi}(k^2 - \chi^2)$ ;  $H = \frac{k^2 R_{bc}}{k^2 - \chi^2}$ ;  $\chi = \frac{R_{bt}}{R_{bc}}$ ;  $k = \frac{R_{bc0}}{R_{bc}}$ ;  $R_{bc0}$  - прочность бетона при двухосном

равномерном сжатии;  $B = f_1(\varphi)$ ,  $C = f_2(\varphi)$  - функции вида напряженного состояния;  $\varphi = \frac{1}{2} \frac{(3 - \mu_\sigma)}{\sqrt{3 + \mu_\sigma^2}}$  -

угол вида напряженного состояния.

Рекомендуемые в работе [18] аналитические выражения функций  $B$  и  $C$  улучшают совпадение теоретических значений прочности с известными экспериментальными данными, однако, критерий применим только к тяжелым бетонам.

Метод М.М. Филоненко-Бородича нашел применение и в работах зарубежных исследователей по построению предельных поверхностей применительно к бетону. Так, на основе этого метода J. Argyris [31] из чисто математических соображений построил пятипараметрическую предельную поверхность, которая записывается следующим образом:

$$\tau_0 = \frac{2\tau_2 [\tau_{21} \cos \varphi + \tau_{12} (4\tau_{21} \cos^2 \varphi + 5\tau_1^2 - 4\tau_1 \tau_2)^{1/2}]}{4\tau_{21} \cos^2 \varphi - \tau_{12}^2}, \quad (14)$$

где

$$\tau_{21} = \tau_2^2 - \tau_1^2; \quad \tau_{12} = 2\tau_1 - \tau_2;$$

$$\cos \varphi = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{\left\{ 2[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \right\}^{1/2}}$$

$$\text{и } \tau_1 = a_0 + a_1 \sigma_0 + a_2 \sigma_0^2; \quad (15)$$

$$\tau_2 = b_0 + b_1 \sigma_0 + b_2 \sigma_0^2. \quad (16)$$

Принимая в качестве расчетных параметров материала величины  $R_{bt}$ ,  $R_{bc}$ ,  $R_{bc0}$ , ( $R_{bc0}$  – предел прочности бетона при двухосном равномерном сжатии),  $R_{b\xi 1}$ ,  $R_{b\xi 2}$  – пределы прочности материала при трехосном неравномерном сжатии, определяют коэффициенты параболических функций (15) и (16), выражения которых приводятся в работе [33]. Применение условия (14) в реальных расчетах связано с определенными трудностями, т.к. остается нерешенным вопрос о назначении параметров  $R_{bc0}$ ,  $R_{b\xi 1}$ ,  $R_{b\xi 2}$ .

С целью устранения этого недостатка М. Kotsovost [34] в результате систематизации большого объема экспериментальных данных предложил уравнения (15) и (16) записать в виде:

$$\frac{\tau_1}{R_{bc}} = 0.944 \left( 0.05 + \frac{\sigma_0}{R_{bt}} \right)^{0.724}; \quad (17)$$

$$\frac{\tau_2}{R_{bc}} = 0.633 \left( 0.05 + \frac{\sigma_0}{R_{bt}} \right)^{0.857}. \quad (18)$$

Такая запись с одной стороны упрощает применение условия прочности (14), с другой же – сужает рамки применения этого условия, т.к. оно пригодно только для высокопрочных бетонов с показателем хрупкости.

$R_{bt}/R_{bc} = 0,065$ . Подход М. Kotsovost существенно развит в работе Т.А. Балана [2].

Условие типа (8) можно преобразовать к виду:

$$F(\tau_0, \sigma_0, I_{D3}, R_i) = 0. \quad (19)$$

Конструирование критерия прочности в виде (19) выполнено В. М. Кругловым [16]. Условие В.М. Круглова имеет вид:

$$\tau_0^2 + \frac{\sqrt{2}(1-k)I_{D3} - \tau_{oc}^3 k}{\tau_{oc}(1-k+k^2)} = 0; \quad (20)$$

$$\tau_{oc} = 1/6 \left[ A + (A^2 - 48\sqrt{2}m_0(\sigma_0 - C))^{1/2} \right];$$

$$A = m_0(\sqrt{2} - 4) - 2C(3\sigma_0 + \sigma + m_0);$$

$$k = m\sqrt{2}/(m\sqrt{2} - a); \quad \alpha = 2(2+C)\tau_{oc} [4(\sigma_0 - C) - \tau_{oc}]^{-1};$$

$$m = 1,25\chi + 1; \quad \chi = R_{bt}R_{bc}^{-1}; \quad m_0 \approx 1;$$

$$C = m_0 \frac{4m(\chi - 1) - \left[ 4 + m\sqrt{2}(\chi - 1)(\chi + m(\chi + 1))^{-1} \right] [1 + m(\chi + 1)]}{2[m(m_0\chi + 6 + m_0) - (6m/\chi) + m_0]}.$$

В [16] показано, что критерий (20) хорошо согласуется с данными экспериментов (в том числе наиболее "свежих", выполненных по более совершенным экспериментальным методикам). Однако критерий (20), как и большинство рассмотренных выше критериев, относится только к одному виду бетонов – тяжелому.

Следует заметить, что построение указанных выше критериев типа (8) и (20) связано со сложной процедурой построения меридиональных и особенно девиаторных кривых, поскольку прямых экспериментов по выяснению форм таких девиаторных кривых выполнено небольшое ко-

личество (фактически они являются единичными), поэтому их вынуждены конструировать по косвенным данным, что снижает точность построений.

Исследования Н.И. Карпенко [14] показали, что построение критерия прочности значительно упрощается, и его точность повышается если вместо девиаторных кривых использовать следы поверхности прочности на графиках двухосного сжатия и растяжения. Однако эти графики следует строить не в традиционной форме (рис. 1, а, в, где  $s$  - теоретические кривые), а представлять их в виде функций параметра Лоде-Надаи  $\mu_\sigma$  (как это показано на рис. 1, б, г).

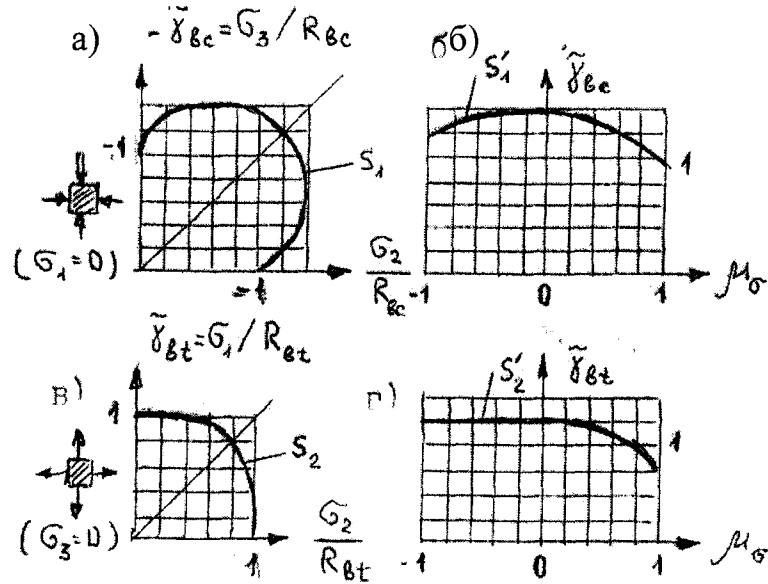


Рис.1. К методике построения следов девиаторных кривых на графиках плоского сжатия (а, б) и плоского растяжения (в, г):  $S'_1, S'_2$  - следы девиаторных кривых в функции от параметра Лоде  $\mu_\sigma$  (б, г);  $S_1, S_2$  - обычные графики изменения прочности при плоском сжатии и растяжении (а, в)

При этом при плоском сжатии и растяжении предельные напряжения представляются в виде:

$$\sigma_3 = -\tilde{\gamma}_{bc} R_{bc}; \quad \sigma_1 = \tilde{\gamma}_{bt} R_{bt}, \quad (21)$$

где  $\tilde{\gamma}_{bc}, \tilde{\gamma}_{bt}$  - безразмерные функции параметра Лоде-Надаи  $\mu_\sigma$  при сжатии и растяжении  $\{\tilde{\gamma}_{bc} = \tilde{\gamma}_{bc}(\mu_\sigma); \tilde{\gamma}_{bt} = \tilde{\gamma}_{bt}(\mu_\sigma)\}$ . Эти функции конкретизированы в [15].

Семейства меридиональных кривых в [14] также устанавливаются по иному: на основании  $\beta_\Pi$  - особым образом задаваемых функций эффективности боковых напряжений сжатия или растяжения, они имеют вид:

$$\frac{\sigma_3}{R_{bc}} = -\tilde{\gamma}_{bc} + \beta_\Pi \frac{\sigma_1}{R_{bt}}, \quad (22)$$

где

$$\beta_\Pi = \frac{1 + (1 - m)a}{b + (f - b)m}; \quad m = \frac{\sigma_1 - \tilde{\gamma}_{bc} R_{bt}}{\sigma_3 - \tilde{\gamma}_{bt} R_{bt}}, \quad (23)$$

где  $a, b, f$  - константы материала, характеризующие его структуру. Фиксируя  $\mu_\sigma$ , из (22) получают меридиональные кривые. Задание критерия прочности в виде (22), (23) позволяет проследить характер изменения прочности от небольших боковых обжатий ( $|\sigma_1| = |\sigma_2| \ll |\sigma_3|$ ) до значений, приближающихся к бесконечности (если поверхность является разомкнутой в области всестороннего сжатия).

В главных напряжениях  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$  (растяжение положительно) критерий прочности (23) записывается:

$$a\sigma_1^2 + b\sigma_3^2 + \sigma_1[\tilde{\gamma}_{bc}(f-b) + \tilde{\gamma}_{bt}]R_{bc} + \sigma_3(\tilde{\gamma}_{bc}b - f\tilde{\gamma}_{bt}) \times \\ \times R_{bc} - \sigma_1\sigma_3(a+b+1-f) - \tilde{\gamma}_{bc}\tilde{\gamma}_{bt}R_b^2 = 0, \quad (24)$$

где поверхность является разомкнутой (если  $f = 1$ ), а при  $f < 1$  замкнутой при трехосном равномерном сжатии.

Это позволяет использовать критерий (24) для широкого класса бетонов (рассмотренные выше другие критерии являются разомкнутыми в области равномерного трехосного сжатия, что позволяет их применять только к тяжелым бетонам). Критерий (24) можно свести к виду [15]:

$$\tau_0^2 A_1 + \tau_0 A_2 + \tau_0 \sigma_0 A_3 + \sigma_0 A_4 + \sigma_0^2 A_5 + R_1 A_6 = 0, \quad (25)$$

где  $A_i$  - коэффициенты, зависящие от параметра Лоде-Надаи и констант материала  $a, b, f, R_{bc}, R_{bt}$ .

Наряду с полными критериями прочности предложено много эмпирических зависимостей, описывающих прочность бетонов при отдельных напряженных состояниях (например, плоском сжатии, плоском растяжении, трехосном сжатии типа  $\sigma_1 = \sigma_2, \sigma_3$ ).

В результате анализа накопленного опыта можно выделить основные группы инвариантов, которые условно могут "отразить" различные виды разрушения бетона. К таким инвариантам относятся: первый инвариант тензора напряжений, второй и третий инварианты девиаторного напряжения. Наиболее простые критерии можно получить, используя вместо третьего инварианта девиатора напряжений параметр Лоде-Надаи  $\mu_\sigma$  по напряжениям. Так называемые трехинвариантные критерии являются наиболее совершенными с точки зрения соответствия данным экспериментов при различных соотношениях напряжений. Одни из первых построений трехинвариантных критериев предложены Г.А. Гениевым и В.Н. Кисюком [10]. Среди рассмотренных критериев наибольшими возможностями обладают критерии (12), (20), (24).

Кроме этого, критерий (24) применим как к тяжелым, так и к легким бетонам.

Представленные критерии являются функциями инвариантов тензора напряжений. Учитывая особенности МКЭ, заслуживают внимание построения критериев прочности в виде функций инвариантов тензора деформаций.

#### Литература

1. Аликова, Н.М. Вариант условия прочности бетона [Текст] / Н.М. Аликова, Г.А. Гениев // Теоретические исследования в области строительной механики пространственных систем. - М., 1976. - С. 21 - 27.
2. Балан, Т.А. Вариант критерия прочности структурно неоднородных материалов при сложном напряженном состоянии [Текст] // Проблемы прочности, 1986. - № 2. - С. 21 - 26.
3. Баландин, П.П. К вопросу о гипотезе прочности [Текст] // Вестник инженеров и техников, 1937. - № 1. - С. 14 - 19.
4. Берг, О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона [Текст]. - М.: Госстройиздат, 1962. - 96 с.
5. Берг, О.Я. Некоторые физические обоснования теории прочности бетона [Текст] // Теория расчета и конструирования железобетонных конструкций. М.: Трансжелдориздат, 1960. - С. 112.
6. Бич, П.М. Вариант теории прочности бетона [Текст] // Бетон и железобетон, 1980. - № 6. - С. 28 - 29.
7. Болотин, В.В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений [Текст]. - М.: Стройиздат, 1971. - 255 с.
8. Гвоздев, А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия [Текст]. - М., 1949. - 280 с.
9. Гвоздев, А.А. Задачи и перспективы развития теории железобетона [Текст] // Строит. механика и расчет сооружений, 1981. - № 6. - С. 14 - 17.
10. Гениев, Г.А. К вопросу обобщения теории прочности бетона [Текст] / Г.А. Гениев, В.Н. Кисюк // Бетон и железобетон, 1965. - № 2. - С. 15 - 17.

11. Гениев, Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона [Текст] / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин. - М.: Стройиздат, 1974. - 316 с.
12. Гениев, Г.А. Прочность легких и ячеистых бетонов при сложных напряженных состояниях [Текст] / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Н.М. Левин, Г.А. Никонова. - М.: Стройиздат, 1978. - 166 с.
13. Зайцев, Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушений [Текст]. - М.: Стройиздат, 1982. - 196 с.
14. Карпенко, Н.И. Об одной характерной функции прочности бетонов, при трехслойном сжатии [Текст] // Строит. механика и расчет сооружений, 1982. - № 2. - С. 33 - 36.
15. Карпенко, Н.М. К построению условия прочности бетонов при одноосных напряженных состояниях [Текст] // Бетон и железобетон, 1985. - № 10. - С. 35 - 37.
16. Круглов, В.М. Нелинейные соотношения и критерий прочности бетона в трехосном напряженном состоянии [Текст] // Строительная механика и расчет сооружений, 1987. - № 1. С.40 - 48.
17. Лейтес, Е.С. Об условии прочности бетона [Текст] // Межотраслевые вопросы строительства. - М.: Стройиздат, 1971. - С. 32 - 35.
18. Лившиц, М.В. Учет вида напряженного состояния в критерии прочности бетона [Текст] // Строительные конструкции транспортного назначения. - Новосибирск, 1979. - С. 19 - 30.
19. Лукша, Л.К. Прочности трубобетона [Текст]. - Минск: Высшая шк., 1977. - 96 с.
20. Миролюбов, М.Н. К вопросу об обобщении теории октаэдрических касательных напряжений на хрупкие материалы [Текст] // Труды Ленинградского технологич. ин-та. - Л., 1953. № 25. - С. 22 - 38.
21. Надаи, А. Пластичность и разрушение твердых тел [Текст] / Пер. с англ. под ред. Л.С. Лейбензона. - М.: МЛ, 1954. - 648 с.
22. Писаренко, Г.С. Деформирование и прочность-материалов при сложном напряженном состоянии [Текст] / Г.С. Писаренко, А.А. Лебедев. - Киев, 1976. - 416 с.
23. Поль, Б. Макроскопические критерии пластического течения и хрупкого разрушения [Текст]. В 2 т. Т. 2://Разрушение // Математические основы теории разрушения. - М.: Мир, 1975. - С. 100 - 128.
24. Седракан, Л.Т. Элементы статистической теории деформирования и разрушения хрупких материалов [Текст]. - Ереван: Айастан, 1968. - 220 с.
25. Скрамтаев, Б.Г. Исследование прочности бетона и пластичности бетонной смеси [Текст]. - М.: ЦНИМПС и ВИА РККА, 1936. - 320 с.
26. Филоненко-Бородич, М.М. Об условиях прочности материалов, обладающих различным сопротивлением растяжению и сжатию [Текст] // Шик. сб., 1954. - Вып. 19. - С. 15 - 47.
27. Филоненко-Бородич, М.М. Механические теории прочности [Текст]. М.: МГУ, 1961. - 90 с.
28. Холмянский, М.М. Контакт арматуры с бетоном [Текст]. - М.: Стройиздат, 1981. - 184 с.
29. Яшин, А.В. Критерии прочности и деформирования бетона при простом нагружении для различных видов напряженного состояния [Текст] // Расчет и конструирование железобетонных конструкций / Под ред. А.А. Гвоздева. - М. гизд. НИИЖБ Госстроя СССР, 1977. С. 48 - 57.
30. Яшин, А.В. Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик бетона при одноосных напряженных состояниях [Текст]. - М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1985. - 72 с.
31. Argyris I.H. Faust G. et al. Recent development in the finite element analysis of prestressed concrete reactor vessels //Nucl. Eng.Des. - 1974. - 28. - P. 42-75.
32. Burzinski W.liber» die austpungungshypothesen // Schweisepisohe Bauzeitung. 1929. - 94, № 21. - S.16-25.
33. Fardis M.N. Alibe B., Tassoulas J.L. Monotonik and cyclicconstitutive lam for concrete // J. Eng. Mech. Div., ASOE. 1983.- 109, № 2. - P. 516 - 536.
34. Kotsovovs M.D. A mathematical description of the strengh properties of concrete under generalised stress // Magazine of Concrete Research, 1979. Vol.31. № 108, P. 151-158.
35. Mohr O. Abhandltmgen aus dem Gebiete dep teclmischen Mechanik. - Berlin: W. Ernst O.u.Sohn, 1914. - 192.
36. Schleicher E. Der spannungszustandan dep flieszgpesze // Zeits f. angew. Math, und Mech. - 1926. № 3. S. 199 - 215.

УДК 624.074.4: 621.328

Докторант ОрелГТУ, канд. техн. наук, доц. Н.В. Клюева, асп. Н.Б. Андросова  
(Орловский государственный технический университет)  
Россия, г. Орел, тел. (4862) 41-98-05; e-mail: ftis\_dek@ostu.ru

## ЖИВУЧЕСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ С ОДНОСТОРОННИМИ СВЯЗЯМИ

Существенный рост экологоагрессивных воздействий и вероятности возникновения запроектных воздействий техногенного и природного характера (ежегодное увеличение составляет 6-7%), и почти катастрофическое старение значительной части основных фондов России привело к необходимости пересмотра имеющихся концепций создания и эксплуатации зданий и сооружений. Многие из эксплуатируемых объектов в новых условиях в принципе не могут воспринять возможных запроектных воздействий без возникновения при этом непропорциональных этим воздействиям отказов. Следовательно, к объектам недвижимости необходимо предъявлять новые требования, определяемые понятиями «конструктивная безопасность» и «живучесть». Как показано в [1, 2], рекомендации и регламенты, вытекающие из этой новой концепции, должны содержать ряд новых многоуровневых объектно-ориентированных требований, начиная от экологической, коммуникационной и ресурсной оценки территорий, критериев компромиссов между экономичностью и риском, и заканчивая расчетными моделями и алгоритмами, обеспечивающими нелинейную, неравновесно-режимную, диссипативную и деградационную постановку задач конструктивной безопасности и живучести.

В работе [3] предложен алгоритм расчета живучести внезапно повреждаемых рамно-стержневых систем неординарным смешанным методом. В его основу положена идея построения расчетных схем рамных систем по аналогии с расчетными схемами многосвязных пространственных систем коробчатого типа, обеспечивающих неизменяемость структуры исходных уравнений при видоизменении расчетных схем в процессе выключения связей. В качестве критериев здесь приняты условия образования пластических шарниров, не зависящих от знака момента  $M$ .

В развитии этих исследований в данной статье приведены результаты исследований живучести конструктивно нелинейных железобетонных рамно-стержневых систем с приобретенными в процессе нагружения односторонними связями. Здесь, как и в работе [4], под *односторонними связями* понимают такие связи, реакции которых не могут изменять своего знака на обратный. Каждая такая связь, находясь в напряженном состоянии, способна сопротивляться движению только в одном направлении; при движении в обратном направлении она выключается, и ее реакция обращается в нуль. Так, например, один раз статически неопределимая система может стать изменяемой при возникновении в ней не менее двух пластических шарниров или в некоторых случаях при разделении какого-нибудь стержня на 2 части. Т.к. пластический шарнир является односторонним, то возникновение двух шарниров (даже в системе однажды неопределимой) не всегда приводит к ее изменяемости. Известно, что разрушение статически неопределимых систем, как и статически определимых, под воздействием нагрузки зависит от свойств материала, из которого они изготовлены, и связано с наступлением изменяемости в какой-либо части системы. Кроме этого, как показано в [3], внезапное выключение моментных связей и образование соответствующих типов шарниров в статически неопределимых системах сопровождается динамическим эффектом при внезапных догружениях.

Применительно к конструктивным системам из железобетона при анализе их живучести должны быть учтены следующие особенности разрушения их элементов:

а) Пластическое «мягкое» разрушение железобетонного элемента по арматуре с образованием пластического шарнира (рис. 1, а). При таком разрушении динамическое догружение системы отсутствует, и предельный момент в образующемся пластическом шарнире  $(n-1)$ -раз статически неопределимой системы равен предельному моменту, воспринимаемому этим сечением в исходной  $n$ -раз статически неопределимой системе.

б) Внезапное хрупкое разрушение элемента по бетону сжатой зоны (как переармированного элемента) (рис. 1, б). При таком характере разрушения в элементе конструктивной системы возникают динамические догружения. Значение динамического момента определяются с учетом коэффициента динамичности  $\theta$  [5].

в) Внезапное хрупкое разрушение железобетонного элемента по недоармированному сечению из-за изменения знака момента в процессе выключения связей и, соответственно, видоизменения расчетной схемы в конструктивной системе (рис. 1, в). В этом случае в элементах конструктивной системы также возникают динамические догружения, и значения моментов в расчетных сечениях также определяется с учетом коэффициента динамичности  $\theta$ .

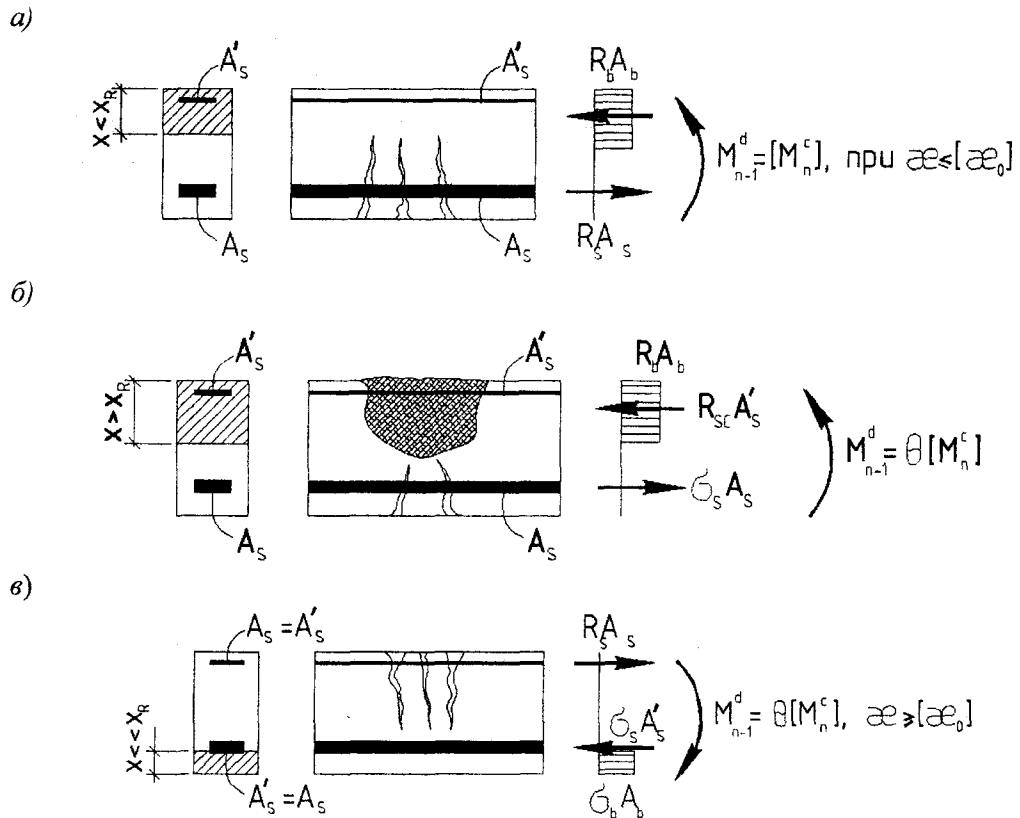


Рис. 1. Случаи разрушения железобетонных элементов в запредельных состояниях: а - пластическое «мягкое»; б - внезапное хрупкое по бетону сжатой зоны; в - внезапное хрупкое по недоармированному сечению

Образование того или иного типа пластического шарнира зависит от расчетной схемы на рассматриваемом уровне нагрузки, интенсивности и схем армирования элементов конструкций. Так, например, хрупкое разрушение нормально армированного элемента по бетону сжатой зоны возможно из-за накопления коррозионных повреждений бетона этой зоны, снижения его прочности и нарушения условия  $x < x_R$ . Таким образом, основная особенность расчета конструктивных систем, содержащих односторонние связи, состоит в том, что расчетная схема конструкции сама является функцией нагрузки. Из этого следует, что в процессе нагружения такой конструктивной системы в наиболее напряженных сечениях ее элементов могут не только образовываться различные типы шарниров, но они могут и видоизменяться по мере видоизменения расчетной схемы конструкции. Может, например, случиться, что при одной нагрузке конструкция будет работать как статически неопределимая с одним числом лишних неизвестных, при другой – определимая. Какая именно система работает - выясняется обычно только в процессе нелинейного анализа. Основная трудность расчета состоит в том, чтобы установить, какие элементы конструктивной системы являются «рабочими» при заданной нагрузке. В первом приближении задача может быть решена ме-

тодом последовательных приближений. Существуют случаи, в которых можно сразу указать рабочую систему. Такие случаи встречаются тогда, когда характер деформации, вызванной заданной нагрузкой, ясен без расчета. Например, если нагрузка расположена только на одном из пролетов неразрезной балки, то можно сразу указать, какие из односторонне работающих опор входят в состав рабочей системы и какие не входят. Сложность расчета рам объясняется тем, что не всегда очевидно, где будут возникать пластические шарниры, т.к. их появление зависит от величин всех внутренних сил  $M$ ,  $Q$ ,  $N$ , и число возможных вариантов их возникновения значительно больше, чем в балках. Во многих случаях в железобетонных рамах, если пренебрегать влиянием продольных сил, на появление дополнительных моментов в деформированном состоянии системы, которое, вообще говоря, при предельном состоянии с большими перемещениями может быть существенно, то учет продольной и поперечной сил в предельном состоянии сечения оказывает небольшое влияние. Это позволяет при таких предпосылках приближенно, а иногда и точно определять положения пластических шарниров по эпюре предельных изгибающих моментов, вид которой на первых итерациях подсказывается обычным упругим расчетом статически неопределимых систем.

Исследование влияния случаев разрушения железобетонных элементов на живучесть рамно-стержневых систем выполним на примере простой однопролетной железобетонной рамы при двух возможных случаях разрушения пролетного сечения.

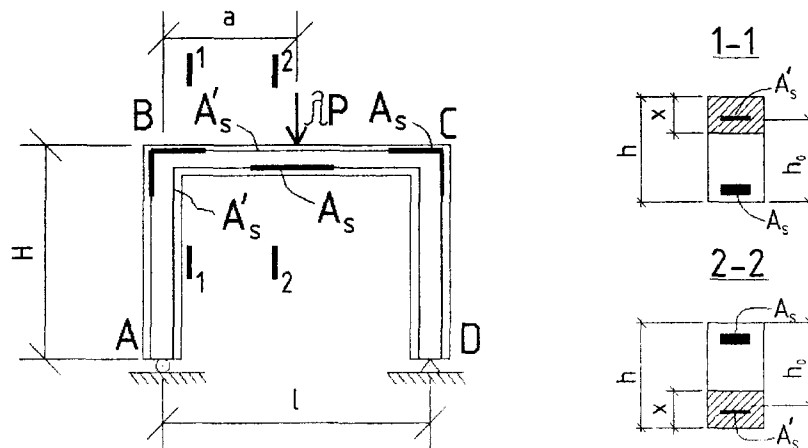


Рис. 2. Схема конструкции рамы

Геометрические размеры рамы приняты такими же как в опытных конструкциях [6]:  $l=1200$  мм,  $H=700$  мм. Стойки и ригель рамы запроектированы из бетона класса В35. Размеры сечений ригеля и стоек приняты  $40 \times 120$  мм. Армирование ригеля принято в виде плоских сварных каркасов КР-1 с пролетной и надпорной рабочей арматурой диаметром 5 мм класса А400 с площадью  $A_s = 0,196 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$ . Конструктивная арматура сжатой зоны ригеля принята диаметром 2 мм с площадью  $A_s' = 0,031 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$ . Это обеспечивало условие мягкого разрушения рамы  $\xi < \xi_R$ , рассчитанной по первому случаю разрушения пролетного сечения рамы (рис. 2). Принято, что рама загружена постоянной нагрузкой  $q$  (собственный вес) и сосредоточенной параметрической нагрузкой  $P$ , изменяющейся пропорционально одному параметру  $\lambda$  и приложенной на расстоянии  $a$  от опоры, равном 1500 мм. При принятых исходных данных величина расчетного предельного изгибающего момента в опорном и пролетном сечениях рамы 0,6 кН, а значение теоретического разрушающего момента при разрушении по арматуре, вычисленного с учетом коэффициента  $C$  [7],  $M_{ult,s} = 0,84 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Изгибная жесткость ригеля на первой итерации, вычисленная по заданным геометрическим размерам и армированию, составила  $B_{red} = 0,169 \text{ МН} \cdot \text{м}^2$ .



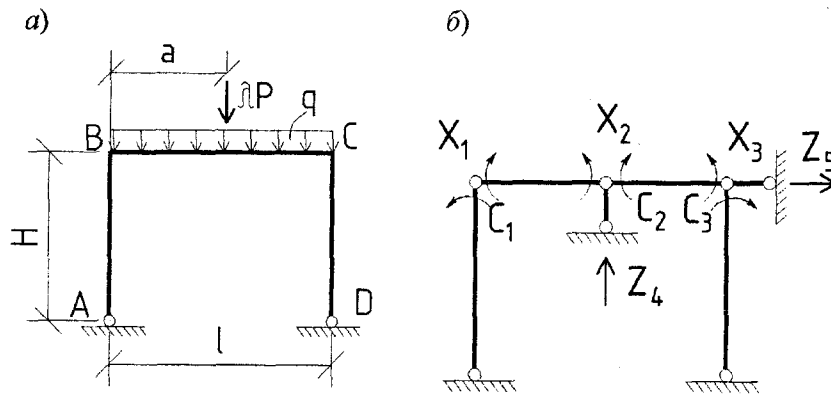


Рис. 3. Расчетная схема рамы (а) и основная система (б) рамы по смешанному методу

Возможное образование пластических шарниров при заданной схеме нагружения рамы (рис. 3, а) принято в опорных узлах В, С и пролете под силой Р. Принимая основную систему для расчета живучести рамы по схеме (рис. 3, б), значение параметра λ, при котором образуется первый пластический шарнир, определяем, используя канонические уравнения смешанного метода в варианте [3]:

$$\left. \begin{aligned} \sum_{j=1}^{j=k} \delta_{ij} \cdot M_j + \sum_{j=1}^{j=k} \delta'_{ij} \cdot Z_j + \sum_{i=1}^{i=k} \Delta_{ip} + \sum_{i=1}^{i=k} \delta_{ip} \cdot \lambda = 0, (j = 1, 2, \dots, k) \\ \sum_{j=k+1}^{j=n} r'_{ji} \cdot M_j + 0 + \sum_{j=k+1}^{j=n} R_{jp} + \sum_{j=k+1}^{j=n} r_{jp} \cdot \lambda = 0, (i = k+1, \dots, n) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

или в матричной форме:

$$\begin{bmatrix} A & B \\ -B^T & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \vec{X} \\ \vec{Z} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \vec{\Delta}_P \\ \vec{R}_P \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \vec{\delta}_P \\ \vec{r}_P \end{bmatrix} \cdot P_0 = 0, \quad (1')$$

где  $\vec{A}$ ,  $\vec{B}$ ,  $\vec{C}$  - матрицы коэффициентов при неизвестных (единичные перемещения и реакции) смешанного метод;  $\vec{\Delta}_P$ ,  $\vec{R}_P$  - матрицы грузовых коэффициентов (перемещение и реакции) от постоянной нагрузки q;  $\vec{\delta}_P$  - матрица перемещений по направлению i-ой удаленной связи от внешней параметрической нагрузки λ в рассматриваемой основной системе;  $\vec{r}_P$  - матрица реакций в i-ой наложенной связи основной системы от внешней параметрической нагрузки λ.

При принятых исходных данных вычисляем коэффициенты при неизвестных и грузовые члены от постоянной нагрузки и от параметрической нагрузки при P=1, составляя выражения соответствующих матриц [3].

$$A = \begin{bmatrix} 0,333 & 0,25 & 0 \\ 0,25 & 0,4 & 0,1 \\ 0 & 0,1 & 0,333 \end{bmatrix}; \quad B = \begin{bmatrix} 1 & -1,43 \\ -3,33 & 0 \\ 1,667 & 1,43 \end{bmatrix}; \quad D = 0;$$

$$\vec{\Delta}_P = \begin{bmatrix} 0,000108 \\ 0,000216 \\ 0,000108 \end{bmatrix}; \quad \vec{R}_P = \begin{bmatrix} 0,072 \\ 0 \end{bmatrix}; \quad \vec{\delta}_P = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}; \quad \vec{r}_P = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}.$$

Очевидно, что из множества решений системы уравнений необходимо найти такое минимальное значение параметра λ, при котором в наиболее нагруженной связи достигается предельное значение, т.е. произойдет ее выключение:

$$\lambda^{(1)} = \min \left( \frac{M_i^{np} \mp |X_{ip}|}{|x_{ip}|} \right) (i = 1, 2, \dots, k), \quad (2)$$

где знак (-) в числителе принимается, если знаки  $X_{iP}$  и  $x_{iP}$  совпадают, а знак (+), если противоположны.

Решая систему уравнений (1):

$$\vec{X}_P = \begin{pmatrix} X_{1P} \\ X_{2P} \\ X_{3P} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0,00071 \\ -0,0016 \\ 0,00071 \end{pmatrix}; \quad \vec{x}_P = \begin{pmatrix} x_{1P} \\ x_{2P} \\ x_{3P} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0,136 \\ -0,191 \\ 0,136 \end{pmatrix}.$$

Первым образуется пластический шарнир в сечении  $c_2$  при:

$$\lambda^{(1)} = \min \left( \frac{M_i^{np} \mp |X_{iP}|}{|x_{iP}|} \right) = \frac{0,84 - 0,00071}{0,136} = 4,39 \text{ кН}.$$

Образование этого пластического шарнира происходит по схеме «мягкого» разрушения, поскольку при расчете прочности выполняется условие:  $x < x_R$  (рис. 4, а).

Преобразуем исходные матрицы с учетом исключения неизвестного  $X_2$ , при этом коэффициенты от постоянной нагрузки уточняются. В итоге после аналогичных вычислений получим, что второй пластический шарнир, образуется в сечении  $c_1$  и  $c_2$ :

$$\Delta\lambda^{(1)} = \min \Delta\lambda = \left( \frac{M_i^{np} \mp |X_{iP}|}{|x_{iP}|} \right) = \frac{0,84 - 0,6}{0,375} = 0,64 \text{ кН};$$

$$\lambda^{(2)} = \lambda^{(1)} + \Delta\lambda^{(1)} = 4,39 + 0,64 = 5,03 \text{ кН}.$$

Образование второго пластического шарнира (рис. 4, б) приводит к тому, что система становится геометрически изменяемой, и, следовательно, несущая способность системы исчерпана при  $\lambda = 5,03$  кН. Образование геометрически изменяемой системы – признак окончания решения, означающий исчерпание живучести системы.

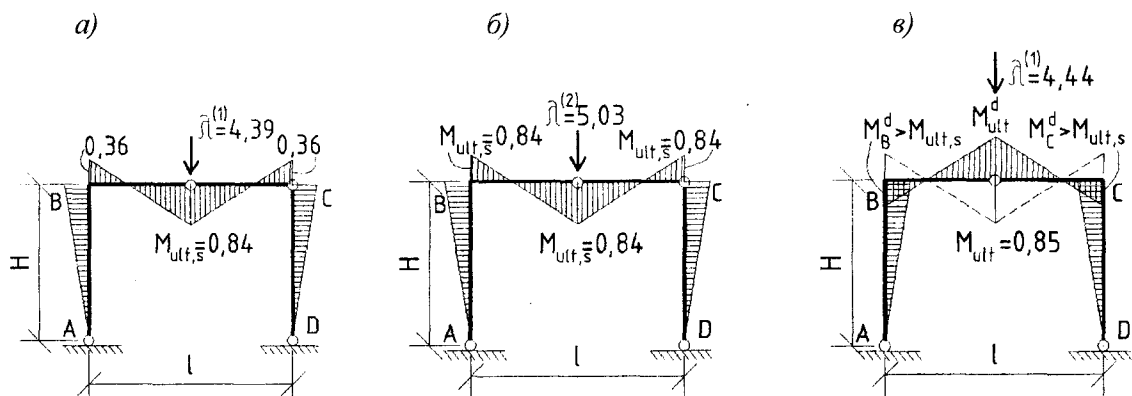


Рис. 4. К анализу живучести рамы при разных случаях разрушения (значение момента в кН·м, силы в кН): а, б – при разрушении по арматуре; в – при разрушении по бетону

Аналогичным образом выполним расчет живучести рассматриваемой рамы по второму случаю разрушения. Этот вариант предусматривает внезапное хрупкое разрушение пролетного сечения рамы по сжатому бетону из-за накопления коррозионных повреждений в бетоне [1], снижение его прочности и внезапного выключения моментной связи по случаю (рис. 1, б). Вследствие хрупкого разрушения сечения в раме возникает динамический эффект и соответствующее динамическое догружение не разрушенных элементов рамы.

Величина теоретического разрушающего момента, определенного с учетом коэффициента  $C$ , для случая хрупкого разрушения по бетону  $M_{ult,b} = 0,85 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Прочность сжатого бетона, при котором возникает хрупкое разрушение, составляет 2,4 МПа. При этом значение  $\lambda^{(1)}$ , соответствующее хрупкому разрушению пролетного сечения по бетону, полученное из решения системы

уравнений (1) при ограничениях (2), составит 4,44 кН. В результате хрупкого разрушения пролетного сечения рамы в элементах рамы возникнут динамические догрузки. В вычислении первого полупериода колебаний рамы динамический пролетный момент будет равен значению  $M_{ult,b}$ , приложенному с обратным знаком, а динамические моменты в узлах  $B$  и  $C$  определены по значениям статических моментов в этих узлах для исходной  $n$  раз статически неопределимой рамы и статических моментов в  $(n-1)$ -раз статически неопределимой раме при ее статическом нагружении, используя зависимости работы [5]. Получены следующие значения динамических моментов в узлах  $B$  и  $C$   $M_B^d = M_C^d = 0,36 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , которые существенно превышают теоретические разрушающие моменты в этих сечениях  $M_{ult,s} = 0,13 \text{ кН} \cdot \text{м}$  при принятой площади арматуры ( $A_s' = 0,031 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$ ).

Таким образом, разрушение рамы, рассчитанной по первому варианту, произойдет при нагрузке 5,03 кН, а разрушение, рамы рассчитанной по второму варианту, – при нагрузке 4,44 кН. Из приведенного анализа следует вывод о том, что живучесть конструктивной системы из железобетона определяется не только уровнем возникающих при разрушении конструкций приращениями динамических усилий, но и характером разрушения сочетаний железобетонных элементов. Несимметричное армирование железобетонных элементов рамно-стержневых систем, подверженных, например, коррозионным воздействиям, может приводить к образованию в запроектных состояниях систем с односторонними связями и, как следствие, к существенному снижению их живучести.

#### Литература

1. Бондаренко, В.М. Еще раз о конструктивной безопасности и живучести зданий [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева // РААСН. Юбилейный выпуск к 15-летию РААСН. Вестник отделения строительный наук, 2007. - № 11. – С. 81 - 86.
2. Карпенко, Н.И. О концептуально-методологических подходах к обеспечению конструктивной безопасности [Текст] / Н.И. Карпенко, В.И. Колчунов // Строительная механика и расчет сооружений, 2007. - №1.
3. Клюева, Н.В. К оценке живучести железобетонных рамно-стержневых конструктивных систем при внезапных запроектных воздействиях [Текст] / Н.В. Клюева, О.А Ветрова // Бетон и железобетон, 2006. - № 12. – С. 56 - 57.
4. Рабинович, И.М. Вопросы теории статистического расчета сооружений с односторонними связями [Текст] / И.М. Рабинович – М.: Стройиздат, 1975. – 144 с.
5. Гениев, Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях: Научное издание [Текст] / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева, А.И. Никулин, К. П. Пятикрестовский. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2004.– 216 с.
6. Клюева, Н.В. Экспериментальные теоретические исследования эволюционно и внезапно повреждаемых железобетонных рамных конструкций [Текст] / Н.В. Клюева, В. И. Колчунов, О. А. Ветрова // Вестник РААСН вып. 5. Воронеж-Орел. – С. 42 - 52.
7. ГОСТ 8829-94. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Метода испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости [Текст] / Госстрой России. – М.: Госстрой России, ЦИТП, 1994. – 17 с.

УДК 624.012.45.04

Докт. техн. наук, проф. В.И. Колчунов  
(Национальный авиационный университет)  
Украина, г. Киев  
Асп. В.Н. Пимочкин  
(Орловский государственный технический университет)  
Россия, г. Орел

## МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СОПРОТИВЛЕНИЯ РАСТЯНУТОГО БЕТОНА МЕЖДУ ТРЕЩИНАМИ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ДЛЯ УТОЧНЕНИЯ ПАРАМЕТРА $\psi_s$

Экспериментальные исследования стержневых элементов в рамках данной работы проводились с целью определения основного модернизированного параметра  $\psi_s$ , необходимого для оценки сопротивления растянутого бетона между трещинами железобетонных конструкций с учетом эффекта нарушения сплошности и его анализа на различных стадиях нагружения с проверкой предлагаемых расчетных зависимостей по эффективному проектированию железобетонных конструкций.

В процессе экспериментальных исследований решались следующие задачи:

1) разработка методики экспериментальных исследований основного модернизированного параметра  $\psi_s$ , необходимого для оценки сопротивления растянутого бетона между трещинами железобетонных конструкций с учетом эффекта нарушения сплошности;

2) экспериментальное определение следующих параметров: модернизированного параметра  $\psi_s$ , ширины раскрытия трещин на уровне оси продольной растянутой арматуры и в нескольких уровнях над растянутой арматурой ( $a_{crc}$  вдоль всего профиля трещин); изменения расстояния между трещинами  $l_{crc}$  и длины трещин  $h_{crc}$  по мере увеличения нагрузки (с проверкой многоуровневого процесса образования трещин), деформаций рабочей арматуры в трещине и между трещинами с учетом деформационного эффекта в окрестности двухконсольного элемента, деформаций бетона на берегах трещины вдоль оси рабочей арматуры; фибровых деформаций сжатого бетона, высоты сжатой зоны бетона, деформированного состояния бетона на конце трещины (в зоне предразрушения) и констант бетона  $\xi_{h,R}$ ,  $\xi_{b,u}$ ,  $k_{l,bR}$ ;

3) проверка предлагаемого расчетного аппарата по уточненному определению параметра  $\psi_s$  для оценки сопротивления растянутого бетона между трещинами железобетонных конструкций с учетом эффекта нарушения сплошности.

Программа исследований включала лабораторные испытания трех серий железобетонных балок. Объем и основные параметры экспериментальных образцов приведены в таблице. Количество испытываемых образцов принято с учетом варьирования армирования и класса бетона с тем, чтобы обеспечить реализацию обоих случаев сопротивления железобетонных конструкций как при  $\xi < \xi_R$ , так и при  $\xi \geq \xi_R$  с мягкой арматурой, имеющей площадку текучести, и с твердой арматурой.

Конструкции основных железобетонных образцов третьей серии приведены на рис. 1.

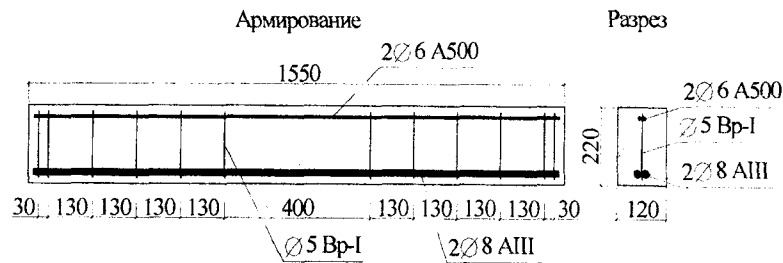


Рис. 1. Конструкции железобетонных образцов третьей серии

Таблица 1

Объемы и характеристики экспериментальных образцов

Серия	Шифр образцов	Основные размеры, мм			Класс бетона, МПа	Класс арматуры, характеристика армирования
		длина	ширина	высота		
I	Б-I-1	1750	105	248	24.56	2Ø12A500C, $\xi \geq \xi_R$
	Б-I-2	1750	105	250	24.56	2Ø12A500C, $\xi \geq \xi_R$
	Б-I-3	1750	105	250	24.56	2Ø12A500C, $\xi \geq \xi_R$
	Б-I-4	1750	105	255	24.56	2Ø12A500C, $\xi \geq \xi_R$
II	Б-II-1	1748	103	255	15.57	3Ø16A500C $\xi < \xi_R$
	Б-II-2	1749	109	250	15.57	3Ø16A500C $\xi < \xi_R$
	Б-II-3	1748	105	255	15.57	3Ø16A500C $\xi < \xi_R$
	Б-II-4	1750	103	255	15.57	3Ø16A500C $\xi < \xi_R$
III (Id)	Б-I-1	1552	119	220	28.1	2Ø8 A-IIIb, $\xi \geq \xi_R$
	Б-I-2	1550	121	222	28.1	2Ø8 A-IIIb, $\xi \geq \xi_R$
	Б-I-3	1555	120	222	28.1	2Ø8 A-IIIb, $\xi \geq \xi_R$
	Б-I-4	1550	121	225	28.1	2Ø8 A-IIIb, $\xi \geq \xi_R$

При этом сопротивление первой и третьей серии соответствовало условию  $\xi \geq \xi_R$  с мягкой арматурой (I серия) и с твердой арматурой (III серия), а второй серии - условию  $\xi < \xi_R$ .

Таким образом, программа исследований предусматривала варьирование не только армирования и класса бетона, но и различные случаи сопротивления железобетонных конструкций, что обеспечивало как заметное пополнение имеющегося фактического материала, так и проверку предлагаемых расчетных зависимостей параметра  $\psi_s$  в различных условиях сопротивления.

Общий вид испытаний балок третьей серии приведен на рис. 2.



Рис. 2. Общий вид испытаний балок третьей серии

Параллельно с изготовлением основных образцов были изготовлены вспомогательные бетонные образцы, предназначенные для получения фактических прочностных и деформационных характеристик бетонов на момент проведения испытаний, а также образцы арматурных стержней для определения механических характеристик сталей. Дополнительно характеристики арматурной стали были определены еще и по сертификату соответствия, выданного на заводе-изготовителе опытных образцов.

Испытание балок первой и второй серии осуществлялось с помощью системы тяжей, траверс и насосной установки, а третьей серии - с помощью рычажной механической системы, включающей нагрузочную и распределительную балки, платформу и штучные грузы с фиксированной массой (рис. 2). Передача распределенной нагрузки на участке 200 мм осуществлялась через жесткую металлическую пластину. Железобетонные балки первой и второй серии испытывались в перевернутом положении (растянутой зоной сверху), что позволило детально изучить картину образования, развития и раскрытия трещин.

В процессе испытаний измерялись продольные деформации арматуры и бетона в зонах трещин и между ними на уровне центра тяжести рабочей арматуры, в зонах предразрушения, а также деформации бетона в сжатой зоне над нейтральной осью железобетонного образца.

Для замера этих деформаций на поверхность бетона устанавливались электротензорезисторы базой 20 мм. При этом для более строгого определения деформаций растянутого бетона электротензорезисторы устанавливались как до начала нагружения (для измерения деформаций, возникающих в бетоне до образования трещин), так и после образования трещин на участках между трещинами. Качественной работе терморезисторов способствовала высокая плотность бетона и тщательная подготовка поверхности перед их установкой.

Учитывая, что исследования основного модернизированного параметра  $\psi_s$ , необходимого для оценки сопротивления растянутого бетона между трещинами железобетонных конструкций, выполнялось с учетом эффекта нарушения сплошности, то это нашло отражение в методике проведения эксперимента. Так, на бетон устанавливались несколько групп электротензорезисторов базой 20 мм (рис. 3).

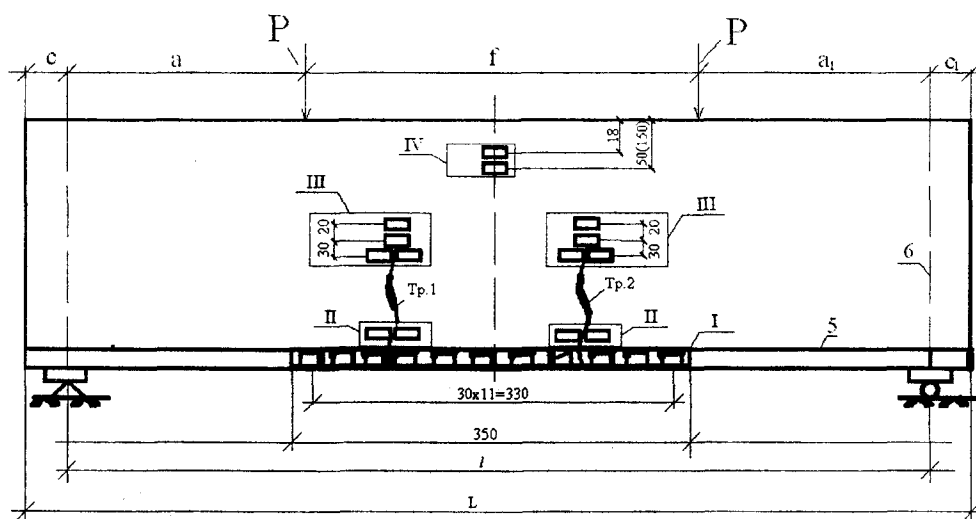


Рис. 3. Зоны установки групп электротензорезисторов на железобетонных образцах первой и второй серии

Первая группа электротензорезисторов устанавливалась в виде непрерывной цепочки в пазы (размером 3x4x300 мм) рабочих арматурных стержней с целью замера опытных деформаций арматуры.

Вторая группа электротензорезисторов устанавливалась на бетон на берегах трещин (после их образования) на уровне оси арматуры с помощью клея "Циокрин". Назначение этой группы электротензорезисторов заключалось в необходимости замера опытных деформаций бетона на

уровне оси арматуры в непосредственной близости от трещины – зоне, где проявляется деформационный эффект в железобетоне.

Третья группа электротензорезисторов имела специальное расположение в виде “ловушки” на пути распространения трещины с целью замера опытных характеристик зоны предразрушения.

Четвертая группа электротензорезисторов устанавливалась в сжатой зоне бетона с целью замера опытных деформаций укорочения бетона и определения высоты этой зоны.

Показания электротензорезисторов фиксировались с помощью прибора ИДЦ-1 и дублировались с помощью механических приборов – индикаторов часового типа с ценой деления 0,001 мм и 0,002 мм – рис. 4.

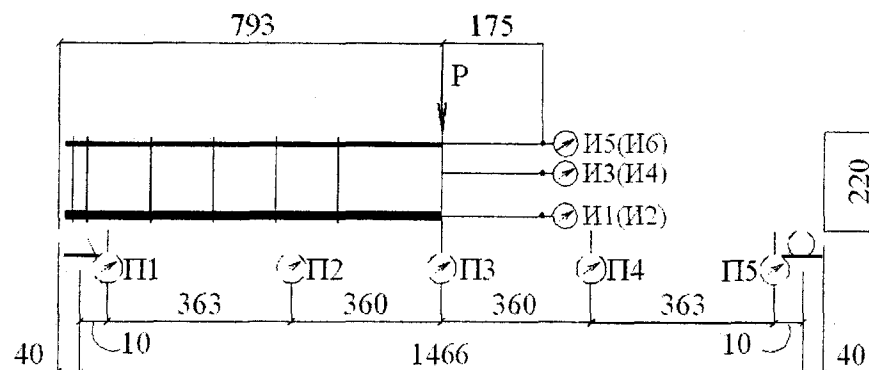


Рис. 4. Схема расположения механических приборов на железобетонных образцах первой и второй серии

Перемещения конструкции фиксировались с помощью механических приборов: индикаторов часового типа, прогибомеров Аистова с ценой деления 0,01 мм, установленных в середине пролета, в четвертях пролета и на опорных участках балок – рис. 4.

На рабочую арматуру с обеих сторон пазов на базе 350 мм приваривались специальные гайки с внутренней резьбой М6 для крепления механических приборов (рис. 5).

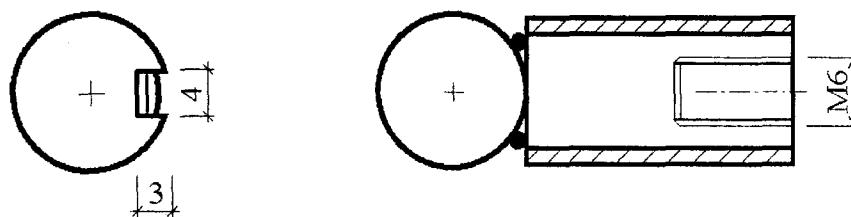


Рис. 5. Измерение деформаций арматуры: а – электротензорезисторы в пазах арматуры; б – гайки, приваренные к арматурным стержням

С целью исключения влияния окружающего бетона на положение гаек при деформациях на гайки надевались специальные резиновые трубки перед бетонировкой, а торцы гаек закрывались с помощью пластилина.

Перед началом испытаний производилось тщательное освидетельствование конструкции, т.е. отмечались начальные трещины, раковины, искривления и пр.

Нагружение балок осуществлялось плавно – мелкими ступенями, составляющими  $0,1 M_{ср}$ . Это было необходимо для выявления особенностей деформирования при образовании трещин первого, второго и т.п. уровней. С целью извлечения максимума информации каждый образец испы-

тывался с доведением до разрушения (до этого после достижения нормативной нагрузки образец разрушался по тем же ступеням для анализа остаточных деформаций).

Контрольная нагрузка для проверки жесткости и трещиностойкости выдерживалась в течение часа. Выдержка на всех ступенях, кроме контрольной (для проверки жесткости и трещиностойкости), составляла 15 мин. В процессе кратковременного нагружения отсчеты по механическим приборам и датчикам снимались дважды на этапе: сразу после приложения нагрузки и после выдержки.

Перед ожидаемым моментом трещинообразования растянутая зона каждой балки тщательно осматривалась, появление трещин фиксировалось визуально. По мере дальнейшего нагружения вели наблюдения за появлением новых трещин и развитием уже имеющихся с помощью микроскопа. Ширина раскрытия трещин измерялась с помощью микроскопа МБП-3 с ценой деления 0,02 мм на двух боковых гранях в уровне расположения растянутой арматуры и в нескольких уровнях по высоте сечений балок. Во время выдержки под нагрузкой периодически отмечали развитие трещин по высоте. Зарисовка трещин производилась на специальных планшетах.

Разрушение всех образцов первой и третьей серии произошло по достижению напряжений в растянутой арматуре предела текучести, о чем свидетельствовала ширина раскрытия нормальных трещин в уровне растянутой арматуры, а разрушение всех образцов второй серии произошло от раздавливания бетона сжатой зоны до достижения напряжений в растянутой арматуре предела текучести, что и было предусмотрено программой экспериментальных исследований.

Дальнейший анализ результатов испытаний будет направлен на качественное и количественное сопоставление данных, полученных в результате экспериментальных исследований, а также на их сопоставление с результатами расчета по предложенной методике с детальным анализом различных параметров предельных состояний.

### Выводы

1. Разработана методика экспериментальных исследований ширины раскрытия нормальных трещин стержневых железобетонных элементов, основной особенностью которой является обеспечение возможности замера опытных деформаций бетона на уровне оси арматуры в непосредственной близости от трещины – зоне, где проявляется деформационный эффект в железобетоне, а также возможности замера опытных характеристик зоны предразрушения с помощью специальной группы электротензорезисторов, установленных по схеме “ловушка” на пути распространения трещины.

2. Получены экспериментальные данные следующих основных параметров: модернизированного параметра  $\psi_s$ , ширины раскрытия трещин на уровне оси продольной растянутой арматуры и в нескольких уровнях над растянутой арматурой ( $a_{crc}$  вдоль всего профиля трещин); изменения расстояния между трещинами  $l_{crc}$  и длины трещин  $h_{crc}$  по мере увеличения нагрузки (с проверкой многоуровневого процесса образования трещин), деформаций рабочей арматуры в трещине и между трещинами с учетом деформационного эффекта в окрестности двухконсольного элемента, деформаций бетона на берегах трещины вдоль оси рабочей арматуры; фибровых деформаций сжатого бетона, высоты сжатой зоны бетона, деформированного состояния бетона на конце трещины (в зоне предразрушения).

3. Полученные экспериментальные данные в значительной мере дополняют накопленный экспериментальный материал и предоставляют возможность проверки предлагаемого расчетного аппарата по уточненному определению основного параметра  $\psi_s$ , необходимого для оценки сопротивления растянутого бетона между трещинами железобетонных конструкций с учетом эффекта нарушения сплошности и его анализа на различных стадиях нагружения с проверкой предлагаемых расчетных зависимостей по эффективному проектированию железобетонных конструкций.



УДК 624.012

Академик РААСН, докт. техн. наук, проф. В.И. Колчунов, асп. Е.А. Скобелева  
(Орловский государственный технический университет)  
Россия, г. Орел

## ДЕФОРМАТИВНОСТЬ СОСТАВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С РАЗЛИЧНОЙ СТРУКТУРОЙ СЕЧЕНИЯ

Принятые в России новые нормы по теплозащите зданий, а также увеличение объемов реконструкции зданий и сооружений ведут к все большему применению составных конструкций в т.ч. из железобетона [1]. В известных публикациях последних лет и в действующих нормативных документах [2] учет сдвига по шву между элементами составных конструкций решается по-разному: от введения гипотезы о пренебрежении сдвигом до учета нелинейных деформаций сдвига на основе теории составных стержней. Работ, достаточно полно учитывающих специфику деформирования железобетона, крайне мало, а экспериментальные исследования по этому вопросу почти отсутствуют. Поэтому развитие исследований составных железобетонных конструкций с различной структурой сечения, направленных на наиболее полный учет нелинейности деформирования материалов, включая и зоны контакта отдельных элементов, а также изучение особенностей трещинообразования и разрушения продолжают оставаться актуальными. В работах [3...5] на основании вариационного метода перемещений предложены аналитические зависимости для деформационного расчета железобетонных составных конструкций с учетом деформаций шва сдвига. Предложенный вариант теории нелинейно-деформируемых железобетонных составных конструкций позволяет не только выполнять их расчет по предельным состояниям I и II групп, но и проводить анализ влияния структуры сечения на деформативность конструкций с учетом специфики деформирования железобетона.

В развитие этих исследований в данной статье на основе построенных в работах [4, 5] зависимостей разработаны алгоритм и программа деформационного расчета железобетонных составных балок различной структуры сечения, а также приведены некоторые результаты численных исследований таких конструкций, выполненных по этому алгоритму.

В основу алгоритма положена шагово-итерационная процедура решения физически-нелинейных задач железобетона с ярко выраженной нелинейностью. Диаграммы деформирования арматурной стали и шва сдвига (рис. 1) приняты билинейными и трилинейными, согласно работе [6]. Диаграмма деформирования бетона каждого бруса принята с дополнениями и уточнениями, представленными ниже.

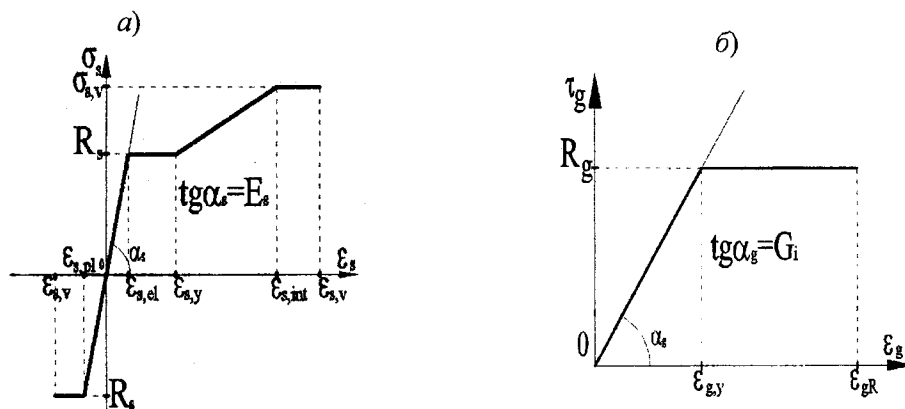


Рис. 1. Диаграммы деформирования арматурной стали с площадкой текучести « $\sigma_s$ - $\epsilon_s$ » (а) и шва сдвига « $\tau_g$ - $\epsilon_g$ » (б)

В качестве критериев трещинообразования и разрушения каждого бруса и шва сдвига приняты соответствующие предельные усилия, полученные по диаграммам деформирования. Жесткость шва сдвига между брусками составного стержня на каждой итерации принимается постоянной.

Укрупненная схема-алгоритм расчета составных железобетонных конструкций состоит из следующих блоков.

1. В блоке «Исходные данные» задаются неизменными в процессе итераций параметрами (геометрические размеры элемента  $b, h, l_0, h_1, h_2$ , жесткость шва сдвига  $G$ , начальные модули деформаций бетона брусков  $E_{b1}, E_{b2}$ , модули деформаций арматурной стали  $E_{s1}, E_{s2}$ , площади продольной растянутой, сжатой и поперечной арматуры  $A_s, A_s', A_{sw}$ ) и изменяющимися данными (величина нагрузки на  $j$ -ой итерации  $q_j$ , начальные значения напряжений на верхней и нижней гранях верхнего бруса  $\sigma_{c1}, \sigma_{t1}$ ; то же нижнего бруса  $\sigma_{c2}, \sigma_{t2}$  (численные значения на первой итерации назначаем в пределах  $[-1; 1]$  МПа, на последующих итерациях присваиваем полученные в блоке «Деформации» значения), высоты сжатой зоны бетона верхнего и нижнего бруса  $x_1, x_2$ , которые первоначально назначаем так, чтобы общая высота сжатой зоны всей балки была равна половине высоты сечения, на следующих итерациях им присваиваются значения, полученные в блоке «Деформации») (рис. 2).

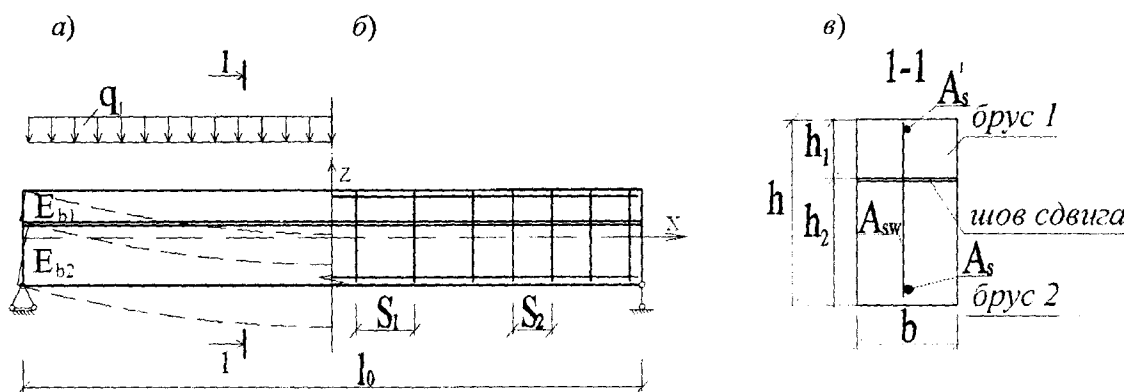


Рис. 2. Расчетная схема (а), схема армирования (б) и поперечное сечение (в) составной железобетонной балки

2. Блок «Материалы» реализует процесс определения мгновенного модуля деформаций бетона в зависимости от уровня нагружения согласно принятым диаграммам деформирования бетона.

Диаграмму деформирования бетона при осевом сжатии упрощенно представляем в виде графика, состоящего из прямой (на участке 1:  $0 \leq \sigma_b < \sigma_{b,el}$ ) и кривой общего вида (на участке 2:  $\sigma_{b,el} \leq \sigma_b \leq \sigma_{b,u}$ ).

Участок 1. Уравнение прямой на участке 1 ( $0 \leq \sigma_b < \sigma_{b,el}$ ) представляем в виде:  $\sigma_b = \varepsilon_b \cdot E_b$ , где  $E_b$  - начальный модуль деформаций бетона, принимаемый по [2].

Начальная точка прямой -  $\varepsilon_b=0, \sigma_b=0$ ; конечная -  $\varepsilon_{b,el} = \sigma_{b,el}/E_b, \sigma_{b,el} = 0,25 \cdot R_{bn}$ .

График этой функции представлен на рис. 3 (участок 1).

Участок 2. Уравнение кривой на этом участке принято в виде:  $f(x) = Ax^2 + Bx + C$ .

$$\text{При } x=\varepsilon_b, f(x)=\sigma_b: \sigma_b = A\varepsilon_b^2 + B\varepsilon_b + C. \quad (1)$$

Граничные условия функции  $\sigma_b$  на участке  $\varepsilon_{b,el} - \varepsilon_{b,u}$  (рис. 3):

$$\begin{aligned} \varepsilon_b \geq \varepsilon_{b,el} = \sigma_{b,el} / E_b, \quad \sigma_b \geq \sigma_{b,el} = 0,25 \cdot R_{bn}; \\ \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b,u} = \varepsilon_{br}, \quad \sigma_b \leq \sigma_{b,u} \leq R_{bn}. \end{aligned} \quad (2)$$

Здесь  $\varepsilon_{br}$  - предельные деформации бетона, значение которых, следуя [7], можно определить по формуле:

$$\varepsilon_{br} = \frac{B}{E_b} \cdot \lambda \cdot \frac{1 + 0,75 \cdot \lambda \cdot B / 60}{0,12 + B / 60},$$

где  $B$  - класс бетона,  $\lambda = 1$  для тяжелого бетона.

Используя принятые граничные условия, неизвестные параметры  $A, B, C$  уравнения (1) находим из решения следующей системы уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{b,el} &= A\varepsilon_{b,el}^2 + B\varepsilon_{b,el} + C, \\ R_{bn} &= A\varepsilon_{br}^2 + B\varepsilon_{br} + C, \\ R'_{bn} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Диаграмму « $\sigma_b-\varepsilon_b$ » бетона при осевом растяжении (участок 3) также представляем в виде кривой общего вида с максимумом в точке  $(\varepsilon_{btr}, \sigma_{btr})$ . Система уравнений для определения неизвестных параметров уравнения кривой общего вида на этом участке представлена в виде:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bt,0} &= A_1\varepsilon_{bt,0}^2 + B_1\varepsilon_{bt,0} + C_1, \\ R_{btr} &= A_1\varepsilon_{btr}^2 + B_1\varepsilon_{btr} + C_1, \\ R'_{btr} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Здесь  $\varepsilon_{bt,0}=0, \sigma_{bt,0} = 0$ , а значение  $\varepsilon_{btr}$ , согласно [6], вычисляется по формуле:

$$\varepsilon_{btr} = \frac{2R_{btr}}{E_b}.$$

График этой функции представлен на рис. 3 (участок 3).

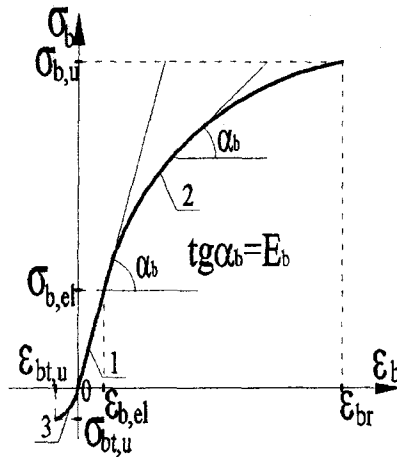


Рис. 3. Диаграмма « $\sigma_b-\varepsilon_b$ » бетона: 1 – участок 1; 2 – участок 2; 3 – участок 3

3. Блок «Жесткостные параметры» реализует процедуры вычисления жесткостей составной конструкции на всех этапах нагружения. Жесткостные параметры элементов составной балки определяются из решения системы дифференциальных уравнений вариационного метода перемещений, имеющей вид табл. 1.

Таблица 1

Исходная система дифференциальных уравнений

$\bar{U}_0$	$\bar{U}_1$	$V_1$	Свободные члены
$\bar{I}_{00}D^2 - b_{00}$	$\bar{I}_{01}D^2 - b_{01}$	$-I_{01}^*D^3$	0
$\bar{I}_{01}D^2 - b_{01}$	$\bar{I}_{11}D^2 - b_{11}$	$-I_{11}^*D^3$	0
$-I_{01}^*D^3$	$-I_{11}^*D^3$	$I_{11}^*D^4$	$-q_1$

Здесь  $\bar{U}_0, \bar{U}_1, V_1$  - обобщенные функции компонент вектора перемещений, входящие в разложения в одинарные ряды вида:

$$u(x, s) = \sum_c \bar{U}_c(x) \bar{\xi}_c(s);$$

$$v(x, s) = \sum_i V_i(x) \xi_i(s); \quad (5)$$

$$c=0,1, i=1,$$

где  $\bar{\xi}_c(s)$ ,  $\xi_i(s)$  - заранее выбираемые единичные функции распределения перемещений по высоте сечения составной балки (рис. 4).

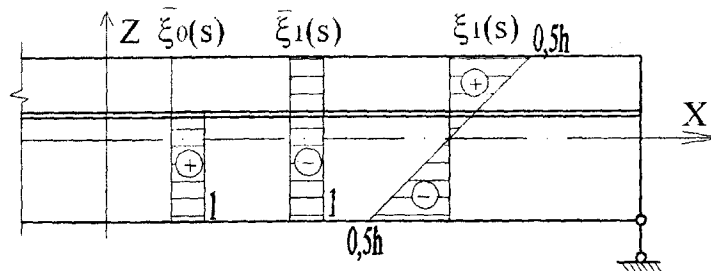


Рис. 4. Единичные функции распределения перемещений по высоте балки, состоящей из двух брусьев

Вычисление жесткостных коэффициентов уравнений табл. 1 выполняется интегрированием эпюр соответствующих единичных функций:

$$\bar{I}_{dc}(x, s) = \int_b A_1(x, s) \bar{\xi}_d(s) \bar{\xi}_c(s) ds;$$

$$\bar{I}^*_{di}(x, s) = \int_b A_1(x, s) \bar{\xi}_d(s) \xi_i(s) ds, \quad (6)$$

$$b_{dc}(x, s) = \sum_k G_0(x) [(\xi_{dk}^n - \bar{\xi}_{dk})(\bar{\xi}_{ck}^n - \xi_{ck}^n) + (\xi_{dk}^c - \bar{\xi}_{dk}^c)(\bar{\xi}_{ck}^c - \xi_{ck}^c)]; \quad (d=0,1),$$

где  $A_1(x, s)$  - приведенный модуль деформаций материалов брусьев составной балки.

Система уравнений табл. 1 на каждой итерации решается методом конечных разностей [8]. В результате решения вычисляются компоненты вектора перемещений (5), а затем прогиб и кривизна составной балки.

4. Блок «Деформации» реализует процедуры определения относительных деформаций сжатия и растяжения на верхних и нижних гранях каждого бруса (рис. 5) и, соответственно, напряжений в этих зонах на каждой итерации. По найденным значениям относительных деформаций определяется высота сжатой зоны бетона в каждом брус. Значения напряжений, полученные в данном блоке, сравниваются с исходными их значениями, внесенными в блок 1. В случае если разница между исходными и полученными величинами не превышает заданную погрешность, итерация считается завершенной.

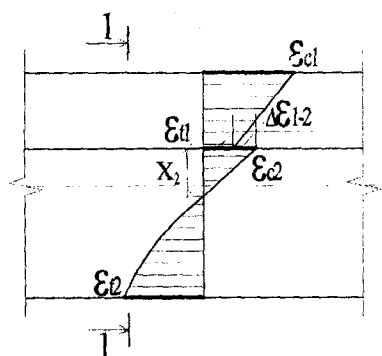


Рис. 5. Схема распределения относительных деформаций по высоте сечения составной конструкции с податливым швом сдвига на начальных этапах нагружения:  $\epsilon_{c1}$ ,  $\epsilon_{t1}$  - относительные деформации в верхней и нижней гранях верхнего (1-го) бруса;  $\epsilon_{c2}$ ,  $\epsilon_{t2}$  - то же нижнего (2-го) бруса;  $x_2$  - высота сжатой зоны бетона нижнего бруса;  $\Delta\epsilon_{1-2}$  - градиент относительных деформаций в шве сдвига

5. Блок «Трещиностойкость» реализует процедуры определения моментов трещинообразования каждого бруса. В качестве исходных данных используются значения деформаций и напряжений, полученные из расчета в блоке 4. В случае если принятый шаг итераций относительно невелик, определение момента трещинообразования производится непосредственно в процессе вычисления значений напряжений в растянутом бетоне путем их сравнения со значением прочности бетона при растяжении  $R_{bt}$ . В противном случае определение момента трещинообразования осуществляется интерполяцией значений напряжений на растянутых гранях элементов, вычисленных на предыдущем и заданном уровнях нагружения.

В этом же блоке определяется коэффициент  $\psi_R$ , учитывающий работу бетона между трещинами [9]. Коэффициент  $\psi_R$  вводится в расчет после образования трещин в элементах составной балки в качестве множителя, понижающего значение  $R_{bt}$ .

Вычисление коэффициента  $\psi_R$  производится по формуле:

$$\psi_{R,i} = \frac{M}{M_{cr,c,i}} \cdot (1 - \psi_{s,i}),$$

где  $\psi_{s,i} = 1,25 - 0,8 \frac{R_{bt,i} \cdot W_{pl,i}}{M}$ ;  $W_{pl,i} = 1,25 \cdot \frac{M_{cr,c,i}}{0,8 \cdot R_{bt,i}}$ .

На основании предложенного алгоритма в среде MathCAD 2001i разработана программа расчета железобетонных составных балок с сечениями различных типов. С использованием этой программы были выполнены численные исследования деформирования железобетонных составных балок при варьировании структуры их сечения.

Исследование влияния на силовое сопротивление железобетонной составной балки соотношения высот брусьев балки. Для проведения исследования принята статически определимая железобетонная составная балка с расчетной длиной  $l_0=1,47$  м и жесткостью шва сдвига, равной 3200 МПа. Геометрические характеристики сечения и характеристики материалов приведены на рис. 6, а. При проведении расчетов варьировались высоты брусьев  $h_1$  и  $h_2$ , при этом выполнялось условие  $h_{1i} + h_{2i} = h = const$ . Отношение высоты верхнего брусья к общей высоте балки  $h_1/h$  обозначено величиной  $\beta$ , значение которой варьировалось от 0 до 1. Результаты вычислений в виде изменения кривизны и относительных деформаций сдвига представлены на рис. 6.

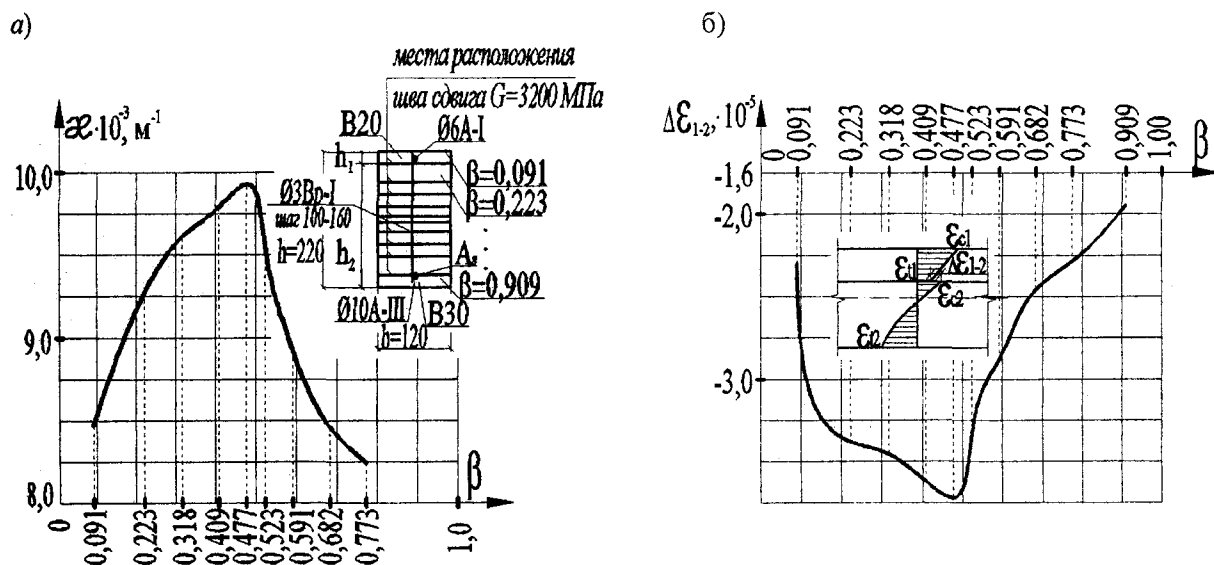


Рис. 6. Графики изменения кривизны балки (а) и градиента относительных деформаций в шве сдвига (б) при  $M=9$  кН·м в зависимости от параметра  $\beta$

Исследование влияния жесткости шва сдвига на силовое сопротивление железобетонной составной балки. Для проведения исследования принята балка с расчетной длиной  $l_0=1,47$  м. Геометрические характеристики сечения и характеристики материалов балки приведены на рис. 7, а.

При проведении расчетов значение жесткости шва сдвига варьировалось от 1600 МПа до 30000 МПа. Результаты вычислений в виде зависимостей кривизны и градиента относительных деформаций в шве сдвига от значений жесткости шва сдвига приведены на рис. 7, а, б.

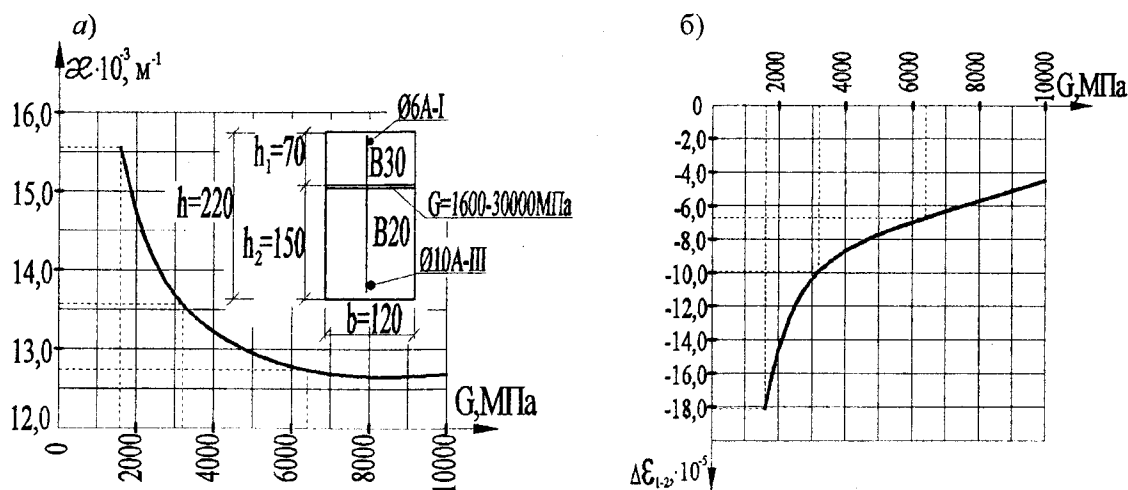


Рис. 7. Графики зависимостей кривизны (а) и градиента относительных деформаций в шве сдвига (б) от жесткости шва сдвига  $G$  при  $M=9 \text{ кН}\cdot\text{м}$

Исследование влияния на силовое сопротивление железобетонной балки составного сечения соотношения модулей упругости бетона брусьев. Пролет балки принят 1,47 м. Геометрические характеристики сечения и характеристики материалов балки приведены на рис. 8, а. При проведении расчетов варьировали классы бетона верхнего и нижнего бруса. Рассмотрены следующие варианты: 1) бетон класса В20 для обоих брусьев; 2) бетон класса В30 для обоих брусьев; 3) бетон класса В20 для верхнего и класса В30 для нижнего брусьев; 4) бетон класса В30 для верхнего и класса В20 для нижнего брусьев. Графики зависимостей «момент – кривизна» и «момент - градиент относительных деформаций» в шве сдвига при различных соотношениях классов бетона брусьев представлены на рис. 8, а, б.

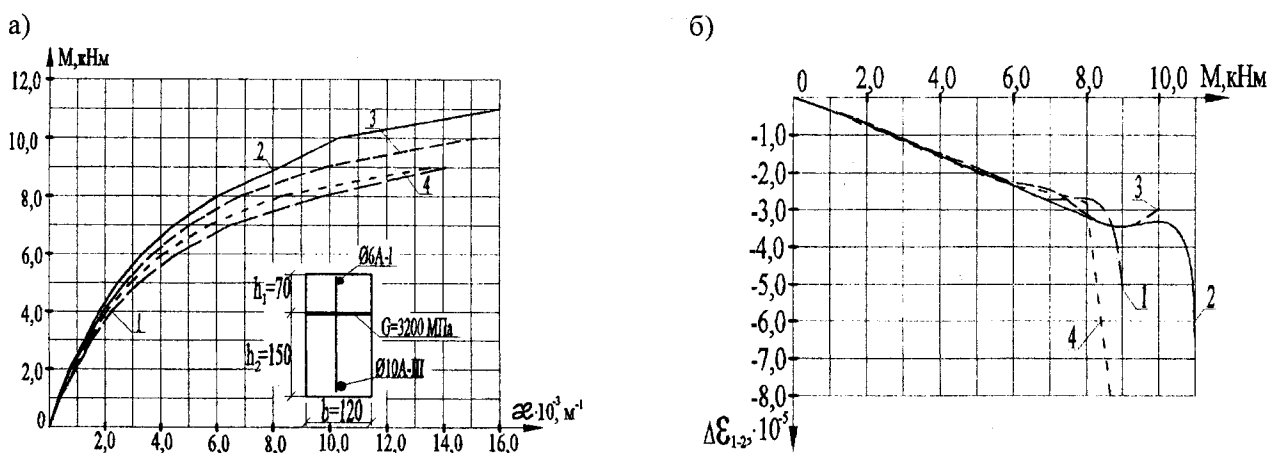


Рис. 8. Графики зависимостей «момент-кривизна» (а) и «момент-градиент относительных деформаций сдвига в шве сдвига» (б) при различных вариантах соотношений классов бетонов брусьев составной балки: 1, 2, 3, 4 – для соотношения по вариантам 1; 2, 3, 4 соответственно

Анализируя результаты проведенных исследований, можно сделать некоторые выводы, имеющие практическую значимость при проектировании усиления железобетонных балок с помощью наращивания или подразбивания.

При усилении железобетонной балки подрачиванием снизу высоту подрачиваемого монолитного участка целесообразно принимать такой, чтобы отношение его высоты к общей высоте балки было в пределах  $0,5-0,6$  (оптимальное соотношение для получения наименьшей деформативности и наибольшей трещиностойкости составной балки).

При усилении железобетонной балки наращиванием монолитного участка сверху целесообразно применять отношение его высоты к общей высоте балки в пределах  $\beta=0,1-0,2$ . При таком соотношении обеспечиваются оптимальные параметры деформативности и трещиностойкости составной балки. При этом бетон монолитного участка целесообразно применять аналогичного класса или на класс ниже бетона усиливаемой конструкции. Проектирование жесткости шва сдвига более 5000 МПа нецелесообразно, т.к. это потребует дополнительного расхода материалов, в частности, поперечной арматуры и практически не увеличит жесткость и трещиностойкость конструкции.

#### Литература

1. Гольшев, А.Б. Проектирование усилений несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений [Текст] / А.Б. Гольшев, И.Н. Ткаченко. – К.: Логос, 2001. – 172 с. – ISBN 966-581-221-1.
2. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]. – Введ. 2004-03-01. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 23 с.
3. Колчунов, В.И. Расчет составных тонкостенных конструкций [Текст] / В.И. Колчунов, Л.А. Панченко. – М.: АСВ. – 1999. – 281 с.
4. Колчунов, В.И. Расчетная модель силового сопротивления железобетонных изгибаемых элементов составного сечения. [Текст] / В.И. Колчунов, Е.А. Мелешкова // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: материалы Международных академических чтений. Курск: Курск. гос. техн. ун-т, 2005. С. 112 - 118.
5. Колчунов, В.И. К расчету живучести внезапно повреждаемых железобетонных рам с элементами составного сечения [Текст]: Материалы научно-практической конференции / В.И. Колчунов, Е.А. Скобелева // Строительная физика в XXI веке; под ред. И.Л. Шубина. – М.: НИИСФ РААСН, 2006. – С. 511 - 515.
6. Бондаренко, В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – М.: АСВ, 2004. – 471 с.
7. Гольшев, А.Б. Железобетонные конструкции. Сопротивление железобетона [Текст] / А.Б. Гольшев, В.П. Полищук, В.Я. Бачинский / Под ред. А.Б. Гольшева. – В 2-х т. – Т. 1 – К.: Логос, 2001. – 418 с.
8. Александров, А.В. Сопротивление материалов. Основы упругости и пластичности. [Текст]: Учеб. для строит. спец. вузов / А.В. Александров, В.Д. Потапов. – 2-е изд., испр. – М.: Высш. шк. 2002. – 400 с.: ил.
9. Бачинский, В.А. Некоторые вопросы, связанные с построением общей теории железобетона: [Текст] // Бетон и железобетон. – 1979. - №11. – С. 35 - 36.

УДК 624.15.34

Асп. В.В. Конюшков, докт. техн. наук, проф. В.М. Улицкий  
(Петербургский государственный университет путей сообщения)  
Россия, г. Санкт-Петербург, тел. (8812) 314-90-13; e-mail: V.Konyushkov@mail.ru

## ИССЛЕДОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ С УЧЕТОМ ТЕХНОЛОГИИ ИХ ИЗГОТОВЛЕНИЯ

*This article is dedicated to comparison of actual and settlement bearing capacity of micropiles in view of technology of their construction. Research was conducted on the basis of statistical processing of more than 200 field tests on micropiles in Saint-Petersburg over the period from 1991 to 2006.*

Буроинъекционные сваи - это разновидность буровых свай основными, отличительными признаками которых являются:

- малый диаметр (от 0,13 до 0,25 м);
- большая гибкость (при длине сваи более 10 м);
- применяемый материал (цементно-песчаная смесь);
- процесс опрессовки бетонной смеси после заполнения скважины при давлении от 0,2 до 0,6 МПа.

Буроинъекционные сваи применяются при усилении фундаментов и реконструкции, хотя также используются в качестве фундаментов для конструкций, испытывающих знакопеременные вертикальные и горизонтальные, выдергивающие и моментные усилия в сейсмически опасных районах при стабилизации оползней, креплении стенок котлованов и т.д.

Согласно требованиям нормативных документов [1, 2, 3], несущая способность висячей буроинъекционной сваи определяется также как и для буровой сваи (сумма расчетных сопротивлений, действующих по боковой поверхности, и расчетного сопротивления под нижним концом сваи). Однако есть существенные различия в характере работы и технологии изготовления буровых и буроинъекционных свай. В связи с малым диаметром буроинъекционные сваи работают в основном за счет трения по боковой поверхности, а процесс опрессовки значительно повышает расчетное сопротивление грунта, действующее по боковой поверхности сваи, вследствие увеличения сцепления грунта с бетонной смесью и образования местных уширений по длине ствола сваи. Кроме того, при любой технологии изготовления буровых свай в процессе бурения скважины происходит некоторое разуплотнение прилегающего грунта, при этом, чем больше диаметр скважины, тем сильнее этот эффект.

Профессором В.Н. Пармоновым было выполнено сравнение фактической и рассчитанной по СНиП несущей способности буронабивных свай в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга [4]. Для этого он произвел статистическую обработку 80 испытаний свай на статическую вдавливающую нагрузку. В выборку входили буронабивные сваи различного диаметра, длины и технологии устройства. Согласно его работе, предварительная несущая способность буронабивных свай на площадке может быть назначена в 1,7 раза выше рассчитанной по СНиП (без учета технологии изготовления свай).

В ТСН 50-302-2004 [5] в пункте 12.1 говорится следующее: «При проектировании фундаментов из буровых свай рекомендуется учитывать, что их несущая способность по грунту, определенная по результатам статических испытаний, будет, как правило, в 1,5 раза выше рассчитанной по СНиП 2.02.03-85». Однако эта рекомендация не дает четких указаний по увеличению несущей способности сваи в 1,5 раза и не учитывает влияние технологии устройства сваи на ее работу в грунте.

Многочисленные полевые испытания буроинъекционных свай на статическую вдавливающую нагрузку в различных инженерно-геологических условиях показывают, что их фактическая несущая способность гораздо выше рассчитанной по требованиям нормативных документов. В настоящее время в нормах нет четких рекомендаций по этому вопросу. В данной работе выполнен



статистический анализ фактической и расчетной несущей способности буроналивных свай с учетом технологии их изготовления.

### 1 Современные технологии изготовления буроналивных свай

В зависимости от технологии изготовления свай с учетом опрессовки в нормативных документах даны коэффициенты условий работы грунта по боковой поверхности сваи -  $\gamma_{cf}$ :

- с помощью проходного шнека ( $\gamma_{cf} = 1,0$ );
- под защитой обсадных труб ( $\gamma_{cf} = 0,8$ );
- под защитой глинистого раствора ( $\gamma_{cf} = 0,8$ );
- сваи Titan ( $\gamma_{cf}$  российскими нормами не регламентируется, но в связи с внедрением этой технологии на территории России предположительно составит не менее 0,8);
- сваи, устраиваемые с помощью различных видов разрядно-импульсной технологии ( $\gamma_{cf}$  в зависимости от вида технологии и типа грунтов составляет от 1,1 до 2,4).

В данной работе изучались первые четыре технологии по разрядно-импульсной технологии, есть специальные исследования, о которых можно узнать из соответствующей литературы.

Общая технологическая последовательность при изготовлении буроналивных свай следующая:

- бурение скважины в грунте до проектной отметки;
- заполнение скважины бетонной смесью;
- установка арматурного каркаса (либо теряемая обсадная труба);
- опрессовка бетонной смеси под давлением 0,2 – 0,4 МПа (как правило) для свай, устраиваемых с помощью проходного шнека, под защитой обсадных труб и глинистого раствора. Для свай Titan опрессовка производится под давлением 0,4 – 0,6 МПа.

Буроналивные сваи выполняются непосредственно на площадке, поэтому при их изготовлении могут образоваться различного рода дефекты. Основными дефектами буроналивных свай являются:

- включения грунта в тело сваи;
- уменьшение диаметра по длине сваи (шейка);
- отсутствие бетона по длине ствола сваи, оголение арматуры.

Все эти дефекты приводят к снижению несущей способности буроналивных свай, поэтому при производстве работ необходимо выполнять контроль их качества с помощью специализированного оборудования.

Более подробно особенности каждой технологии изготовления буроналивных свай и методы контроля их качества приведены в соответствующей литературе.

### 2 Поиск и систематизация материалов о полевых испытаниях буроналивных свай

Существуют два основных метода полевых испытаний свай:

- с помощью статической вдавливающей нагрузки;
- с помощью динамической нагрузки.

Для свай, испытывающих незначительные динамические воздействия, наиболее точным методом будет первый из перечисленных. Основные принципы проведения испытаний по этому методу приведены в нормах [6]. Для сравнения фактической и расчетной несущей способности буроналивных свай с учетом применяемой технологии была выполнена статистическая обработка результатов более 200 полевых испытаний свай на статическую вдавливающую нагрузку. Испытания свай были проведены в центральной части Санкт-Петербурга на период с 1991 по 2006 годы [7]. Длина свай варьировалась от 5 до 28 м, диаметр от 0,13 до 0,35 м. Сваи изготавливались при различных инженерно-геологических условиях и технологиях. Результаты полевых испытаний свай были предоставлены проектными и производственными организациями города. В выборку, состоящую из 200 испытаний, вошли следующие технологии в шт. и %:

- 86 шт. (43,0%) – с помощью проходного шнека;
- 51 шт. (25,5%) – под защитой обсадной трубы;
- 50 шт. (25,0%) – под защитой глинистого раствора;
- 13 шт. (6,5%) – сваи Titan

На рис. 1 приведена диаграмма долевого соотношения технологий, применявшихся при устройстве буроналивных свай, вошедших в выборку.

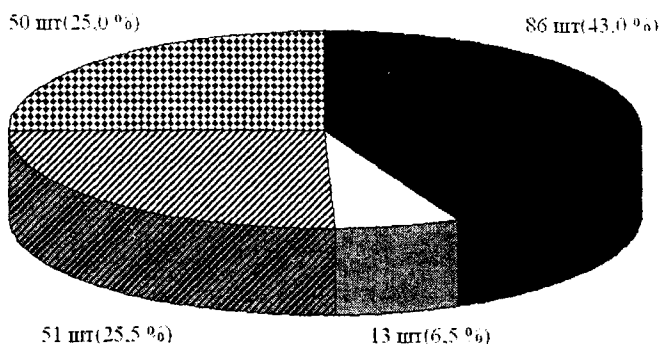


Рис. 1. Диаграмма долевого соотношения технологий, применявшихся при устройстве буроинъекционных свай, вошедших в выборку, шт. и %: 86 шт. (43,0%) – с помощью проходного шнека; 51 шт. (25,5%) – под защитой обсадной трубы; 50 шт. (25,0%) – под защитой глинистого раствора; 13 шт. (6,5%) – сваи Titan

### 3 Условное распределение зависимости осадки свай от нагрузки на три характерных типа

Инженерно-геологические условия центральной части Санкт-Петербурга характеризуются наличием толщи слабых пылевато-глинистых грунтов мощностью 20 – 30 м. Под слоем слабых грунтов находятся более прочные моренные отложения. Ниже моренных отложений залегают кембрийские или протерозойские отложения.

Полученные зависимости осадки свай от нагрузки  $S = f(P)$  были условно распределены на три характерных типа в зависимости от деформационных характеристик грунтов. Первый тип характерен для малосжимаемых грунтов с модулем деформации более 15 МПа. Ступени нагружения, при проведении испытаний ведут к незначительным осадкам, и зависимость близка к кусочно-линейной. Второй тип характерен для грунтов средней сжимаемости с модулем деформации 10 – 15 МПа. Осадки сваи при нагружении развиваются постепенно и достаточно быстро затухают, а зависимость выражена в виде пологой гиперболы. Третий тип характерен для сильносжимаемых грунтов с модулем деформации менее 10 МПа. Осадки сваи носят провальный характер и не затухают длительное время после приложения очередной ступени нагрузки, а зависимость представлена в виде крутой гиперболы.

На рис. 2 представлено условное распределение трех характерных зависимостей осадки свай от нагрузки.

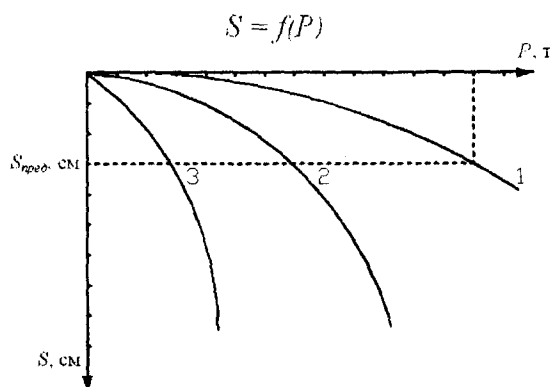


Рис. 2. Условное распределение трех характерных зависимостей осадки свай от нагрузки

### 4 Выбор критерия предельного сопротивления сваи вдавливающей нагрузке

Весьма спорным вопросом является выбор критерия предельного сопротивления сваи вдавливающей нагрузке. На рис. 2 можно увидеть, что для различных типов зависимостей осадки свай от нагрузки не могут быть одной величины предельного сопротивления. Если нормируемая величина предельного сопротивления будет верна для кривой 2, то для кривой 1 она не будет предельной, а для кривой 3 она будет уже запредельной, т.е. весьма близкой к срыву сваи. Величину пре-

дельного сопротивления сваи необходимо определять в зависимости от инженерно-геологических условий площадки. Существует много различных рекомендаций по этому вопросу [8]. Однако в данной работе в связи с тем, что все испытания проводились на территории Санкт-Петербурга, то, согласно требованиям территориальных норм [9], за критерий предельного сопротивления была принята нагрузка ( $F_{факт}$ ), при которой осадка сваи составила 4,0 см. При обработке результатов испытаний было установлено, что при вдавливающей нагрузке, равной расчетной несущей способности, 190 свай (95%) из всех испытанных получили осадку не более 2,0 см. Этот факт подтверждает предположение о том, что фактическая несущая способность буроинъекционных свай гораздо выше рассчитанной по требованиям норм.

**5 Распределение по интервалам частот отношения  $f_{факт}/f_{расч}$  при различных технологиях изготовления свай**

Для каждой испытанной сваи была рассчитана несущая способность по требованиям норм. Результаты полевых испытаний и расчеты были распределены на четыре группы в зависимости от применявшейся технологии изготовления свай. Для каждой группы было выполнено сравнение фактической и расчетной несущей способности. Минимальное отношение  $F_{факт}/F_{расч}$  составило 1,0, максимальное отношение  $F_{факт}/F_{расч}$  - 3,1. После этого отношение  $F_{факт}/F_{расч}$  было разбито на семь интервалов с шириной каждого 0,3, т.е. 1,0 – 1,3, 1,3 – 1,6, 1,6 – 1,9, 1,9 – 2,2, 2,2 – 2,5, 2,5 – 2,8, 2,8 – 3,1. Распределение по интервалам отношения  $F_{факт}/F_{расч}$  со столь значительным разбросом (310%) также показывает, что фактическая несущая способность буроинъекционных свай значительно выше рассчитанной по нормам.

На рис. 3...6 представлены гистограммы частоты распределения отношения  $F_{факт}/F_{расч}$  при различных технологиях изготовления свай. По построенным гистограммам можно увидеть, что отношение  $F_{факт}/F_{расч}$  в зависимости от технологии изготовления имеет наибольшую частоту распределения в следующих интервалах в шт. и %:

- 1,3-1,6 – 37 шт. (43,0%) - с помощью проходного шнека;
- 1,3-1,6 – 19 шт. (37,4%) - под защитой обсадных труб;
- 1,3-1,6 – 23 шт. (46,0%) - под защитой глинистого раствора;
- 1,9-2,2 – 7 шт. (53,8%) - сваи Titan.

Значения отношений  $F_{факт}/F_{расч}$ , попавшие в интервал 1,0 – 1,3 в зависимости от применявшихся технологий, составило в шт. и %:

- 11 шт. (12,8%) - с помощью проходного шнека;
- 5 шт. (9,8%) - под защитой обсадных труб;
- 3 шт. (6,0%) - под защитой глинистого раствора.

В интервал 1,0 – 1,3 входят значения, при которых  $F_{факт} = F_{расч}$  либо достаточно близки к этому условию. В связи с низкой частотой распределения этого интервала попадание в него отношения  $F_{факт}/F_{расч}$  можно объяснить следующими факторами:

- неточными инженерно-геологическими изысканиями площадки;
- дефектами буроинъекционных свай.

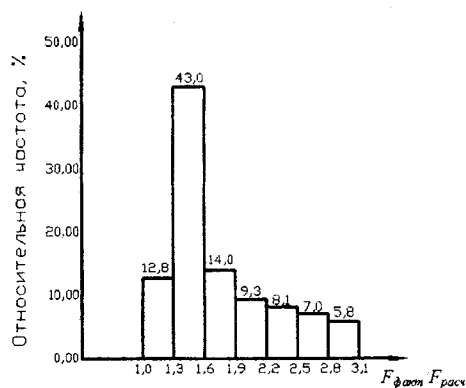


Рис. 3. Гистограмма частоты распределения отношения  $F_{факт}/F_{расч}$  при технологии изготовления свай с помощью проходного шнека

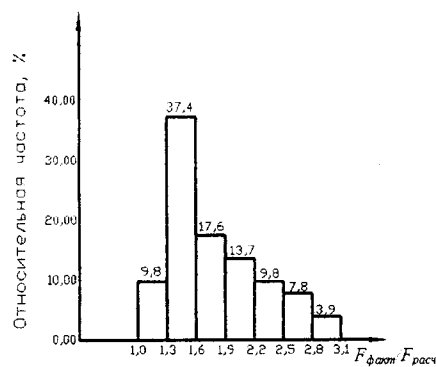


Рис. 4. Гистограмма частоты распределения отношения  $F_{факт}/F_{расч}$  при технологии изготовления свай под защитой обсадной трубы

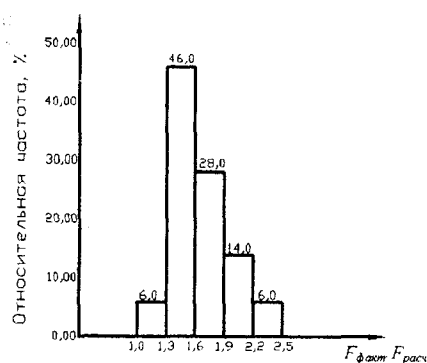


Рис. 5. Гистограмма частоты распределения отношения  $F_{факт}/F_{расч}$  при технологии изготовления свай под глинистым раствором

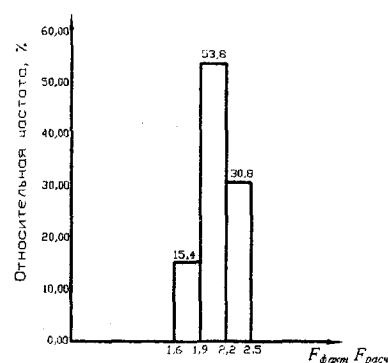


Рис. 6. Гистограмма частоты распределения отношения  $F_{факт}/F_{расч}$  при технологии изготовления свай Titan

### 6 Статистический анализ фактической и рассчитанной по СНиП несущей способности буронагрекционных свай

В таблице 1 представлены результаты вычислений основных статистических параметров отношения  $F_{факт}/F_{расч}$  для различных технологий изготовления свай. Как видно из таблицы, несмотря на высокие значения средних квадратичных отклонений и коэффициентов вариации, значения корреляций между  $F_{факт}$  и  $F_{расч}$  составляют от 0,853 до 0,934, что говорит о тесной зависимости фактической и расчетной несущей способности свай. На рис. 7...10 представлены сравнительные диаграммы фактической и рассчитанной по СНиП несущей способности свай. Точками обозначены величины фактических и расчетных несущих способностей свай. Диагональ, выделенная пунктиром на диаграммах, соответствует  $F_{факт} = F_{расч}$ . Как видно на рис. 7...10 почти все точки расположены выше диагонали, т.е. фактическая несущая способность свай выше расчетной. Для каждой технологии была построена линейная зависимость  $F_{факт} = kF_{расч}$ , где  $k$  – коэффициент, полученный из соотношения  $F_{факт}/F_{расч}$  на основе статистической обработки (методом наименьших квадратов) экспериментальных и расчетных данных.

Таблица 1

Результаты вычислений основных статистических параметров

Технология изготовления свай	Количество членов выборки, шт.	Среднее арифметическое $F_{факт}/F_{расч}$	Среднее квадратичное отклонение $F_{факт}/F_{расч}$	Коэффициент вариации, $F_{факт}/F_{расч}$ , %	Корреляция между $F_{факт}$ и $F_{расч}$
С помощью проходного шнека	86	1,750	0,538	31,0	0,934
Под защитой обсадной трубы	51	1,813	0,537	30,0	0,853
Под защитой глинистого раствора	50	1,706	0,367	21,0	0,918
Сваи Titan	13	2,200	0,271	12,0	0,900

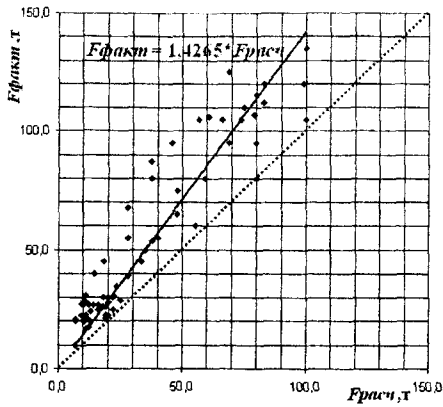


Рис. 7. Сравнительная диаграмма  $F_{факт}$  и  $F_{расч}$  при технологии изготовления свай с помощью проходного шнека

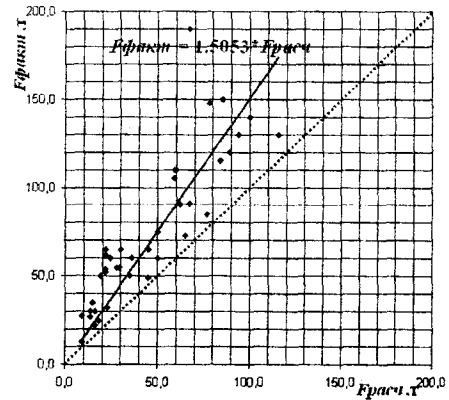


Рис. 8. Сравнительная диаграмма  $F_{факт}$  и  $F_{расч}$  при технологии изготовления свай под защитой обсадной трубы

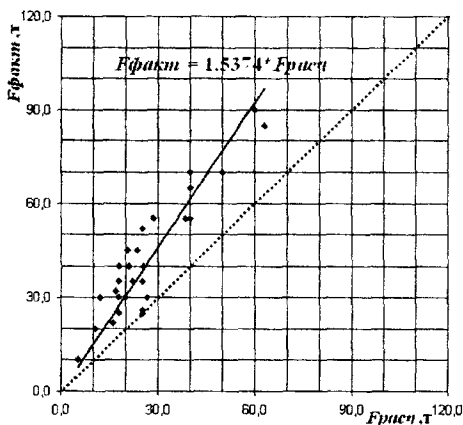


Рис. 9. Сравнительная диаграмма  $F_{факт}$  и  $F_{расч}$  при технологии изготовления свай под глинистым раствором

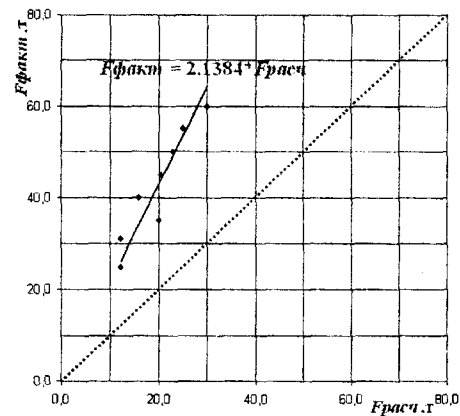


Рис. 10. Сравнительная диаграмма  $F_{факт}$  и  $F_{расч}$  при технологии изготовления свай Titan

### 7 Проверка полученных соотношений $f_{факт}/f_{расч}$ по критерию Пирсона

Для подтверждения гипотезы о том, что  $F_{факт}$  и  $F_{расч}$  находятся в определенных выше соотношениях, и полученные коэффициенты  $k$  справедливы, была выполнена проверка по критерию Пирсона [10]. Согласно этому критерию, при соблюдении приведенного ниже условия полученное соотношение  $F_{факт}/F_{расч}$  справедливо с доверительной вероятностью 95%:

$$\chi^2 = \frac{\{\xi \cdot F_{расч} - F_{факт} - (\xi + 1)/2\}^2}{\xi(F_{расч} + F_{факт})} < 3,841, \quad (1)$$

где  $\chi^2$  - критерий Пирсона, на основании которого производится проверка условия для полученного соотношения  $F_{факт}/F_{расч}$ ;  $\xi$  - полученное соотношение  $F_{факт}/F_{расч}$ ;  $F_{расч}$  - расчетная несущая способность сваи, определенная по требованиям норм, т.;  $F_{факт}$  - фактическая несущая способность сваи, определенная по результатам испытаний на статическую вдавливающую нагрузку при ее осадке равной 4 см, т.

Все члены выборки для каждой технологии были проверены на выполнение условия (1). По результатам проверки было установлено, что условие выполняется для каждой технологии со следующей частотой в шт. и %:

- 77 шт. (89,5%) - с помощью проходного шнека;
- 45 шт. (88,2%) - под защитой обсадных труб;
- 50 шт. (100%) - под защитой глинистого раствора;

13 шт. (100 %) - сваи Titan.

### 8 Заключение

Согласно проведенным исследованиям, фактическая несущая способность буроинъекционных свай значительно превышает расчетную, определяемую по требованиям СНиП. Для предварительного определения несущей способности сваи по грунту в зависимости от технологии ее изготовления предлагается ввести коэффициенты  $k$ , на которые необходимо умножить несущую способность сваи, вычисленную по требованиям норм. В зависимости от технологии изготовления буроинъекционных свай получены следующие границы интервалов, в которых заключены коэффициенты  $k$  с доверительной вероятностью 95%:

- 1,4 <  $k$  < 1,5 - с помощью проходного шнека;
- 1,4 <  $k$  < 1,7 - под защитой обсадных труб;
- 1,4 <  $k$  < 1,6 - под защитой глинистого раствора;
- 2,0 <  $k$  < 2,3 - сваи Titan.

Ширина интервала для технологии изготовления сваи с помощью проходного шнека составляет 0,1. Это можно объяснить тем, что коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности сваи выше, чем у других технологий ( $\gamma_{cf} = 1,0$ , тогда как у других технологий  $\gamma_{cf} = 0,8$ ).

Высокие значения границ интервалов коэффициента  $k$  для технологии свай Titan обусловлены тем, что при изготовлении всех этих свай использовалась опрессовка бетонной смеси под давлением 0,4 - 0,6 МПа, в то время как у других технологий опрессовка составляла 0,2 - 0,4 МПа.

После вычисления расчетной несущей способности сваи с учетом коэффициента  $k$ , который следует принять по нижней границе интервала, ее необходимо подтвердить полевыми испытаниями согласно требованиям СНиП, затем сравнить фактическую и расчетную несущую способность, выбрать наименьшую, и, разделив полученную величину на коэффициент надежности  $\gamma_k$  (согласно требованиям норм), определить допускаемую расчетную нагрузку на сваю.

Использование коэффициентов  $k$  дает возможность с помощью расчета получить более точное значение несущей способности свай и, соответственно, значительно снизить затраты на производство работ по устройству свайных фундаментов.

### Литература

1. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты [Текст]. - М.: Госстрой, 1986. - 60 с.
2. Методические рекомендации по применению буроинъекционных свай [Текст] // Реставратор. - СПб., 1997. - 34 с.
3. Рекомендации по применению микросвай [Текст] // НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. Стандарт предприятия. - М., 2007. - 72 с.
4. Парамонов, В. Н. Несущая способность буровых свай в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга. [Текст] / В.Н. Парамонов // Труды международного семинара по механике грунтов. - М., 2000. - С. 250 - 252.
5. ТСН 50-302-2004. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге [Текст] // Правительство Санкт-Петербурга. - СПб., 2004. - 57 с.
6. ГОСТ 5686-94. Грунты. Методы полевых испытаний сваями [Текст] - М.: Госстрой, 1996. - 49 с.
7. Отчеты о результатах испытаний грунтов буронабивными ж/б сваями статической вдавливающей нагрузкой [Текст] // ЗАО "ПКТИ". - СПб., 1991 - 2006.
8. Нарбут, Р.М. Работа свай в глинистых грунтах [Текст] // Издательство литературы по строительству. СПб., 1972. - 160 с.
9. ТСН 50-302-96. Устройство фундаментов гражданских зданий и сооружений в Санкт-Петербурге и на территориях, административно подчиненных Санкт-Петербургу [Текст] // Администрация Санкт-Петербурга. СПб., 1997. - 96 с.
10. Закс, Л. Статистическое оценивание [Текст]. - М.: Статистика., 1976. - 598 с.

УДК 624.04

Засл. деятель науки РФ, докт. техн. наук, проф. В.И. Коробко,  
 докт. техн. наук, проф. А.В. Коробко, бакалавр О.В. Бояркина  
 (Орловский государственный технический университет)  
 Россия, г. Орел, тел. (4862)76-39-92; e-mail: ftis\_dec@ostu.ru

## КОЛИЧЕСТВЕННАЯ ОЦЕНКА СИММЕТРИИ ПЛОСКИХ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ФИГУР И ЕЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ В ДВУМЕРНЫХ ЗАДАЧАХ СТРОИТЕЛЬНОЙ МЕХАНИКИ

*Предлагается геометрический критерий (коэффициент формы области) для количественной оценки симметрии («правильности») плоских геометрических фигур и рассматриваются его изопериметрические свойства. Показано, что этот критерий является аналогом интегральных физических характеристик в двумерных задачах строительной механики и теории упругости и может использоваться для их определения без решения соответствующих дифференциальных уравнений.*

### Введение

Принципы симметрии имеют важное значение в методологии познания законов природы. Ее закономерности и свойства широко используются при исследовании различных проблем естественных наук. На основе законов симметрии сделаны многие открытия, важные и оригинальные научные предсказания, составлены различные классификации.

Одним из важнейших принципов симметрии является метод аналогий. Этот метод основан на отыскании общих свойств в различных объектах и явлениях природы и распространении этой общности на другие, менее изученные объекты и явления.

При исследовании многих прикладных задач естественных наук учет и анализ многообразия воздействующих на систему факторов приводит к значительным математическим трудностям. Возможности получения замкнутого аналитического решения проблемы в элементарных функциях весьма ограничены. Поэтому возникает необходимость проведения численного анализа, при котором зачастую теряется физический смысл полученных результатов, возникают трудности их обобщения и распространения на другие системы. Использование же в этих случаях принципов симметрии делает рассматриваемую задачу более элементарной, ограничивает многообразие структур, форм и решений, сокращает число возможных вариантов развития систем и упрощает их анализ.

Поиск количественных критериев для оценки симметрии является актуальной задачей, относящейся в первую очередь к математике. Одним из таких критериев является *порядок симметрии*, который позволяет оценивать между собой только симметричные фигуры, к тому же правильные: *чем выше порядок симметрии, тем «более симметричнее» фигура* (например, квадрат, имеющий порядок симметрии  $L_4$ , более симметричен равностороннего треугольника с порядком симметрии  $L_3$ ). Однако указанный критерий не позволяет сравнивать между собой несимметричные фигуры или несимметричные с симметричными.

В определенной степени рассматриваемый вопрос относится к изопериметрической проблеме, которая была уже известна со времен Древней Греции и изначально имела отношение к задачам геометрии. В начале II в. до н. э. греческий геометр Зенодор написал трактат «О фигурах, имеющих равную периферию», в котором были сформулированы основные изопериметрические теоремы относительно круга, треугольников, правильных многоугольников и шара. Например, *из всех треугольников с одинаковым периметром равносторонний треугольник имеет наибольшую площадь*. Существуют и обратные изопериметрические теоремы, например, *из всех равновеликих треугольников равносторонний имеет наименьший периметр*.

До XVIII столетия учению об изопериметрах не уделялось должного внимания, и лишь после разработки теоретических основ дифференциального и интегрального исчисления и на их основе вариационного исчисления интерес к изопериметрам значительно возрос, в частности, при исследовании экстремальных задач механики. Изопериметрический метод нашел применение в работах Сен-

Венена (кручение упругих призм), Релея (колебания мембран) и в трудах многих других ученых. В XX в. этот метод получил серьезное развитие в трудах всемирно известных математиков Д. Пойа и Г. Сёге [1] при исследовании некоторых двумерных задач математической физики. В указанной монографии были сформулированы и доказаны, например, такие изопериметрические теоремы: *из всех поперечных сечений данной площади круговое сечение имеет максимальную жесткость кручения; из всех мембран данной площади круговая мембрана имеет минимальную основную частоту колебаний*. При исследовании этих задач было предложено использовать в качестве геометрического аргумента, связывающего все выпуклые области между собой, интегральную характеристику формы, которая в дальнейшем в трудах авторов этой статьи [2, 3] получила название коэффициент формы.

В строительной механике принципы симметрии использовались и в настоящее время используются довольно широко. Среди них наиболее распространенными являются различные аналогии (мембранная, гидродинамическая и т.п.) [4], симметризация области [1, 2]. Однако систематических исследований о роли симметрии в этой науке до настоящего времени не проводилось. Эта проблема требует привлечения к себе внимания многих исследователей – специалистов в различных направлениях строительной механики.

Наиболее ярко свойства симметрии проявляются в задачах, связанных с плоской областью, – это поперечный изгиб и свободные колебания мембран, поперечный изгиб, свободные колебания и устойчивость пластинок и оболочек, предельное равновесие и оптимальное проектирование пластинок и оболочек, кручение призматических брусьев, т.е. в задачах, математически описываемых дифференциальными уравнениями эллиптического типа второго и четвертого порядков.

#### Коэффициент формы плоской области

Коэффициент формы плоской области определяется с помощью контурного интеграла:

$$K_{fa} = \oint_L \frac{ds}{h}, \quad (1)$$

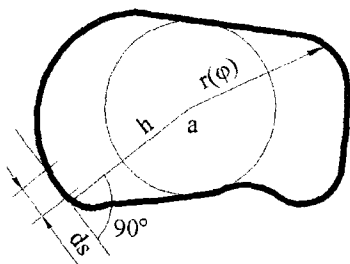


Рис. 1.

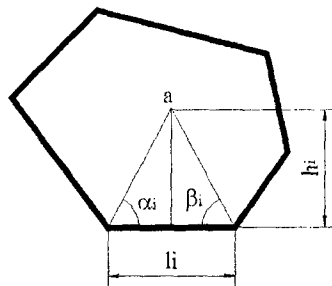


Рис. 2.

где  $ds$  – линейный элемент контура области;  $h$  – перпендикуляр, опущенный из произвольной точки «а», взятой внутри области, на касательную к переменной точке контура (рисунок 1);  $L$  – периметр области. Известно [1], что в выпуклой плоской области имеется только единственная точка, которая обеспечивает интегралу (1) минимальное значение.

Для этой точки  $K_f = \min K_{fa}$ .

Для областей с криволинейным контуром

$$K_f = \oint_L \frac{ds}{h} = \min \int_0^{2\pi} \left( 1 + \frac{r'^2}{r^2} \right) d\varphi = 2\pi + \min \int_0^{2\pi} \frac{r'^2}{r^2} d\varphi, \quad (2)$$

где  $r = r(\varphi)$  – полярное уравнение контура области с полюсом в точке «а». С учетом очевидного неравенства  $\int_0^{2\pi} \frac{r'^2}{r^2} d\varphi \geq 0$  из выражения (2) следует **теорема 1**: *из всех геометрических фигур*

*круг имеет наименьший коэффициент формы  $K_f = 2\pi$ . Действительно, при  $r=R$ , когда полюс полярной системы координат совпадает с центром окружности, интеграл в последнем равенстве выражения (2) обращается в нуль.*

Для областей с полигональным контуром из выражения (1) получим:



$$K_{fa} = \oint_L \frac{ds}{h} = \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{h_i} = \sum_{i=1}^n (ctg\alpha_i + ctg\beta_i) = \sum_{i=1}^n (ctg\alpha_i + ctg\beta_{i-1}), \quad (3)$$

где  $n$  – число сторон многоугольника, а остальные обозначения понятны из рисунка 2.

Используя выражения (2) и (3), можно легко получить расчетные формулы для определения коэффициента формы для характерных классов и отдельных геометрических фигур. Так, для прямоугольников

$$K_f = 4(a/b + b/a), \quad (4)$$

где  $a$  и  $b$  – длины сторон прямоугольника; для произвольного треугольника

$$K_f = 2ctg(\alpha/2)ctg(\beta/2)ctg(\gamma/2), \quad (5)$$

где  $\alpha$ ,  $\beta$  и  $\gamma$  – углы при вершинах треугольника; для правильных многоугольников

$$K_f = \frac{L}{R} = \frac{2A}{R^2} = 2 \sum_{i=1}^n ctg\alpha_i = 2 \sum_{i=1}^n ctg(\varphi/2), \quad (6)$$

где  $A$  – площадь области,  $R$  – радиус вписанной окружности,  $\varphi$  – угол, образованный смежными сторонами,  $\alpha = \varphi/2$ ; для многоугольников, все стороны которых касаются вписанной окружности

$$K_f = \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{h_i} = \frac{1}{R} \sum_{i=1}^n l_i = \frac{L}{R} = \frac{L^2}{2A}; \quad (7)$$

для эллипсов

$$K_f = \pi(a/b + b/a). \quad (8)$$

где  $a$  и  $b$  – длины полуосей эллипса.

Анализ выражений (4)...(8) на экстремум позволил доказать и сформулировать следующие изопериметрические теоремы относительно коэффициента формы для отдельных классов геометрических фигур [3].

**Теорема 2:** из всех четырехугольников наименьшее значение коэффициента формы имеет квадрат ( $K_f = 8$ );

**теорема 3:** из всех треугольников наименьшее значение коэффициента формы имеет равносторонний треугольник ( $K_f = 10,392$ );

**теорема 4:** из всех правильных многоугольников наименьшее значение коэффициента формы имеет многоугольник с бесконечно большим числом сторон ( $K_f \rightarrow 2\pi$ );

**теорема 5:** из двух правильных многоугольников меньшее значение коэффициента формы имеет тот, у которого большее число сторон;

**теорема 6:** из всех многоугольников произвольного вида с заданным направлением сторон наименьшее значение имеет многоугольник, все стороны которого касаются вписанной окружности;

**теорема 7:** из всех эллипсов наименьшее значение коэффициента формы имеет круг ( $K_f = 2\pi$ ).

Рассмотрим выражение (8) и преобразуем его следующим образом:

$$K_f = \pi \left( \frac{a}{b} + \frac{b}{a} \right) = \pi \left( \frac{R}{\rho} + \frac{\rho}{R} \right) = \frac{\pi^2 (R^2 + \rho^2)}{\pi R \rho} = \frac{\pi^2 (R^2 + \rho^2)}{A}, \quad (9)$$

где  $\rho$  – минимальный радиус описанной вокруг эллипса окружности,  $R$  – максимальный радиус вписанной в эллипс окружности. Из элементарной геометрии [5] известно, что для произвольной фигуры с выпуклым контуром справедливо неравенство  $A \leq \pi R \rho$ , которое обращается в равенство для эллипсов. С учетом этого неравенства для фигур произвольного вида выражение (9) становится неравенством:

$$K_f \geq \pi \left( \frac{R}{\rho} + \frac{\rho}{R} \right), \quad (10)$$

обращающимся в равенство для эллипсов. Отсюда следует **теорема 8**: для всего множества геометрических фигур с выпуклым контуром нижнюю границу значений коэффициента формы образуют эллипсы.

В работе [3] приводится доказательство аналогичной теоремы о четырехугольниках и треугольниках. **Теорема 9**: для всего множества четырехугольников с выпуклым контуром и треугольников нижнюю границу значений коэффициента формы образуют прямоугольники.

Рассмотрим произвольный многоугольник с выпуклым контуром и впишем в него максимально возможную окружность радиусом  $R$ . В общем случае для фигуры произвольного вида одна или несколько сторон многоугольника могут не касаться вписанной окружности, т.е. для отдельных его сторон будет справедливо неравенство  $h_i > R$ . Подставим это неравенство в выражение (1). При этом получим:

$$K_f = \oint_L \frac{ds}{h} \leq \frac{1}{R} \oint_L ds = \frac{L}{R}. \quad (11)$$

Как следует из выражений (7), равенство в (11) обеспечивается для многоугольников, все стороны которых касаются вписанной окружности. Отсюда следует изопериметрическая **теорема 10**: для всего множества геометрических фигур с выпуклым контуром верхнюю границу значений коэффициента формы образуют многоугольники, все стороны которых касаются вписанной окружности.

#### Графическое представление границ изменения коэффициента формы

Представим графически распределение всего множества значений коэффициента формы для фигур с выпуклым контуром в зависимости от отношения  $R/\rho$ . Для этого на рисунке 3 по оси абсцисс будем откладывать отношение  $R/\rho$ , а по оси ординат значения  $K_f$ .

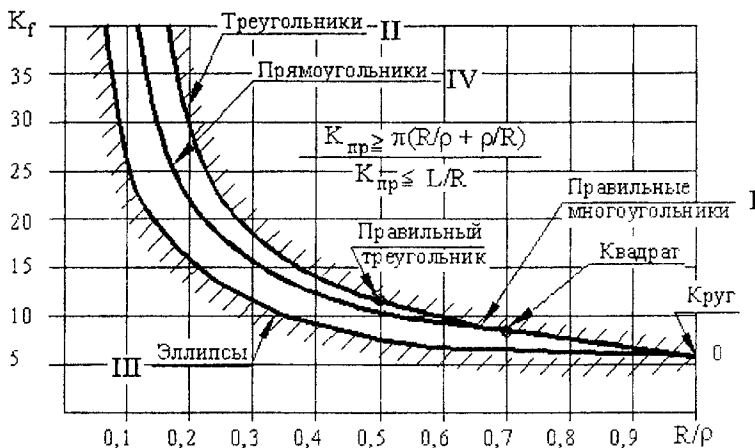


Рис. 3.

Кривая I на этом рисунке описывает все фигуры в виде многоугольников (включая и правильные), все стороны которых касаются вписанной окружности, а точки 0, 8, 6, 5, 4, 3 на ней соответствуют значениям коэффициента формы соответственно для круга  $K_{f0}$  и правильных восьмиугольника  $K_{f8}$ , шестиугольника  $K_{f6}$ , пятиугольника  $K_{f5}$ , квадрата  $K_{f4}$ , равностороннего треугольника  $K_{f3}$ ; кривая II соответствует значениям коэффициента формы для произвольных треугольников, включая и равнобедренные, кривая III – для эллипсов; кривая IV – для прямоугольников.

Заметим, что кривые I и II, описываются выражением (7), и на основании неравенства (11) они образуют верхнюю границу значений коэффициента формы для всего множества фигур. Кривая III описывается уравнением (9) и на основании неравенства (10) является нижней границей коэффициента формы для всего множества выпуклых фигур. С учетом сказанного

$$\frac{2A}{R^2} \geq K_f \geq \pi \left( \frac{R}{\rho} + \frac{\rho}{R} \right). \quad (13)$$

Из этих неравенств с учетом выражения  $A \leq \pi R \rho$  можно получить двустороннее неравенство вида:

$$\frac{2\pi\rho}{R} \geq K_f \geq \pi \left( \frac{R}{\rho} + \frac{\rho}{R} \right). \quad (14)$$

Таким образом, величины  $K_f$  и  $R/\rho$  являются «сравнимыми», т.е. их отношение имеет конечные положительные границы, которые ограничивают довольно узкую область, включающую в себя все множество коэффициентов форм фигур с выпуклым контуром.

По аналогии с эллипсами и на основании теоремы 9 можно утверждать, что кривая IV на рисунке 3 является нижней границей коэффициента формы для всего множества четырехугольников и треугольников.

Отсюда следует **теорема 11**: все множество значений коэффициента формы для плоских фигур с выпуклым контуром, представленное в координатных осях  $K_f - R/\rho$ , ограничено с двух сторон: нижнюю границу образуют эллипсы, а верхнюю – правильные многоугольники и равнобедренные треугольники; нижнюю границу для произвольных четырехугольников образуют прямоугольники. Обратим внимание на тот факт, что все множество значений коэффициента формы для областей с выпуклым контуром, включая симметричные и несимметричные фигуры, ограничивают значения коэффициента формы для симметричных фигур.

**Коэффициент формы – критерий оценки симметричности геометрических фигур**

Анализ кривых, приведенных на рисунке 3, с учетом свойств симметрии соответствующих геометрических фигур показывает:

- 1) для фигур одного класса (равнобедренные треугольники, прямоугольники, правильные многоугольники, эллипсы и т.п.) коэффициент формы может служить критерием для количественной оценки их симметричности (чем меньше  $K_f$ , тем симметричнее фигура);
- 2) тот же вывод следует и для фигур различных классов, если для них выполняется условие  $R/\rho = const$  (например, квадрат менее симметричен, чем эллипс с соотношением полуосей  $a/b = 0,707$ , несмотря на то, что порядок зеркальной симметрии квадрата  $L_4$  выше, чем у эллипса  $L_2$ );
- 3) для фигур произвольного вида при условии  $K_f = const$  более симметричной будет такая фигура, у которой отношение  $R/\rho$  будет больше;
- 4) если сравниваются две произвольные геометрические фигуры, у которых  $K_{f1} > K_{f2}$ , а  $R_1/\rho_1 < R_2/\rho_2$ , то, чем меньше  $K_f$ , тем симметричнее фигура, т.е. вторая фигура будет более симметричной;
- 5) если сравниваются две произвольные геометрические фигуры, у которых  $K_{f1} > K_{f2}$ , а  $R_1/\rho_1 > R_2/\rho_2$ , то в этом случае для сравнения симметричности этих фигур одного критерия будет недостаточно и необходимо искать какой-то другой дополнительный критерий.

Из сказанного следует, что коэффициент формы позволяет сравнивать между собой как симметричные, так и несимметричные фигуры. При этом может оказаться, что фигура вообще не имеющая осей симметрии, будет более симметричной, чем та, которая их имеет.

**Использование коэффициента формы и его изопериметрических свойств при исследовании проблем строительной механики**

В работах [2, 3] при исследовании двумерных задач строительной механики и математической физики, описываемых дифференциальными уравнениями эллиптического типа, удалось из соответствующих интегро-дифференциальных соотношений в явном виде выделить коэффициент формы. Оказалось, что интегральные физические характеристики в этих задачах, представленные в безразмерном виде, функционально связаны с единственным аргументом – коэффициентом формы области. Это значит, что коэффициент формы является геометрическим аналогом интегральных физических характеристик в этих задачах, и с его помощью можно получать и качественную, и количественную оценки искомых решений путем моделирования формой области.

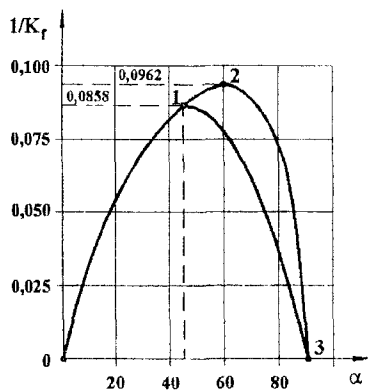


Рис. 4.

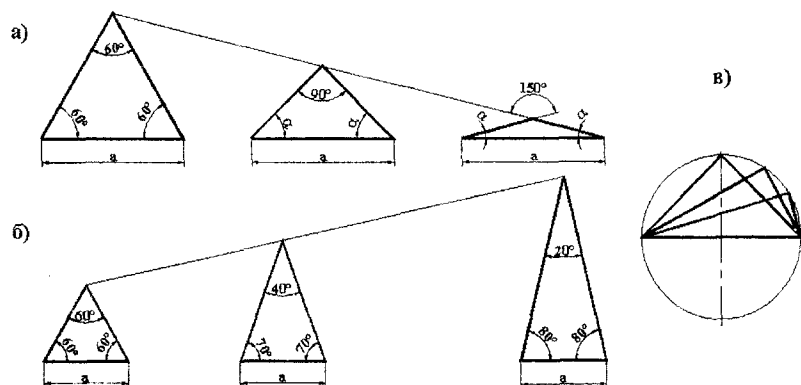


Рис. 5.

Рассмотрим эти возможности на примере задачи об основной частоте колебаний  $\omega$  треугольных пластинок с однородными граничными условиями (либо шарнирное опирание по контуру, либо

жесткое защемление). На рисунке 4 представлен график изменения обратной величины коэффициента формы равнобедренных треугольников в зависимости от угла при основании. На этом графике точка 2 соответствует правильному треугольнику, точка 1 – равнобедренному прямоугольному треугольнику, кривая 0-1 – равнобедренным тупоугольным треугольникам, кривая 1-2-3 – равнобедренным остроугольным треугольникам, кривая 1-3 – прямоугольным треугольникам. Каждую из указанных кривых можно связать с аффинными преобразованиями. Так, кривая 1-0 соответствует аффинному сжатию равностороннего треугольника вдоль высоты, проведенной к основанию (рис. 5, а); кривая, 1-2-3 – его аффинному растяжению вдоль высоты (рис. 5, б); кривая 1-3 соответствует геометрическому преобразованию равнобедренного прямоугольного треугольника таким образом, что его вершина смещается вправо по дуге окружности с центром, лежащим на гипотенузе (аффинный сдвиг со сжатием) (рис. 5, в). Все множество значений коэффициента формы для треугольников ограничено кривыми 0-1-2-3, причем кривые 0-1 и 1-3 ограничивают значения  $K_f$  для тупоугольных треугольников, а кривые 1-2-3 и 1-3 – для остроугольных.

На рисунке 6 представлен график изменения обратной величины основной частоты колебаний пластинок в виде равнобедренного треугольника (на схеме а) для шарнирно опертых пластинок, на схеме б) для жестко защемленных пластинок). Эти графики построены с использованием известных решений, приводимых в справочной литературе. Все обозначения на этом рисунке соответствуют обозначениям рисунка 4. Достаточно одного взгляда на них, чтобы убедиться в подобии построенных графиков. А это значит, что сложную физическую проблему, связанную с нахождением основной частоты колебаний треугольных пластинок, можно свести чисто к геометрической задаче. Графики на рисунке 6 отражают и качественную, и количественную картины распределения искомых решений для всего множества треугольных пластинок.

Детальный анализ рассмотренной задачи позволил установить замечательное свойство: для пластинки в форме любого треугольника с однородными граничными условиями при равном значении коэффициента формы значения основной частоты колебаний равны. Аналогичный вывод справедлив и для других двумерных задач строительной механики пластинок, связанных с треугольной областью.

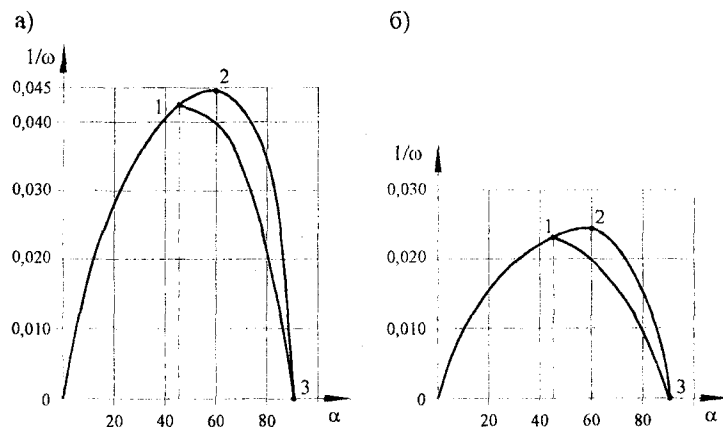


Рис. 6.

Этот результат трудно переоценить. Он дает возможность не рассчитывать каждый раз пластинку в виде произвольного треугольника, а лишь, используя известные (или полученные заново, например, численными методами) значения интегральных физических характеристик для пластинок в форме равнобедренного треугольника, путем сопоставления соответствующих коэффициентов формы, оценивать их количественные параметры.

Приведенный пример ярко иллюстрирует возможности использования количественного критерия симметрии (коэффициента формы) для исследования двумерных физических задач строительной механики. Аналогичный подход возможен и при расчете параллелограммных, трапециевидных, секториальных пластинок, а также пластинок других форм [5...8].

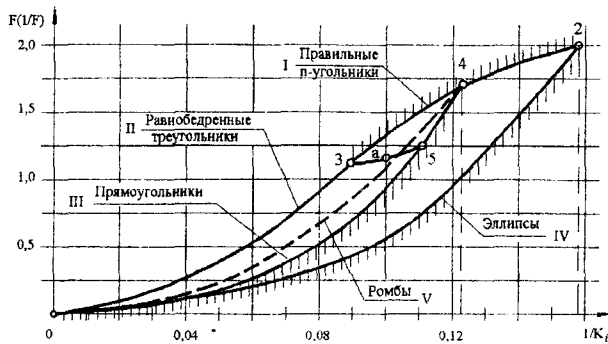


Рис. 7.

основе этого рисунка можно получать двусторонние оценки интегральных физических характеристик с удовлетворительной точностью для пластинок любых форм. А с помощью метода интерполяции по коэффициенту формы, теоретические основы которого разработаны одним из авторов этой статьи, эти задачи только геометрическими методами можно решать с высокой точностью, не прибегая к решению дифференциальных уравнений.

Следует отметить, что изложенный материал носит междисциплинарный характер, поскольку количественная оценка симметрии (коэффициент формы) может также использоваться в двумерных задачах, описываемых дифференциальными уравнениями гиперболического и параболического типов, т.к. коэффициент формы в явном виде получается при интегрировании по площади области дифференциальных уравнений, в которые входит оператор Лапласа или бигармонический оператор.

### Основные выводы

1. Предложен геометрический критерий для количественной оценки симметричности («правильности») плоских областей с выпуклым контуром, названный коэффициентом формы.

2. Изложены основные изопериметрические свойства и закономерности изменения коэффициента формы плоских фигур с выпуклым контуром при их геометрическом моделировании в виде изопериметрических теорем, относящихся как к фигурам отдельных классов (треугольники, четырехугольники и т.п.), так ко всему множеству фигур.

3. Показано, что коэффициент формы области является геометрическим аналогом интегральных физических характеристик пластинок в двумерных задачах строительной механики, описываемых дифференциальными уравнениями эллиптического типа. Это означает, что сложная физическая проблема определения интегральных физических характеристик в рассматриваемых задачах сводится к решению элементарной геометрической задачи, связанной с анализом поведения коэффициента формы области при разнообразных геометрических преобразованиях.

4. Предыдущий вывод проиллюстрирован в статье примером о свободных колебаниях пластинок в виде произвольных треугольников с однородными граничными условиями. При этом получен весьма важный результат: значения физических интегральных характеристик треугольных пластинок произвольного вида и однородными граничными условиями с одинаковым коэффициентом формы равны.

5. На основе установленной аналогии  $F - K_f$ , изопериметрических свойств и закономерностей коэффициента формы:

– можно сформулировать изопериметрические теоремы относительно интегральных физических характеристик в рассматриваемых двумерных задачах строительной механики, как это сделано в работе [2], и использовать их для построения одно- и двусторонних изопериметрических неравенств, с помощью которых можно оценивать эти физические характеристики для областей произвольного вида;

– разработаны теоретические основы нового эффективного инженерного метода решения двумерных задач строительной механики – метода интерполяции по коэффициенту формы [3] и методологическое обеспечение для его практической реализации.

6. Все предыдущие выводы, относящиеся к двумерным задачам, описываемым дифференциальными уравнениями эллиптического типа, можно распространить и на задачи, описываемые уравнениями гиперболического и параболического типов. Поэтому изложенный материал носит междисциплинарный характер, подтверждая тем самым универсальность законов симметрии в физической природе явлений.

#### Литература

1. Полия, Г. Изопериметрические неравенства в математической физике [Текст] / Г. Полия, Г. Сёге. – М.: Госфизматгиздат, 1962. – 336 с.

2. Коробко, В.И. Изопериметрический метод в строительной механике: Теоретические основы изопериметрического метода [Текст]. – Т. 1. – М.: АСВ, 1997. – 397 с.

3. Коробко, А.В. Геометрическое моделирование формы области в двумерных задачах теории упругости [Текст]. – М.: АСВ, 1999. – 304 с.

4. Арутюнян, Н.Х. Кручение упругих тел [Текст] / Н.Х. Арутюнян, В.Л. Абрамян. – М.: Физматгиз, 1964. – 608 с.

5. Коробко, А.В. Решение задач строительной механики методом интерполяции по коэффициенту формы [Текст] // Изв. вузов. Авиационная техника, 1995. – № 3. – С. 81 - 85.

6. Коробко, А.В. Решение задач строительной механики, связанных с фигурами в виде правильных многоугольников [Текст] // Изв. вузов. Строительство, 1995. – № 4. – С. 114 - 119.

7. Коробко, А.В. Расчет трапециевидных пластинок (мембран, сечений) методом интерполяции по коэффициенту формы [Текст] // Изв. вузов. Авиационная техника, 1997, – № 2. – С. 103-107.

8. Коробко, А.В. Расчет треугольных пластинок методом интерполяции по коэффициенту формы [Текст] // Изв. вузов. Авиационная техника, 2003, - № 2. – С. 13 - 16.

УДК 624.012.4

Докт. техн. наук, проф. А.М. Масленников, инж. Р.О. Ончири  
(Санкт - Петербургский государственный архитектурно-строительный университет)  
Россия, г. Санкт - Петербург, тел. 8 962 687 98 40; e-mail: aleksmaslennikov@yandex.ru

## КОЛЕБАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ ПРИ НАЛИЧИИ ТРЕЩИН

*В статье излагается приближенный учет трещин при колебании железобетонных балок. Приведенные жесткости балки определялись энергетическим методом. Приведен пример расчета балки на динамическую нагрузку в виде кинематического воздействия от проходящего транспорта. Решение дифференциальных уравнений движения сосредоточенных масс выполнено с помощью преобразования Фурье. В качестве примера рассматривается колебание перекрытия от воздействия проходящего транспорта.*

*In article the approached account of cracks is stated at fluctuation of ferro-concrete beams. The beams rigidity was determined by a power method. The example of calculation of a beam on dynamic loading as kinematical influence from taking place transport is resulted. The decision of the differential equations of movement of the concentrated masses is executed with the help of the Fourier transformation. As an example fluctuation of overlapping from influence of taking place transport is considered.*

Обсуждаемый вопрос детально изложен в работах [1, 2, 3]. При расчете конструкций внешнее кинематическое воздействие можно представить рядом:

$$y_0(t) = \sum_{k=1}^m a_{0k} \exp(-\alpha_{0k}t) \sin(\omega_{0k}t + \gamma_k), \quad (1)$$

где  $a_{0k}$  - амплитуда соответствующего члена ряда;  $\omega_{0k}$ ,  $\gamma_k$  - угловая частота и начальная фаза  $k$ -го члена ряда;  $\alpha_{0k}$  - коэффициенты затухания колебаний в грунте в зависимости от времени.

Дифференциальные уравнения движения сосредоточенных масс в случае кинематического воздействия имеют вид:

$$FM\ddot{Y} + FB\dot{Y} + Y = -[FMF_{\Delta}] \ddot{Y}_0 = \Delta, \quad (2)$$

где  $F$  - матрица податливости системы порядка  $n$  ( $n$  - число степеней свободы);  $M$  - диагональная матрица сосредоточенных масс;  $B$  - диагональная матрица коэффициентов сопротивления;  $F_{\Delta}$  - диагональная матрица квазистатического перемещения масс от  $y_0(t) = 1$ ;  $\ddot{Y}$ ,  $\dot{Y}$ ,  $Y$ ,  $\ddot{Y}_0$  - соответственно, ускорение, скорость, перемещение и заданное ускорение.

Уравнения (2), как и в [1], решены при нулевых начальных условиях с помощью преобразования Фурье.

Приведем решение для системы с тремя степенями свободы при гармоническом воздействии в виде синусоиды [2]. Подробно выпишем выражение для  $y_1(t)$ .

$$\begin{aligned} y_1(t) = & a_0 b_0 \omega_0^2 \{ [\Delta_1 ((\exp(-\alpha_0 t) \sin \omega_0 t) / B_0 + (\omega_0 \exp(-\alpha_1 t) \sin \omega_1 t) / \omega_1 B_1 + \\ & + (\omega_0 \exp(-\alpha_2 t) \sin \omega_2 t) / \omega_2 B_2 + (\omega_0 \exp(-\alpha_3 t) \sin \omega_3 t) / \omega_3 B_3)] + \\ & + [-\Delta_1 (\delta_{22} m_2 + \delta_{33} m_3) + (\Delta_2 \delta_{12} m_2 + \Delta_3 \delta_{13} m_3)] [(\omega_0^2 \exp(-\alpha_0 t) \sin \omega_0 t) / B_0 + \\ & + (\omega_0 \omega_1 \exp(-\alpha_1 t) \sin \omega_1 t) / B_1 + (\omega_0 \omega_2 \exp(-\alpha_2 t) \sin \omega_2 t) / B_2 + \\ & + (\omega_0 \omega_3 \exp(-\alpha_3 t) \sin \omega_3 t) / B_3] + [-(\Delta_1 C_{14} + \Delta_2 C_{24} + \Delta_3 C_{34})] \times \\ & \times [(\omega_0^4 \exp(-\alpha_0 t) \sin \omega_0 t) / B_0 + (\omega_0 \omega_1^3 \exp(-\alpha_1 t) \sin \omega_1 t) / B_1 + \\ & + \omega_0 \omega_2^3 \exp(-\alpha_2 t) \sin \omega_2 t) / B_2 + (\omega_0 \omega_3^3 \exp(-\alpha_3 t) \sin \omega_3 t) / B_3] \}, \end{aligned}$$

где  $B_0 = (\omega_0^2 - \omega_1^2) \cdot (\omega_0^2 - \omega_2^2) \cdot (\omega_0^2 - \omega_3^2)$ ,  $B_1 = (\omega_1^2 - \omega_0^2) \cdot (\omega_1^2 - \omega_2^2) \cdot (\omega_1^2 - \omega_3^2)$ ,  
 $B_2 = (\omega_2^2 - \omega_0^2) \cdot (\omega_2^2 - \omega_1^2) \cdot (\omega_2^2 - \omega_3^2)$ ,  $B_3 = (\omega_3^2 - \omega_0^2) \cdot (\omega_3^2 - \omega_1^2) \cdot (\omega_3^2 - \omega_2^2)$ .

Сгруппируем постоянные множители при функциях времени.

$$A_0 = \{ \Delta_1 - [\Delta_1 (\delta_{22} m_2 + \delta_{33} m_3) - (\Delta_2 \delta_{12} m_2 + \Delta_3 \delta_{13} m_3)] \omega_0^2 - (\Delta_1 C_{14} + \Delta_2 C_{24} + \Delta_3 C_{34}) \omega_0^4 \} / B_0;$$

$$A_1 = \{ (\omega_0 / \omega_1) \Delta_1 - [\Delta_1 (\delta_{22} m_2 + \delta_{33} m_3) - (\Delta_2 \delta_{12} m_2 + \Delta_3 \delta_{13} m_3)] \omega_0 \omega_1 - (\Delta_1 C_{14} + \Delta_2 C_{24} + \Delta_3 C_{34}) \omega_0 \omega_1^3 \} / B_1;$$

$$A_2 = \{ (\omega_0 / \omega_2) \Delta_1 - [\Delta_1 (\delta_{22} m_2 + \delta_{33} m_3) - (\Delta_2 \delta_{12} m_2 + \Delta_3 \delta_{13} m_3)] \omega_0 \omega_2 - (\Delta_1 C_{14} + \Delta_2 C_{24} + \Delta_3 C_{34}) \omega_0 \omega_2^3 \} / B_2;$$

$$A_3 = \{ (\omega_0 / \omega_3) \Delta_1 - [\Delta_1 (\delta_{22} m_2 + \delta_{33} m_3) - (\Delta_2 \delta_{12} m_2 + \Delta_3 \delta_{13} m_3)] \omega_0 \omega_3 - (\Delta_1 C_{14} + \Delta_2 C_{24} + \Delta_3 C_{34}) \omega_0 \omega_3^3 \} / B_3.$$

Множители при свободных членах имеют следующие значения:

$$\Delta_1 = -(\delta_{11} m_1 \delta_{1\Delta} + \delta_{12} m_2 \delta_{2\Delta} + \delta_{13} m_3 \delta_{3\Delta}),$$

$$\Delta_2 = -(\delta_{21} m_1 \delta_{1\Delta} + \delta_{22} m_2 \delta_{2\Delta} + \delta_{23} m_3 \delta_{3\Delta}),$$

$$\Delta_3 = -(\delta_{31} m_1 \delta_{1\Delta} + \delta_{32} m_2 \delta_{2\Delta} + \delta_{33} m_3 \delta_{3\Delta}).$$

Определитель для трех степеней свободы имеет вид:

$$a_{23} = \begin{vmatrix} \delta_{11} m_1 & \delta_{12} m_2 & \delta_{13} m_3 \\ \delta_{21} m_1 & \delta_{22} m_2 & \delta_{23} m_3 \\ \delta_{31} m_1 & \delta_{32} m_2 & \delta_{33} m_3 \end{vmatrix}.$$

Множители при  $\omega^4$  являются алгебраическими дополнениями  $A_{jk}$  определителя, где  $k=1, j=1, 2, 3$ .

$$C_{14} = A_{11} = \begin{vmatrix} \delta_{22} m_2 & \delta_{23} m_3 \\ \delta_{32} m_2 & \delta_{33} m_3 \end{vmatrix} = (\delta_{22} \delta_{33} - \delta_{23} \delta_{32}) m_2 m_3;$$

$$C_{24} = A_{21} = \begin{vmatrix} \delta_{12} m_2 & \delta_{13} m_3 \\ \delta_{32} m_2 & \delta_{33} m_3 \end{vmatrix} = (\delta_{12} \delta_{33} - \delta_{13} \delta_{32}) m_2 m_3;$$

$$C_{34} = A_{31} = \begin{vmatrix} \delta_{12} m_2 & \delta_{13} m_3 \\ \delta_{22} m_2 & \delta_{23} m_3 \end{vmatrix} = (\delta_{12} \delta_{23} - \delta_{13} \delta_{22}) m_2 m_3.$$

В результате подстановок окончательное выражение для перемещения первой массы примет вид:

$$y_1(t) = a_0 b_0 \omega_0^2 (A_0 \exp(-\alpha_0 t) \sin \omega_0 t + A_1 \exp(-\alpha_1 t) \sin \omega_1 t + A_2 \exp(-\alpha_2 t) \sin \omega_2 t + A_3 \exp(-\alpha_3 t) \sin \omega_3 t).$$

Аналогичный вид имеют выражения для  $y_2(t)$  и  $y_3(t)$ . По этому алгоритму составлена программа на языке TBASIC.

В качестве примера рассмотрим железобетонную балку [4] (рис. 1). Исходные данные для балки содержат коэффициенты податливости (определяются из статического расчета), угловые частоты собственных колебаний, сосредоточенные массы, псевдостатические перемещения. С целью определения изгибающего момента, при котором возникают трещины, вводятся усилия в заданной системе от единичных значений сил инерции в выбранных сечениях, а также  $M_{cr}$ . Коэффициенты податливости определены через приведенные жесткости сечений, вычисленные энергетическим методом. Вид жесткостей фактически совпадает с таковыми из учебника [5]. Для описания внешнего воздействия колебания от движущегося четырехосного трамвая представляются скоростью движения транспорта в м/с, коэффициентом рассеивания энергии в грунте в зависимости от



расстояния, амплитудами перемещений слева направо для каждой оси движущегося транспорта, угловой частотой колебаний грунта и расстоянием до объекта.

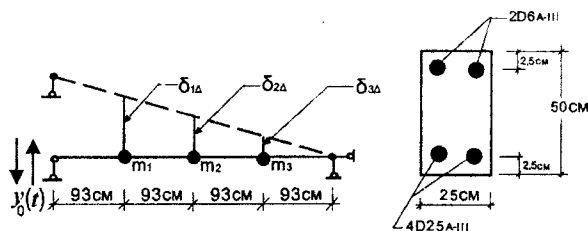


Рис. 1. Расчетная схема железобетонной балки

Результаты расчета, развернутые во времени через заданный промежуток времени, равный 0,05 с, представлены на рис. 2 и 3 для перемещения массы  $m_2$  и для изгибающего момента в середине пролета.

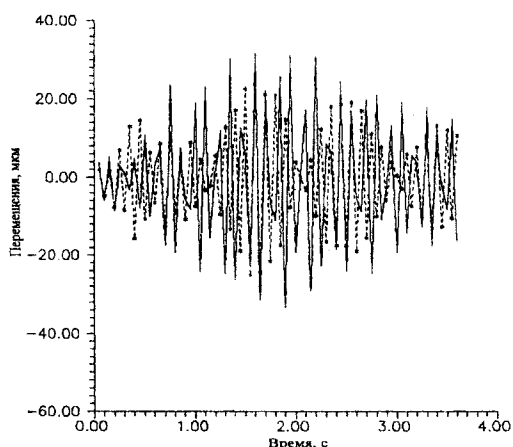


Рис. 2. Перемещения массы  $m_2$

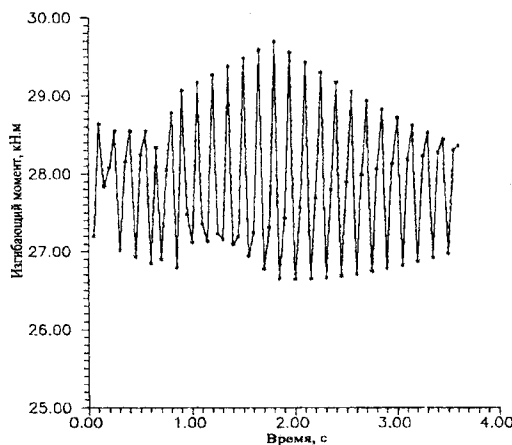


Рис. 3. Изменения изгибающего момента в середине пролета

Значения перемещений и изгибающего момента на графиках при наличии трещин показаны штриховыми линиями со звездочками. Для сравнения: сплошными линиями без звездочек приведены значения перемещений и момента для балки без трещин. Трещины появились примерно при  $t=1,3$  с. Ординаты перемещений отложены от линии статического равновесия. Ординаты изгибающего момента отложены с учетом момента от статической нагрузки. В данном примере наличие трещин не изменило величин изгибающего момента, т.к. система является статически определимой. Следует отметить, что при динамическом воздействии амплитуды перемещений могут быть как больше чем в балке без трещин, так и меньше, как в рассматриваемом примере. Приведенный пример показывает, что наличие трещин оказывает заметное влияние на перемещения балки и, следовательно, должно учитываться.

#### Литература

1. Масленников, А.М. Расчет конструкций при нестационарных воздействиях [Текст]. - Л.: ЛГУ, 1991. - 164 с.
2. Масленников, А.М. Колебания строительных конструкций при кинематическом воздействии [Текст] / А.М. Масленников, Н.А. Масленников. - СПб.: СПбГАСУ, 2005. - 146 с.
3. Osama Hanaid and Martin Trembrey. Traffic induced building vibrations in Montreal // Can. J. Civ. Eng. Vol. 24, 1997. - P. 736-753.
4. Попов, Н.Н. Вопросы расчета и конструирования специальных сооружений [Текст] / Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев. - М.: Стройиздат, 1980. - 192 с.
5. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции [Текст] / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. // Общий курс. - М.: Стройиздат, 1991. 768 с.

УДК 624.072.2 012.35

Член.-корр. РААСН, докт. техн. наук, проф. Г.В. Мурашкин, канд. техн. наук, доц. В.Г. Мурашкин  
(Самарский государственный архитектурно - строительный университет)  
Россия, г. Самара

## МОДЕЛИРОВАНИЕ ДИАГРАММЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЕТОНА

Большинство теоретических исследований рассматривают бетон как неоднородное, неупругое, но сплошное тело. Однако экспериментальные исследования показывают, что на начальном этапе загрузки связь между напряжениями и деформациями в бетоне не только не отвечает закону пропорциональности, но и наблюдается меньший угол наклона касательной к оси деформаций, чем при последующем более высоком уровне нагрузки.

Объяснить это свойство можно тем, что бетон не сплошной материал. В нем еще до загрузки имеются трещины, соединения без склейки зерен и другие дефекты, которые делают неправомерным включение в расчет всей площади поперечного сечения образца на начальном этапе загрузки. Подтверждение этому свойству дают и измерения скорости ультразвука в загружаемом бетоне, которые показывают, что на начальном этапе происходит уплотнение образца (скорость ультразвука возрастает до некоторого предела, а затем стабилизируется). Особенно это свойство проявляется в бетонах, у которых наблюдается повышенное различие в прочности на сжатие и растяжение, в том числе и высокопрочных, получаемых с применением различных добавок. Для бетонов, обработанных давлением в процессе твердения, наблюдается снижение этого эффекта.

Учет описываемого свойства кривой деформирования бетона для расчета конструкций по предельным состояниям не дает существенного уточнения расчетных величин. Однако для выбора вида аппроксимирующей функции деформирования и понимания процессов, происходящих с загружаемым бетоном, этот учет весьма важен.

В работе [1] было показано, что выражение:

$$\sigma = \alpha \varepsilon^h \exp(b\varepsilon / p) \quad (1)$$

достаточно точно согласуется как с экспериментальными данными, так и теоретическими предложениями [2, 3, 7]. Однако использование (1) значительно упрощает модель благодаря тому, что в нем коэффициенты  $a$ ,  $b$  и  $p$  определяются из расчетных предпосылок, заложенных в СНиП, и физического представления о работе бетона. Принимая расчетные значения прочности бетона –  $R_b$ , модуля упругости –  $E_b$  на уровне напряжений в бетоне  $0,1R_b$ , и то, что диаграмма деформирования бетона имеет максимум при кратковременном нагружении при  $c=p=0,002$ , можно получить значения параметров  $a$ ,  $b$  и  $p$  [4]. Весьма важной особенностью предложенной диаграммы является то, что с применением стандартных программ (например, Mathcad) визуализируется не только сама диаграмма, но и диаграммы напряженного состояния бетона и арматуры исследуемой конструкции. В результате также появляется возможность осуществить оптимизацию конструкции.

Использование расчетов по предельным состояниям позволило для «нормально» армированных конструкций достаточно хорошо приблизиться к результатам экспериментальных исследований. Однако потребность в использовании «переармированных» конструкций, необходимость расчетов конструкций при нагрузках за предельных и многих других случаях требует применения диаграмм деформирования. Если в [1] представлен фрагмент использования предложенной диаграммы для изгибаемых элементов, то в настоящем материале показана методика расчета внецентренно нагруженных колонн.

Примем:

Деформации бетона на сжатой грани –  $\varepsilon_b$ , высота сжатой зоны бетона –  $k$ , напряжения в бетоне –  $\sigma_b$ ,  $x$  – текущая координата сжатой зоны, площадь арматуры на сжатой грани –  $A_{sc}$ , на растянутой –  $A_s$ , модуль упругости арматуры  $E_s$ .

Тогда равнодействующая усилий в бетоне:  $Db = \int_0^k \sigma_b \left( \frac{\varepsilon_b}{k} \cdot x \right) \cdot b dx$ .

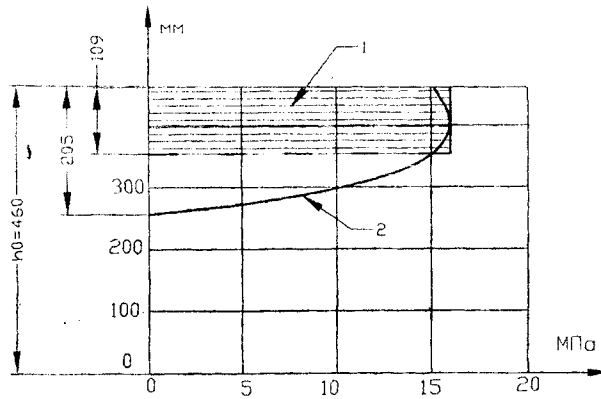


Рис. 1. Схема распределения напряжений в бетоне поперечного сечения колонны: 1 - по примеру 24 [6]; 2 - при максимальной несущей способности по формуле (1)

Усилие в арматуре на сжатой грани:

$$N_{sc} = \varepsilon b \cdot \frac{k-a}{k} \cdot E_s \cdot A_{sc}.$$

Усилие в арматуре на растянутой грани:

$$N_{sc} = \varepsilon b \cdot \frac{h_0 - k}{k} \cdot E_s \cdot A_{sc}.$$

Для определения  $Z$  расстояния от равнодействующей  $D_b$  до центра растянутой арматуры найдем статический момент площади напряжений в сжатой зоне:

$$Cb = \int_0^k \sigma b \left( \frac{\varepsilon b}{k} \cdot x \right) \cdot b \cdot x dx.$$

И тогда:

$$Z = Cb / D_b + h_0 - k.$$

Для определения неизвестных  $-k$  и  $\varepsilon b$  используем, как и в случае расчетов по предельным состояниям, уравнения равновесия -  $\sum x = 0$  и  $\sum M = 0$ , решая совместно которые, получаем функциональное значение несущей способности сечения в зависимости от  $\varepsilon b$ .

Рассмотрим пример расчета колонны № 24, приведенный в [6].

По данным [6] несущая способность колонны по моменту относительно растянутой арматуры составляет 472,6 кНм, а момент от нагрузки  $N_e = 385$  кНм.

Анализ работы колонны с применением диаграммы (1) показывает, что максимальный момент, который выдержит сечение, составляет 586,2 кНм.

Начиная с  $\varepsilon b = 0,001$ , напряжения в сжатой и растянутой арматуре близки к предельным  $-R_s$ , но несущая способность сечения продолжает расти до  $\varepsilon b = 0,0029$ . При этом значении деформаций сжатого бетона высота сжатой зоны оказывается равной 205 мм.

Фундаментальность эффекта использования выражения (1), отражающего достаточно правдоподобно деформации бетона, заключается в возможности уточнения границ предельных состояний и возможности создания методов расчета конструкций по различным предельным состояниям с единых позиций, чему пока не отвечают наши нормативные документы.

Применение представленной модели деформирования позволяет, с одной стороны, более точно подойти к учету свойств материалов, а с другой представляет возможности для оптимального проектирования и конструирования сечений.

Представленная модель деформирования отражает лишь кратковременное воздействие нагрузки. Для длительных процессов необходимо ввести дополнительные условия, учитывающие во-

просы ползучести. Эта задача принципиально разрешима с использованием достижений современных исследований в области ползучести.

#### Литература

1. Мурашкин, Г.В. Моделирование диаграммы деформирования, бетона и схемы напряженно-деформированного состояния [Текст] / Г.В. Мурашкин, В.Г. Мурашкин // Изв. вузов. Строительство, 1997. - № 10. - С. 4 - 6.
2. Rainer Grimm. Ductility of beams and columns made of HSC/IFC / Rainer Grimm, Gerd Simsch// Darmstadt concrete. Annual Journal on concrete and concrete structures. Vol. № 9, 1994. - P. 29 - 40.
3. Карпенко, Н.И. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры [Текст] / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, А.Н. Петров // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций / Сб. тр. - М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1986. - С. 7 - 25.
4. Мурашкин, Г.В. Тяжело нагруженные полы из бетона, твердеющего под давлением [Текст] / Г.В. Мурашкин, А.Н. Алешин, К.И. Гимадетдинов // Изв. вузов. Строительство, 1995. - № 12. - С. 136 - 139.
5. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции, М., Стройиздат, 1985.
6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2,03,01-84) // М.: ЦИТИП, 1986.
7. Бондаренко, В.М. Элементы теории реконструкции железобетона / В.М. Бондаренко, А.В. Боровских, С.В. Марков, В.И. Римшин // Москва-Нижний Новгород. Нижегородский гос. Архит. - строит. Ун-т, 2002. - 190 с.

УДК 624.074

*Академик РААСН, докт. техн. наук, проф. Я.И. Ольков, И.Б. Хамудисова  
(Московский государственный строительный университет)  
Россия, г. Москва*

## АНАЛИЗ НДС И ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ФЕРМ С ЭЛЕМЕНТАМИ, РАБОТАЮЩИМИ В УПРУГОПЛАСТИЧЕСКОЙ ОБЛАСТИ

Одним из наиболее существенных способов экономии строительной стали и, соответственно, снижения стоимости металлических конструкций является учет их работы за пределом упругости. Так, при расчете конструкций по уже существующим нормам экономия строительной стали достигает 12%. Кроме обоснованной экономии металла расчет с учетом пластических деформаций имеет ряд преимуществ, такие как: соответствие действительной работе, достижение равнопрочности при проектировании, упрощение статического расчета для ряда конструкций и т.д. [2].

В связи с этим исследования работы статически неопределимых ферм с предельно растянутыми стержнями, работающими за пределами упругости, являются весьма актуальными, а совершенствование методов расчета металлических конструкций, основанных на всесторонних исследованиях, и анализ качественных характеристик материала представляют большой практический и научный интерес.

В нормативных документах получили значительное развитие вопросы проектирования стальных конструкций с учетом пластических деформаций. Для протяженных участков растянутых стержней, часто имеющих место в фермах, соответствующих указаний в нормах проектирования не приведено. В настоящее время для статически неопределимых ферм нет обоснованных критериев для оценки рассматриваемого предельного состояния по непригодности к эксплуатации от развития пластических деформаций.

Переход к расчету металлических конструкций с использованием аппарата теории пластичности отличается некоторой громоздкостью. Поэтому наибольшее применение в практике проектирования нашли прикладные инженерные методы, однако, для статически неопределимых ферм достаточно точные для практики методы расчета за пределами упругой работы пока отсутствуют.

Идеализированные диаграммы деформирования «Рекомендаций ЦНИИПСК» [1] и известных методик недостаточно точно моделируют процесс деформирования предельно растянутых стержней в упруго-пластической стадии, поскольку в проведенных ранее исследованиях не учитывались качественные характеристики материала, влияние которых необходимо для полной детальной оценки работы системы за пределами упругости. Принятая в настоящее время методика установления нормативных и расчетных сопротивлений строительных сталей использует исключительно вероятностно – статистический подход при назначении нормативных сопротивлений, требуя их обеспеченность с заданной вероятностью 0,95, и частично предполагает проверку статистических факторов при установлении расчетных сопротивлений. Авторами проведено обширное статистическое исследование свойств применяемых материалов [3], результаты которого позволяют более обоснованно проследить за работой стержней в упругопластической области.

В данной работе авторы ставили следующие задачи:

- провести экспериментально-теоретическое исследование работы статически неопределимых ферм за пределами упругости и проанализировать напряженно-деформированное состояние предельно растянутого стержня;
- разработать рекомендации по расчету ферм с учетом пластических деформаций;
- проанализировать величину предельной нагрузки при работе фермы в упругопластической стадии, ограничивая деформации предельно растянутого стержня и учитывая качественные характеристики металлопроката.

По отчетам и опубликованным результатам экспериментальных исследований стальных ферм Ф1 и Ф2 ([4], рис. 1) произведен анализ НДС наиболее растянутых («пластических») стержней за пределами упругой работы. Источником для аналитической работы послужили эксперимен-

тально полученные зависимости «нагрузка - прогиб» и «нагрузка - усилие».

В процессе расчета поэтапно в узлы фермы прикладывали нагрузку  $P$ , и назначали жесткость стержней в соответствии со стадией работы. В пределах упругой стадии расчета жесткость стержней фермы определена модулем упругости ( $E=2100000$  кг/см<sup>2</sup>). В упругопластической стадии жесткости «упругих» стержней остались неизменными, жесткости «пластических» стержней были уточнены в соответствии с величиной пластического (секущего) модуля  $E_s$  на каждом  $i$ -ом этапе нагружения. По результатам машинного расчета определены параметры НДС исследуемых стержней - относительное напряжение ( $\sigma_i/R_y$ ), относительное удлинение  $\varepsilon_i$ , (рис. 2), и построены диаграммы деформирования.

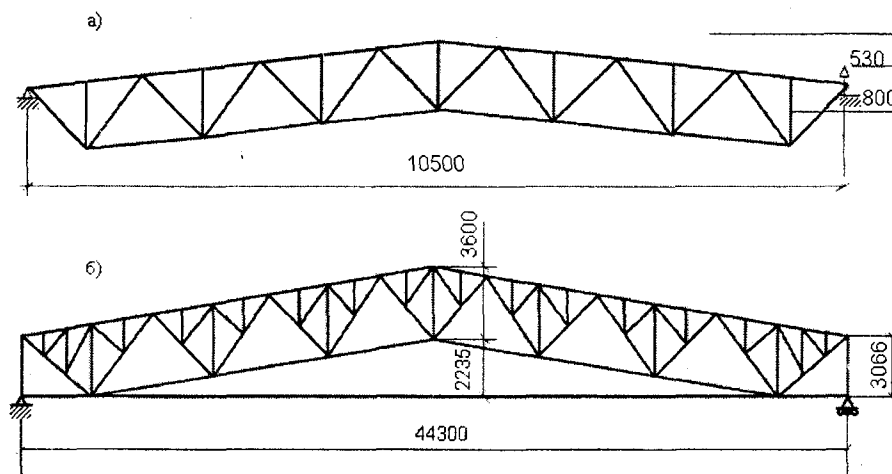


Рис.1. Схемы опытных ферм: а - Ф1; б - Ф2

Принятые расчетные модели позволили получить распределение внутренних усилий с учетом реальной жесткости элементов и провести анализ НДС с минимальными расхождениями фактических и расчетных результатов (до 5%). Доля нагрузки в упругой стадии работы  $P_i$  составила  $(0,72 \div 0,75)$  от полной нагрузки  $P_{lim}$ ; относительное «упругое» удлинение  $\varepsilon_i$  исследуемых стержней находилось в области 0,1%; полное удлинение  $\varepsilon_{lim}$  для наиболее растянутого стержня фермы Ф1 достигло 1,64%, фермы Ф2 - 0,3%, отмечена хорошая сходимость диаграмм.

Все экспериментально установленные деформации описываются идеальной единой упругопластической моделью, которая представлена как билинейная и в виде функции гиперболической амплитуды с тремя параметрами (рис. 2).

В отличие от билинейной модели, искусственно разрывающей процесс упругопластических деформаций на обособленные этапы с игнорированием переходной стадии, функция гиперболической амплитуды, рассмотренная как трехпараметрический гудерманиан (1), отображает явление в целом и достаточно детально. По своим математическим свойствам и благодаря трем параметрам кривая гудерманиана обеспечивает достаточную гладкость приближения, в том числе на криволинейном участке упругопластических деформаций (рис. 2).

$$(\sigma_i/R_y) = 5,76 \arctg(0,175 \operatorname{th}(9,30 \varepsilon_{lim})). \quad (1)$$

Предложенная функция позволяет произвести количественную оценку допустимого напряжения ( $\sigma_i/R_y$ ) при заданном (предельном) удлинении  $\varepsilon_{lim}$  и наоборот. В расчетах на прочность стало возможным установить количественный критерий предельных состояний по непригодности к эксплуатации – интенсивность пластических деформаций в наиболее растянутом стержне  $\sigma_{ip,lim} = 0,01$  (1%). Основываясь на инженерной методике учета пластических деформаций в наиболее нагруженных стержнях, были исследованы пять моделей ферм с целью определить резерв несущей способности при условии работы наиболее растянутого стержня за пределами упругости, с учетом качественных характеристик сталей.

При создании математических моделей учтены схемы ферм, нашедшие заметное применение в строительстве (рис. 3). Все фермы стальные, разрезные, однопролетные, с затяжками из профильной стали.

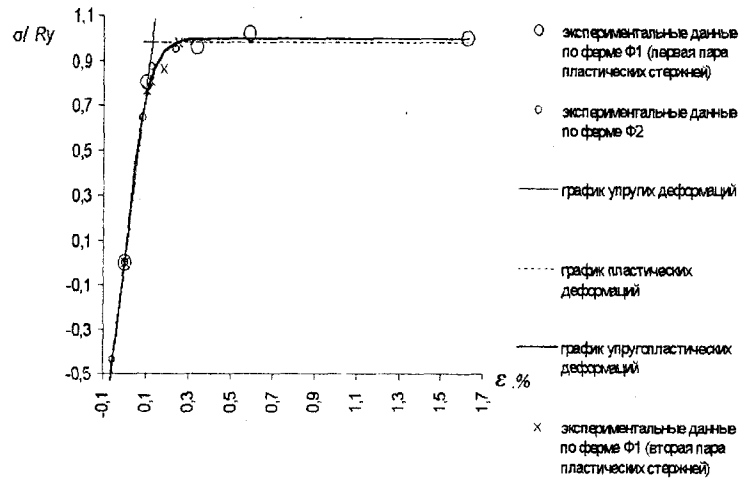


Рис. 2. Сводная диаграмма деформирования

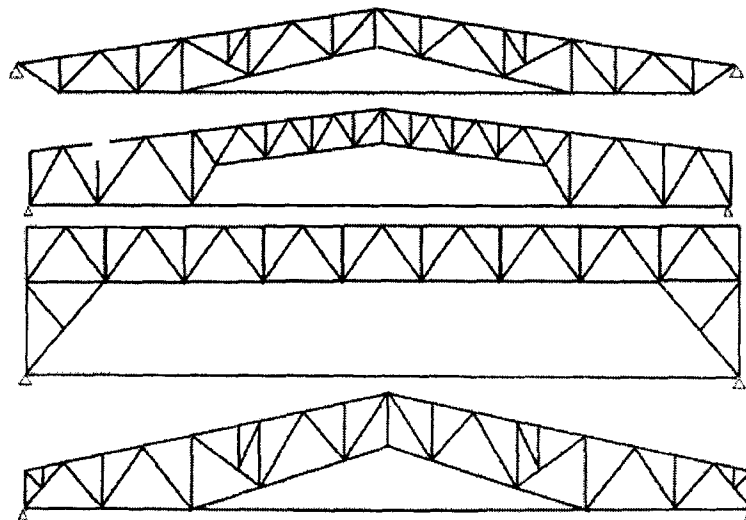


Рис. 3. Схемы исследуемых ферм

Работа предельно растянутых стержней условно разделена на «упругую» и «пластическую» (рис. 4).

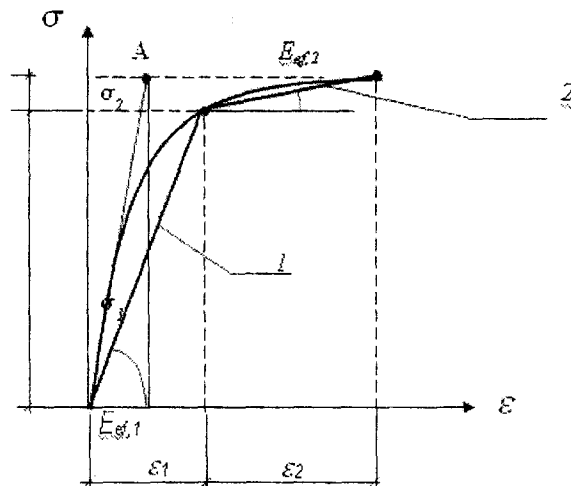


Рис. 4. Этапы работы «пластического» стержня: 1 – упругий; 2 – пластический

В результате расчета  $n$ -раз статически неопределимых ферм получены:

- на первом «упругом» этапе нагружения при узловой нагрузке  $P_j = XP_{lim}$  ( $X=0,7 \div 0,95$ ) относительные напряжения  $(\sigma_{i1}/R_y)$  и относительные удлинения  $\varepsilon_{i1}$  наиболее растянутого «пластического» стержня с модулем деформаций  $E_{ef,1} = YE$  ( $Y=0,6; 0,7; 0,8$ ) и  $E$  у других стержней;

- на втором, «пластическом» этапе догрузки системы до максимальной величины узловой нагрузкой  $P_{ip} = (1-X)P_{lim}$  приращения относительного напряжения  $\delta(\sigma_{i2}/R_y)$  и относительного удлинения  $\delta\varepsilon_{i2}$  «пластического» стержня с модулем деформаций  $E_{ef,1} = 0,001E$  и  $E_{i,2} = YE$  ( $Y=0,6; 0,7; 0,8; 1,0$ ) у следующего предельно растянутого стержня.

Расчетные относительные напряжения и удлинения на «упругом» этапе нагружения предположительно аддитивны с их расчетными приращениями на «пластическом» этапе догрузки. Следовательно, полные относительные напряжения  $(\sigma_i/R_y)$  и относительные деформации  $\varepsilon_i$ :

$$(\sigma_i/R_y) = (\sigma_{i1}/R_y) + \delta(\sigma_{i2}/R_y), \quad (2)$$

$$\varepsilon_i = \varepsilon_{i1} + \delta\varepsilon_{i2}. \quad (3)$$

Результаты выборочного моделирования статически неопределимых ферм на обозначенных этапах работы позволили оценить максимально допустимую нагрузку  $P_{max}$  в границах указанной интенсивности пластических деформаций  $\varepsilon_{ip,lim}$  и сформулировать рекомендации по расчету ферм, работающих за пределами упругости.

Так, для наиболее характерной модели фермы Фб (опуская математические выводы) максимальная нагрузка  $P_{max}$  является суммой нагрузок на упругом  $P_{i1max}$  и пластическом  $P_{i2max}$  этапах:

$$P_{max} = P_{i1max} + \delta P_{i2max} = 0,9 / (0,1555Y + 0,8543) + 0,508705(\varepsilon_{lim} - 0,137147/Y). \quad (4)$$

Решение уравнения (4) на максимум показывает, что он достигается при  $Y = 0,678$ . В этом случае на ферму Фб максимально допустимая нагрузка  $P_{max}$  в зависимости от  $\varepsilon_{lim}$  описывается линейным уравнением:

$$P_{max} = 0,5087\varepsilon_{lim} + 0,8268. \quad (5)$$

Выборочная проверка максимально допустимой нагрузки  $P_{max}$  (при  $\varepsilon_{p,lim} = 1$ ) показала превышение над предельной  $P_{lim}$  не менее 35%.

Расчет ферм с учетом пластических деформаций рекомендуем производить в следующей последовательности:

- 1) На начальном этапе следует приложить полную (предельную)  $P_{lim}$  вертикальную нагрузку в узлы фермы, в предположении упругой работы конструкции. Произвести статический расчет фермы. По условию  $\sigma = R_y$  определить «пластический(ие)» стержень(и).

- 2) На первом упругом этапе расчета приложить вертикальную узловую нагрузку  $P_b$ , составляющую 0,9 от  $P_{lim}$ . Значение модуля деформаций  $E_{ef,1}$  «пластического» стержня принять равным  $0,7E$ . Пересчитать все усилия и перемещения пропорционально установленной доле упругой нагрузки.

- 3) На втором пластическом этапе расчета приложить часть вертикальной нагрузки  $P_{ip} = 0,1P_{lim}$ . Значение модуля деформаций  $E_{ef,2}$  «пластического» стержня принять равным  $0,001E$ . По результатам расчета определить «предельно растянутый» стержень. Значение модуля деформаций  $E_{i,2}$  «предельно растянутого» стержня принять равным  $0,7E$ . Пересчитать все усилия и перемещения пропорционально установленной доле пластической нагрузки.

- 4) По результатам выполненных расчетов определить полные (суммарные) напряжения (2), продольные деформации (3) в «пластических» стержнях и составить заключение о НДС конструкции.

Итак, нами разработаны принцип и алгоритм оценки максимально допустимой нагрузки  $P_{max}$  в нормируемых границах интенсивности пластических деформаций  $\varepsilon_{ip,lim}$ ; найдены оптимальные параметры модуля «пластических» и предельно растянутых стержней на обозначенных «упругом» и «пластическом» этапах работы фермы; сформулированы рекомендации к расчету статически неопределимых ферм с предельно растянутыми стержнями за пределами упругости. Расчет ферм с



учетом пластических деформаций адекватен действительному НДС конструкций. Перераспределение усилий в системе обусловило устойчивое превышение расчетной нагрузки и фактически определило резерв несущей способности исследуемых ферм.

При изменении расчетного сопротивления на величину  $\Delta R_y$ , максимально допустимая нагрузка получает приращение  $\Delta P$ , и тогда величина предельно допустимой нагрузки:

$$P_{max} + \Delta P = P_{max} (R_y + \Delta R_y) / R_y \quad (6)$$

Математический анализ результатов расчета трехпоясных ферм при ограничении развития пластических деформаций подтвердил резерв несущей способности ферм в размере до 35%, в сравнении с традиционным, упругим расчетом.

#### Литература

1. Рекомендации по расчету стальных конструкций на прочность по критериям ограниченности пластических деформаций [Текст]. – 2-е изд. – М.: ЦНИИПСК, 1965. – 48 с.
2. Ольков, Я.И. Об учете пластических деформаций в растянутых поясах статически неопределимых стальных ферм (вновь проектируемых, эксплуатируемых, усиливаемых) [Текст] / Я.И. Ольков, Б.М. Сушенцев // РААСН, Вестник отделения строительных наук, вып. 2, М.: 1999, - С. 260 - 265.
3. Ольков, Я.И. Некоторые новые результаты статистических исследований основных механических характеристик стального проката из строительных сталей, поставляемых по ГОСТ27772-88 [Текст] / Я.И. Ольков, И.Б. Хамудисова // РААСН, Вестник отделения строительных наук, вып. 8, М.: 2004. - С. 299 – 306.
4. Прогрессивные металлические конструкции для промышленного строительства» [Текст] // Раздел II. Результаты испытаний статической нагрузкой моделей предварительно напряженных стальных ферм типа «арка с затяжкой»// Б.А. Сперанский, Я.И. Ольков, Ф.Ф. Тамплон, Г.Н. Шавшукова. – М.: Стройиздат, 1963. - С. 43 - 109.

УДК 624

Член-корр. РААСН, докт. техн. наук, А.Б. Павлов, канд. физ.-мат. наук В.К. Востров  
(ЦНИИПСК им. Мельникова)  
Россия, г. Москва

## ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ МЕХАНИКИ РАЗРУШЕНИЯ В РАСЧЕТАХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Применяемые для оценки статической прочности элементов строительных конструкций и оснований классические методы линейной механики разрушения (ЛМР) основаны на использовании коэффициентов интенсивности напряжений в качестве критериев роста исходных трещин или трещиновидных дефектов. Однако, несмотря на относительную простоту этих критериев, учитывающих только сингулярные (неограниченные) слагаемые в асимптотических полях упругих полей напряжений у концов трещины, ЛМР обладает рядом ограничений, сдерживающих ее применение к вопросам расчета на прочность и устойчивость строительных конструкций. К числу таких ограничений относятся:

- в рамках ЛМР предполагается наличие в теле исходных трещин (т.е. по существу проводится определение критических нагрузок, вызывающих распространение исходных трещин, и анализируется устойчивость этого процесса);

- малость или одновременное обращение в нуль коэффициентов интенсивности напряжений;
- независимость коэффициентов интенсивности напряжений от ряда действующих на тело нагрузок [1, 2]. При этом само понятие малой трещины в рамках линейной механики разрушения остается неопределенным, также как и границы ее применения.

Для того чтобы обойти первое из указанных выше ограничений применимости ЛМР, для определения нагрузок трещинообразования в элементе конструкции без трещин, предлагалось «вставлять» малые трещины в концентратор напряжений и предельную нагрузку, соответствующую распространению этой трещины, считать нагрузкой трещинообразования в теле без трещин. Для сингулярных концентраторов напряжений предлагалось приравнивать коэффициент интенсивности напряжений (характеризующий неограниченное слагаемое в асимптотическом разложении поля напряжений в угловой точке) некоторой постоянной, которая так же, как и в теории трещин, называлась критическим значением КИН. Однако в первом случае (регулярных концентраторов напряжений) необходимо знать размеры вставляемой трещины, во втором - критическое значение КИН зависит от угла раствора в угловой точке и также как в случае трещин, критерий перестает «работать» и для регулярных концентраторов, и при обращении в нуль сингулярных слагаемых.

Ряд обобщений ЛМР, например, простейшая нелинейная модель Леонова-Панасюка, основанная на критерии критического раскрытия трещин, связана с учетом нелинейных эффектов у концов трещин (путем введения зоны ослабленных связей) и приводит к прочности бездефектного хрупкого тела при стремлении длины исходной трещины к нулю. Этот метод, в принципе, допускает определение нагрузок трещинообразования и критических нагрузок в теле без исходных трещин. Однако его применение связано с еще более усложненными расчетами, чем использование ЛМР (с учетом коэффициентов интенсивности напряжений) и, кроме того, критерий критического раскрытия трещины также, как и критерий ЛМР, допускает неограниченную прочность хрупких тел, т.к. не учитывает растягивающей (сжимающей) компоненты напряжений в направлении трещины на направление распространения и величину критической нагрузки.

В связи с изложенным для определения критических температур хрупкости элементов металлических конструкций и предельных (критических) нагрузок необходима формулировка критерия разрушения таким образом, чтобы при нахождении разрушающих нагрузок при наличии в конструкции трещин или определении нагрузок трещинообразования в конструкции без трещин учитывались не только сингулярные слагаемые асимптотического разложения упругих полей напряжений, но также ограниченные члены упругой асимптотики [1, 2, 4, 5]. При этом область приме-

нимости линейной механики разрушения ограничивается теми случаями, когда вклад ограниченных членов упругой асимптотики в значения критических нагрузок будет малым по сравнению с сингулярными слагаемыми. Случаи, когда вклад ограниченных членов сравним с вкладом сингулярных слагаемых асимптотического разложения или превосходит его, составляют область применимости обобщенной ЛМР.

**1. Общие положения.** Формулировка обобщенного критерия хрупкого разрушения проводится на основе понятия макронапряжений, представляющих собой вычисленные по закону Гука напряжения от усредненных [1, 2, 4] на некотором линейном размере (структурном параметре) упругих перемещений. Величина структурного параметра определяется путем сопоставления расчетного и экспериментального значений критических нагрузок при растяжении или сжатии тела с трещиной. Простейший вариант формулировки обобщенного критерия хрупкого разрушения – это равенство максимального растягивающего макронапряжения у конца трещины (или концентратора напряжений) величине сопротивления отрыву  $S_0$ . Такой подход приводит к первому критерию прочности при однородных напряжениях, поскольку макронапряжения не зависят от структурного параметра и совпадают с общепринятым понятием напряжений в точке и позволяет связать разрушение с макронапряжениями. В результате его применения становится возможным определение нагрузок трещинообразования при отсутствии в теле (конструкции) начальных трещин, учет влияния компоненты напряжений, действующей в направлении трещины, на направление ее распространения и величину критической нагрузки. Указанный критерий позволяет отделить условия трещинообразования от анализа устойчивости распространения возникшей или исходной трещины и дает возможность анализа критических нагрузок при наличии в теле «малых» трещин. При этом величина структурного параметра является тем характерным размером, по отношению к которому определяются такие понятия, как микро- или макротрещина, а также хрупкое, квазихрупкое и вязкое разрушение.

Считается [4], что все объемы, заключенные внутри сфер диаметра  $\Delta$ , равнопрочны, если максимальные ( $\varepsilon_1$ ) и минимальные ( $\varepsilon_3$ ) относительные удлинения диаметров этих сфер одинаковы и одинаковы относительные изменения объема ( $\varepsilon$ ) внутри них. Основными макронапряжениями считаются величины:

$$\sigma_j = 2G[\varepsilon_k + \nu\varepsilon/(1-2\nu)], \quad j = 1, 3$$

$$\sigma_2 = 2G[(1+\nu)\varepsilon/(1-2\nu) - \varepsilon_1 - \varepsilon_3]$$

где  $G$  - модуль сдвига,  $\nu$  - коэффициент Пуассона. Макросдвигом называется наибольшая разность макродеформаций  $\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$ , а касательным макронапряжением – величина  $\tau = G\gamma$ . В хрупком теле образуются трещины отрыва, если нарушается условие прочности:

$$S_1 < S_0, \quad (1)$$

и образуются трещины поперечного сдвига, если нарушается условие [6]:

$$\max(|\tau_n| + \eta\sigma_n) < \tau_s, \quad (2)$$

где  $\sigma_n, \tau_n$  - компоненты нормального и касательного макронапряжения в произвольном направлении « $n$ »;  $\eta$  - коэффициент внутреннего трения;  $\tau_s$  - коэффициент сцепления;  $S_0$  - сопротивление отрыву;  $S_j$  - нормальные макронапряжения  $\sigma_j$ , расположенные в порядке убывания.

В упруго-пластических материалах (металлах и сварных соединениях) образуются хрупкие трещины отрыва, если нарушается условие прочности (1), и касательное макронапряжение  $\tau$  не достигает предела текучести на сдвиг (условие упругости Сен-Венана), или интенсивность макронапряжений  $\sigma_i$  не превосходит предела текучести  $\sigma_T$  при растяжении (условие упругости Мизеса):

$$\tau < \tau_T \quad (\sigma_i < \sigma_T).$$

Для металлов величина  $S_0$  носит название сопротивления отрыву [7], сопротивления сколу или микросколу [8, 9] и определяется экспериментально на гладких образцах или образцах с надрезами или трещинами [10]. Экспериментально сопротивление отрыву определяется как минимальное значение предела прочности в температурном интервале при испытании гладких образцов из

условия  $S_K = \sigma_B$  и  $\psi = 0$ , где  $S_K$  - истинное разрушающее напряжение;  $\sigma_B$  - временное сопротивление отрыву;  $\psi$  - относительное сужение.

Существуют также различные микроструктурные [9] и корреляционные способы [8, 9, 11] определения этой величины как для исходного, так и пластически деформированного металла. Для хрупких материалов (бетонов, скальных оснований, льда) величина сопротивления отрыву определяется путем радиального сжатия цилиндрических образцов плоскими плитами (бразильская проба [12]) или путем сжатия прямоугольных образцов с круговым или луночным отверстием.

В случае однородного напряженного состояния макронапряжения совпадают с общепринятым определением напряжений в точке, а неравенства (1) и (2) определяют техническую прочность (макропрочность) материала при испытании стандартных образцов. Хрупкое разрушение в условиях неоднородного поля деформаций начинается в результате образования трещин при исчерпании макропрочности в наиболее напряженном объеме указанного выше диаметра  $\Delta$ , если только этот объем не содержит пластических деформаций. В противном случае, т.е. при одновременном нарушении условий (1) и (2), разрушение указанного объема будет квазихрупким или вязким в зависимости от степени пластического деформирования. Дальнейшее распространение разрушения определяется условиями макропрочности (1) и (2) в концевой зоне образовавшейся трещины.

Величина структурного параметра  $\Delta$  определяется таким образом, чтобы разрушение испытываемого образца с трещинами происходило при тех же макронапряжениях, что и при макрооднородной деформации. Для неограниченного хрупкого тела с трещиной длиной  $2c$  этот параметр находится при одноосном растяжении по формулам  $\Delta \approx 2c(\sigma_z^0 / S_0)^2$  или  $\Delta \approx 2(K_{IC} / S_0)^2 / \pi$ , если известно экспериментальное разрушающее напряжение  $\sigma_z^0$  или критическое значение коэффициента интенсивности напряжений  $K_{IC}$ . Для металлов (и сварных соединений) определение структурного параметра при одноосном растяжении по указанным формулам допускается при температуре испытания, обеспечивающей значение коэффициента вязкости  $K_B = S_0 / \sigma_T$  на уровне  $K_B \leq 1,1$ . В противном случае ( $K_B \geq 1,1$ ) у конца трещины развиваются макропластические деформации и определение структурного параметра необходимо проводить на образцах с надрезами [10] или при двuosном растяжении.

Значение структурного параметра является тем характерным размером, по отношению к которому определяются такие понятия как микро- или макротрещина, хрупкое, квазихрупкое и вязкое разрушения. Так, если характерный линейный размер  $d$  зоны пластичности у конца трещины или концентратора напряжений намного меньше величины структурного параметра ( $d \ll \Delta$ ), то имеет место хрупкое разрушение, если  $d \sim \Delta$ , то разрушение квазихрупкое, и, наконец, если  $d \gg \Delta$ , то разрушение носит вязкий характер. Данная формулировка обобщает определение трех типов разрушения элементов металлоконструкций, приведенное в [13], а также позволяет различать две переходные температуры: первую критическую  $t_{K1}$ , соответствующую переходу от вязких разрушений к квазихрупким, и вторую критическую  $t_{K2}$ , соответствующую переходу от квазихрупких разрушений к хрупким.

## 2. Коэффициент жесткости напряженного состояния для трещин при сложном нагружении. В данной работе будем пользоваться для металлов и сварных соединений понятиями:

- коэффициент  $K_g$  жесткости напряженного состояния;
- коэффициент вязкости  $K_B$ ;
- температура нулевой пластичности  $t_{HP}$ , отделяющая хрупкие разрушения от квазихрупких, и определяемая решением уравнения:

$$\sigma_T(t) = S_0 / K_g \quad (3)$$

в температурном интервале, где  $\sigma_T(t)$  - зависимость предела текучести от температуры  $t$ . При отсутствии концентрации напряжений  $K_g = 1$ . из (3) получается уравнение  $\sigma_T(t) = S_0$ , из которого следует, что  $t_{HP}$  не более температуры  $t_{cp}$ , при которой определяется величина  $S_0$  на гладких

образцах. Кроме того, вследствие определения второй критической температуры хрупкости, данного в [13], должно быть  $t_{НП} < t_{К2}$ , т. к. при разрушении образца с трещиной на пределе текучести в нетто-сечении развиваются ограниченные пластические деформации.

Классическое определение коэффициента жесткости напряженного состояния  $K_g = \sigma_{max} / \sigma_i$  для трещин и сингулярных (неограниченных) концентраторов напряжений, приведенное в монографии [10] и используемое в литературе [8, 9], существенно завышает температуру нулевой пластичности, т.к. использует отношение  $\sigma_{max} / \sigma_i$  в одной точке (микрообъеме материала) у вершины концентратора, в то время как  $\sigma_{max}$  и  $\sigma_i$  достигают своих максимумов в различных микрообъемах. Например, если в формуле для коэффициента  $K_g$  использовать асимптотические выражения для главных напряжений у конца трещины нормального отрыва

$$\sigma_{1,2} = K_I (2\pi r)^{-1/2} \cos \theta / 2 (1 \pm \sin \theta / 2), \quad \sigma_3 = 2\nu K_I (2\pi r)^{-1/2} \cos \theta / 2,$$

то для него вместо величины 2,5, приведенной в [10], получается существенно меньшее значение  $K_g = 1,3$ . При этом максимальное значение (при любом фиксированном  $r > 0$ ) наибольшего главного напряжения  $\sigma_1$  достигается при  $\theta = \pi/3$ , а максимального касательного напряжения – при  $\theta = \pi/2$ . С другой стороны, определение коэффициента  $K_g$ , основанное (как и ЛМР) на учете только сингулярных слагаемых в асимптотическом разложении полей напряжений, не учитывает многоосность напряженного состояния элемента конструкции вдали от концентраторов напряжений (брутто-сечениях) и с этой точки зрения занижает значения  $K_g$ .

Определим коэффициент  $K_g$  жесткости напряженного состояния как отношение максимального растягивающего макронапряжения у вершины трещины (или сингулярного концентратора напряжений) к удвоенной величине максимального касательного макронапряжения, т.е.  $K_g = \sigma_{max} / 2\tau_{max}$ . Это определение отличается от принятого [10] не только тем, что в знаменателе вместо интенсивности касательных макронапряжений стоит величина  $2\tau_{max}$ , но, в основном, тем, что в нем фигурирует отношение максимальных макронапряжений, которые могут достигаться в различных микрообъемах у вершины трещины. Кроме того, это выражение позволяет учитывать влияние напряжений, действующих в направлении трещины. Следует также отметить, что можно не менять традиционного определения  $K_g = \sigma_{max} / \sigma_i$ , но, как установлено А.А. Ильюшиным, отношение  $\sigma_i / 2\tau_{max}$  меняется мало  $\sqrt{3}/2 \leq \sigma_i / 2\tau_{max} \leq 1$  и, кроме того, вычисления проведены для данного в тексте определения.

В соответствии с определением коэффициента жесткости напряженного состояния для макротрещин нормального отрыва при одноосном растяжении  $K_g \approx 1,1$ . Следовательно, хрупкое разрушение возможно, если  $K_B < 1,1$ ; оно произойдет, если будет нарушено условие прочности (1). Тогда  $\sigma_i^0 = 1,07 S_0 \sqrt{\Delta/2c}$ . Из полученного выражения для разрушающего напряжения следуют приведенные выше формулы для структурного параметра  $\Delta$ , а также вывод о том, что в силу структурной неоднородности распространение трещины может происходить путем образования микротрещин на некотором удалении от конца исходной трещины с последующим их слиянием.

При двухосном нагружении плоскодеформированного тела с трещиной нормального отрыва максимальные нормальные макронапряжения, как правило, растут, а максимальные касательные – уменьшаются. Наибольшее значение коэффициента жесткости при двухосном нагружении не превышает величины 1,5 и получается, когда растягивающее в направлении трещины напряжение ( $\sigma_x^0$ ) примерно в 3,5 раза превышает напряжение ( $\sigma_z^0$ ), ортогональное трещине. При этом для  $\sigma_x^0 > 0$  наиболее напряженные микрообъемы сначала сближаются с продолжением трещины, затем вновь начинают от него отклоняться.

Приведенные данные показывают, что эффект охрупчивания металла у вершины трещины в случае плоской деформации при двухосном нагружении относительно невелик. Хрупкое разрушение возможно при низких температурах ( $K_g \leq 1,5$ ); для малоуглеродистой СтЗкп и низколегированной 16Г2АФ сталей максимальная температура хрупкого разрушения составляет примерно 145К и 90К соответственно. Величины разрушающих напряжений, соответствующие хрупкому разрушению плоскодеформированного тела с трещиной при двухосном нагружении, приведены в работе [1].

В случае одноосного растяжения неограниченного тела с круговой в плане трещиной коэффициент  $K_g$  равен единице, а максимальные нормальные и касательные макронапряжения меньше, чем при плоской деформации. Двухосное осесимметричное растяжение существенно снижает максимальное макронапряжение, приводя к значительному росту коэффициента жесткости напряженного состояния у вершины трещины. Наибольшее значение этого коэффициента равно 2,3 и достигается, когда растяжение в плоскости трещины в 3,5 ... 4 раза превышает напряжение, ортогональное трещине. Такая высокая степень охрупчивания металла у края дисковидной трещины может вызвать хрупкое разрушение уже в климатическом диапазоне температур эксплуатации конструкций.

При неосесимметричном нагружении наибольшие значения нормальных и касательных макронапряжений различны для разных точек контура трещины. Численный расчет показывает, что коэффициент жесткости не превосходит максимального значения  $K_g = 2,3$  при осесимметричном нагружении.

При одноосном растяжении эллиптической в плане трещины с соотношением полуосей  $q = 1/2$  максимальные касательные и нормальные макронапряжения достигаются вблизи концов малой оси эллипса. При обходе контура трещины эти макронапряжения монотонно убывают вплоть до наименьших своих значений, соответствующих концам большой полуоси эллипса. При этом коэффициент жесткости напряженного состояния возрастает от значения 1,05 до величины  $K_g = 1,37$ . При двухосном растяжении, где одно из растягивающих напряжений действует в направлении осей эллипса, коэффициент жесткости не превосходит величин 1,27 и 1,55 соответственно. При этом направление распространения трещины, как правило, совпадает с направлением действия наибольшего растягивающего напряжения в плоскости трещины.

В общем случае трехосного растяжения наибольшее значение коэффициента  $K_g$  меньше, чем для круговой в плане трещины и равно 2,16. Это значение достигается при равномерном растяжении с параметрами растяжения, превышающими соответствующие значения для дисковидной трещины. Таким образом, отклонение от круговой формы трещины снижает коэффициент жесткости напряженного состояния, и, следовательно, хрупкое разрушение возможно при более низкой температуре нулевой пластичности.

**3. Нагрузки трещинообразования хрупкого тела с луночным отверстием.** Определение нагрузок трещинообразования и соответствующей температуры перехода от квазихрупких разрушений к хрупким рассмотрим на «неклассическом» примере элемента конструкции или основания с вырезом в виде симметричного луночного отверстия с острыми углами. Элемент конструкции со свободным от напряжений вырезом моделируется неограниченным упругим плоскодеформированным телом, подверженным двухосному нагружению на бесконечности. Упругое решение этой задачи имеет сингулярную особенность в угловых точках отверстия и приведено для различных схем нагружения в монографии [14].

Решение этой задачи построено в биполярных координатах  $\alpha, \beta$ :

$$x = c \operatorname{sh} \alpha / (c \operatorname{ch} \alpha - \cos \beta), \quad y = -c \sin \beta / (c \operatorname{ch} \alpha - \cos \beta),$$

где  $c$  - полудлина отверстия. Координатные линии  $\beta = \pm \gamma$  определяют контур луночного отверстия; при  $\gamma = \pm \pi/2$  контур представляет собой окружность радиуса  $c$ , а при  $\gamma = \pm \pi$  - разрез (трещину) вдоль оси  $x$  длиной  $b = 1$ .

Выражение для нормальных напряжений  $\sigma_\alpha$  в сечениях, ортогональных контуру отверстия, получено в виде интеграла Фурье:

$$\sigma_\alpha = 8\sigma^0 \sin \gamma (ch\alpha - \cos \gamma) \int_0^\infty L(t, \gamma) V^{-1}(t, \gamma) sh t \gamma \cos t \alpha dt,$$

где

$$L(t, \gamma) = Q_0 + dt(t - ctg \gamma ct ht \gamma), \quad V(t, \gamma) = sh 2t \gamma + t \sin 2 \gamma;$$

$$Q_1 = b + 4d \sin^2 \gamma \int_0^\infty t V^{-1}(t, \gamma) dt, \quad Q_2 = 4 \int_0^\infty \frac{sh^2 t \gamma - t^2 \sin^2 \gamma}{t(1+t^2)V(t, \gamma)} dt.$$

При этом  $Q_0 = Q_1 / Q_2$ , а параметры  $b, d$  определяют напряженное состояние на бесконечности. При  $b = 0, d = 1/2$  имеет место одностороннее растяжение (сжатие) в направлении оси  $x$  напряжением  $\sigma_x^0$ ; случай  $b = 1, d = -1/2$  соответствует растяжению в направлении оси  $y$  напряжением  $\sigma_y^0$ ; и, наконец,  $b = 1, d = 0$  соответствует всестороннему растяжению напряжением  $\sigma_y^0 = \sigma_x^0$ .

Вычисляя несобственный интеграл, определяющий  $\sigma_\alpha$  с помощью теории вычетов, получим асимптотическую формулу  $\sigma_\alpha = Q(ch\alpha - \cos \gamma)e^{-\lambda\alpha} + 0(1), \alpha \rightarrow \infty$ , в которой  $\lambda$  - минимальный положительный корень уравнения:

$$\sin 2\lambda\gamma + \lambda \sin 2\gamma = 0, \tag{4}$$

а величина  $Q$  определяется выражением:

$$Q = -8\pi\sigma^0 \sin \gamma \sin \lambda\gamma \frac{Q_0 - d\lambda(\lambda + ctg \gamma ctg \lambda\gamma)}{2\gamma \cos 2\lambda\gamma + \sin 2\gamma}.$$

Сингулярное решение однородной задачи теории упругости для клина с углом раствора  $2\gamma$ , симметричное относительно биссектрисы угла в полярных координатах имеет вид [15]:

$$\sigma_r^e = Ar^{\lambda-1} [(3-\lambda)C_-(\theta) + (1+\lambda)C_+(\theta)C_-(\gamma)/C_+(\gamma)]; \tag{5}$$

$$\sigma_\theta^e = Ar^{\lambda-1} (1+\lambda)[C_-(\theta) - C_+(\theta)C_-(\gamma)/C_+(\gamma)];$$

$$\tau_{r,\theta}^e = Ar^{\lambda-1} (1-\lambda)[S_-(\theta) - S_+(\theta)S_-(\gamma)/S_+(\gamma)];$$

$$2Gu_r^e = A\lambda^{-1}r^\lambda [(\kappa-\lambda)C_-(\theta) + (1+\lambda)C_+(\theta)C_-(\gamma)/C_+(\gamma)];$$

$$2Gu_\theta^e = -A\lambda^{-1}r^\lambda [(\kappa+\lambda)S_-(\theta) + (1+\lambda)S_+(\theta)C_-(\gamma)/C_+(\gamma)], \tag{6}$$

где  $2\gamma$  - раствор клина,  $r, \theta$  - полярные координаты с центром в вершине клина и полярной осью, совпадающей со срединной линией клина. При этом  $A = K/(2\sqrt{2\pi})$ ,  $C_\pm(\theta) = \cos(1 \pm \lambda)\theta$ ,  $S_\pm(\theta) = \sin(1 \pm \lambda)\theta$ .

Сопоставление напряжения  $\sigma_r$  при  $\theta = \gamma, r \rightarrow 0$  с напряжением  $\sigma_\alpha$  при  $\alpha \rightarrow \infty$  приводит к формуле для коэффициента интенсивности напряжений в вершине клина:

$$K = \sqrt{2\pi}Q(2c)^{1-\lambda} [4 \cos(1-\lambda)\gamma]^{-1}. \tag{7}$$

При  $\gamma = \pi$  ( $\lambda = 1/2, b = 1, d = -1/2$ ) из этой формулы следует известное выражение

$K = \sigma_y^0 \sqrt{\pi c}$  для коэффициента интенсивности напряжений в конце трещины нормального отрыва.

В другом крайнем случае  $\gamma = \pi/2$  ( $\lambda = 1, b = 1, d = -1/2$ ) выражения (5) ... (7) приводят к асимптотическим формулам для напряжений и перемещений при растяжении неограниченной полуплоскости напряжением  $3\sigma_y^0$ . В случае одноосного сжатия тела с луночным отверстием ( $b = 0, d = 1/2$ )  $K \rightarrow \infty$  при  $\gamma \rightarrow \pi/2$ , и  $K = 0$  при  $\gamma = \pi$ .

Пользуясь условием прочности (1), асимптотическими формулами (5) ... (7) и определенным выше значением структурного параметра  $\Delta$ , получаем нагрузку трещинообразования для хрупкого тела с луночным отверстием. Зависимость этой нагрузки от угла  $\gamma$  при одноосном растяжении

показана на рисунке 1 сплошной линией. Пунктирной линией нанесена нагрузка трещинообразования при всестороннем растяжении, построенная по приведенным выше асимптотическим формулам. Крестиками на рисунке 1 показаны экспериментальные значения разрушающей нагрузки, отнесенные к величине  $\sigma_r = 1,07S_0 \sqrt{\Delta/2c}$ , взятые из работ [16, 17]. В расчетах принято  $\nu = 0,35$ ,  $\Delta/2c = 0,042$ . Значение отношения структурного параметра к длине трещины найдено по приведенным экспериментальным данным\*.

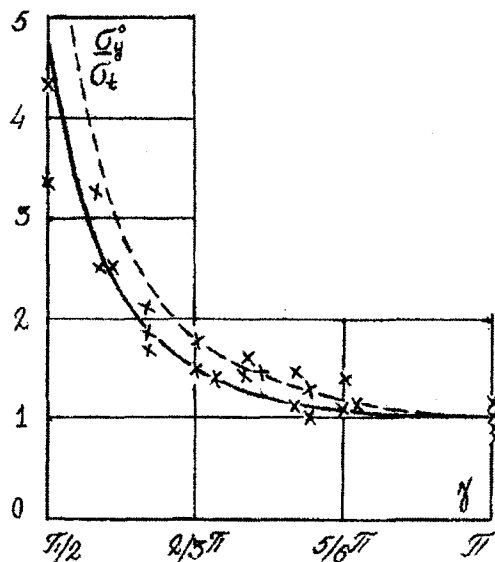


Рис. 1. Экспериментальные и теоретические напряжения трещинообразования для тела с луночным отверстием: сплошная линия – одноосное растяжение; пунктирная линия – двухосное растяжение.

Как и при растяжении тела с трещиной [1], здесь также имеют место примерно одинаковые макронапряжения в окрестности угловых точек луночного отверстия для различных микрообъемов в некоторой области. Коэффициент жесткости меняется от  $K_g \approx 1$  для кругового отверстия до  $K_g \approx 1,25$  для трещины при всестороннем растяжении напряжением  $\sigma_x^0$ . Из данных, приведенных на рисунке 1, также следует, что для материалов в хрупких состояниях замена трещины на трещиноподобный дефект с углом раствора до  $\pi/3$  мало влияет на нагрузку трещинообразования как при одноосном, так и при всестороннем растяжении.

**4. Экспериментальные данные и устойчивость возникающих трещин при сжатии хрупкого тела с круговым отверстием.** Характер образующихся трещин в теле с концентратором напряжений и их устойчивость должны исследоваться отдельно после определения нагрузок трещинообразования. Трещины в реальных твердых телах образуются в условиях неустановившегося диффузионного процесса объединения дефектов и возникающих или существующих микротрещин. Как правило, этот процесс медленный, и динамические эффекты при его протекании не проявляются. Определение размеров образующихся предельно-равновесных микро- или макротрещин, а также анализ их устойчивости может проводиться на основе модели Леонова-Панасюка [18], в простейшей форме учитывающей процесс взаимодействия берегов трещины. В случае образования макротрещин анализ устойчивости и определение разрушающих нагрузок могут проводиться методами линейной механики разрушения.

\* Эксперименты проводились на образцах из стеклообразного эпоксидного полимера на основе смолы ЭД-20 с параметрами  $E=3 \cdot 10^5 \text{ Н/см}^2$ ,  $\sigma_c = 3 \cdot 10^4 \text{ Н/см}^2$  и луночным вырезом длиной 1 см.



Для хрупких материалов возможно образование как неустойчивых, так и устойчивых трещин; в последнем случае разрушающая нагрузка превышает нагрузку трещинообразования. В качестве примера образования как устойчивых, так и неустойчивых трещин может служить задача сжатия тела с луночным, и, в частности, с круговым отверстием [19]. Интерес к этой задаче вызван тем, что при сжатии в хрупком теле сначала появляются трещины отрыва\*, ориентированные в направлении сжатия, затем эти трещины подрастают, и происходит смена механизма разрушения – на контуре отверстия появляются трещины сдвига. Нагрузка трещинообразования при появлении трещин отрыва при сжатии служит основанием для экспериментального определения сопротивления отрыву  $S_0$ . Нагрузка страгивания появившихся устойчивых трещин служит основанием для определения характеристики трещиностойкости  $K_{IC}$ . Этот способ аналогичен методу [12] испытания прочности хрупких материалов (бетонов, горных пород, скальных оснований, льда) на растяжение, где испытание производится путем сжатия круглого диска. Сжимающая нагрузка, при достижении которой появляются трещины сдвига, служит основанием для экспериментального определения коэффициента сцепления как характеристики трещиностойкости при сдвиге. Для металлов и сварных соединений металлоконструкций характер образующихся трещин (хрупкая, квазихрупкая, вязкая) может быть различным, т.к. при образовании трещин в зоне концентратора меняется температура хрупко-вязкого перехода (температура нулевой пластичности  $t_{HП}$ ). Так, по экспериментальным данным, приведенным в [9], для полосы с круговым отверстием  $t_{HП} \approx -180$  °С, а для полосы с круговым вырезом и двумя неглубокими надрезами на границе отверстия  $t_{HП} \approx -115$  °С. Столь существенное повышение  $t_{HП}$  говорит о том, что возникающая в интервале температур  $180$  °С <  $t$  <  $-115$  °С квазихрупкая трещина вызывает охрупчивание микрообъемов материала в концевой зоне и становится хрупкой, т.е. определение ее размеров и устойчивости распространения необходимо проводить для характеристик материала в зависимости от длины трещины.

Устойчивость возникающих при достижении нагрузок трещинообразования трещин неограниченного хрупкого тела с круговым отверстием проанализируем для случая одноосного сжатия напряжением  $\sigma_x^0 < 0$ ; случай одноосного растяжения рассмотрен в [3]. Начальные трещины, возникающие при разрушении наиболее напряженных микрообъемов, могут развиваться в нескольких направлениях в зависимости от случайной анизотропии в очаге разрушения. Затем случайные факторы мало влияют на направления распространения трещин. Среди предельно равновесных трещин, возникающих при нарушении условия прочности тела с круговым отверстием, ограничимся симметричными трещинами длиной  $l$ , лежащими в плоскости симметрии  $y = 0$ . Приближенное выражение для коэффициента интенсивности напряжений  $K_I$  приведено в [19] и имеет вид:

$$K_I = -2\sigma_x^0 \sqrt{\frac{c}{\pi}} \frac{\sqrt{2q + 3q^2 + q^3}}{(1+q)^4}, \quad q = l/c. \quad (8)$$

Для малых длин трещин ( $l \ll c$ ) этот коэффициент равен  $K_I = -2\sigma_x^0 \sqrt{2l/\pi}$  и достигает максимума при  $q \approx 0,18$ , равного  $K_I = -0,7\sigma_x^0 \sqrt{c/\pi}$ . Отсюда и из условия  $K_I = K_{IC}$  следует, что трещины длиной  $l < 0,18c$  неустойчивы (предельное напряжение  $-\sigma_x^0$  падает с ростом длины трещины), а трещины длиной  $l \geq 0,18c$  устойчивы. Напряжение сжатия, при достижении которого на контуре кругового отверстия возникает трещина отрыва, определяется через макронапряжения и приближенно равно:

$$\sigma_x^0 = -2S_0(c + \Delta)^3 / c^2(2c + \Delta). \quad (9)$$

Напряжение инициирования хрупкого разрушения на контуре кругового отверстия  $q_u = -\sigma_x^0$  неограниченно возрастает при  $c/\Delta \rightarrow 0$  (для отверстий малого по сравнению со структурным параметром  $\Delta$  радиуса) и равно сопротивлению отрыву для больших отверстий ( $c \gg \Delta$ ).

\* В зависимости от соотношения между сопротивлением отрыву и коэффициентом сцепления.

В промежуточной области отношений  $c/\Delta$  напряжение  $q_u$  убывает с ростом  $c/\Delta$ , стремясь к  $S_0$  при  $c/\Delta \rightarrow \infty$ . Так, при  $c = \Delta$   $q_u = 5,3S_0$ , а при  $c = 2\Delta$  величина  $q_u$  примерно вдвое меньше и равна  $2,7S_0$ . Формула (9) удовлетворительно аппроксимирует экспериментальные данные, приведенные на рисунке 2 работы [19] в диапазоне  $0,2 < c < 15$  (мм) радиусов круговых отверстий, если под  $q_u$  понимать напряжение сжатия, инициирующее трещинообразование на контуре отверстия. При этом  $\Delta \approx 0,1$  мм и  $S_0 = 73$  МПа для ПММА и  $\Delta \approx 0,9$  мм,  $S_0 = 15$  МПа для силикатного стекла. Следует также отметить, что если значения структурного параметра  $\Delta$  и сопротивления отрыву  $S_0$  для силикатного стекла определялись по экспериментальным данным рисунок 2 [19], то величина  $S_0$  для ПММА определялась независимыми экспериментами по результатам статических испытаний гладких цилиндрических образцов на растяжение.

Полагая в формуле (8)  $K_I = K_{IC}$  и определяя  $\sigma_x^0$  формулой (9) получим, что нагрузку трещинообразования уравнивают две трещины различной длины  $l_{1,2}$ . Длины этих трещин определяются нелинейным уравнением:

$$\frac{2q + 3q^2 + q^3}{(1 + q)^8} = B_\Delta(c) \left( \frac{K_{IC}}{S_0} \right)^2, \text{ или } B_\Delta(c) = \frac{\pi c^3 (2c + \Delta)^2}{16(c + \Delta)^6}. \quad (10)$$

Как показано ранее, левая часть этого уравнения достигает максимума 0,28 при  $q \approx 0,18$ . Следовательно, трещинообразование на контуре кругового отверстия может происходить только при выполнении условия:

$$B_\Delta(c)(K_{IC}/S_0)^2 \leq 0,28. \quad (11)$$

При этом длина  $l_1$  меньшей (неустойчивой) трещины меньше  $0,18c$ , длина  $l_2$  другой (устойчивой) трещины больше  $0,18c$ .

Из полученных результатов следует, что экспериментальное определение характеристик трещиностойкости, включая определение критического значения  $K_{IC}$  при сжатии пластины с круговым отверстием или круговым отверстием и двумя симметричными краевыми трещинами, ориентированными в направлении сжатия, необходимо проводить для устойчивых длин трещин, превышающих величину  $0,18c$ .

Определение величины  $K_{IC}$  на образцах с круговым отверстием без предварительно нанесенных трещин затруднено тем, что образованная краевая трещина меньшей длины ( $l_1$ ) неустойчива и скачкообразно меняет свою длину, будучи остановлена сжимающими напряжениями на ее контуре. Длина остановленной трещины может не совпадать с длиной  $l_2$  устойчивой трещины, и, следовательно, прямое вычисление критического значения  $K_{IC}$  по формуле (8) с известным напряжением  $\sigma_x^0$  трещинообразования и известной длиной образовавшихся трещин может привести к ошибочным результатам. Гораздо надежнее способ определения величины  $K_{IC}$  по напряжению сжатия, вызывающему страгивание образовавшихся или предварительно нанесенных устойчивых трещин, примененный в работе [19].

В качестве примера применения неравенства (11) воспользуемся экспериментальными данными [19], где указано, что при радиусе  $c \leq 0,2$  мм рост трещины в образцах из ПММА вообще не удалось инициировать. По данным рисунка 3, а [19] и формуле (9) вычисляется критическое значение  $K_{IC} \approx 7,5 \text{ МПа} \sqrt{M}$  и коэффициента  $K_I$ , при этом используются различные значения радиусов отверстий и длин трещин в образцах из ПММА. Используя полученное значение  $K_{IC}$ , а также величины  $c = 0,2$  мм,  $\Delta = 0,1$  мм,  $S_0 = 73$  МПа, получаем, что левая часть (11) равна 0,53. Это означает, что неравенство (11) не удовлетворено и трещинообразования при сжатии образца с таким отверстием не происходит.

## Литература

1. Леонов, М.Я. Разрушение хрупкого тела с трещиной при двухосном нагружении [Текст] / М.Я. Леонов, В.К. Востров // Проблемы прочности, 1984. - № 9. - С. 33-37.
2. Леонов, М.Я. Некоторые неклассические проблемы механики деформируемых тел [Текст] / ФХММ, т. 23, № 4, 1987. - С. 3 - 8.
3. Морозов, Н.Ф. Математические вопросы теории трещин [Текст]. - М., «Наука», 1984, 255 с.
4. Леонов, М.Я. Макронапряжения упругого тела [Текст] / М.Я. Леонов, К.Н. Русинко // ПМТФ, 1963. - № 1. - С. 104 - 110.
5. Либовиц, Г. Некоторые недавние теоретические и экспериментальные исследования по механике разрушения [Текст] / Г. Либовиц, Дж. Эфтис, Д. Джонс. // В сб. «Механика разрушения», «Мир», М., 1980. - С. 169 - 202.
6. Леонов, М.Я. К теории сдвига-трещинообразования [Текст] / М.Я. Леонов, В.К. Востров // Докл. АН СССР, 1980, т. 253. - № 4, С. 832 - 836.
7. Ужик, Г.В. Сопротивление отрыву и прочность металлов [Текст]. - М.: АН СССР, 1950. - 260 с.
8. Мешков, Ю.Я. Разрушение деформированной стали [Текст]. - Киев, "Наукова думка", 1989. - 160 с.
9. Мешков, Ю.Я. Структура металла и хрупкость стальных изделий [Текст] / Ю.Я. Мешков, Г.А. Пахаренко. - Киев, "Наукова думка", 1985. - 263 с.
10. Копельман, Л.А. Сопротивляемость сварных узлов хрупкому разрушению [Текст]. - Л., "Машиностроение", 1978. - 232 с.
11. Гладштейн, Л.И. Способы ускоренного определения сопротивления хрупкому разрушению конструкционных сталей [Текст] / Л.И. Гладштейн, В.М. Горицкий, Н.П. Ларионова, Ю.Я. Мешков, Г.А. Пахаренко, Т.Н. Сердитова // «Заводская лаборатория», т. 51, № 1, 1985. - С. 78 - 81.
12. Фадеев, А.Б. Применение бразильского метода испытания прочности пород на растяжение [Текст]. - ФТПРПИ, №3, 1974. - С. 133 - 137.
13. Серенсен, С.В. Сопротивление хрупкому разрушению элементов конструкций [Текст] / С.В. Серенсен, Н.А. Махутов // Проблемы прочности, № 4, 1971. - С. 3 - 12.
14. Уфлянд, Я.С. Интегральные преобразования в задачах теории упругости [Текст]. - «Наука», Ленинград, 1967. - 402 с.
15. Тимошенко, С.П. Теория упругости [Текст] / С.П. Тимошенко, Дж. Гудьер. - «Наука», М., 1979. - 560 с.
16. Бугаков, И.И. Квазихрупкое разрушение образцов с вырезом, имеющим угловые точки [Текст] // И.И. Бугаков, И.И. Демидова // Изв. АН СССР, МТТ, №3, 1980. - С. 182 - 183.
17. Бугаков, И.И. Квазихрупкое разрушение образцов с вырезом в виде лунки [Текст] // Изв. АН СССР, МТТ, №6, 1982. - С. 177 - 180.
18. Леонов, М.Я. Элементы теории хрупкого разрушения [Текст]. - ПМТФ, №3, 1961. - С. 85 - 92.
19. Науменко, В.П. Хрупкое разрушение пластины с отверстием при сжатии [Текст] / В.П. Науменко, О.В. Митченко // Проблемы прочности, 1985, № 7. - С. 12 - 20.
20. Писаренко, Г.С. Экспериментальное определение величины  $K_I$  при сжатии пластины вдоль трещины [Текст] / Г.С. Писаренко, В.П. Науменко, О.В. Митченко, Г.С. Волков // Проблемы прочности, №11, 1984. - С. 3 - 9.

УДК 624.14

Докт. техн. наук, проф. А.Б. Пономарев  
(Пермский государственный технический университет)  
Россия, г. Пермь

## К ВОПРОСУ ОБ ИЗМЕНЕНИИ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ В ПРОЦЕССЕ СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗДАНИЙ

### Введение

В работах ряда авторов отмечается, что развитие массового строительства в крупных промышленных городах приводит к резкому изменению инженерно - геологической обстановки. Наиболее характерно такая картина проявляется для городов, расположенных на надпойменных террасах крупных рек с характерными переслоениями аллювиально-делювиальных отложений. Морфологическое строение таких территорий осложнено широко развитой сетью мелких речных долин, логов и оврагов. Для таких территорий присуще развитие не только природных экзогенных процессов, но и процессов, активизированных антропогенными факторами.

В последние десятилетия в связи с уплотнением городской застройки все чаще стали отмечаться случаи критического деформирования старых зданий при возведении между ними вставок сооружений нового назначения (торговые, офисные и жилые комплексы). Безусловно, учитывая столь печальный факт, необходимо понимать, что переход от типового строительства на свободной территории на реконструкцию и новое строительство в сложных условиях плотной городской застройки – это актуальная задача всех участников современного строительного комплекса. Согласно Европейскому международному стандарту – Eurocode 7 (Geotechnics), подобное строительство относится к III наиболее сложной геотехнической категории. Работы «нулевого» цикла в данных условиях оказываются самыми дорогими. Анализ аварий последних лет, произошедших у нас в стране и за рубежом, показывает, что свыше 70% «отказов» зданий происходит по причине ошибок на стадии геотехнических работ.

### 1. Изменение свойств грунтового массива в период устройства свайных фундаментов

Для правильного расчета осадок и несущей способности свайных фундаментов, оценки прочности грунта под сваями необходимо иметь данные об изменении модуля деформации, удельного веса, сил сцепления и угла внутреннего трения грунта в процессе забивки и нагружения свай.

По данным ряда исследований (Бартоломей А.А., Бахолдин Б.В., Далматов Б.В. и др.) известно, что в результате погружения свай в грунт происходит изменение физико-механических свойств основания околосвайного пространства в сторону их улучшения. В результате перемещения грунта в околосвайном пространстве образуется зона уплотнения вокруг забивной сваи. Частицы грунта в процессе движения сваи перемещаются под нижним концом по определенной траектории вниз и в сторону, образуя вдоль боковой поверхности сваи уплотненную зону цилиндрической формы, а под нижним концом сваи некоторую сферу.

В то же время существует иное мнение у ряда исследователей, которые ставят под сомнение процесс улучшения свойств грунтового массива в околосвайном пространстве, особенно это касается водонасыщенных глинистых грунтов.

С этой целью нами проводилось статическое зондирование грунта околосвайного пространства одиночных конических свай и фундаментов. Зондирование осуществлялось установкой С-832 (зонд II типа) с гидравлической системой вдавливания грунта и автоматической записью показаний на ленту. Статическое зондирование около каждой испытываемой сваи или фундамента производилось трижды: до забивки свай, после забивки и после нагружения по одним и тем же точкам. Каждый раз по результатам зондирования строились графики удельного сопротивления грунта по конусу зонда  $q_c$  в кПа и по боковой поверхности  $f$  в кПа в зависимости от глубины погружения зонда. Затем, используя результаты "тройного" зондирования, выполнялся перерасчет по всем ин-

тересующим физико-механическим характеристикам грунта околосвайного пространства. Основные результаты исследования изменения характеристик грунтового массива в уплотненных зонах одиночных конических свай и ленточных фундаментов представлен на рисунке 1. Исследования показали, что при забивке свай и их последующем нагружении в глинистых грунтах мягкопластичной консистенции в пределах зоны уплотнения происходит значительное изменение характеристик грунтового массива. Величина удельного веса грунта увеличилась с  $18,3 \div 20,6$  кН/м<sup>3</sup> до  $22,3$  кН/м<sup>3</sup> под одиночными сваями и до  $23,0$  кН/м<sup>3</sup> под ленточными фундаментами. Удельное сцепление увеличилось с  $0,015 \div 0,024$  МПа до  $0,044 \div 0,045$  МПа, т.е. примерно в  $1,8 \div 2,4$  раза. Наибольшее увеличение значений сил сцепления отмечено под острием свай и на верхнем участке длины свай как в случае с одиночными коническими сваями, так и в случае с фундаментами. Многократная проверка данных опытов показала, что уплотнение грунта в околосвайном пространстве не оказывает влияние на изменение величины угла внутреннего трения. Эта величина, как правило, постоянна, расхождение значений составляет всего лишь  $2 \div 3\%$ . Опытами также установлено, что происходит значительное увеличение модуля деформации в уплотненной зоне. Значение модуля деформации в плоскости острия и на верхнем участке длины свай ( $1/3 \div 1/2$  длины) изменилось с  $6,1 \div 7,0$  МПа до  $23,0$  МПа.

Как показали результаты, полученные с помощью "тройного" зондирования грунта, в результате нагружения свай происходит дополнительное увеличение зон уплотнения и улучшения грунтовых характеристик вокруг конических свай примерно на  $15 \div 20\%$  по сравнению с данными, полученными после забивки свай. Проведенные исследования подтвердили сделанные ранее выводы ряда исследователей том, что зона уплотнения зависит от первоначальной плотности грунта, метода загрузки свай, количества свай в фундаменте, расстояния между сваями, сечения свай, природного коэффициента пористости, а также ряда других факторов. Опыты показали, что в уплотненной зоне модуль деформации значительно выше природного. Это необходимо учитывать при расчете осадок свайных фундаментов.

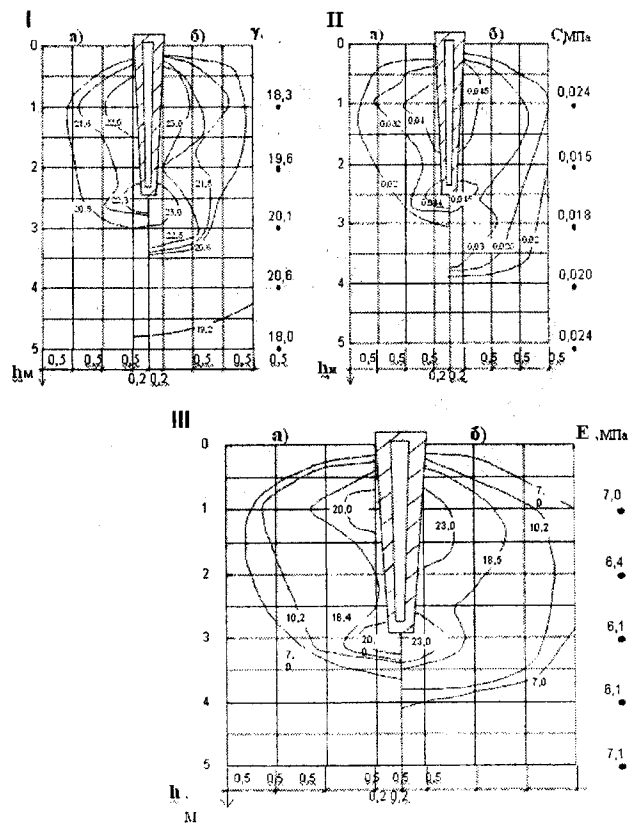


Рис. 1. Результаты исследования изменения физико-механических свойств грунтов в уплотненной зоне конических свай: а - одиночная свая, б - ленточный фундамент, I - изменение плотности грунта, II - изменение сил сцепления грунта, III - изменение модуля деформации

## 2. Влияние подтопления территорий на несущую способность и деформативность грунтовых оснований

Принято считать, что естественный режим грунтовых вод, как правило, носит устойчивый, долговременный характер и определяется космогенными, климатическими и эндогенными факторами, а распространение грунтовых вод в плане на территориях, соизмеримых с размерами техногенных сооружений, относительно равномерное.

Техногенное подтопление территорий, общий и локальный подъем уровня грунтовых вод является в настоящее время серьезной проблемой для большинства крупных городов, расположенных на надпойменных речных террасах. В России в подтопленном состоянии находится около 800 тыс. га городских территорий. Из 1092 городов подтопление отмечается в 960 (88%), в том числе в Москве, Санкт-Петербурге, Новосибирске, Омске, Ростове-на-Дону, Томске, Хабаровске, Новгороде, Ярославле, Казани. Ущерб от подтопления 1 га городской территории (в зависимости от степени ее застройки капитальными сооружениями, наличия исторических и архитектурных памятников, разветвленности подземной инфраструктуры) составляет от 15 до 200 тыс. долл. [1]. Значительную роль в подтоплении городских территорий играют утечки из водоведущих коммуникаций (рис. 2). Для крупного города объем таких утечек может достигать до 10000 м<sup>3</sup> в сутки. Во многих городах уровень грунтовых вод за последние сорок лет поднялся в среднем на 8-10 метров и располагается в настоящее время а глубине 2...4 м от поверхности.

Ярким примером локального подтопления является развитие этого процесса в основании жилых домов первых массовых серий. Это явление отмечено практически для большинства жилых зданий, расположенных в Индустриальном, Свердловском и Мотовилихинском районах города Перми. Исследования, проведенные в 1969 г. показали, что большая часть территории этих районов сложена четвертичными пылевато-глинистыми грунтами тугопластичной и полутвердой консистенции. Мощность этих отложений составляет 6...12м. Основные характеристики грунтов: удельный вес –  $\gamma = 19,1...19,3$  кН/м<sup>3</sup>; удельное сцепление –  $C = 26...28$  кПа; угол внутреннего трения –  $\phi = 19...21^\circ$ ; модуль деформации –  $E = 8...10$  МПа.



Рис. 2. Провал на ул. Краснова в г. Перми в результате размыва грунта по причине протечек из коллектора водовода трения –  $\phi = 19...21^\circ$ ; модуль деформации –  $E = 8...10$  МПа.

В ходе эксплуатации зданий происходили интенсивные протечки на вводах водоведущих коммуникаций и затопление подвалов и технических подполий. Грунты, залегающие в основании зданий, приобрели мягко- и текучепластичную консистенцию. Это привело к значительному, а, главное, неравномерному снижению прочностных и деформационных характеристик: модуль деформации грунта на 35...40%, удельное сцепление на 40...60%.

С ростом влажности основания также происходит снижение величины расчетного сопротивления грунтов в пределах 15...25%, и в результате в ряде точек под зданием оно становится меньше, чем давление на основание от сооружения. Это приводит как к интенсивному развитию абсо-

лютных осадок, так и к очередному увеличению их неравномерности по пятну здания. Существенная неравномерность осадок основания приводит к развитию повреждений в несущих конструкциях зданий (рис. 3).

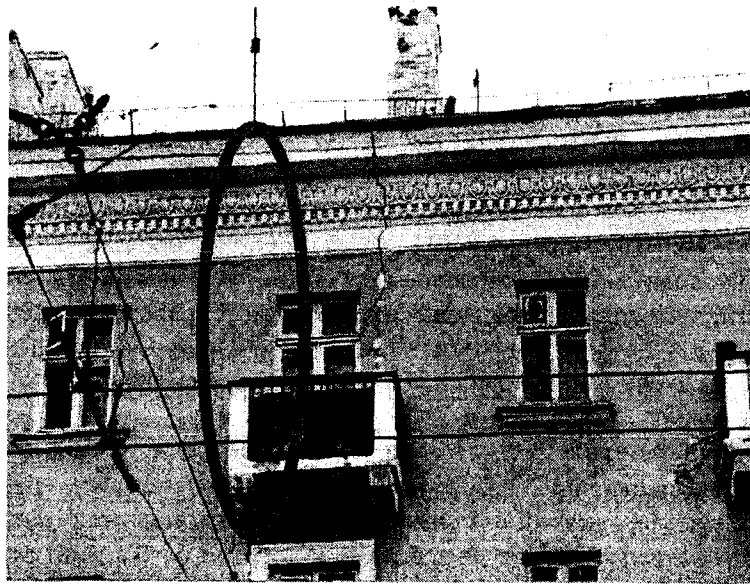


Рис. 3. Развитие трещин в несущей стене здания в результате локального подтопления основания

Ситуация, связанная с подтоплением территории, осложняется еще и нарушением условий эксплуатации зданий, когда сточные и атмосферные воды не отводятся должным образом. С подобной ситуацией мы столкнулись при обследовании здания насосной одного из промышленных предприятий Пермского края. Необходимость обследования была вызвана появлением и развитием многочисленных, в том числе и сквозных, трещин в несущих и самонесущих стенах здания. Здание эксплуатируется с 1961 года. Согласно существующим архивным данным, в основании здания залегают макропористые лессовидные суглинки 1-й категории просадочности. Грунтовых вод на момент изысканий до расчетной глубины заложения фундаментов обнаружено не было, а на момент обследования уровень подземных вод находился на глубине 1,5 м. Вскрытие шурфов и лотков показало, что бутовые фундаменты, в целом, находятся в удовлетворительном состоянии. Однако были обнаружены следующие дефекты: трещины с шириной раскрытия до 1 см, разрушение бутового камня фундамента на глубину до 15 см, выщелачивание раствора, вынос щебня и мелкого заполнителя.

Основной же причиной неравномерных осадок фундамента послужил выход из строя лоткового хозяйства, предназначенного для сбора и отвода технологических стоков за пределы здания в систему производственной канализации. Производственные стоки, просачиваясь в грунт, способствовали поднятию уровня подземных вод, что за годы эксплуатации здания постепенно привело к серьезным деформациям в несущих стенах, расположенных в районе лотков. Ситуация, кроме того, усугублялась отсутствием дренажной системы вокруг здания, которая могла бы отвести подземные воды даже при поднятии их уровня. Подтопление фундаментов подземными и сточными водами привело к ухудшению физико-механических характеристик грунтов основания (табл. 1).

Таблица 1

Характеристики грунтов	На момент изысканий	На момент обследования
Удельный вес $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	18,0	18,7÷19,0
Модуль общей деформации $E$ , МПа	9,0	3,1
Удельное сцепление $C$ , кПа	30,0	7,0÷8,5
Угол внутреннего трения $\phi$ , град	18,0	7,0÷12,0

Разрушение отмостки вокруг здания, предназначенной для защиты подземных конструкций от замачивания атмосферными и талыми водами, также свидетельствует о нарушениях режима технической эксплуатации здания.

Эти и другие факторы привели к тому, что часть строительных конструкций находится в критическом состоянии и требуют серьезного усиления или замены. На основании обследования и произведенных расчетов был разработан проект реконструкции, включающий усиление фундаментов, а также мероприятия по отводу сточных и грунтовых вод от здания.

### 3. Влияние технологии строительства на массив грунтового основания

Для строительства двухуровневой подземной автостоянки в г. Перми потребовалось разработать котлован глубиной 6,5 м. Ситуация осложнялась тем, что под строительство была выделена площадка с неблагоприятными инженерно-геологическими условиями, и работы необходимо было вести в стесненных условиях. Первоначальным проектом предусматривалось устройство котлована с откосом 1:1 без дополнительного крепления. Однако при разработке котлована откосы начали терять устойчивость.

Для укрепления откоса подрядная организация возвела подпорную двухрядную свайную конструкцию. Сваи марки С80.35-1 были забиты по периметру котлована с шагом 1,5-1,7 м, расстояние между рядами составило 3,0 м. Между сваями внутреннего ряда была устроена заборная стенка из досок. Но при дальнейшей разработке грунта эти сваи получили наклон на угол до 10°.

В связи с создавшейся аварийной ситуацией исправить положение попытались с помощью закрепления грунтов откосов методом низконапорного (2,5-3,0 МПа) инъецирования цементного раствора. Данный способ закрепления грунтов не дал положительных результатов. При дальнейшей откопке котлована в отдельных местах угол наклона свай достиг 40° (рис. 4). Давления нагнетания цементного раствора оказалось недостаточно для его проникновения в водонасыщенные глинистые грунты. Большая часть цементного раствора оказалась на поверхности грунта.

Для анализа аварийной ситуации нами были выполнены расчеты, которые показали, что заложенный в проекте уклон откосов 1:1 обеспечивал их устойчивость без учета гидравлического давления грунтовых вод. Анализ полученного решения привел нас к выводу, что потеря устойчивости откосов могла произойти из-за того, что фактические гидрогеологические условия площадки оказались отличными от проектных, кроме того, разработка котлована проводилась весной, когда напор грунтовых вод наибольший. Кроме того, нами был сделан вывод о том, что решение укрепить откосы с помощью свай было ошибочно. Поверхность скольжения откоса проходит на 4-6 м ниже уровня острия забитых свай. Фактически сваи находились в призме обрушения откоса.



Рис. 4. Потеря устойчивости ограждения котлована

Анализируя данную аварийную ситуацию, можно сделать вывод о том, что возведение сооружений на городских территориях часто заставляет строителей использовать площадки с неблагоприятными инженерно-геологическими условиями и вести работы в стесненных условиях. Это требует от проектировщиков более точного учета физико-механических характеристик грунтов и гидрогеологических условий площадки строительства, а от строителей - неукоснительно соблю-



дать технологию производства работ. Недооценка этих факторов может привести к аварийным ситуациям, а ликвидация их последствий – к резкому удорожанию строительства.

#### Заключение

Обобщая имеющийся у автора настоящей статьи опыт геотехнического мониторинга строительства и эксплуатации зданий, можно заключить, что в процессе возведения сооружения и его «жизненного цикла» происходит постоянное изменение характеристик грунтового основания под воздействием ряда факторов. Массовое строительство на ограниченной территории: гражданское – «спальные районы» и промышленное – «производственные комплексы», приводит к изменению естественного режима движения подземных вод и интенсивному техногенному подтоплению. При этом вопрос о снижении степени риска при производстве геотехнических работ на окружающую территорию является крайне важным при строительстве в условиях плотной городской застройки. Экспертный анализ сложившейся градостроительной практики в крупных городах показывает, что этот вопрос назрел в настоящее время особенно остро. Считаем, что строительство в подобных условиях должно иметь полномасштабное геотехническое сопровождение, которое включало бы в себя: обоснование принятых решений, инструментальный мониторинг на всех стадиях работ нулевого цикла, привязку и адаптацию технологий устройства фундаментов к местным геологическим условиям, оценку инженерного риска на строительной площадке и прилегающих территориях. Комплексный подход к решению поставленных проблем позволил бы, по мнению авторов статьи, значительно облегчить выполнение геотехнических работ в районах со сложившейся городской застройкой, предотвратить возникновение аварийных ситуаций и повысить надежность эксплуатации сооружений.

#### Литература

1. Осипов, В.И. Природные катастрофы на рубеже XXI века [Текст] // Вестник Российской академии наук, том 71, № 4, 2001. - С. 201 - 302.
2. Бартломей, А.А. Геотехнические аспекты развития городских территорий [Текст] / А.А. Бартломей, О.А. Маковецкий, В.Г. Офрихтер, А.Б. Пономарев // Геотехнические проблемы на урбанистических территориях. Труды 13<sup>й</sup> Европейской конференции по механике грунтов и геотехнике. Прага, 2003. - С. 573 – 579.
3. Маковецкий, О.А. Проблемы инженерной защиты городских территорий от подтопления [Текст] / О.А. Маковецкий, А.Б. Пономарев, А.В. Савинов // Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство. – М - С-Петербург: АСВ, - 2003. - С. 185 - 193.
4. Пономарев, А.Б. Основы исследований и расчета фундаментов из полых конических свай [Текст]. - М.: АСВ, 2005. - 160 с.
5. Пономарев, А.Б. Влияние подтопления территорий на несущую способность грунтов [Текст] / А.Б. Пономарев, Л.В. Сосновских, Д.Г. Золотозубов // Труды международной конференции по основаниям и фундаментам. Пенза 2004. - С. 25 - 28.
6. Пономарев, А.Б. Обеспечение устойчивости стен котлована при строительстве подземной автостоянки [Текст] / А.Б. Пономарев, Д.Г. Золотозубов, В.И. Клевеко, А.Л. Новодзинский // Труды международной конференции по основаниям и фундаментам. Пенза. 2004. - С. 47 - 50.

УДК 536.37:629.7.023

Асп. И.А. Потехин  
(Московский государственный строительный университет)  
Россия, г. Москва

## ОБРАТНАЯ ЗАДАЧА ДЛЯ ТОЛСТОСТЕННОГО РАДИАЛЬНО НЕОДНОРОДНОГО ЦИЛИНДРА\*

В работе [1] были рассмотрены задачи оптимизации работы толстостенного цилиндра (диска). Суть этих задач состояла в том, что по всему объёму одновременно возникает предельное состояние, соответствующее либо первой, либо третьей теории прочности. При этом отыскивались такие зависимости  $E(r)$ , которые создают подобные состояния.

Ниже предложено решение задач оптимизации работы конструкции толстостенного цилиндра (диска) для второй теории прочности и для диска, находящегося в плоском напряженном состоянии для четвертой теории прочности.

**Теория прочности (вторая) максимальных линейных деформаций.** Для плоской задачи условие прочности можно записать в виде:

$$\sigma_{\theta} - (1 - k)\sigma_r = \sigma_0, \quad (1)$$

где  $\sigma_0$  - опасное напряжение,  $k = 1 - \nu$  для плоского напряженного состояния (диск) или

$k = \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu}$  для плоского деформированного состояния (цилиндр). Подставляя выражение для  $\sigma_{\theta}$

из (1) в уравнение равновесия

$$\sigma_r' + (\sigma_r - \sigma_{\theta})/r = 0, \quad (2)$$

получим:

$$r \cdot \sigma_r' + k \cdot \sigma_r = \sigma_0.$$

Интегралом данного уравнения является функция:

$$\sigma_r = \frac{1}{k} \cdot (\sigma_0 - A \cdot r^{-k}), \quad (3)$$

при этом  $\sigma_0$  - пока неизвестная величина.

Для определения величины констант  $\sigma_0$  и  $A$  используем граничные условия:

$$r = a; \sigma_r = -p_a; r = b; \sigma_r = -p_b.$$

Отсюда

$$\sigma_0 = \frac{k \cdot (p_b \cdot a^{-k} - p_a \cdot b^{-k})}{b^{-k} - a^{-k}}; A = \frac{p_b - p_a}{b^{-k} - a^{-k}} \cdot k.$$

Разрешающее уравнение рассматриваемой задачи для радиально неоднородного материала имеет вид [1]:

$$\sigma_r'' + \left( \frac{3}{r} - \frac{E'}{E} \right) \cdot \sigma_r' - \frac{k}{r} \cdot \frac{E'}{E} \cdot \sigma_r = 0. \quad (4)$$

Подставив (3) в (4), получим уравнение для определения функции  $E(r)$ :

$$A \cdot (k + 1) \cdot \frac{r^{-k}}{r^2} - \left( \frac{3}{r} - \frac{E'}{E} \right) \cdot A \cdot \frac{r^{-k}}{r} + \frac{1}{r} \cdot \frac{E'}{E} \cdot (\sigma_0 - A \cdot r^{-k}) = 0.$$

\* Работа выполнена под руководством чл. - корр. РААСН, д.т.н., проф. В.И. Андреева

Интегрируя данное уравнение и определяя константу интегрирования из условия ( $r = a$ ;  $E = E_0$ ), найдём искомую зависимость  $E(r)$ :

$$E(r) = E_0 \cdot \exp\left(\frac{A}{\sigma_0} \cdot \frac{k-2}{k} \cdot (r^{-k} - a^{-k})\right).$$

Уравнение для напряжений  $\sigma_\theta$  имеет вид:

$$\sigma_\theta = \frac{1}{k} \cdot (\sigma_0 - A(1-k) \cdot r^{-k}).$$

На рисунке 1 приведены зависимости  $E(r)$  для следующих исходных данных:  $b/a = 2$ ,  $p_a = 10$  МПа,  $p_b = 0$  и трёх значений  $\nu$ .

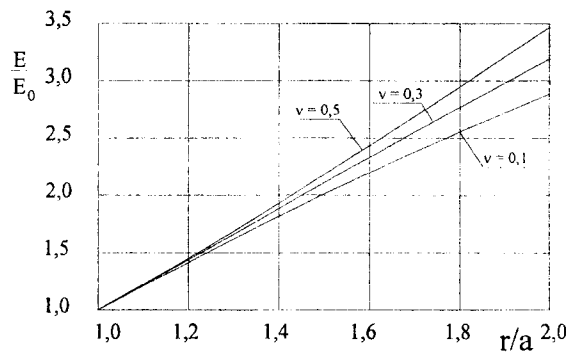


Рис. 1. Изменение модуля упругости в равнонапряженном цилиндре в соответствии со второй теорией прочности ( $\epsilon_{\max} = const$ )

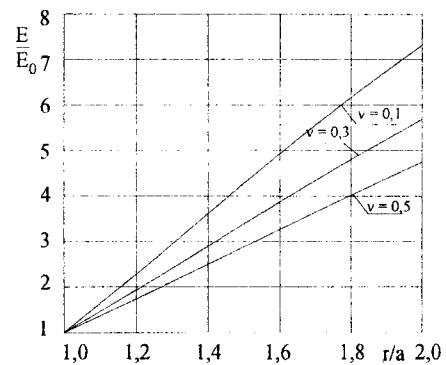


Рис. 2. Изменение модуля упругости в равнонапряженном цилиндре в соответствии с энергетической теорией прочности

**Энергетическая (четвертая) теория прочности.** Условие прочности при плоском напряженном состоянии для данного случая имеет вид:

$$\sigma_r^2 - \sigma_r \cdot \sigma_\theta + \sigma_\theta^2 = \sigma_0^2.$$

Для решения данной задачи воспользуемся параметрическим способом задания функций. Введём некоторую функцию  $r = r(\varphi)$ , зависящую от параметра  $\varphi$ . Зависимости напряжений  $\sigma_r$  и  $\sigma_\theta$  от этого параметра будут иметь следующий вид:

$$\sigma_r = \sigma_0 \cdot \left( \sin \varphi - \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \cos \varphi \right); \tag{5}$$

$$\sigma_\theta = \sigma_0 \cdot \left( \sin \varphi + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \cos \varphi \right), \tag{6}$$

при этом  $\sigma_0$  - пока неизвестная величина.

Подставив в уравнение равновесия (2) эти выражения, получим дифференциальное уравнение для параметра  $\varphi$ :

$$r \cdot \frac{d\varphi}{dr} \cdot \left( \cos \varphi + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \sin \varphi \right) - \frac{2}{\sqrt{3}} \cdot \cos \varphi = 0.$$

Интегралом данного уравнения является функция:

$$r = A \cdot \exp\left(\frac{\sqrt{3}}{2} \varphi\right) / \sqrt{\cos \varphi}, \tag{7}$$

где  $A$  пока неизвестная величина.

Подставив (5) и (7) в разрешающее уравнение (4), получим уравнение для определения функции  $E(r)$ :

$$\frac{2 \cdot \exp(-\sqrt{3} \cdot \varphi) \cdot \cos^2 \varphi}{A^2} \left( \frac{3 \cdot \exp\left(-\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \varphi\right) \cdot \sqrt{\cos \varphi}}{A} - \frac{\frac{dE}{d\varphi} \cdot \exp\left(-\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \varphi\right) \cdot \sqrt{\cos^3 \varphi}}{E \cdot A \cdot \frac{\sqrt{3}}{2} \left(\cos \varphi + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \sin \varphi\right)} \right) \times$$

$$\times \frac{2}{\sqrt{3} \cdot A} \cdot \exp\left(-\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \varphi\right) \cdot \sqrt{\cos^3 \varphi} + \frac{k}{A^2} \cdot \frac{\frac{dE}{d\varphi} \cdot \exp\left(-\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \varphi\right) \cdot \sqrt{\cos^3 \varphi}}{E \cdot \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \left(\cos \varphi + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \sin \varphi\right)} = 0 =$$

Интегрируя данное уравнение, найдём искомую зависимость  $E(r)$ :

$$E(r) = E_0 \cdot B \cdot \exp\left(\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{(2-k)}{k^2 - k + 1} \cdot \varphi\right) \cdot \left(\sqrt{3} \cdot k \cdot \sin \varphi + (2-k) \cdot \cos \varphi\right)^{\frac{3-k}{2(k^2 - k + 1)}}. \quad (8)$$

Зависимости  $E(r)$ , построенные на основании равенств (7) и (8) для трёх значений  $\nu$ , показаны на рис. 2.

По результатам расчётов по второй и четвёртой теориям прочности получены эпюры напряжений  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$  и эквивалентных напряжений  $\sigma_0$  для действия внутреннего давления  $p$  (рис. 3 и 4). Можно заметить, что для обеспечения условия постоянства удельной энергии требуется значительно большее снижение напряжений  $\sigma_\theta$  вблизи внутренней поверхности, чем в соответствии с первой теорией прочности. А это значит, что для создания состояния, соответствующего четвёртой теории прочности, должна быть обеспечена значительно большая степень неоднородности, чем для второй теории.

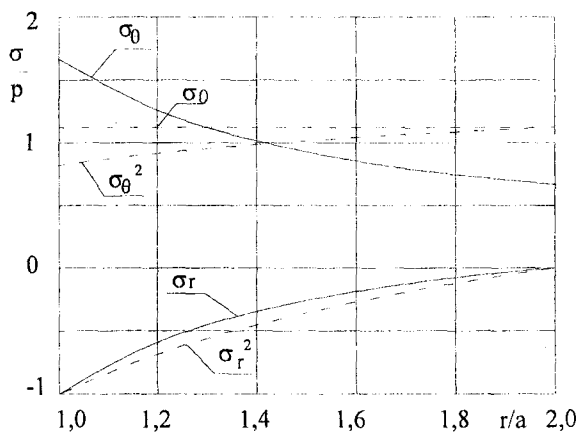


Рис. 3. Напряжения в толстостенном цилиндре при действии внутреннего давления  $p$ :  
— однородный материал;  
- - неоднородный материал (вторая теория прочности)

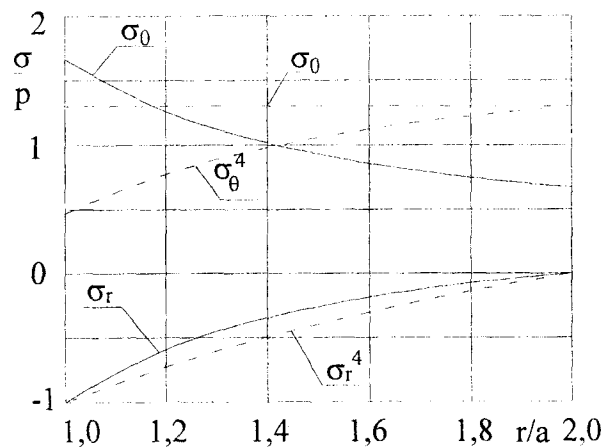


Рис. 4. Напряжения в толстостенном цилиндре при действии внутреннего давления  $p$ :  
— однородный материал;  
- - - неоднородный материал (четвёртая теория прочности)

Кроме того, по второй и четвёртой теориям прочности получены эпюры напряжений  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$  и эквивалентных напряжений  $\sigma_0$  для действия внешнего давления  $p$ , для действия внутреннего

давления  $p$  и внешнего  $1,5p$  (рис. 5, 6, 7 и 8). Можно заметить, что при действии на конструкцию только внешнего давления эпюры  $\sigma_\theta$  для второй и четвертой теорий прочности практически совпадают. Для случая действия внутреннего давления  $p$  и внешнего  $1,5p$  значения напряжений  $\sigma_\theta$  на интервале от внутренней поверхности до наружной имеют практически одинаковую величину, соответствующую значению напряжения  $\sigma_\theta$  для первой теории прочности.

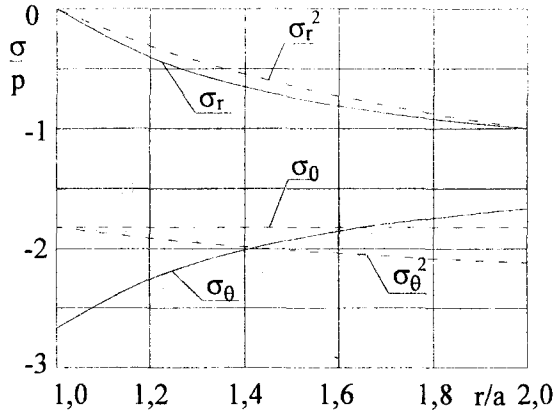


Рис. 5. Напряжения в толстостенном цилиндре при действии внешнего давления  $p$ :  
— однородный материал;  
- - неоднородный материал (вторая теория прочности)

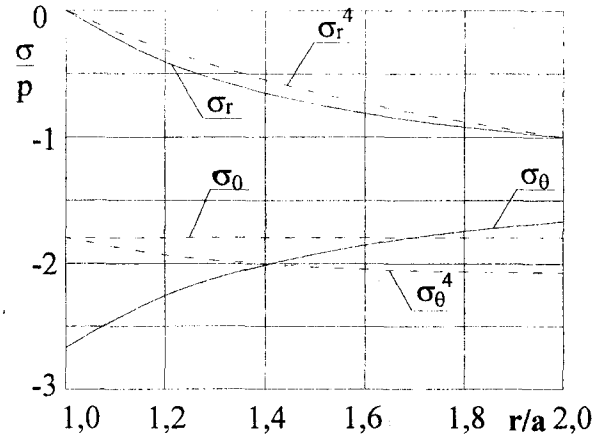


Рис. 6. Напряжения в толстостенном цилиндре при действии внешнего давления  $p$ :  
— однородный материал;  
- - неоднородный материал (четвертая теория прочности)

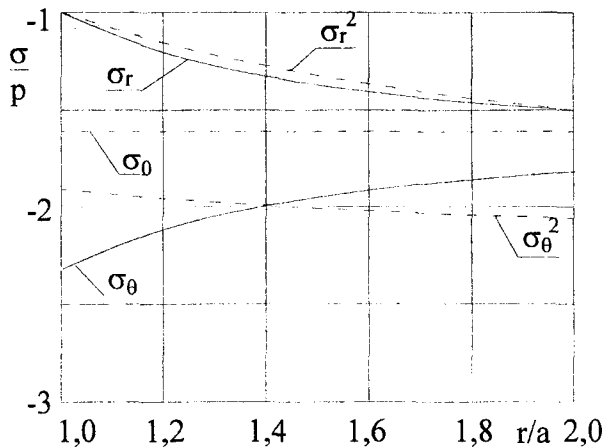


Рис. 7. Напряжения в толстостенном цилиндре при действии внутреннего давления  $p$  и внешнего  $1,5p$ :  
— однородный материал;  
- - неоднородный материал (вторая теория прочности).

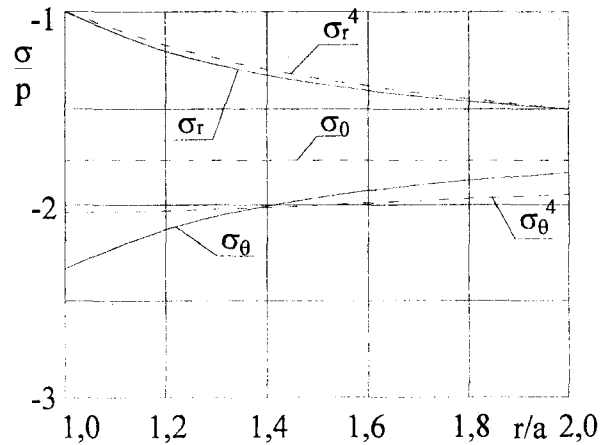


Рис. 8. Напряжения в толстостенном цилиндре при действии внутреннего давления  $p$  и внешнего  $1,5p$ :  
— однородный материал;  
- - неоднородный материал (четвертая теория прочности).

Литература

1. Андреев, В.И. Некоторые задачи и методы механики неоднородных тел [Текст]. – М.: АСВ, 2002. – 288 с.

УДК 624.721

Канд. техн. наук, К.П. Пятикрестовский  
(Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций  
им. В.А. Кучеренко)  
Россия, г. Москва  
Канд. техн. наук Б.С. Соколов  
(НИИЖБ)  
Россия, г. Москва

## ИССЛЕДОВАНИЯ ЛОКАЛЬНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ СЕТЧАТЫХ ОБОЛОЧЕК ИЗ РАЗЛИЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЖЕНИЯХ

Сетчатые оболочки отличаются простотой исполнения, обладают высокой несущей способностью и дают возможность перекрывать большие пролёты. Такие конструкции экономичны и архитектурно привлекательны.

Кроме того, иногда бывает целесообразно заменить для расчёта сплошную подкреплённую рёбрами оболочку сетчатой и, тем самым, упростить расчёт.

Сжатые гибкие элементы сетки испытывают циклические нагрузки различной природы технологические, сезонные или сейсмические.

Ряд экспериментальных исследований [1] явления потери устойчивости гибких железобетонных стержней показал, что увеличение числа циклов нагружения  $n$  приводит к сравнительно небольшому уменьшению величины критического напряжения (критической силы) по сравнению с его значением при однократном нагружении.

Снижение значения критического напряжения  $\sigma_{кр}$  при увеличении числа циклов и прочих условиях в работе [2] трактуется как следствие прогрессирующего уменьшения модуля упругости бетона  $E_c$  при нагружении.

Убывающий характер зависимости  $E_c = E_c(n)$  может определяться, в частности, накоплением микрповреждений материала в течение  $n$  циклов.

Исчерпание несущей способности сжатого бетонного стержня при циклических нагружениях может определяться двумя достаточно независимыми причинами:

1. Исчерпанием его циклической прочности, связанной с накоплением остаточных деформаций материала.

2. Явлением потери устойчивости, связанной с прогрессирующим уменьшением  $E_c$ .

Г.А. Гениев предложил единую функциональную зависимость для 1-го и 2-го упомянутых случаев.

В статье [3] для случая статического повторного нагружения бетона было получено соотношение между величинами  $\lg n$  и  $J = \frac{\sigma}{R_g}$ , с высокой степенью точности аппроксимируемое при

$\rho = 0$  линейной зависимостью

$$\lg n = 7.5 \cdot (1 - \varphi) \quad \text{или} \quad \varphi = 1 - 0.133 \lg n, \quad (1)$$

где  $\varphi$  - отношение действующего циклического напряжения  $\sigma$  к пределу прочности бетона  $R_g$ ,  $n$  - соответствующее предельное число циклов, отвечающее случаю 1.

На рис. 1 в системе координат  $\sigma - \varepsilon$  приведена нелинейная диаграмма работы бетона при одноосном напряжённом состоянии сжатия:

$$\sigma = 2R_g \left( 1 - \frac{\varepsilon}{2\mathcal{E}_R} \right) \frac{\varepsilon}{\mathcal{E}_R}, \text{ (линия OA)} \quad (2)$$

в интервале изменения напряжения от нуля до предела прочности  $R_g = E_0 \cdot \mathcal{E}_R / 2$ , где  $\mathcal{E}_R$  - абсолютное значение предельной деформации укорочения,  $E_0$  - начальный модуль упругости (при  $\sigma = 0, \varepsilon = 0$ ), соответствующий однократному статическому нагружению материала. Траектории нагружения представлены сплошными линиями, траектории разгрузки - пунктирными.

Предполагается, что модуль деформаций при разгрузке  $E_1 = E_1(\varphi)$  при фиксированном значении  $\varphi$  для всех циклов является постоянной величиной, равной секущему модулю диаграммы  $\sigma - \varepsilon$  для первого цикла нагружения -  $E_c(1)$ .

$$E_1 = E_c(1) = \frac{E_0}{2} (1 + \sqrt{1 - \varphi}) \quad (3)$$

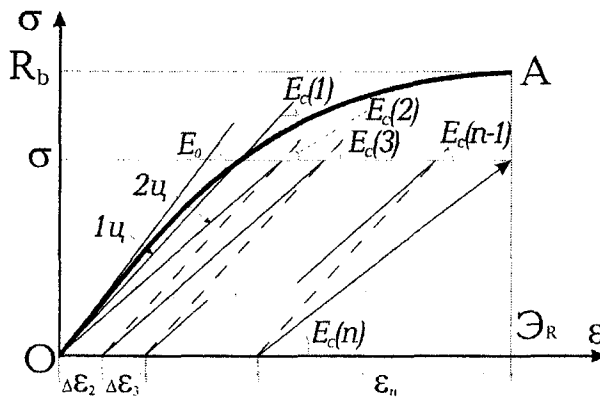


Рис. 1.

При  $\varphi \rightarrow 0$   $E_1 \rightarrow E_0$ , при  $\varphi \rightarrow 1$   $E_1 \rightarrow E_0/2$ .

Из рис. 1 следует, что при фиксированном значении  $\varphi = \frac{\sigma}{R_g}$  имеет место соотношение:

$$\Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3 + \dots + \Delta\varepsilon_i + \Delta\varepsilon_n = \mathcal{E}_R = \frac{2R_g}{E_0}, \quad (4)$$

где приращение остаточных деформаций бетона после каждого цикла:

$$\Delta\varepsilon_i = \frac{\sigma}{E_c(i)} - \frac{\sigma}{E_c(1)} \text{ (при } 2 \leq i \leq n-1), \quad (5)$$

$$\varepsilon_n = \frac{\sigma}{E_c(n)}.$$

Процесс уменьшения значений  $E_c(i)$  будем определять для всех циклов следующей зависимостью между значениями  $E_c$  для двух соседних циклов:

$$E_c(i) = E_c(i-1) / (1 + \delta) = E_c(1) / (1 + \delta)^{i-1}, \quad (6)$$

где  $\delta \leq 1$  - весьма малая положительная величина, являющаяся функцией  $\varphi$  (и, соответственно,  $n$ ).

Таким образом:

$$E_c(n) = E_c(n-1) / d = E_c / d^{n-1}.$$

Здесь обозначено  $d = 1 + \delta$ .

Подстановка этих зависимостей в (5) и (4) с учётом (1) приводит к соотношению:

$$(1 - \sqrt{1 - \varphi}) \left( \frac{d^n - d}{d - 1} \right) = 1 + (1 - \sqrt{1 - \varphi})(n - 2) \quad (7)$$

Разложение величины  $d^n$  в ряд по степеням малого параметра  $\sigma$  с сохранением первых трёх членов определяет:  $d^n = (1 + \delta)^n = 1 + n\delta + \frac{n(n-1)}{2}\delta^2$ ,

$$\frac{d^n - d}{d - 1} = n + \frac{n(n-1)}{2}\delta - 1$$

и из уравнения (7) с учётом (1) получим выражение для искомого значения  $\delta$  как функции  $\varphi$  или  $n$ :

$$\delta = \frac{2}{n(n-1)} \cdot \frac{\sqrt{1 - \varphi}}{(1 - \sqrt{1 - \varphi})} = \frac{2}{n(n-1)} \cdot \frac{0.365\sqrt{\lg n}}{1 - 0.365\sqrt{\lg n}}$$

В табл. 1 приведены эти значения, вычисленные по формуле (7).

Таблица 1.

$n$	10	$10^2$	$10^3$	$10^4$	$10^5$
$\varphi$	0,87	0,73	0,60	0,47	0,33
$\sigma$	$0,128 \cdot 10^{-1}$	$0,215 \cdot 10^{-3}$	$0,343 \cdot 10^{-5}$	$0,539 \cdot 10^{-7}$	$0,884 \cdot 10^{-9}$

Графическое представление выражения (7) в системе координат  $\lg \frac{1}{\delta} - \lg n$  определяется зависимостью:

$$\lg \frac{1}{\delta} = \lg \frac{n(n-1)}{2} + \lg \left( \frac{1 - 0.365\sqrt{\lg n}}{0.365\sqrt{\lg n}} \right) \quad (8)$$

На рис. 2 эта зависимость представлена линией 2, достаточно близкой к прямой.

Установленная закономерность изменения модуля деформаций при нагружении  $E_c$  может быть использована и при решении задач устойчивости бетонных стержней при циклических нагружениях, т.е. при определении зависимости между предельным числом циклов для этого случая  $n_y$  и соответствующим критическим напряжением  $\sigma = \sigma_{кр}(n_y)$ .

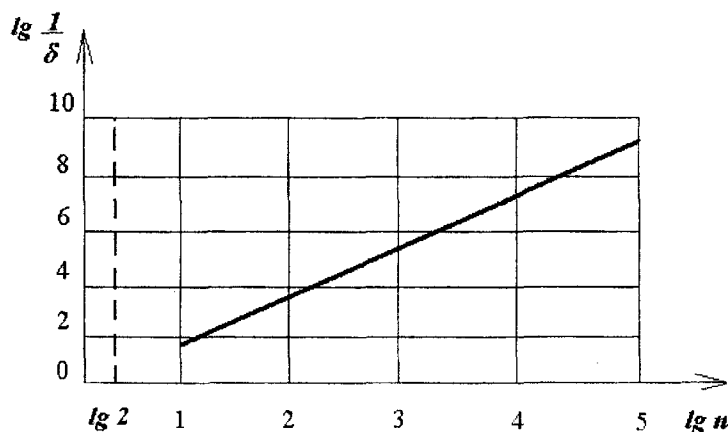


Рис. 2.

Введём для расчёта следующие безразмерные величины:



$$x = \frac{\sigma_{кр}(1)}{R_g}, \tag{9}$$

$$\psi = \frac{\sigma_{кр}(n_y)}{\sigma_{кр}(1)} \approx \frac{E_c(n_y)}{E_c(1)}. \tag{10}$$

Таким образом, коэффициент  $x$  является отношением  $\sigma_{кр}(1)$  при однократном нагружении к значению  $R_g$ , т.е. представляет собой обычный коэффициент  $\psi$ , характеризует уменьшение  $\sigma_{кр}(n_y)$  при  $n_y$  циклах по сравнению с величиной  $\sigma_{кр}(1)$  и является основной искомой величиной поставленной задачи.

Из выражений (9) и (10) следует:

$$\varphi = \frac{\sigma}{R_g} = \frac{\sigma_{кр}(n_y)}{R_g} = x \cdot \psi. \tag{11}$$

Зависимости (3) и (10) определяют:

$$\psi(1 + \delta)^{n_y - 1} = 1, \tag{12}$$

откуда с учётом выражений (7) и (11), (1) и условия  $n(n-1) \approx n^2$ , следует:

$$(n_y - 1) \cdot \lg \left[ 1 + \frac{2}{10^{15(1-x\psi)}} \cdot \frac{\sqrt{1-x\psi}}{1 - \sqrt{1-x\psi}} \right] + \lg \psi = 0. \tag{13}$$

В определяющем соотношении (13) значение  $x = \sigma_{кр}(1)/R_g$  в каждом конкретном случае является известной величиной.

Многочисленные числовые расчёты показали, что сложная трансцендентная зависимость (13) между величинами  $\psi$  и  $n_y$  с высокой степенью точности аппроксимируются линейной зависимостью:

$$\psi = 1 - 0,085 \cdot (x - 0,3) \lg n_y. \tag{14}$$

В системе координат  $\lg n_y \div \varphi$ :

$$\varphi = \chi \cdot \psi = \chi \cdot [1 - 0,085(\chi - 0,3) \lg n_y]. \tag{15}$$

Соответствующие угловые коэффициенты прямых линий (14) и (15):

$$\left. \begin{aligned} K_\psi &= -0,085(\chi - 0,3) \\ K_\varphi &= -0,085\chi(\chi - 0,3) \end{aligned} \right\}. \tag{16}$$

На рис. 3 представлены результаты ряда числовых примеров, характеризующих с качественной и количественной стороны влияние числа циклов нагружения ( $\lg n_y$ ) на величину  $\sigma_{кр}(n_y)$  для стержней различной гибкости – различных значений  $\chi$ .

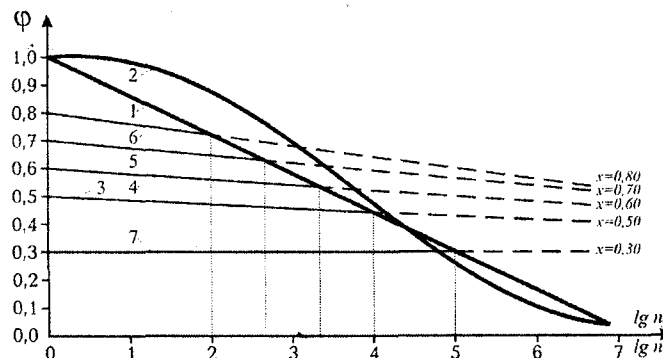


Рис. 3.

Линия 1:  $\varphi = 1 - 0,133 \lg n$ , зависимость (1), соответствует исчерпанию циклической прочности материала; линия 2 является уточнённым выражением аппроксимации (1), - статья линии 3÷7, определяемые в координатах  $\lg n_y \div \varphi$  зависимостью (15), или в координатах  $\lg n_y \div \psi$  - зависимостью (14), соответствуют потере устойчивости центрально сжатых бетонных стержней при циклических нагружениях.

В табл. 2 для линий 3÷7 даны значения  $\chi$ .

Таблица 2.

№ линий	3	4	5	6	7
Значения $\chi$	0,50	0,60	0,70	0,80	0,30

При  $n_y = 1$ , ( $\lg n_y = 0$ ),  $\varphi = \chi$ ,  $\psi = 1$ .

Из выражений (16) и рис. 3 следует, что с увеличением гибкости (уменьшением  $\chi$ ) снижается влияние числа циклов нагружения на величину  $\sigma_{кр}(n_y)$ , при  $\chi = 0,3$ ,  $\sigma_{кр} = const = \chi$ ,  $\psi = const = 1$ , и линия 7 представляет собой горизонтальную прямую.

Эти результаты с качественной и количественной стороны соответствуют результатам экспериментальных исследования устойчивости слабо армированных бетонных стержней, опубликованным в работе [1].

Из полученных выше аналитических выражений и рис. 3 следует, что имеют место две характерные области исчерпания несущей способности сжатых бетонных стержневых элементов при циклических нагружениях, границы которых определяются точками пересечения линии 1 с линиями 3÷7. Координаты этих точек могут быть легко определены путём соответствующего приравнивания правых частей зависимостей (1) и (15):

$$\bar{\varphi} = 1 - 0,133 \cdot \lg \bar{n};$$

$$\bar{\varphi} = \chi \cdot [1 - 0,085(\chi - 0,3) \lg \bar{n}],$$

откуда следует

$$\lg \bar{n} = \frac{7,5(1 - \chi)}{1 - 0,6375 \cdot \chi \cdot (\chi - 0,3)}; \quad (17)$$

$$\bar{\varphi} = \frac{(1,191 - 0,6375 \cdot \chi) \cdot \chi}{1 - 0,6375 \cdot \chi \cdot (\chi - 0,3)}. \quad (18)$$

Очевидно, что при  $\bar{\varphi} < \varphi < \chi$  и, соответственно,  $\ln n < \lg \bar{n}$  исчерпание несущей способности бетонных стержней определяется потерей устойчивости; при  $\varphi < \bar{\varphi}$  и  $\lg n$  и  $\lg \bar{n}$  - потерей прочности.

Методика расчёта позволяет проверять на устойчивость бетонные (слабоармированные) стержневые элементы при повторных нагружениях с частотой порядка 60 циклов в минуту.

Такая скорость нагружений может соответствовать частоте колебаний гибких сооружений (железобетонные башни, мачты электропередач, дымовые трубы, здания с железобетонным каркасом и т.д.) при сейсмических и ветровых воздействиях.

В качестве примера расчёта проведены исследования локальной устойчивости монолитной железобетонной сетчатой оболочки.

*Описание конструкции.* Длинная цилиндрическая оболочка размерами в плане 12×18 м, стрела подъёма оболочки 2,0 м образуется из системы рёбер и заполнения ячеек между ними перекрёстными стержнями. Оболочка опирается на криволинейные диафрагмы в виде арок с затяжками и на прямолинейные бортовые элементы, перемещения которых из плоскости ограничиваются горизонтальными козырьками из металлических ферм. Длина бортовых элементов 18 м, сечение

$b \times h = 25 \times 100 \text{ см}$ . Сечение диафрагм  $15 \times 20 \text{ см}$ . Все остальные элементы, образующие сетчатую оболочку с ячейками, номинальными размерами  $3 \times 3 \text{ м}$ .

Длина их для расчёта -  $l = \sqrt{2 \cdot a^2} = \sqrt{2 \cdot 300^2} = 424 \text{ см}$ .

Момент инерции сечения  $J_{\min} = \frac{bh^3}{12} = 1728 \text{ см}^4$ . Площадь сечения  $A = 144 \text{ см}^2$ . Радиус

инерции  $i_{\min} = \sqrt{\frac{J_{\min}}{A}} = \sqrt{\frac{1728}{144}} = 3.4 \text{ см}$ . Гибкость  $\lambda = \frac{\mu l}{i_{\min}} = \frac{1.424}{3.4} \cong 125$ .

Критическая сила, соответствующая потере устойчивости по Эйлеру, для бетона класса В30,

$$P_{кр} = \frac{\pi^2 E_c J}{(\mu l)^2} = \frac{9.86 \cdot 290 \cdot 10^3 \cdot 1728}{(1.424)^2} = 27484 \text{ кгс}; \quad (19)$$

$$R_{b, ser} = 220 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}; \quad E_0 = 325 \cdot 10^3 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}; \quad E_c = 290 \cdot 10^3 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2};$$

согласно табл. 5.1 СП 52-101-2003 [4].

Критическое напряжение, соответствующее потере устойчивости стержня:

$$\sigma_{кр} = \frac{P_{кр}}{A} = \frac{27484}{144} = 190,8 < 220 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} = R_{b, ser}.$$

Предельная гибкость стержней:  $\lambda_{пред} = \sqrt{\frac{\pi^2 E_c}{R_{b, ser}}} = \sqrt{\frac{9.86 \cdot 290 \cdot 10^3}{220}} = 114 < 125$ .

Поскольку  $\lambda > \lambda_{пред}$ , то формула Эйлера (19) применима, в противном случае надо было бы использовать эмпирическую формулу Ясинского для определения  $P_{кр}$  или определять  $P_{кр}$ , решая дифференциальное уравнение устойчивости стержня.

Определяем необходимые параметры нелинейной диаграммы работы бетона стержней при одноосном напряженном состоянии, считая, что стержни работают только в плоскости ячеек оболочки:

$$E_1 = E_c (1) = \frac{E_0}{2} (1 + \sqrt{1 - \varphi}) = \frac{325 \cdot 10^3}{2} (1 + \sqrt{1 - 0.86}) = 223302 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}.$$

Здесь  $\varphi = \frac{R_{b, ser}}{\sigma} = 0.86$  принято на основании такого пробного расчёта оболочки, чтобы на-

пряжение  $\sigma$  было достаточно близко к  $\sigma_{кр}$ , и разрушение наиболее нагруженного диагонального стержня в углу оболочки произошло в результате потери устойчивости, а не прочности.

Выяснилось, однако, что ни одна из имеющихся программ расчёта не моделирует циклическое нагружение сложных конструкций с изменением (уменьшением) на каждом шаге нагружения модуля упругости наиболее напряженных стержней и с учётом соответствующего перераспределения усилий.

Поэтому было принято решение выполнить демонстрационный расчёт, предельно сократив число циклов нагружения до исчерпания оболочкой несущей способности. Это сделано путём повышения величины  $\varphi$  до 0,86. Результаты расчёта сведены в таблицу 3. В качестве нулевого приближения выполнен линейный расчёт при исходных данных слабо армированных бетонных стержней (строка «Свод - 0»).

Следующее приближение выполнено с уменьшенным модулем упругости  $E_1$  в зависимости от уровня напряжения во всех стержнях. Значение критической силы для каждого стержня приведены в строке 4, результаты определения усилий - в строке 5 (Свод - 1). При этом оказалось, что усилие в стержне 1 (рис. 4) превышает значение  $P_{кр}$  для этого стержня, т.е. несущая способность его исчерпана и на следующем шаге нагружения он исключён из расчётной схемы.

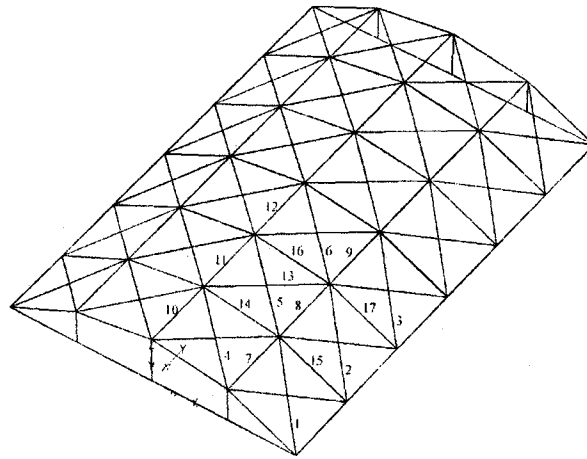


Рис. 4.

Для сокращения расчёта не в ущерб наглядности дальнейшие уменьшения модуля упругости выполняем через 5 циклов загрузки с учётом их количества в формуле (6).

Результаты расчёта оболочки после 6 циклов нагружения приведены в строке 8 (Свод - 2). При этом оказалась исчерпанной несущая способность стержня 2.

Продолжая расчёт таким же образом, получаем на 16-м цикле загрузки выход из строя сразу четырёх стержней (строка 14, Свод - 4), что можно трактовать как прогрессирующее обрушение. Можно констатировать, что циклическая прочность конструкции исчерпана при 16 циклах нагружения. Максимальный прогиб при этом составил 7,92 см (1/151 пролёта, который превышает предельно допустимый 1/250l).

Если уменьшать значение  $\varphi = \frac{\sigma}{R_{b.ser}}$ , то можно получить предельную величину  $\varphi$ , соответствующую исчерпанию несущей способности при заданном числе циклов или определить предельное число циклов при заданном уровне загрузки.

Таблица 3

Этапы расчёта	Номера стержней (рис. 4)															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
$N_0$ «Свод-0»	-26909	-18554	-9502	-12639	-15463	-13365	-5717	-17539	-23547	-6030	-18118	-26582	-3719	-4820	-2298	+6
$\varphi$	0.86	0.6	-	0.4	0.49	0.43	-	0.57	0.76	-	0.57	0.83	-	-	-	-
$E_c(1)$	223302	265274	325000	288372	278548	285185	325000	269058	257253	325000	269058	229500	325000	325000	325000	325000
$P_{кр}(1)$	19762	23476	-	25520	24651	25238	-	50988	48750	-	50988	43491	-	-	-	-
$N(1)$ «Свод-1»	<b>-22819</b>	-18008	-10182	-12683	-15318	-14930	-7998	-17184	-21537	-6495	-18281	-24164	-3939	-4806	-5209	+1334
$E_c(6)$		203697	325000	221433	213889	218986	325000	206602	197537	325000	206602	176227	325000	325000	325000	325000
$P_{кр}(6)$		18027	-	19596	18929	19380	-	39152	37434	-	39152	33396	-	-	-	-
$N(6)$ «Свод-2»		<b>-18304</b>	-11163	-14089	-13993	-14046	-20352	-14939	-19739	-7141	-20428	-24078	-4034	-4343	-20406	+750
$E_c(11)$			325000	177689	171636	175725	199647	165788	158514	325000	165788	141414	325000	325000	199647	325000
$P_{кр}(11)$			-	15725	15189	15551	37834	31417	30039	-	31417	26799	-	-	33252	-
$N(11)$ «Свод-3»			-13591	-15126	<b>-16857</b>	-14096	-19573	-20034	-13643	-9118	-21321	-27804	-5766	-3176	-29697	+3330
$E_c(16)$			218155	142589		141013	160207	113039	127202	325000	133039	113479	-	-	160207	-
$P_{кр}(16)$			19306	12619		12479	30360	25211	24105	-	25211	21505	-	-	26683	-
$N(16)$ «Свод-4»			-4348	<b>-15674</b>	-	<b>-14345</b>	-18371	<b>-30286</b>	-16199	-9310	<b>-37779</b>	-20070	+5901	-13180	<b>-27934</b>	-5704

Представляется, что приведённый алгоритм нетрудно формализовать и использовать в качестве дополнительного блока в распространённых программах, что значительно расширит возможности расчёта современных конструкций.

#### Литература

1. Мамаева, Г.В. Устойчивость сжатых железобетонных элементов при динамических нагрузках [Текст] // В сб. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко: Строительные конструкции. Вып. 2. Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. – М., 1969. - С. 241 - 248.
2. Гениев, Г.А. Несущая способность стальных и железобетонных элементов при повторных нагрузках типа сейсмических [Текст] / Г.А. Гениев, Г.В. Мамаева, К.П. Пятикрестовский // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2002. - № 5. - С. 17 - 21.
3. Гениев Г.А.ж, Мамаева Г.В., Пятикрестовский К.П. О физическом моделировании процесса деформирования бетона при циклическом нагружении [Текст] // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2002. - № 1. - С. 23 - 25.
4. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры [Текст]. М., 2004.

УДК 624.017

Член-корр. РААСН, докт. техн. наук, проф. В.И. Римшин, Е.А. Омельченко  
(Московский институт коммунального хозяйства и строительства)  
Россия, г. Москва

## К ВОПРОСУ ПРОЧНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ, УСИЛЕННЫХ НЕМЕТАЛЛИЧЕОЙ АРМАТУРОЙ

С течением времени на железобетонные конструкции влияют комплексные нагрузки: силовые, температурные и влажностные, длительность и интенсивность которых существенно меняют напряженное состояние конструкций. Время, в течение которого конструкции эксплуатируются без повреждений, является одним из важнейших критериев их эффективности и связано с уровнем напряжений в бетоне и арматуре, а также с воздействием окружающей среды.

Различного вида агрессии вызывают нарушение пассивной защитной пленки арматуры, что приводит к развитию коррозии арматуры и потере несущей способности конструкции.

Большой резерв прочности, как правило, обеспечивается за счет увеличения поперечных размеров сечения элемента и повышения прочностных характеристик материалов, составляющих сечение. Однако при проектировании конструкций перед инженером стоят задачи по достижению высокой экономичности и снижению металлоемкости конструкции. Следует отметить, что при решении этих задач резко уменьшается резерв прочности конструкции.

Важнейшим вспомогательным средством при этом служит статический расчет. Однако он имеет только характер прогноза, т. к. между теоретической моделью и реальной конструкцией нет точного соответствия. Существующие отклонения между этими понятиями делятся на систематические и случайные.

Систематические отклонения или неточности модели возникают за счет несовершенства методов расчета. Любая теоретическая модель содержит ряд допущений, упрощающих расчет, каждое из которых приводит к отклонению от реальной конструкции. Кроме того, в практических расчетах мы имеем дело с детерминированными теориями и постоянными или переменными величинами. Однако на практике проблема имеет стохастический характер. В свойствах материалов конструкций, характеристиках грунтов и геометрии конструкций наблюдаются отклонения от средних значений. Действующие на сооружение нагрузки являются случайными функциями времени.

Учет случайных явлений проводится на стохастических моделях путем пробных испытаний. Для получения надежного статистического результата требуется большое число испытаний.

Влияние случайных разбросов на безопасность и надежность конструкции может быть установлено только методами математической статистики и теории вероятности. Для практического использования приходится значительно упрощать все зависимости. В нормативной литературе случайные влияния учитывают так называемыми элементами безопасности - нормативными значениями и коэффициентами запаса или частными коэффициентами надежности.

Защита от коррозии эксплуатирующихся железобетонных конструкций может быть решена комплексными мероприятиями, направленными как на защиту самой арматуры, так и на восполнение утраченной несущей способности конструкции, т.е. на ее усиление.

В отечественной и зарубежной практике накоплено множество различных способов усиления конструкций, выбор которых определен условиями эксплуатации объекта и сроком его службы. Из этих условий можно выделить три наиболее важных:

- минимальные сроки производства работ и соответственно остановки действующего производства;
- минимум трудозатрат при изготовлении и монтаже усиленных конструкций;
- надежность и долговечность усиленной конструкции с учетом затрат на эксплуатацию.

Одним из вариантов усиления железобетонных конструкций является применение композиционных материалов на основе углеродных волокон совместно с паропроницаемыми адгезионными системами. Важным достоинством таких волокон является устойчивость к воздействию практически любых химических веществ.

Условие прочности изгибаемого железобетонного элемента, армированного композиционным материалом, в растянутой зоне относительно центра тяжести сжатой зоны сечения можно выразить:

$$M < M_b + \kappa M_p \quad (1)$$

где  $M$  - изгибающий момент, воспринимаемый сечением плиты;  $M_b$  - изгибающий момент, воспринимаемый железобетонной плитой без элемента усиления;  $\kappa$  - коэффициент условий работы элемента усиления;  $M_p$  - изгибающий момент, воспринимаемый элементом усиления. Учитывая, что

$$M_b = R_s A_s (h_0 - 0,5x), \quad (2)$$

$$M_p = R_{bt} A_p (h_0 - 0,5\delta_p - 0,5x), \quad (3)$$

формулу (1) запишем в виде:

$$M_p \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x) + \kappa R_{bt} A_p (h_0 - 0,5\delta_p - 0,5x), \quad (4)$$

где  $R_s$  - прочность арматуры растянутой зоны сечения;  $A_s$  - площадь поперечного сечения арматуры сечения;  $R_{bt}$  - призматическая прочность бетона усиливаемой конструкции;  $A_p$  - площадь поперечного сечения элемента усиления;  $\delta_p$  - толщина элемента усиления;  $R_{bt}$  - расчетное сопротивление элемента усиления на растяжение.

Благодаря высокой прочности на растяжение материалов на основе углеродных волокон, превышающей прочность стали в 4 раза, а также неподверженности воздействию агрессивных факторов окружающей среды, их применение создает альтернативу стальным элементам усиления.

Наряду с увеличением прочности железобетонных конструкций композиционные материалы на основе углеродных волокон снижают деформативность изгибаемых элементов, особенно до появления трещин в бетоне, устраняют очаги трещинообразования, воспринимая дополнительные напряжения, значительно повышают трещиностойкость, что немаловажно при их эксплуатации в условиях агрессивного воздействия окружающей среды.

Усиление железобетонных конструкций материалами из углеродного волокна имеет ряд преимуществ по сравнению с другими методами усиления, а именно: незначительное уменьшение высоты поперечного сечения, технологичность производства работ, неподверженность коррозии усиливающих элементов при воздействии агрессивных факторов окружающей среды.

На основании приведенных выше данных можно рекомендовать композиционные материалы в качестве альтернативы металлическим элементам усиления. Следует отметить, что усиление конструкций производится не жестким материалом, а, например, холстами на основе углеродных волокон.

Этот вариант усиления осуществлен в коллекторном тоннеле Велозаводский в г. Москве, в котором усилены 54 плиты перекрытия.

Работы с применением напрягаемых холстов выполняли в отечественной практике впервые. При этом установлены их высокая технологичность и экономичность. Сравнительно невысокая стоимость работ по усилению с учетом низкой ремонтпригодности плит перекрытия подземных сооружений позволяет широко использовать предлагаемое технологичное решение в практике ремонта городских подземных сооружений.

УДК 624.017

Вице-президент, академик РААСН, докт. техн. наук, проф. В.И. Травуш  
(ЦНИИЭП им. Б.С. Мезенцева)  
Россия, г. Москва

## КРИТЕРИЙ ПРОЧНОСТИ ДРЕВЕСИНЫ

*Анализ современного состояния разработок критериев прочности древесины и предложения по развитию.*

*Некоторые общие сведения.* Древесина является самовосстанавливающимся природным строительным материалом, обладающим рядом ценных потребительских свойств. Сравнительно большая прочность и жесткость при малом объемном весе и низкой теплопроводности обусловили широкое применение древесины при строительстве жилых и общественных зданий, а химическая стойкость древесины делает ее незаменимой для конструкций химических цехов, складов удобрений специальных производств. Возможности использования древесины для строительства, особенно большепролетных конструкций, значительно расширились с созданием промышленности дrevоклееных конструкций. Следует отметить, что как клееная древесина, так и обычная древесина хорошо сочетается с железобетоном и металлом как в комбинированных конструкциях, так и в комплексном их использовании.

Древесина является природным полимером, поэтому ее механические свойства имеют ряд особенностей. Основные элементы древесины трахеиды, занимающие до 90% общего объема древесины хвойных пород, не стандартны, что является причиной изменчивости механических свойств древесины. Различия в строении древесины приводят к различию механических свойств в разных направлениях, т.е. к анизотропии древесины. Особенностью механических свойств древесины является значительная упругость и малая деформация при кратковременных нагрузках, а при длительных постоянных нагрузках деформации элементов конструкций значительно увеличиваются. Особенностью деформаций деревянных конструкций является появление наряду с упругими и пластическими деформациями так называемых эластических деформаций, которые также как и упругие исчезают после снятия нагрузки, но в отличие от упругих деформаций появляются и исчезают через более длительный промежуток времени.

Для обоснованного назначения сечений элементов деревянных и дrevоклееных конструкций необходимо определить их прочность при различных видах напряженного состояния, выявляя наиболее напряженные зоны сечений и сравнивая вычисленные обобщенные напряжения с нормированными критериями прочности.

В настоящее время пределы прочности древесины при различных воздействиях определяют по результатам испытаний стандартных деревянных образцов отдельно на каждый вид воздействия.

На прочность древесины влияют анатомическое строение, возраст, скорость приложения нагрузки и срок ее действия, соотношение постоянных и временных нагрузок, влажность и температура. Предел прочности древесины на растяжение вдоль волокон предельно высок и в 10-20 раз выше, чем поперек волокон.

Как уже отмечалось, древесина является анизотропным материалом. Для цельной древесины принимается модель ортотропного тела с тремя плоскостями упругой симметрии: радиальной и тангенциальной по отношению к годичным слоям и вдоль волокон. Как показывали эксперименты, модули упругости вдоль волокон в 20-30 раз выше радиальных, которые в свою очередь в 1,5-2 раза выше тангенциальных. С увеличением размеров в сечении соотношение между радиальными и тангенциальными модулями стремится к 1. Для клееной древесины можно изменить прочностные и деформационные характеристики вдоль волокон. Это достигается вырезкой сучков, рассредоточением неоднородности, калибровкой досок. Однако поперек волокон прочность остается как для цельной древесины. Обычно для клееной древесины принимают схему трансверсальноизотропного тела с главным направлением вдоль продольной оси и множеством главных направлений (плоскостью изотропии) в плоскости поперечного сечения. Это различие объясняется тем, что в клееном пакете из досок ориентация годовых слоев в различных досках различна. Поэтому справедливы осредненные значения упругих констант по плоскости поперечного сечения элемента.



Разрушение древесины тесно связано с характером деформаций, поэтому здесь остановимся лишь на отдельных моментах, важных для понимания процесса разрушения древесины как анизотропного материала. При небольших напряжениях упругие деформации возникают по всем направлениям. При дальнейшем увеличении напряжений по некоторым направлениям может произойти хрупкое разрушение вследствие образования трещин, а по другим наоборот могут возникнуть значительные деформации, свидетельствующие о переходе материала по этим направлениям в пластическое состояние.

При сжатии образцов из древесины вдоль волокон вследствие образования трещин происходит хрупкое разрушение, а при сжатии под углом  $45^{\circ}$  к продольным волокнам разрушение происходит от скалывания вдоль волокон. Наличие угловых деформаций при растяжении анизотропного стержня приводит к отклонению направления наибольших удлинений  $\varepsilon_x = \varepsilon_{max}$  от направления растяжения образца на угол  $\varphi$ , определяемый из соотношения:

$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{\nu_{x,xy}}{(1 + \mu_{xy})}. \quad (1)$$

Величина максимальной деформации:

$$\varepsilon_{max} = \frac{\varepsilon_x}{2} \left[ 1 - \mu_{xy} + \sqrt{(1 + \mu_{xy})^2 + \nu_{x,xy}^2} \right]. \quad (2)$$

Отклонение на угол  $\varphi$  от направления растяжения подтверждается экспериментами с фанерой. Так, если взять лист фанеры и нанести на нем окружность, а затем растянуть его вдоль оси  $x$ , проходящей под углом  $\varphi$  к направлению волокон фанеры, то после проявления деформаций круг превратится в эллипс с большей осью, наклоненной к оси  $x$  под углом  $\varphi$ .

Проведенные вычисления по формулам (1) и (2) показывают, что при растяжении под углом  $\alpha = 15^{\circ}$  величина угла  $\varphi$  достигает наибольших значений  $\varphi = 20^{\circ}-30^{\circ}$ . Входящие в (1), (2) коэффициенты  $\nu_{x,xy}$ , и  $\mu_{xy}$  являются коэффициентами матрицы податливости обобщенного закона Гука, связывающего напряжения с относительными деформациями для анизотропного тела. Этот закон имеет вид:

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} & a_{15} & a_{16} \\ a_{22} & a_{23} & a_{24} & a_{25} & a_{26} & \\ a_{33} & a_{34} & a_{35} & a_{36} & & \\ a_{44} & a_{45} & a_{46} & & & \\ \text{симметрично} & a_{55} & a_{56} & & & \\ a_{66} & & & & & \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{pmatrix}.$$

Или  $\{\varepsilon\} = [a] \{\sigma\}$ , где  $a_{ij}$  – коэффициент симметричности матрицы податливости т.е.  $a_{ij} = a_{ji}$ . Эти коэффициенты иногда выражают соответствующий «набор» модулей деформаций.

$$[a] = \begin{pmatrix} E_x^{-1} - \mu_{yx} E_y^{-1} - \mu_{zx} E_z^{-1} \nu_{xy,x} G_{xy}^{-1} \nu_{yx,x} G_{yz}^{-1} \nu_{zx} \\ -\mu_{xy} E_x^{-1} E_y^{-1} - \mu_{zy} E_z^{-1} \nu_{xy,y} G_{xy}^{-1} \nu_{yz,y} G_{yz}^{-1} \nu_{zx} \\ -\mu_{xz} E_x^{-1} - \mu_{yz} E_y^{-1} E_z^{-1} \nu_{xy,z} G_{xy}^{-1} \nu_{yz,z} G_{yz}^{-1} \nu_{zx} \\ \nu_{x,xy} E_x^{-1} \nu_{y,xy} E_y^{-1} \nu_{z,xy} E_z^{-1} G_{xy}^{-1} \eta_{yz,xy} G_{yz}^{-1} \eta_{zx} \\ \nu_{x,yz} E_x^{-1} \nu_{y,yz} E_y^{-1} \nu_{z,yz} E_z^{-1} \eta_{xy,yz} G_{xy}^{-1} G_{yz}^{-1} \eta_{zx} \\ \nu_{x,zx} E_x^{-1} \nu_{y,zx} E_y^{-1} \nu_{z,zx} E_z^{-1} \eta_{xy,zx} G_{xy}^{-1} \eta_{yz,zx} G_{yz}^{-1} G_{zx}^{-1} \end{pmatrix},$$

здесь:  $E_i$  – модуль продольных деформаций вдоль осей  $i=x,y,z$ ;  $G$  ( $ik=xy,yz,zx$ ) – модули сдвига в соответствующих плоскостях.

В работе [1] приводятся результаты испытаний образцов древесины из хвойных на пород одноосное растяжение под углом к волокнам. Направление деформаций отличалось и зависело от направления напряжений. При угле наклона вектора растягивающих напряжений к продольной оси  $\alpha=15^{\circ}-20^{\circ}$ , угол наклона вектора деформаций к продольной оси составил  $30^{\circ}$ . При плоском напряженном состоянии эта зависимость еще более сложная, она зависит также от соотношения растягивающих и сжимающих напряжений. Эксперименты показывают, что в растянутой зоне балки, где

происходит растяжение, направление главных деформаций отклоняется от направления главных напряжений в сторону меньшей прочности дерева.

**Теории прочности.** Описанные свойства древесины указывают на сложность построения теорий прочности для конструкций из древесины, которые позволили бы наиболее точно характеризовать действительное предельное напряженное состояние конструкций и обеспечить надежную их эксплуатацию в зависимости от вида конструкции, характера нагружения, точности изготовления и условий эксплуатации.

Анализ процесса и характера разрушений деревянных и деревоклееных конструкций показывает, что по мере роста нагрузки дефекты строения древесины или появившиеся в ней начальные повреждения в виде микротрещин увеличиваются до магистральных трещин, и, наконец, происходит разрушение элемента или всей конструкции. Обычно разрушение клееных балок начинается с появлением продольных трещин в приопорных зонах балок в районе нейтральной плоскости или ниже ее. Изучение результатов различных экспериментов показывает, что в деревянных клеевых изгибаемых балках разрушаются не крайне наиболее растянутые волокна, а волокна, расположенные между ними и нейтральным слоем. Разрушение носит хрупкий характер, т.к. происходит довольно быстро и сопровождается расслоением древесины вдоль оси. Можно предложить, что механизм разрушения характеризуется разрывом волокон от напряжений растяжения, действующих под углом к волокнам в зонах, где они превышают несущую способность древесины. Опасными зонами для таких балок являются также зоны опорного сечения и зоны сечений близкие к местам пересечения с нейтральной плоскостью. Здесь главные растягивающие напряжения равны касательным и направлены под углом  $45^\circ$  к продольным волокнам. Для проверки прочности таких балок может применяться первая теория прочности в виде, предложенном еще Б.И. Журавским. Учитывая анизотропию сопротивлений древесины, условие прочности может быть записано в виде:

$$\sigma_{дл.р} \leq R_{ра}, \quad (3)$$

здесь

$\sigma_{дл.р}$  - действующее в каком-либо сечении главное растягивающее напряжение,

$R_{ра}$  - расчетное сопротивление древесины, действующее под углом правления главных растягивающих напряжений.

В клееных балках с фанерными стенками и деревянными или деревоклееными поясами опасным является переход от стенки к поясу, т.к. в этой плоскости одновременно действуют значительные нормальные и касательные напряжения. Следовательно, направление главных напряжений ориентировочно можно принять равным  $45^\circ$ , а это направление, как известно, для фанеры является направлением наименьшей прочности. Поэтому для расчета таких балок также может быть применена первая теория прочности.

Эту теорию можно использовать и для расчета деревоклееных балок. Критерий, основанный на первой теории прочности для деревянной и деревоклееной конструкций, находящейся в плоском напряженном состоянии, может быть записан для анизотропного тела в виде [10]:

$$\sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha \leq \sigma_{ба}. \quad (4)$$

Здесь действующий тензор напряжений сопоставляется с  $\sigma_{ба}$  - пределом прочности древесины в направлении осей анизотропии под углом  $\alpha$  к волокнам древесины. Вместо  $\sigma_{ба}$  может быть использовано нормированное расчетное сопротивление  $R_\alpha$ , где

$$R_\alpha = \frac{R_0}{\cos^4 \alpha + B \sin 2\alpha + C \sin^2 \alpha},$$

$$B = \frac{R_0}{R_{45}} - \frac{1+C}{4}, \quad C = \frac{R_0}{R_{90}}.$$

Условие (4) может быть записано в удобном для ЭВМ виде [9]

$$f(\alpha) \leq 1, \quad (5)$$

$$f(\alpha) = (\sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha) \left[ \frac{\cos^4 \alpha}{R_0} + \left( \frac{4}{R_{45}} - \frac{1}{R_0} - \frac{1}{R_{90}} \right) \frac{\sin^2 2\alpha}{4} + \frac{\sin^4 \alpha}{R_{90}} \right]. \quad (6)$$

Из условия  $f'(\alpha) = 0$  можно определить угол  $\alpha$ , при котором прочность древесины для рассматриваемой конструкции будет использоваться максимально. В тоже время результаты экс-

периментов над изгибаемыми деревоклееными балками свидетельствуют о возможности применения второй теории прочности. Как уже упоминалось, в растянутой зоне таких балок главные растягивающие напряжения направлены под углом к продольным волокнам, однако этот угол обычно не превышает 20-30°, а наименьшая прочность будет при угле 90°. Поэтому причиной разрушений в этих местах может служить разрыв волокон от удлинений. Дело в том, что как показывают результаты экспериментов, оси эллипсоида напряжений и главные растягивающие деформации  $\varepsilon_{эл.р}$  отклоняются от главных растягивающих напряжений  $\sigma_{эл.р}$  в сторону меньшей прочности древесины.

Используя выражение для главной деформации при плоском напряженном состоянии

$$\varepsilon_{эл.р} = 0,5 \left[ \varepsilon_x + \varepsilon_y + \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{x,y}^2} \right], \quad (7)$$

получим условие проверки прочности, исходя из теории наибольших относительных удлинений:

$$0,5 \frac{E_\beta}{E_x} \left\{ \sigma_{эл.р} (1 - \mu_{x,y}) + \nu_c \frac{E_x (1 - \mu_{x,y})}{E} + \sqrt{\left[ \sigma_{эл.р} (1 + \mu_{x,y}) - \sigma_{эл.р} \frac{E_x (1 - \mu_{x,y})}{E_y} \right]^2 + \left( \nu_{x,y,x} \sigma_{эл.р} + \frac{E_x}{E_y} \nu_{x,y,y} \sigma \right)^2} \right\} \leq R_\beta. \quad (8)$$

Расчетное сопротивление  $R_\beta$  и соответствующий ему модуль упругости  $E_\beta$  определяются в зависимости от угла  $\beta$  напряжения  $\varepsilon_{эл.р}$ :

$$\begin{aligned} \beta &= \alpha + \varphi; \quad \operatorname{tg} 2\alpha = \frac{\tau_{xy}}{\sigma_{эл.р} - \sigma_y}; \\ \operatorname{tg} 2\varphi &= \frac{E_y \nu_{x,y,x} \sigma_{эл.р} + E_x \nu_{y,x} \sigma_{эл.р}}{E_y (1 + \mu_{x,y}) \sigma_{эл.р} E_x (1 + \mu_{x,y}) \sigma_{эл.р}}; \\ \nu_{x,y,x} &= E_x \left[ \frac{\sin^2 \alpha}{E_2} - \frac{\cos^2 \alpha}{E_1} + \frac{1}{2} \left( \frac{1}{G_{12}} - \frac{2\nu_{12}}{E_1} \right) \cos 2\alpha \right] \sin 2\alpha; \\ \nu_{x,y,y} &= E_y \left[ \frac{\cos^2 \alpha}{E_2} - \frac{\sin^2 \alpha}{E_1} + \frac{1}{2} \left( \frac{1}{G_{12}} - \frac{2\nu_{12}}{E_1} \right) \cos 2\alpha \right] \sin 2\alpha. \end{aligned} \quad (9)$$

Применив феноменологический подход, Е.К. Ашкенази получила один общий критерий прочности при сложных напряженных состояниях. Этот критерий учитывает влияние гидростатического давления в отличие от критериев, основанных на теории пластичного течения, применяемых для стеклопластиков и не учитывающих этого давления. Для плоского напряженного состояния этот критерий может быть записан в виде:

$$\left[ \frac{\sigma_x^2}{\sigma_{bx}^2} + \frac{\sigma_y^2}{\sigma_{by}^2} + \frac{\tau_{xy}^2}{\tau_{bxy}^2} + \sigma_x \sigma_y S_{xy} \right] - \sigma_x^2 - \sigma_y^2 - \sigma_{xy} - \tau_{xy}^2 = 0. \quad (10)$$

Здесь  $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$  - напряжения, действующие по площадкам симметрии древесины, перпендикулярные осям симметрии  $x, y$ ;

$\sigma_{bx}, \sigma_{by}, \tau_{xy}$  - соответствующие пределы прочности древесины. Параметр  $S_{xy}$  определяется по одной из формул:

$$S_{xy} = \frac{4}{\sigma_{bx}^{(45)}} - \frac{1}{\sigma_{bx}^p} - \frac{1}{\sigma_{by}^p} - \frac{1}{\tau_{bxy}}; \quad (11)$$

$$S_{xy} = \frac{1}{\sigma_{bx}^p} - \frac{1}{\sigma_{by}^c} - \frac{1}{\tau_{bxy}^{+(45)}}; \quad (12)$$

$$S_{xy} = \frac{\sqrt{3}}{R_{xy}} - \frac{1}{\sigma_{bx}^p} - \frac{1}{\sigma_{by}^p}; \quad (13)$$

$$S_{xy} = \frac{1}{\sigma_{bx}^c} - \frac{1}{\sigma_{by}^p} - \frac{1}{\tau_{bxy}^{+(45)}}. \quad (14)$$

Для определения опасного состояния конструкции удобно использовать поверхность прочности – геометрическое место точек, соответствующих опасным состояниям материала при различных соотношениях действующих напряжений. Эта поверхность может быть построена по уравнению (10) с использованием  $S_{xy}$  по формулам (11) – (14) последовательно для 1-1 у октантов. На рис. 1. показана поверхность прочности с указанием характерных точек: точки А, В, С, D обозначают  $\sigma_{bx}^p, \sigma_{by}^p, \sigma_{bx}^c, \sigma_{by}^c$  - пределы прочности на растяжение или сжатие вдоль осей  $x$  и  $y$ ; точки Е, F обозначают  $R_{xy}^p$  и  $R_{xy}^c$  - прочность при двухосном ровном растяжении или сжатии; точки I, G обозначают  $\sigma_{bxy}^{(45)}$  - предел прочности соответственно на растяжение или сжатие по диагональному направлению; точки N и L обозначают  $\sigma_{bxy}^{+(45)}$  и  $\sigma_{bxy}^{-(45)}$  - прочность при сдвиге по диагональным площадкам и, наконец, точка М соответствует  $\tau_{bxy}$  - разрушающему напряжению при сдвиге, при котором изменяется угол между осями  $x$  и  $y$  (ниже индекс «в» опустим).

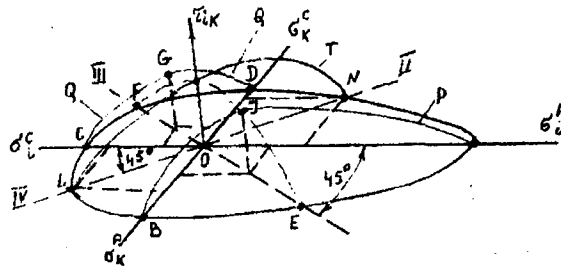


Рис. 1. Поверхность прочности цревисины.

Рассмотрим первый октант, характеризующий предельное состояние двухосного растяжения. Для деревянного элемента, у которого плоскость  $xy$  совмещена с радиальной плоскостью, а плоскость  $xz$  с тангенциальной плоскостью, критерий прочности с учетом (11) для первого октанта принимает вид:

$$\left[ \frac{\sigma_x^2}{\sigma_x^p} + \frac{\sigma_y^2}{\sigma_y^p} + \frac{\tau_{xy}^2}{\tau_{xy}^{ck}} + \sigma_x \sigma_y S_{xy} + \sigma_x \sigma_y \left( \frac{4}{\sigma_{xy}^{(45)}} - \frac{1}{\sigma_x^p} - \frac{1}{\sigma_y^p} - \frac{1}{\tau_{xy}} \right) \right]^2 - \sigma_x^2 - \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y - \tau_{xy}^2 = 0. \quad (15)$$

Здесь  $\sigma_x^p, \sigma_y^p$  - предел прочности при растяжении вдоль волокон и по радиусу (точки А и В), а также по диагональному направлению  $\sigma_x^{(45)}, \tau_{xy}^{ck}$  - предел прочности на скалывание вдоль волокон по тангенциальной плоскости  $xy$ . Касательные напряжения  $\tau_{xy}$  не могут вызвать разрушения древесины, т.к.  $\tau_{xy}^{ck}$  очень велико,  $\tau_{xy}^{ck} \cong 4\tau_{yx}^{ck}$ . При чистом сдвиге сопротивление древесины будет определяться напряжениями  $\tau_{yx}^{ck}$  вдоль волокон, и разрушение будет происходить по этим площадкам. Если же  $\tau_{xy}=0$ , то кривая  $AEB$ , находящаяся в горизонтальной плоскости, содержит точку F, соответствующую двухосному растяжению с предельным напряжением  $R_{xy}^p$ .

Выражение (15) позволяет получить полезную зависимость предела прочности на растяжение  $\sigma_b^p$  от угла наклона волокон в образце  $\alpha$ :

$$\frac{\sigma_b^p}{\sigma_0} = \frac{1}{\cos^4 + b \sin^2 \alpha + c \sin^4 \alpha}, \quad (16)$$

где  $b = \frac{\sigma_0}{\sigma_{45}} - \frac{(1+c)}{4}$ ,  $c = \frac{\sigma_0}{\sigma_{90}}$ ,  $\sigma_0$  - напряжение вдоль волокон.

Для третьего квадранта, соответствующего сжатию по обеим осям, из (..10) – (..13) следует выражение для критерия прочности:

$$\left[ \frac{\sigma_z^2}{\sigma_z^p} + \frac{\sigma_y^2}{\sigma_y^p} + \frac{\tau_{xy}^2}{\tau_{xy}^{ck}} + \sigma_x \sigma_y \left( \frac{\sqrt{3}}{R_{xy}^c} - \frac{1}{\sigma_x^c} - \frac{1}{\sigma_y^c} \right) \right]^2 - \sigma_x^2 - \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y - \tau_{xy}^2 = 0. \quad (17)$$

Здесь  $\sigma_x^c, \sigma_y^c$  - пределы прочности при сжатии вдоль волокон и по радиусу (точки С и D),  $R_{xy}^c$  - предел прочности при двухосном одинаковом сжатии. При отсутствии касательных напряжений ( $\tau_{xy}=0$ ), получим кривую CFD. Аналогично, используя выражения (10) и (11), (14) можно получить условия прочности для второго и четвертого октантов.

Для второго октанта оно принимает вид:

$$\left[ \frac{\sigma_z^2}{\sigma_z^p} + \frac{\sigma_y^2}{\sigma_y^c} + \frac{\tau_{xy}^2}{\tau_{xy}^{ck}} + \sigma_x \sigma_y \left( \frac{1}{\sigma_x^p} - \frac{1}{\sigma_y^c} - \frac{1}{\tau_{xy}^{+(45)}} \right) \right]^2 - \sigma_x^2 - \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y - \tau_{xy}^2 = 0. \quad (18)$$

Для четвертого октанта:

$$\left[ \frac{\sigma_z^2}{\sigma_z^p} + \frac{\sigma_y^2}{\sigma_y^c} + \frac{\tau_{xy}^2}{\tau_{xy}^{ck}} + \sigma_x \sigma_y \left( \frac{1}{\sigma_x^c} - \frac{1}{\sigma_y^p} - \frac{1}{\tau_{xy}^{-(45)}} \right) \right]^2 - \sigma_x^2 - \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y - \tau_{xy}^2 = 0. \quad (19)$$

Причем,  $\tau_{xy}^{+(45)} > \tau_{xy}^{-(45)}$ .

В отличие от других авторов Г.А. Гениев [1] предложил три независимых аналитических выражения для определения кратковременной прочности древесины при плоском напряженном состоянии деревянных конструкций. При этом он исходил из предложения, что могут наступить три различных механизма разрушения древесины: разрыв волокон при одноосном и двухосном растяжении и смятие при сжатии, и сдвиг (скалывание) при одновременном действии сжатия и растяжения.

В случае возникновения растягивающих напряжений  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$  условие прочности имеет следующий вид:

$$\left( \frac{\cos^2 \alpha}{R_{px}} + \frac{\sin^2 \alpha}{R_{py}} \right) \sigma_1 - \frac{\sigma_1 \sigma_3}{R_{px} R_{py}} + \left( \frac{\sin^2 \alpha}{R_{px}} + \frac{\cos^2 \alpha}{R_{py}} \right) \sigma_3 - 1 = 0. \quad (20)$$

Здесь  $\alpha$  - угол между осью  $x$ , направленной вдоль волокон древесины,  $R_{px}$  и  $R_{py}$  – пределы прочности древесины на растяжение вдоль и поперек волокон.

В случае возникновения сжимающих напряжений  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$  условие прочности аналогично:

$$\left( \frac{\cos^2 \alpha}{R_{cx}} + \frac{\sin^2 \alpha}{R_{cy}} \right) \sigma_1 - \frac{\sigma_1 \sigma_3}{R_{cx} R_{cy}} + \left( \frac{\sin^2 \alpha}{R_{cx}} + \frac{\cos^2 \alpha}{R_{cy}} \right) \sigma_3 + 1 = 0. \quad (21)$$

Здесь  $R_{cx}$  и  $R_{cy}$  – пределы прочности древесины на смятие или сжатие вдоль и поперек волокон. Обе формулы позволяют рассмотреть разнозначные напряжения  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$ , каждое из которых должно входить в них со своим знаком.

Формулы (20) и (21) могут быть записаны в главных осях анизотропии в виде:

$$(R_{px} - \sigma_x)(R_{py} - \sigma_y) - \tau_{xy}^2 = 0; \quad (22)$$

$$(R_{cx} - \sigma_x)(R_{cy} - \sigma_y) - \tau_{xy}^2 = 0. \quad (23)$$

Заметим, что критерии вида (22), (23) были, видимо, впервые получены для железобетона (в работах А.А. Гвоздева для изгибаемых плит и в работах Н.И. Карпенко – для плоского и объемного напряженного состояний. Подробно они изложены в монографии [4]). Там же показана трансформация этих критериев, когда оси  $x, y$  не совпадают с главными осями анизотропии. Это указывает на возможную общность критериев прочности для различных казалось бы не схожих материалов. При разностных напряжених может произойти разрушение и от скалывания. В этом случае выражение для критерия прочности имеет вид [2]:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{(R_x^{ck} - R_y^{ck})^2 \sin^2 2\alpha + 4R_x^{ck} R_y^{ck} - (R_x^{ck} - R_y^{ck}) \sin 2\alpha}. \quad (24)$$

Формулы (22) и (23) при  $\tau_{xy}=0$  дают  $\sigma_x=R_{px}$  или  $\sigma_x=R_{cx}$ , а также  $\sigma_y=R_{py}$  и  $\sigma_y=R_{cy}$ . При  $\sigma_x = \sigma_y=0$ ,  $\tau_{xy} = \sqrt{R_{px} R_{py}}$  или  $\tau_{xy} = \sqrt{R_{cx} R_{cy}}$ . Следовательно, при отсутствии касательных напряжений естественно получаются предельные напряжения на растяжение и сжатие вдоль осей  $x$  и  $y$ . Однако при отсутствии нормальных напряжений предельные касательные напряжения могут иметь два различ-

ных значения, т.к. предельные значения на растяжение и смятие у дерева различны. Из формулы (24) следует, что при чистом сдвиге предельное значение касательных напряжений:

$$\tau(0) = \tau(\pi/2) = \sqrt{R_x^{ck} R_y^{ck}} \text{ и } \tau(\pi/4) = R_y^{ck}.$$

При одноосном растяжении ( $\sigma_3=3$ ):

$$\sigma_1(0) = \sigma_1(\pi/2) = 2\sqrt{R_x^{ck} R_y^{ck}}, \text{ а при одноосном сжатии } (\sigma_1=0); \sigma_3(0) = \sigma_3(\pi/2) = 2\sqrt{R_x^{ck} R_y^{ck}}.$$

Однако при этом должны существовать соотношения:

$$2\sqrt{R_x^{ck} R_y^{ck}} \geq R_{px} \text{ и } 2\sqrt{R_x^{ck} R_y^{ck}} \geq R_{cx}.$$

Очевидно, что они не удовлетворяются (по крайней мере, этот и ряд других вопросов требуют еще исследования).

#### Выводы

1. Древесина обладает сложными физико-механическими свойствами и анизотропией, что приводит к разнообразным схемам разрушения и усложняет построение некоторых общих критериев прочности.
2. Накоплен определенный опыт применения как классических, так и новых теорий прочности к оценке прочности древесины при плоском и пространственном напряженном состоянии.
3. Основные экспериментальные и теоретические исследования имеют давнюю (более 20-30 и более летнюю историю), когда деревянные конструкции были (по крайней мере, в лесных регионах России) основным строительным материалом. Также они применялись в авио- и машиностроении. Из последних исследований можно лишь выделить исследования, относящиеся к деревоклееным конструкциям.
4. В связи с изменением рыночной конъюнктуры, удорожанием таких материалов как бетон, сталь и др., значительным удорожанием транспортных расходов, древесина может «возродиться» как основной строительный материал (по крайней мере, на обширных богатых лесом просторах России) при этом важную роль играют такие положительные качества древесины как: экологическая чистота, самовосстановление («самовоспроизводство») пониженный расход энергии на производство изделий (он, например, где-то в 5-7 раз ниже, чем на стальные конструкции). Все это указывает на то, что ТВ России должен повыситься интерес к проблемам древесины, в том числе к проблеме ее прочности и деформативности.

Указанное выше ставит вопрос о необходимости возобновления исследований проблем прочности древесины. Естественно, такое возобновление должно строиться на обобщении и сопоставлении уже накопленного опыта. К первоочередным также относится задача сопоставления ранее предложенных и некоторых новых предложений по критериям прочности.

#### Литература

1. Ашкенази, Е.К. Анизотропия древесины и древесных материалов. [Текст] / Е.К. Ашкенази. – М.: Лесная промышленность, 1978. – 221 с.
2. Гениев, Г.А. Вопросы прочности и пластичности анизотропных материалов [Текст] / Г.А. Гениев, А.С. Курбатов, Ф.А. Самедов. – М.: Интербук, 1993. – 187 с.
3. Лехницкий, С.Г. Теория упругости анизотропного тела. [Текст] / С.Г. Лехницкий. – М.: Гостехиздат, 1950. – С. 15 - 33.
4. Карпенко, Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. [Текст] / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1976 – С. 145 - 157.
5. Митинский, А.Н. Упругие постоянные древесины как ортотропного материала. [Текст] / А.Н. Митинский. // Труды ЛТА, №63 – Л, 1948. – С. 22 - 54.
6. Митинский, А.Н. Модули кручения и модули сдвига древесины как анизотропного материала. [Текст] / А.Н. Митинский. // Труды ЛТА, № 65 – Л, 1949. – С. 49 - 57.
7. Митинский, А.Н. Упругие постоянные древесины как трансверсально – изотропного материала. [Текст] / А.Н. Митинский. // Труды ЛТА, № 67 – Л, 1949. – С. 51 - 68.
8. Рабинович, А.Л. Об упругих постоянных и прочности анизотропных материалов. [Текст] / А.Л. Рабинович. – М., 1946 – 56 с.
9. Серов, Е.Н. Рациональное использование прочности материалов в клеедеревянных конструкциях массового изготовления. [Текст] / Е.Н. Серов. // Докт. диссертация. – Л.: – 1991.
10. Хапин, А.В. Совершенствование методов расчета клееных деревянных балок с учетом анизотропии прочности и упругих свойств материалов. [Текст] / А.В. Хапин. // Канд. диссертация. – Л., – 1981.
11. Ченцов, Н.Г. Исследование фанеры как ортотропной пластинки. [Текст] / Н.Г. Ченцов // Технические заметки ЦАГИ, № 91. – М., 1936.

УДК 625.131

А.А. Чураков, В.А. Пшеничкина

(Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет)

Россия, г. Волгоград

## ВЕРОЯТНОСТНЫЙ РАСЧЁТ ЗДАНИЙ КАК СИСТЕМ "СООРУЖЕНИЕ-ОСНОВАНИЕ" НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

Приведены результаты вероятностного расчёта 16-этажного здания на сейсмостойкость по разработанной методике расчёта здания как пространственной системы "сооружение-основание" на сейсмическое воздействие.

В данной работе предлагается сравнительный анализ результатов расчёта 16-этажного здания на сейсмостойкость по разработанной автором методике вероятностного расчёта здания как пространственной системы "сооружение-основание" на сейсмическое воздействие. В качестве расчетной динамической модели здания принята пространственная стохастическая модель в виде тонкостенной составной системы, учитывающей совместную работу здания с основанием, со случайной внутренней структурой под действием случайной многокомпонентной динамической нагрузки [1, 2, 3]. Расчёт был выполнен для двух различных вариантов грунтовых условий. А также для сравнения был выполнен расчёт этого же здания по методике, не учитывающей совместную работу сооружения с основанием [4].

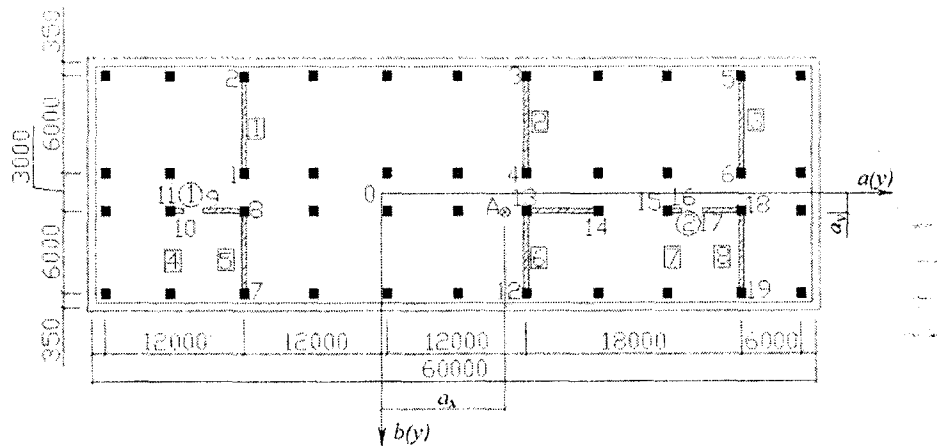


Рис. 1. План здания: 1 – характерные точки элементов жёсткости; 2 – ветви; 2 – швы

На рисунке 1 представлен план здания и его расчетная схема (основная система). Здание прямоугольное в плане размером 61,4×16,4 м, решенное в каркасно-связевой системе, т.е. горизонтальные нагрузки воспринимаются элементами жесткости. Бетон стен и колонн класса В25. Арматура класса АIII. Колонны сечением 0,4×0,4 м. Толщина стены 0,2 м. Здание состоит из подвала высотой 4,2 м, шестнадцати рабочих этажей по 3,3 м и верхнего технического этажа высотой 4,8 м. Высота здания  $l=61,8$  м. Масса здания складывается из массы несущей диафрагмы жесткости, колонн, наружных стеновых панелей и междуэтажных перекрытий.

$$\text{Погонная масса здания } m = \frac{Q_{зд}}{g \cdot l} = \frac{124609,2}{9,8 \cdot 61,8} = 205,7 \text{ кНс}^2/\text{м}^2.$$

Таблица 1

Геометрические характеристики швов

Порядковый номер шва	Номер при- мыкающей плюс-ветви	Номер при- мыкающей минус-ветви	Номера смежных точек		Пролет перемыш- ки, м	Высота проёма, м	Ориента- ция шва: XOY: 1 YOZ: 0	Толщина стены, м
			e	f				
1	5	4	9	10	1,2	2,1	1	0,2
2	8	7	17	16	1,2	2,1	1	0,2

Таблица 2

Геометрические характеристики ветвей

Порядковый номер ветви	Количество узловых точек ветви	Номера узловых точек ветви	Координаты узловых точек, м		Количество участков ветви	Номера точек начала и конца участков		Площади участков ветви, м <sup>2</sup>
			a <sub>i</sub>	b <sub>i</sub>		нач.	кон.	
1	2	1	-12	-1,5	3	1	1	0,1283
		2	-12	-7,5		1	2	1,2000
						2	2	0,1283
2	2	3	12	-7,5	3	3	3	0,1283
		4	12	-1,5		3	4	1,2000
						4	4	0,1283
3	2	5	30	-7,5	3	5	5	0,1283
		6	30	-1,5		5	6	1,2000
						6	6	0,1283
4	2	10	-16,8	1,5	2	10	11	0,2400
		11	-18	1,5		11	11	0,1283
5	3	7	-12	7,5	4	7	7	0,1283
		8	-12	1,5		7	8	1,2000
		9	-15,6	1,5		8	8	0,0966
6	3				5	8	9	0,7200
		12	12	7,5		12	12	0,1283
		13	12	1,5		12	13	1,2000
		14	18	1,5		13	13	0,0966
						13	14	1,2000
7	2	15	24	1,5	2	14	14	0,1283
		16	25,2	1,5		15	15	0,1283
						15	16	0,2400
8	3	17	26,4	1,5	4	17	17	0,7200
		18	30	1,5		17	18	0,0966
		19	30	7,5		18	18	0,0966
						18	19	1,2000
						19	19	0,1283

В качестве основания были выбраны: 1 – песчаный грунт средней крупности со следующими характеристиками:  $\rho=1,45 \text{ кНс}^2/\text{м}^4$ ,  $E=30000 \text{ кН/м}^2$ ,  $\mu=0,25$ ; 2 – суглинки:  $\rho=1,8 \text{ кНс}^2/\text{м}^4$ ,  $E=70000 \text{ кН/м}^2$ ,  $\mu=0,35$ .

Результаты расчета:

*Этап 1. Определение геометрических и жесткостных характеристик расчетной модели здания.*

Изгибные и центробежные жесткости основной системы,  $\text{кНм}^2$ :  $EI_a = 1,711 \times 10^9$ ;  $EI_b =$



$5,618 \times 10^8; EI_{ab} = -6,242 \times 10^7.$

Угол отклонения главных осей XOY от вспомогательных 0ав:  $\alpha = 3,10^\circ.$

Главные изгибные жесткости основной системы, кНм<sup>2</sup>:  $EI_x = 1,714 \times 10^9; EI_y = 5,584 \times 10^8.$

Координаты центра изгиба А:  $a_x = 10,17$  м;  $a_y = 2,08$  м.

Радиус инерции:  $r_0^2 = 141,76$  м<sup>2</sup>.

Главная секториальная жесткость:  $EI_w = 4,790 \times 10^{11}$  кНм<sup>2</sup>.

Крутильная жесткость:  $GI_{кр} = 1,7 \times 10^6$  кНм<sup>2</sup>.

Характеристики швов представлены в таблице 3.

Таблица 3

Характеристики швов

Номер шва	$\upsilon$ , м	$u$ , м	$\omega$ , м	$\varepsilon$ , кН/м <sup>2</sup>
1	-5,16	-1,80	42,25	144733,1
2	-5,16	-1,80	-41,73	144733,1

Здесь  $\upsilon$ ,  $u$ ,  $\omega$  - координаты сдвига в швах основной системы;  $\varepsilon$  - коэффициенты жесткости швов.

**Этап 2.** Вычисление частот и форм, свободных изгибно-крутильных колебаний системы "сооружение-основание".

Главные жесткости системы "сооружение-основание" соответственно будут равны:

- |   |   |
|---|---|
| 1) $EI_x = 3,992 \times 10^5$ кН·м <sup>2</sup> ; | 2) $EI_x = 9,751 \times 10^5$ кН·м <sup>2</sup> ; |
| $EI_y = 6,991 \times 10^4$ кН·м <sup>2</sup> ;    | $EI_y = 1,736 \times 10^5$ кН·м <sup>2</sup> ;    |
| $EI_w = 3,835 \times 10^8$ кН·м <sup>2</sup> ;    | $EI_w = 9,221 \times 10^8$ кН·м <sup>2</sup> ;    |
| $GI = 1,693 \times 10^6$ кН·м <sup>2</sup> ;      | $GI = 1,697 \times 10^6$ кН·м <sup>2</sup> ;      |

Таблица 4

Частоты свободных изгибно-крутильных колебаний

Номер тона	Частота, с <sup>-1</sup>								
	основание 1			основание 2			без учёта работы основания		
	$\lambda_x$	$\lambda_y$	$\lambda_\omega$	$\lambda_x$	$\lambda_y$	$\lambda_\omega$	$\lambda_x$	$\lambda_y$	$\lambda_\omega$
1	0,592	0,381	7,307	0,754	0,544	7,771	1,465	2,146	8,784
2	1,157	0,591	28,23	1,689	0,907	34,148	9,173	13,455	55,079
3	1,843	0,905	55,57	2,771	1,404	71,925	25,686	37,672	154,211
4	3,681	1,810	110,3	5,530	2,806	142,48	50,332	73,821	302,178

**Этап 3.** Вычисление коэффициентов динамичности и инерционной нагрузки по 4-м формам колебаний.

Таблица 5

Коэффициенты динамичности  $\beta_\xi$

основание 1				основание 2				без учёта работы основания			
1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
0,0466	0,159	0,314	0,551	0,073	0,282	0,455	0,937	0,229	1,692	2,364	1,142

Таблица 6

Коэффициенты динамичности  $\beta_\eta$

основание 1				основание 2				без учёта работы основания			
1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
0,0185	0,0432	0,0965	0,286	0,0365	0,0965	0,199	0,425	0,347	2,375	1,974	0,995

Таблица 7

Коэффициенты динамичности  $\beta_{\theta}$

основание 1				основание 2				без учёта работы основания			
1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1,063	2,496	1,095	0,954	1,17	2,13	1,006	0,941	1,374	1,10	0,94	0,93

Таблица 8

Амплитудные значения стандартов инерционной нагрузки  $I_{\xi}$ , кН

основание 1				основание 2				без учёта работы основания			
1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1,79	7,94	15,59	27,35	2,82	14,1	22,6	46,5	2,77	50,7	87,31	46,38

Таблица 9

Амплитудные значения стандартов инерционной нагрузки  $I_{\eta}$ , кН

основание 1				основание 2				без учёта работы основания			
1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
0,51	1,56	3,45	10,2	1,01	3,48	7,11	15,2	3,02	51,19	52,47	29,09

Таблица 10

Амплитудные значения стандартов инерционной нагрузки  $I_{\theta}$ , кН

основание 1				основание 2				без учёта работы основания			
1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
0,566	1,73	0,75	0,655	0,62	1,47	0,69	0,65	0,23	0,45	0,48	0,52

**Этап 4.** Вычисление усилий и напряжений в ветвях тонкостенного составного стержня.

Таблица 11

Расчётные обобщённые внутренние усилия в ветвях без учёта корреляции обобщённых координат и составляющих вектора сейсмической нагрузки

Номер ветви	$M_x$ , кНм	$M_y$ , кНм	$B$ , кНм <sup>2</sup>	$N$ , кН
основание 1				
1	280,4	0,0	5893,7	0,0
2	280,4	0,0	46,5	0,0
3	280,4	0,0		0,0
4	0,0	238	0,4	78,1
5	479,9	939,5	9824,9	78,1
6	573,3	4877,8	63,8	0,0
7	0,0	23,8	0,2	81,8
8	479,9	939,5	8081,6	81,8

основание 2				
1	493,2	0,0	9847,8	0,0
2	493,2	0,0	77,8	0,0
3	493,2	0,0	8074,9	0,0
4	0,0	34,2	0,7	115,6
5	844,2	1350,8	16416,5	115,6
6	1008,4	7012,9	106,6	0,0
7	0,0	34,2	0,3	121,0
8	844,2	1350,8	13503,6	121,0
без учёта работы основания				
1	1471,4	0,0	22801,3	0,0
2	1471,4	0,0	180,1	0,0
3	1471,4	0,0	18696,5	0,0
4	0,0	53,5	1,7	1498,1
5	2518,9	2114,5	38010,3	1498,1
6	3008,6	10978,4	246,9	0,0
7	0,0	53,5	0,6	2183,8
8	2518,9	2114,5	31265,8	2183,8

Таблица 12

Расчётные максимальные нормальные напряжения в ветвях без учета корреляции обобщенных координат и составляющих вектора сейсмической нагрузки

Номер ветви	Количество участков ветви	Номера точек начала и конца участков		Нормальные напряжения, кПа					
				основание 1		основание 2		без учёта работы основания	
				нач.	кон.	нач.	кон.	нач.	кон.
1	3	1	1	4798,2	4798,2	6898,5	6898,5	10818,7	10818,7
		1	2	4798,2	5121,5	6898,5	7380,8	10818,7	11572,1
		2	2	5121,5	5121,5	7380,8	7380,8	11572,1	11572,1
2	3	3	3	4664,3	4664,3	6712,9	6712,9	10753,1	10753,1
		3	4	4664,3	4791,0	6712,9	6888,0	10753,1	10825,3
		4	4	4791,0	4791,0	6888,0	6888,0	10825,3	10825,3
3	3	5	5	11969,1	11969,1	17207,7	17207,7	27085,7	27085,7
		5	6	11969,1	11983,8	17207,7	17229,0	27085,7	27057,2
		6	6	11983,8	11983,8	17229,0	17229,0	27057,2	27057,2
4	2	10	11	6532,7	7018,8	9377,8	10076,6	16026,8	17083,5
		11	11	7015,3	7018,8	10071,5	10076,6	17078,2	17083,5
5	4	7	7	4607,9	4607,9	6644,5	6644,5	10611,6	10611,6
		7	8	4607,9	4882,6	6644,5	7021,7	10611,6	10890,5
		8	8	4882,6	4882,6	7021,7	7021,7	10890,5	10890,5
		8	9	4882,6	6330,2	7021,7	9103,0	10890,5	14150,2
6	5	12	12	5029,0	5029,0	7240,5	7240,5	11330,7	11330,7
		12	13	5029,0	4879,2	7240,5	7015,7	11330,7	10969,9
		13	13	4879,2	4879,2	7015,7	7015,7	10969,9	10969,9
		13	14	4879,2	7287,7	7015,7	10478,0	10969,9	16395,4
		14	14	7287,7	7287,7	10478,0	10478,0	16395,4	16395,4
7	2	15	15	9913,3	9913,3	14267,2	14267,2	22574,1	22574,1
		15	16	9913,3	10395,8	14267,2	14960,8	22574,1	23622,2
8	4	17	18	10684,4	12142,8	15359,4	17456,2	24140,7	27421,5
		18	18	12131,9	12142,8	17440,3	17456,2	27400,6	27421,5
		18	19	12131,9	12160,1	17440,3	17483,1	27400,6	27420,5
		19	19	12149,1	12160,1	17467,0	17483,1	27398,5	27420,5

Этап 5. Оценка влияния величины статистического разброса входных параметров на величину статистического разброса выходных параметров пространственной тонкостенной составной модели системы "сооружение-основание".

Применение метода планирования эксперимента в сочетании с разработанной динамической моделью пространственной тонкостенной составной системы "сооружение-основание" позволяет оценить влияние случайного разброса жесткостных характеристик грунтового основания и элементов конструкции здания, а также амплитуды сейсмической нагрузки на величину статистического разброса значений частот собственных изгибно-крутильных колебаний и максимальных нормальных напряжений с меньшим количеством вычислений по сравнению с методом статистических испытаний.

Величина статистического разброса факторов оптимизации принималась:

- для модуля упругости бетона – 16%;
- для модуля деформации грунтового основания – 20%;
- для амплитуды сейсмического воздействия – 20%.

В таблицах 13 и 14 приведены значения величины статистического разброса частот собственных изгибно-крутильных колебаний и максимальных нормальных напряжений.

Таблица 13

Статистический разброс значений частот собственных изгибно-крутильных колебаний

Номер тона	Коэффициенты вариации								
	основание 1			основание 2			без учёта работы основания		
	$\lambda_x$	$\lambda_y$	$\lambda_w$	$\lambda_x$	$\lambda_y$	$\lambda_w$	$\lambda_x$	$\lambda_y$	$\lambda_w$
1	0,078	0,098	0,076	0,087	0,107	0,070	0,104	0,103	0,103
2	0,105	0,117	0,074	0,112	0,121	0,074	0,103	0,103	0,103
3	0,113	0,12	0,081	0,118	0,123	0,090	0,103	0,103	0,103
4	0,113	0,12	0,081	0,117	0,123	0,090	0,103	0,103	0,103

Таблица 14

Статистический разброс значений расчётных максимальных нормальных напряжений в ветвях

Номер ветви	Количество участков ветви	Номера точек начала и конца участков		Коэффициенты вариации					
				основание 1		основание 2		без учёта работы основания	
				нач.	кон.	$\sigma_{нач}$	$\sigma_{кон}$	$\sigma_{нач}$	$\sigma_{кон}$
1	3	1	1	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
		1	2	0,186	0,187	0,185	0,185	0,189	0,188
		2	2	0,187	0,187	0,185	0,185	0,188	0,188
2	3	3	3	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
		3	4	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
		4	4	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
3	3	5	5	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
		5	6	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
		6	6	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
4	2	10	11	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
		11	11	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
5	4	7	7	0,187	0,187	0,185	0,185	0,188	0,188
		7	8	0,187	0,186	0,185	0,185	0,188	0,189
		8	8	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
		8	9	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
6	5	12	12	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
		12	13	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
		13	13	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
		13	14	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
		14	14	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
7	2	15	15	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
		15	16	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189

8	4	17	18	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
		18	18	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
		18	19	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189
		19	19	0,186	0,186	0,185	0,185	0,189	0,189

### Выводы

1. Результаты вычислений, приведённые в таблице 4, показывают зависимость значения частот собственных изгибно-крутильных колебаний системы "сооружение-основание" от динамических характеристик грунтового основания. А именно, с уменьшением жёсткости основания уменьшаются значения частот собственных изгибно-крутильных колебаний системы при одних и тех же жесткостных параметрах самого здания.

2. Результаты вычислений, приведённые в таблицах 5 ... 12, показывают, что учёт совместной работы здания с основанием приводит к уменьшению значений коэффициентов динамичности, стандартов инерционной нагрузки, обобщенных внутренних усилий и максимальных нормальных напряжений, а также видно, что значения коэффициентов динамичности, стандартов инерционной нагрузки, обобщенных внутренних усилий и максимальных нормальных напряжений зависят от жёсткости основания: чем меньше жёсткость основания, тем меньше их значения. Это происходит вследствие того, что часть сейсмической нагрузки поглощается грунтовым основанием. Это подтверждают последствия некоторых последних землетрясений, когда монолитные здания либо с небольшими повреждениями элементов конструкции, либо вообще без каких-либо существенных повреждений были выдернуты из грунта и опрокинуты из-за разрушения грунтового основания.

3. Результаты вычислений, приведённые в таблицах 13 ... 14, показывают, что при величине статистического разброса жесткостных характеристик здания на 16%, жесткостных характеристик грунтового основания на 20% и амплитуды сейсмического воздействия на 20%:

- величина статистического разброса значений частот собственных изгибно-крутильных колебаний системы, для систем, учитывающих совместную работу здания с основанием, составляет 7 ... 12,5%, причем, чем выше податливость основания, тем меньше разброс этих значений;
- величина статистического разброса значений частот собственных изгибно-крутильных колебаний системы для систем, учитывающих только работу сооружения, составляет примерно 10%;
- величина статистического разброса значений максимальных нормальных напряжений практически не зависит от величины податливости грунтового основания и составляет 18,5%, а для систем, учитывающих только работу сооружения, составляет примерно 19%.

### Литература

1. Пшеничкина, В.А. Вероятностный расчёт пространственной системы «здание-основание» на сейсмические воздействия [Текст] / В.А. Пшеничкина, А.А. Чураков // Современные проблемы фундаментостроения: Сборник трудов международной научно-технической конференции: В 4-х ч. / ВолгАСА. – Волгоград, 2001. Часть 1-2. – С. 53 - 56.
2. Чураков, А.А. Оценка влияния податливости грунтового основания на собственные колебания системы "сооружение-основание" [Текст] // Городские агломерации на оползневых территориях: Материалы международной научной конференции: В 2-х ч., 15-17 октября 2003 г., Волгоград/ ВолгАСА. – Волгоград, 2003. Часть 2. – С. 122 - 126.
3. Чураков, А.А. Анализ влияния учёта податливости грунтового основания на динамические и прочностные характеристики сооружения подвергающегося сейсмическому воздействию [Текст] // Городские агломерации на оползневых территориях: Материалы III международной научной конференции: В 2-х ч., 14-16 декабря 2005, Волгоград: ВолгАСУ, 2005 г. Часть II. – С. 116-122.
4. Пшеничкина, В.А. Вероятностный расчёт зданий повышенной этажности на динамические воздействия [Текст] // Волгоград, ВолгАСА, 1996. - 118 с.

УДК 624.012.4: 624.042.5:614.841.33

Член-корр. РААСН, докт. техн. наук, проф. В.С. Фёдоров, В.Е. Левитский  
(Московский государственный университет путей сообщения)  
Россия, г. Москва

## АНАЛИЗ ТЕРМОСИЛОВОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА С ПОЗИЦИЙ СТРУКТУРНО- СТАТИСТИЧЕСКОГО ПОДХОДА

Для бетона, как и любого каменного материала, характерна достаточно слабая сопротивляемость растяжению, неоднородность и неравномерность распределения прочностных свойств по объёму. Развитие системы начальных дефектов структуры бетона в ходе силового нагружения приводит к образованию микротрещин, которые постепенно распространяются и образуют более крупные трещины, разделяющие объём материала на некоторые изолированные области соответствующих характерных размеров.

Разрушение бетона при действии возрастающей нагрузки представляет собой процесс последовательного перехода от мелких к более крупным трещинам, процесс прогрессирующего нарушения сплошности материала. Начало такой концепции разрушения бетона в нашей стране было положено исследованиями А.А. Гвоздева [1] и О.Я. Берга [2], а дальнейшее развитие она получила в работах Ю.В. Зайцева [3], М.М. Холмянского [4, 5] и др.

О.Я. Бергом [2] предложено фиксировать основные этапы процесса развития внутренних трещин в бетоне при помощи характерных *параметрических точек* на диаграмме деформирования, отражающих физически значимые критические переходы в состоянии структуры. Основными являются две параметрические точки: *нижняя* характеризует начало образования микротрещин, а *верхняя* - начало их неустойчивого развития.

М.М. Холмянский рассматривает переход к более крупным трещинам как результат чередования отрывного и хрупкого механизмов разрушения [4, 5]. Если материал в данном объёме имеет большое число близких по размеру дефектов, не имеющих тенденции к развитию из-за эффекта самоторможения, то реализуется *отрывный* механизм разрушения. При этом выход из строя более слабых связей компенсируется ростом усилий в сохранившихся связях, и в структуре материала происходит *накопление повреждений*. Когда имеющиеся дефекты перестают препятствовать распространению трещин в бетоне, отрывность сменяется хрупкостью, и образуются трещины более высокого иерархического уровня.

В статистической теории прочности неоднородных идеально хрупких материалов расчётную модель прочностной структуры бетона принято представлять в виде набора определённым образом расположенных частиц (зёрен), соединённых тонкими хрупкими связями, прочность которых является случайной величиной, подчиняющейся некоторому закону распределения. Прочность связей неодинакова, но она намного ниже прочности основных частиц (зёрен), поэтому накопление повреждений в бетоне рассматривается как процесс постепенного *отрыва* структурных связей.

Идея моделирования поведения бетона как статистически неоднородного тела была предложена Вейбуллом в 1939 году [6]. В нашей стране она получила развитие в работах В.В. Болотина [7], М.М. Холмянского [4, 5], Л.Г. Седракина [8], В.Д. Харлаба [9], Е.Н. Щербакова [10] и др.

Отрывная модель прочностной структуры бетона, разработанная в рамках статистической теории, достаточно наглядно показывает связь нелинейности деформирования бетона с развитием повреждений в его структуре.

Связи между частицами структуры в расчётной модели считаются идеально-хрупкими и деформирующимися линейно до самого момента разрушения. Принимается, что напряжения между связями распределяются равномерно, а модуль деформаций является общим для всех связей. Тогда действительная (структурная) диаграмма деформирования бетона испытываемого образца будет сохраняться линейной на протяжении всего процесса нагружения. Нелинейность получаемых в опытах зависимостей между напряжениями и деформациями вызвана отрывом менее прочных свя-

зей, который приводит к уменьшению работоспособной площади сечения и росту напряжений в оставшихся связях. При построении диаграмм деформирования бетона используются напряжения, вычисленные по первоначальной площади сечения, поэтому диаграммы получаются нелинейными (рис. 1, а, б).

Нелинейное деформирование бетона при кратковременном нагружении было названо О.Я. Бергом *псевдопластическим* [2], поскольку оно принципиально отличается от действительно пластического деформирования металла, вызванного скольжением слоёв кристаллической решётки при перемещении дислокаций. М.М. Холмянский считает более правильным термин «отрывные деформации» [4, 5].

С позиций структурного подхода полная деформация бетона при силовом нагружении является двухкомпонентной: *линейная* составляющая полной деформации связана с проявлением вязкоупругих свойств бетона, а *нелинейная* - с накоплением повреждений в его структуре. Сечение испытываемого бетонного образца (для определённости - призматического) в расчётной модели также может быть представлено состоящим из двух компонентов: полностью повреждённого (с площадью  $A_{be}$ ) и неповреждённого (с площадью  $A_{b,0}$ ), который воспринимает действующую нагрузку  $N$  (см. рис. 1, а).

Напряжения  $\sigma_{be}$ , вычисленные с учётом работы только неповреждённой части сечения  $A_{be}$ , называются *структурными* (или *действительными, истинными*):

$$\sigma_{be} = \frac{N}{A_{be}}. \quad (1)$$

В практических расчётах, как известно, используются напряжения  $\sigma_b$ , вычисленные в предположении работы полной (начальной) площади сечения  $A_{b,0}$ . Эти напряжения называются *сглаженными (осреднёнными)*:

$$\sigma_b = \frac{N}{A_{b,0}}. \quad (2)$$

Соотношение между структурными и сглаженными напряжениями можно установить, выразив продольную силу  $N$  из (1) и подставив её в (2):

$$\sigma_b = \sigma_{be} \cdot \frac{A_{be}}{A_{b,0}}. \quad (3)$$

Напомним, что связь между структурными напряжениями  $\sigma_{be}$  и фактическими деформациями образца  $\varepsilon_b$  принята линейной:

$$\sigma_{be} = \varepsilon_b E_b. \quad (4)$$

Подставляя эту зависимость в (3), получим:

$$\sigma_b = \varepsilon_b E_b \cdot \frac{A_{be}}{A_{b,0}}. \quad (5)$$

Перепишем полученное выражение в более «известном» виде:

$$\sigma_b = \varepsilon_b E_b \nu_b, \quad (6)$$

где  $\nu_b$  - коэффициент упругости бетона по В.И. Мурашёву [11] или коэффициент изменения секущего модуля по Н.И. Карпенко [12];

$$\nu_b = \frac{A_{be}}{A_{b,0}}. \quad (7)$$

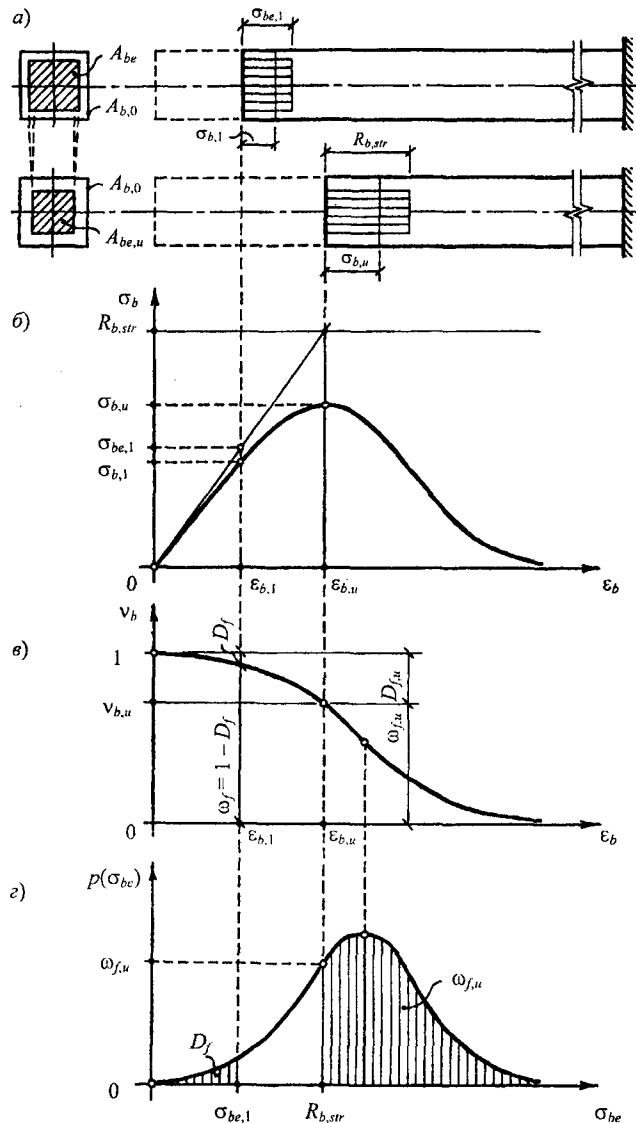


Рис. 1. Анализ силового сопротивления бетона с позиций структурно-статистического подхода.  
а - двухкомпонентная модель сечения; б - структурная и действительная диаграммы деформирования; в - зависимость коэффициента секущего модуля от уровня деформаций; г - статистическое распределение прочности структурных связей

В структурной модели сопротивления бетона коэффициент  $v_b$  рассматривается как некоторая характеристика работоспособности сечения, отражающая долю работоспособных связей среди их первоначального числа (рис. 1, в). Кроме того, как следует из выражения (3) с учётом (7), коэффициент упругости  $v_b$  равен отношению сглаженных напряжений  $\sigma_b$  к структурным  $\sigma_{be}$ :

$$v_b = \frac{\sigma_b}{\sigma_{be}}. \quad (8)$$

Поэтому структурные напряжения  $\sigma_{be}$  превышают сглаженные  $\sigma_b$  в такое же число раз, в которое полные деформации бетона  $\epsilon_b$  превышают их вязко-упругую компоненту  $\epsilon_b^{(el)}$  [12]:

$$\frac{\sigma_{be}}{\sigma_b} = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_b^{(el)}} = \frac{1}{v_b}. \quad (9)$$

Представленные соотношения свидетельствуют о возможности и целесообразности определения зависимости коэффициента упругости бетона от уровня напряжений (или деформаций) на



основе анализа *статистического распределения прочности структурных связей сечения*. В общем виде график плотности этого распределения представлен на рис. 1, з.

Заметим, что режим испытаний с постоянной скоростью деформаций представляет собой по существу режим испытания с постоянной скоростью роста *структурных* напряжений, поэтому на графике плотности распределения прочности структурных связей масштабы деформаций  $\varepsilon_b$  и структурных напряжений  $\sigma_{be}$  будут совпадать.

Площадь под кривой распределения слева от ординаты, соответствующей значению действующего структурного напряжения  $\sigma_{be,1}$ , отражает меру силовых повреждений сечения  $D_f$ , которая равна отношению повреждённой площади сечения  $A_{bc}$  к начальной  $A_{b,0}$ :

$$D_f = \frac{A_{bc}}{A_{b,0}}. \quad (10)$$

Остальная площадь под кривой распределения равна характеристике работоспособности сечения  $\omega_f$

$$\omega_f = 1 - D_f \quad (11)$$

или

$$\omega_f = \frac{A_{be}}{A_{b,0}}. \quad (12)$$

Таким образом, зависимости меры повреждения  $D_f$  и характеристики работоспособности  $\omega_f$  от уровня нагружения являются *интегральными функциями* статистического распределения прочности структурных связей. При возрастании нагрузки мера повреждений  $D_f$  увеличивается от нуля до предельного значения  $D_{f,u}$  в момент разрушения; характеристика работоспособности  $\omega_f$  уменьшается от единицы до предельного значения  $\omega_{f,u}$  (см. рис. 1, в).

В условиях силового нагружения при нормальной температуре повреждения сечения вызваны только действием внешней нагрузки, и поэтому предельное значение характеристики работоспособности:

$$\omega_u^{(0)} = \omega_{f,u} = v_{bu,0}. \quad (13)$$

Моменту разрушения соответствует максимум на диаграмме деформирования  $\sigma_b - \varepsilon_b$  или, как следует из выражений (3) и (12), максимальное значение произведения  $\sigma_{be}\omega_f$ . Поэтому предельное значение структурных напряжений  $R_{b,shr}$  и предельная характеристика работоспособности  $\omega_{f,u}$  являются характерными параметрами статистического распределения прочности структурных связей и сохраняются постоянными до тех пор, пока исходное распределение остаётся неизменным.

Это положение приобретает исключительно важное значение при рассмотрении особенностей, связанных с предложенной в работе [13] гипотезой о независимости предельных структурных напряжений в бетоне от температуры нагрева. Отмеченная независимость может существовать только в том случае, если повреждения структуры бетона, вызванные его высокотемпературным нагревом, не вносят изменений в распределение прочности структурных связей сечения, иными словами, если *температурные повреждения не оказывают влияния на характер развития силовых повреждений*.

Существование такой закономерности вполне возможно и не противоречит физическому смыслу исследуемого явления. Температурные повреждения сечения в основном представляют собой результат разрушения структурных связей вследствие термической деструкции минералов цементного камня. Это разрушение имеет не механическую, а химическую природу и, по-видимому, приводит к равномерному разрыву связей с различной прочностью. Поэтому в расчётной модели допустимо принимать, что распределение прочности структурных связей бетона при нагреве не изменяется.

Конечно, не следует забывать и о том, что повреждения структуры бетона при воздействии температуры могут иметь не только химическую, но и механическую природу (например, повреждения, обусловленные разностью температурных деформаций цементного камня и заполнителя). Механические повреждения приводят к преимущественному разрыву наиболее слабых связей, однако, как показала проведённая обработка опытных данных [13], влияние этих повреждений на ве-

личину предельных структурных напряжений в бетоне  $R_{b, str}$  оказывается незначительным и им допустимо пренебречь.

Как и при силовом нагружении развитие температурных повреждений в структуре бетона достаточно полно характеризуется статистическим распределением температуры разрушения структурных связей (рис. 2, а). Отметим, что указанное распределение может изменяться в зависимости от влажности бетона и последовательности приложения температурного и силового воздействий, поэтому в данном случае предпосылка о независимости температурных повреждений от силовых не является обязательной.

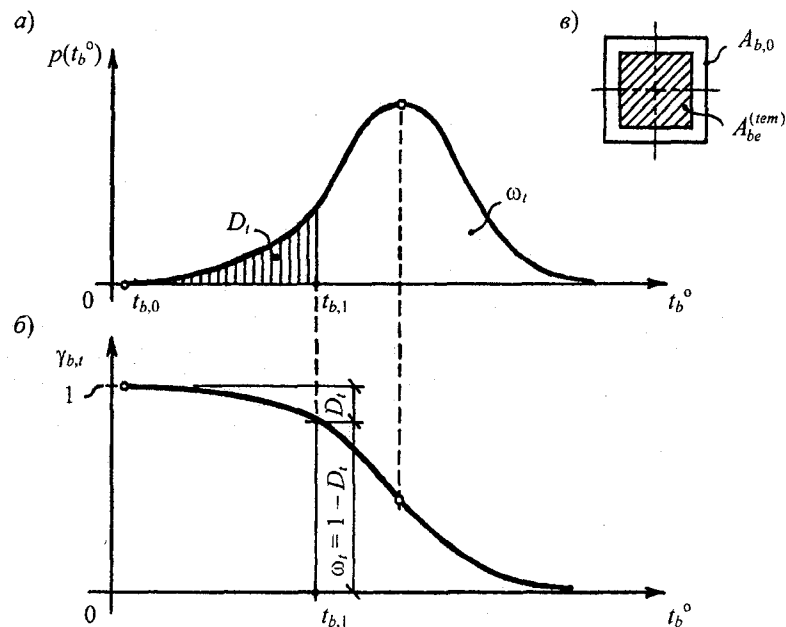


Рис. 2. Структурно-статистическая модель термосопротивления бетона. а - статистическое распределение температуры разрушения структурных связей; б - температурная зависимость коэффициента снижения прочности; в - двухкомпонентная модель сечения

По аналогии с силовым нагружением интегральными характеристиками статистического распределения температуры разрушения структурных связей являются мера температурных повреждений сечения  $D_t$  и характеристика работоспособности сечения при нагреве  $\omega_t$  (рис. 2, б), причём

$$\omega_t = 1 - D_t. \quad (14)$$

Мера температурных повреждений сечения  $D_t$  равна отношению площади сечения, повреждённой в результате температурного воздействия  $A_{bc}^{(tem)}$ , к его начальной площади до нагрева  $A_{b,0}$  (рис. 2, в):

$$D_t = \frac{A_{bc}^{(tem)}}{A_{b,0}}. \quad (15)$$

Характеристика работоспособности сечения при нагреве  $\omega_t$  равна отношению неповреждённой площади сечения  $A_{be}^{(tem)}$  к начальной:

$$\omega_t = \frac{A_{be}^{(tem)}}{A_{b,0}}. \quad (16)$$

Рассмотрим теперь особенности развития повреждений в структуре бетона при термосиловом воздействии. Пусть нагружение образца осуществляется после равномерного нагрева до требуемой температуры. В результате нагрева структура бетона получит температурные повреждения, и неповреждённая площадь сечения составит  $A_{be}^{(tem)}$ . При последующем нагружении будет проис-

ходить дальнейшее уменьшение неповреждённой площади сечения, и в момент разрушения она достигнет некоторого характерного для данной температуры значения  $A_{be,u}^{(t)}$ , при котором структурные напряжения на ней будут равны своей предельной величине  $R_{b,str}$ .

Если предельные структурные напряжения приняты постоянными независимо от температуры нагрева, то очевидно, что при нагреве отношение неповреждённой площади в момент разрушения  $A_{be,u}^{(t)}$  к неповреждённой площади до начала приложения нагрузки  $A_{be}^{(tem)}$  должно быть таким же как и при нормальной температуре:

$$\frac{A_{be,u}^{(t)}}{A_{be}^{(tem)}} = \frac{A_{be,u}^{(0)}}{A_{b,0}} = \omega_{f,u} = \omega_u^{(0)}. \quad (17)$$

Покажем, как в расчётной структурно-статистической модели температурные повреждения влияют на снижение прочности образца. При нормальной температуре предельные сглаженные и структурные напряжения связаны следующей зависимостью, построенной по аналогии с (3):

$$\sigma_{bu,0} = R_{b,str} \cdot \frac{A_{be,u}^{(0)}}{A_{b,0}} \quad (18)$$

или с учётом (17):

$$\sigma_{bu,0} = R_{b,str} \cdot \omega_{f,u}. \quad (19)$$

Аналогично при нагреве:

$$\sigma_{bu,t} = R_{b,str} \cdot \frac{A_{be,u}^{(t)}}{A_{b,0}}. \quad (20)$$

Выполним простые преобразования, принимая во внимание (16) и (17):

$$\sigma_{bu,t} = R_{b,str} \cdot \frac{A_{be,u}^{(t)}}{A_{be}^{(tem)}} \cdot \frac{A_{be}^{(tem)}}{A_{b,0}} = R_{b,str} \cdot \omega_{f,u} \cdot \omega_t. \quad (21)$$

С учётом выражения (19) получим:

$$\sigma_{bu,t} = \sigma_{bu,0} \cdot \omega_t. \quad (22)$$

Перепишем (22) в более «известном» виде:

$$\sigma_{bu,t} = \sigma_{bu,0} \cdot \gamma_{b,t}. \quad (23)$$

Здесь коэффициент снижения прочности бетона  $\gamma_{b,t}$  (относительная прочность) при нагреве имеет смысл характеристики работоспособности сечения, учитывающей степень его повреждённости из-за воздействия температуры:

$$\gamma_{b,t} = \omega_t = \frac{A_{be}^{(tem)}}{A_{b,0}}. \quad (24)$$

Предельное значение *обобщённой* характеристики работоспособности при термосиловом воздействии, учитывающей наличие температурных и силовых повреждений, вычисляется как произведение соответствующих *частных* характеристик работоспособности при силовом и температурном воздействии, т.е. по правилу умножения вероятностей независимых событий:

$$\omega_u^{(t)} = \omega_{f,u} \cdot \omega_t. \quad (25)$$

Ранее было показано, что предельный коэффициент упругости при нормальной температуре равен соответствующей характеристике работоспособности  $\nu_{bu,0} = \omega_u^{(0)}$ . Аналогично предельный коэффициент упругости при любой температуре равен соответствующей обобщённой характеристике работоспособности  $\nu_{bu,t} = \omega_u^{(t)}$ . Тогда (25) примет следующий вид:

$$\nu_{bu,t} = \nu_{bu,0} \cdot \gamma_{b,t}. \quad (26)$$

Таким образом, приходим к выводу, что при условии независимости предельных структурных напряжений от температуры нагрева температурная зависимость для предельного коэффици-

ента упругости бетона  $\nu_{b,i}$  выражается через начальное значение этого коэффициента  $\nu_{b,0}$  и параметр  $\gamma_{b,i}$ .

Анализ термосилового сопротивления бетона с позиций структурно-статистического подхода позволяет обоснованно ответить на вопрос о причинах повышения деформативности бетона при нагреве под нагрузкой по сравнению с нагружением после нагрева.

В работе Б.А. Альтшулера [14] отмечается, что повышение деформативности при нагреве нагруженного бетона вызвано изменением направления развития микротрещин в его структуре, выявленным в ходе экспериментальных исследований. При нагреве ненагруженного бетона микротрещины располагаются хаотично, нарушая целостность образца. Приложение нагрузки перед нагреванием ориентирует микротрещины в направлении действия сжимающего усилия, что и приводит к повышению деформативности.

Конечно в этом утверждении весьма справедливо отмечена решающая роль поперечных растягивающих напряжений в работе бетона на сжатие, впервые обнаруженная А.А. Гвоздевым [1] и детально обоснованная О.Я. Бергом [2]; отражено влияние ориентации дефектов структуры на механизм самоторможения внутренних трещин, являющееся предметом анализа в статистической теории прочности [3, 4, 5]. Однако если, следуя Б.А. Альтшулеру, предположить, что при нагреве под нагрузкой происходит более интенсивное развитие повреждений в структуре бетона, приводящее к повышению его деформативности и снижению коэффициента упругости  $\nu_{b,i}$ , то следует ожидать и соответствующего снижения прочности по сравнению с бетоном, нагруженным после нагрева. Вместе с тем, экспериментальные данные показывают, что прочность бетона при нагреве под нагрузкой, как правило, наоборот, выше, чем при нагружении после нагрева, и особенно ярко это проявляется после нагрева до 400 ... 500°C [15, 16, 17]. Поэтому повышение деформативности при нагреве нагруженного бетона по сравнению с бетоном, нагруженным после нагрева, не следует связывать с особым характером развития микротрещин в его структуре, и даже с развитием микротрещин вообще.

В результате проведенного в [13] сравнения изотермических диаграмм деформирования бетона при нагреве под нагрузкой с аналогичными диаграммами при нагружении после нагрева установлено, что повышение деформативности при нагреве нагруженного бетона вызвано главным образом возрастанием линейной составляющей силовой деформации, а не снижением коэффициента упругости, как предполагал Б.А. Альтшулер.

В работе [13] показано, что эффект повышения деформативности при нагреве нагруженного бетона обусловлен неконсервативным характером рассматриваемой задачи, и предложен оригинальный энергетический критерий связи начальных модулей деформаций бетона при нагреве под нагрузкой и при нагружении после нагрева, основанный на равенстве удельных работ, необходимых для достижения требуемой деформации при заданной температуре нагрева. Кроме того, отмечено, что причиной повышения деформативности бетона при нагреве под нагрузкой является дополнительная работа внешних сил на перемещениях, вызванных снижением модуля упругости бетона с ростом температуры.

Отмеченное в опытах Б.А. Альтшулера [14] отсутствие эффекта повышения деформативности при повторных нагревах бетона под нагрузкой подтверждает правильность данной предпосылки, поскольку снижение упругих свойств бетона происходит только при первом нагреве и является необратимым.

#### **Выводы**

В результате анализа термосилового сопротивления бетона с позиций структурно-статистического подхода установлено, что используемые при проведении практических расчётов коэффициенты упругости бетона при силовом воздействии и коэффициенты снижения прочности при температурном воздействии являются интегральными функциями статистических распределений соответственно прочности и температуры разрушения структурных связей.

Воздействие температуры преимущественно вызывает разрушение связей с различной прочностью и в итоге не приводит к существенному изменению распределения прочности структурных связей. Поэтому в расчётной модели термомеханического состояния бетона допустимо принимать гипотезу о независимости предельных структурных напряжений в бетоне от температуры нагрева.

## Литература

1. Гвоздев, А.А. Расчёт несущей способности конструкций по методу предельного равновесия [Текст]. - М.: Госстройиздат, 1949. - 280 с.
2. Берг, О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона [Текст]. - М.: Стройиздат, 1962. - 96 с.
3. Зайцев, Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения [Текст]. 2-е изд. - М.: МГОУ, 1995. - 196 с.
4. Алиев, Ш.А. Прочность бетона как статистически неоднородного несплошного тела [Текст] / Ш.А. Алиев, Е.А. Коган, М.М. Холмянский - Баку: Азербайджанский политехнич. инст-т., 1989. - 176 с.
5. Холмянский, М.М. Бетон и железобетон: деформативность и прочность [Текст] / М.М. Холмянский. - М.: Стройиздат, 1997. - 576 с.
6. Weibull, W. A statistical representation of fatigue failures in solids [Текст] // Trans. Roy. Inst. Techn. - N27. - Stockholm, 1949.
7. Болотин, В.В. Некоторые вопросы теории хрупкого разрушения [Текст] / В.В. Болотин // Расчёты на прочность. - Вып. 8. - М, 1962. - С. 36 - 52.
8. Седрамян, Л.Г. Элементы статистической теории деформирования и разрушения хрупких материалов [Текст] / Л.Г. Седрамян. - Ереван: Айастан, 1968. - 278 с.
9. Харлаб, В.Д. Обобщение вейбулловской статистической теории хрупкого разрушения [Текст] / В.Д. Харлаб // Механика стержневых систем и сплошных сред, 1987. - № 11. - С. 150 - 152.
10. Щербаков, Е.Н. Физические и феноменологические основы прогнозирования механических свойств бетона для расчёта железобетонных конструкций: Дисс. ... докт. техн. наук. - М., 1987.
11. Мурашёв, В.И. Трещиноустойчивость, жёсткость и прочность железобетона [Текст]. - М.: Машстройиздат, 1950. - 267 с.
12. Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона [Текст]. - М.: Стройиздат, 1996. - 416 с.
13. Фёдоров, В.С. Эффект повышения деформативности бетона в условиях кратковременного нестационарного нагрева под нагрузкой [Текст] / В.С. Фёдоров, В.Е. Левитский // Вестник центрального регионального отделения РААСН. - Воронеж-Иваново, 2005. - С. 125-134.
14. Альтшулер, Б.А. Сборные жаростойкие железобетонные конструкции [Текст]. - М.: Стройиздат, 1976. - 120 с.
15. Ильин, Н.А. Последствия огневого воздействия на железобетонные конструкции [Текст]. - М.: Стройиздат, 1979. - 128 с.
16. Зенков, Н.И. Прочность и деформативность бетона на гранитном заполнителе при действии высоких температур [Текст] / Н.И. Зенков, Л.М. Зависнова // Огнестойкость строительных конструкций. - М.: ВНИИПО, 1977. - Вып. 5. - С. 88 - 94.
17. Милованов, А.Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре [Текст]. - М.: Стройиздат, 1998. - 304 с.

## БЕЗОПАСНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.077

Почетный член РААСН, докт. техн. наук, проф. Н.П. Абовский, канд. физ-мат. наук, проф. Н.П. Андреев, канд. техн. наук, доц. В.И. Палагушкин, докт. техн. наук, проф. А.П. Деруга (Институт архитектуры и строительства СФУ)  
Россия, г. Красноярск, тел. (3912) 49-75-58; e-mail: abovskiy@krasgasa.krs.ru

### НЕКОТОРЫЕ ПРИНЦИПЫ КОНСТРУКТИВНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ И ПРИМЕРЫ ИХ РЕАЛИЗАЦИИ

Принципиальные вопросы конструктивной безопасности, как правило, должны рассматриваться в постановочной части конструкторской работы, особенно в случаях, когда имеет место неопределенность внешних воздействий, когда теоретические подходы затруднены, и формализация задачи отсутствует.

Для обеспечения конструктивной безопасности целесообразно использовать следующие принципы:

- принцип пространственного формообразования, нацеливающий на выбор такой пространственной формы, которая наиболее приспособлена для сопротивления внешним воздействиям;
- принцип многосвязности, который в сочетании с пространственным формообразованием обеспечивает условия пространственного перераспределения внешних воздействий так, что при нарушении отдельных связей системы происходит включение в работу смежных элементов (т.е. нарушение отдельных связей не приводит к глобальному разрушению) [1, 3];
- принцип создания конструкций, малочувствительных к негативным внешним воздействиям, включая неравномерные осадки и просадки основания (принцип ПФП [4]);
- принцип управляемости (регулируемости, адаптации) напряженно-деформированным состоянием (НДС) конструкций, который базируется на создании конструкций как управляемых систем. С этой целью используются принципы преобразования части энергии внешних воздействий и перераспределения энергии деформирования конструкции («зло» превратить в «добро»), принцип динамического противодействия и др. [7 ... 11];
- принцип системного подхода к конструированию верхнего строения совместно с фундаментной частью с учетом внешних воздействий и грунтовых условий как единой цельной системы – (принцип замкнутого здания [3, 5, 6]);

• принцип «смягчения» негативных внешних воздействий путем применения буферных, защитных, демпфирующих и других традиционных устройств.

Использование данных принципов в системной совокупности ориентировано:

- на воздействие, на причины, порождающие опасность с целью снижения негативных воздействий, полного или частичного их предотвращения;
- на создание управляемых конструкций (активные подходы);
- на использование специальных безопасных конструктивных форм, для которых опасность внешних негативных воздействий уменьшена (снижена) – пассивный подход.

Примеры многосвязных зданий замкнутого типа, объединенных с пространственной фундаментной платформой и выполненных из сталежелезобетонных пространственных элементов, приведены на рис. 1 [4].

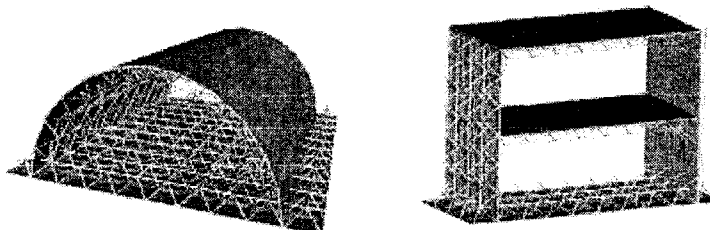


Рис. 1. Примеры многосвязных зданий замкнутого типа, объединенных с пространственной фундаментной платформой

Пространственность, многосвязность, замкнутость придают зданиям повышенную живучесть и возможность пространственного перераспределения НДС при разрушении отдельных элементов (локальных разрушениях) [1]. Пример исследования живучести дан на рис. 2.

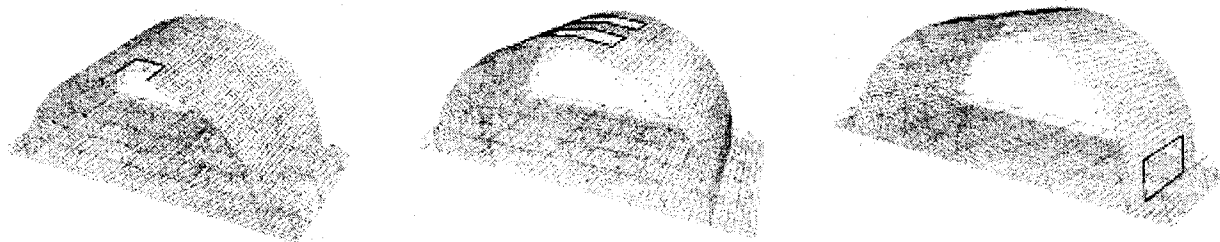


Рис. 2. Исследования живучести здания с возможными локальными разрушениями, моделируемыми прямоугольными вырезами

Исследование сплошной пространственной фундаментной платформы (ПФП), обладающей повышенной жесткостью и большой распределительной способностью, позволяет строить в сложных грунтовых условиях (слабые, просадочные, пучинистые, вечномерзлые и другие грунты), т.к. они малочувствительны к неравномерным деформациям (осадкам и просадкам грунтов). На несколько типов ПФП получены патенты (рис. 3) [4, 13].

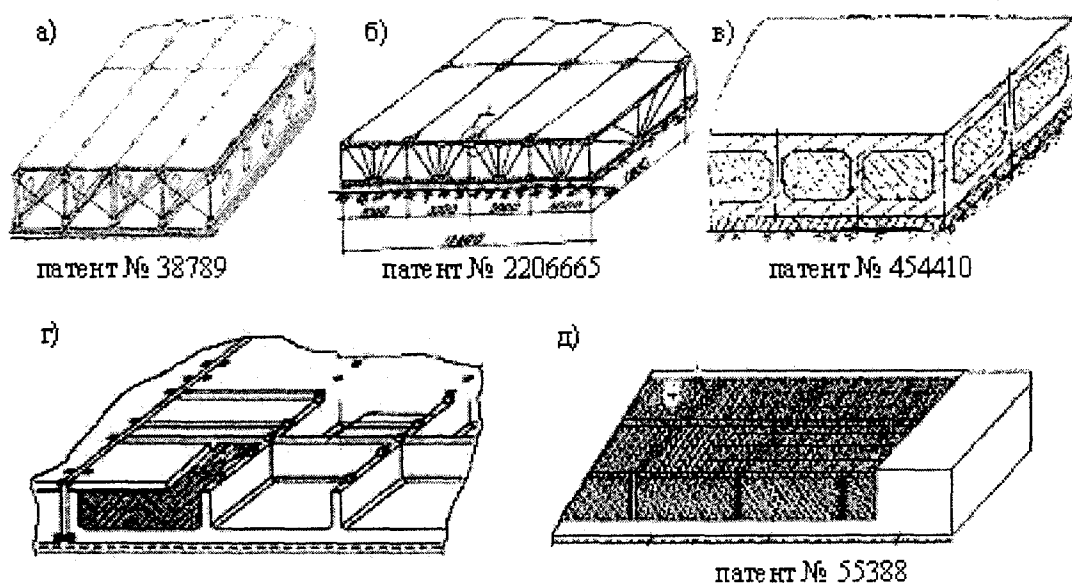


Рис. 3. Пространственные фундаментные платформы: а ... в – для строительства на слабых и вечномерзлых грунтах; г, д – сборный и сборно-моноклитный варианты ПФП для малоэтажного строительства

В Красноярске успешно осуществлено строительство пяти объектов на ПФП в сложных грунтовых условиях (на бывшей свалке, на обводненных территориях в пойме реки без применения свай в стесненных городских условиях) (рис. 4) [12].

Целесообразно, чтобы конструктивная безопасность рационально сочеталась с экологическими требованиями (экологической безопасностью). При строительстве в северных сибирских районах целесообразно строить так, чтобы не нарушался почвенный слой, и сохранялись естественные свойства вечномерзлых и других грунтов. Этим требованиям удовлетворяют ПФП, которые не заглубляются в грунт и содержат встроенные вентилируемые подполья) [4, 5] (см. рис. 3).

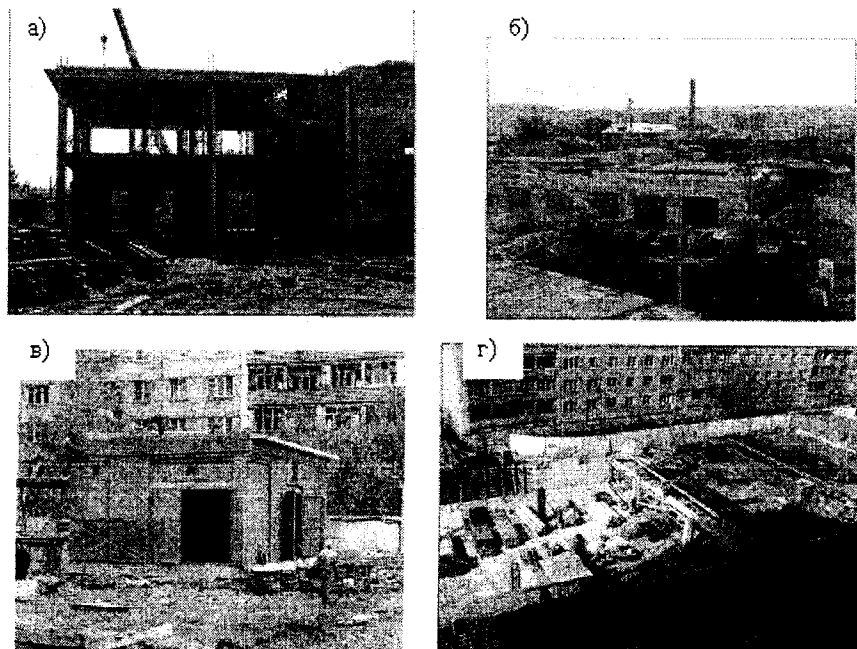


Рис. 4. Примеры построенных объектов: *а* – здание административного корпуса производственной базы, *б* – здание склада строительного оборудования, *в* – здание трансформаторной подстанции, *д* – здание подземного гаража-стоянки

Здания с ПФП могут успешно применяться в сейсмических районах благодаря расположению скользящего слоя между ПФП и основанием [2]. Верхнее строение вместе со сплошной фундаментной платформой (рис. 5, *а*) образует цельное замкнутое многосвязное пространственное строение (типа замкнутой коробки), например, в виде пространственной рамной конструкции, соединенной со сплошной фундаментной платформой.

Фундаментная платформа выполнена поверхностной (не заглубленной) в виде пространственной многосвязной (многopустотной) плитно-балочной системы большой жесткости. Она имеет продуваемые в продольном и поперечном направлениях межфундаментные пространства для сохранения свойств вечномерзлых грунтов. В случае отсутствия вечномерзлых грунтов межфундаментное пространство может заполняться утеплителем, что существенно сокращает теплопотери здания через фундамент и предохраняет грунт основания от морозного пучения (водоотводящие мероприятия выполняются предварительно). Фундаментная платформа в ряде случаев может заглубляться и совмещаться с подвальным (цокольным) этажом.

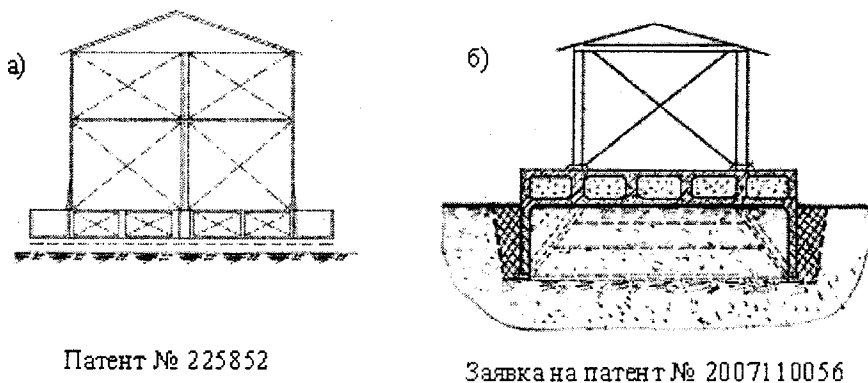


Рис. 5. Примеры малоэтажных зданий замкнутого типа для строительства в сейсмических районах, в сложных грунтовых условиях, объединенных с пространственной фундаментной платформой: *а* – незаглубленное со скользящим слоем, *б* – конструкция «стена в грунте»

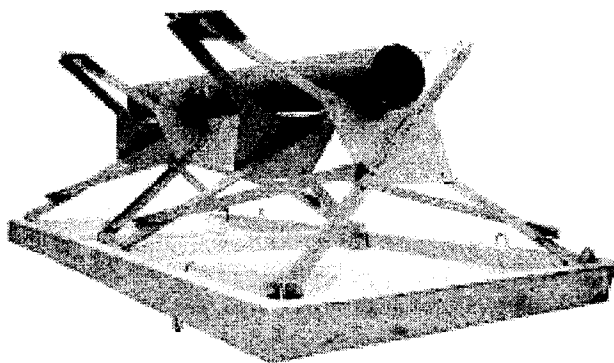


В тех случаях сложных грунтовых условий, когда есть опасение выдавливания слабых грунтов из-под ПФП, и есть необходимость усиления слабых грунтов, целесообразно использовать ПФП с жестко присоединенной по контуру к ней конструкцией «стена в грунте» (см. рис. 5, б). Для грунта создается обойма, улучшающая условия работы грунта и препятствующая его выпиранию из-под ПФП. В сейсмических районах вокруг «стены в грунте» делается перекрываваемый ров с воздушным зазором или «мягкой засыпкой», которые уменьшают горизонтальные сейсмические воздействия на заглубленную часть фундамента. Укрепление грунта и «смягчение» сейсмического воздействия повышают конструктивную безопасность, а при объединении ПФП с верхним строением в «замкнутое» сооружение повышается безопасность при вертикальных, наклонных, крутильных сейсмических воздействиях.

Отметим, что в случае установки на ПФП агрегатов с динамическими вибрационными воздействиями использование конструкции «стена в грунте» присоединяет к ним массу грунта в обойме и способствуют снижению собственных частот колебаний конструкции.

Предложено и запатентовано также применение ПФП под традиционные металлические и новые типы сборных железобетонных резервуаров.

Разработаны регулируемые опоры под магистральные трубопроводы, объединенные с фундаментной плитой, которые также не заглубляются в грунт (рис. 6). Они отличаются индустриальностью и эффективностью, удобством монтажа и демонтажа, а также повышенной экологической безопасностью.



Патенты № 2246657 и № 41829

Рис. 6. Заводской образец регулируемой опоры, объединенной с фундаментной плитой, для надземных магистральных трубопроводов

При неопределенности внешних воздействий по величине и времени особое значение приобретают вопросы автоматического управления НДС конструкций в необходимый момент с целью повышения их живучести. При этом следует учитывать вопросы обеспечения прочности, жесткости, устойчивости и эксплуатационных функциональных требований, например, соблюдение необходимой деформированной формы и др. Запатентованные конструктивные решения и действующие модели управляемых конструкций описаны в монографии [8]. В ней приведены примеры автоматического предотвращения аварийных ситуаций при ветровых воздействиях на башни, мосты. Используется принцип динамического противодействия [9 ... 11], при котором часть энергии ветра отбирается (аккумулируется, например, с помощью подвижного паруса), затем преобразуется с помощью механического актуатора (например, рычага или блочно-тросовой системы) и передается в виде противодействующих усилий. Таким образом, «зло» ветрового воздействия преобразуется в «добро» в виде укрепления конструкции. Аналогично соблюдается желаемая форма параболической антенны [8], уменьшаются колебания мачты [10], усиливается поперечная жесткость вантового моста [9]. По этому же принципу защищается дамба (плотина) от сходов лавин и селей [8], повышается сейсмостойкость здания [5, 11].

В настоящее время исследуются вопросы конструктивного снижения (управления) динамических воздействий (антропогенного и естественного характера) на наземные строения с помощью компьютерного моделирования на основе принципа динамического противодействия и преобразо-

вания «зла» в «добро» [9 – 11], либо созданием защитных конструктивных устройств (пассивных и активных).

Литература

1. Абовский, Н.П. Обеспечение живучести пространственных конструкций в условиях неопределенности внешних воздействий [Текст] / Н.П. Абовский, Л.В. Енджиевский // Непрерывное архитектурно-строительное образование как фактор обеспечения качества среды жизнедеятельности. Труды общего собрания РААСН 2005 г. – Воронеж: ВГАСУ, 2005. Науч. изд., С. 105 - 109.
2. Абовский, Н.П. О некоторых противоречивых рекомендациях для сейсмостойкого строительства в сложных грунтовых условиях [Текст] / Н.П. Абовский, Л.В. Енджиевский, Е.О. Егоров // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. № 6, 2006. - С. 65 - 68.
3. Абовская, С.Н. Полносорные пространственные здания и фундаменты для строительства в особых грунтовых условиях и сейсмических зонах [Текст] / С.Н. Абовская, А.П. Деруга, Н.П. Абовский // МОО «Пространственные конструкции» под ред. В.В.Шугаева и др. Сборник статей, вып. 9. М.: ООО «Девятка принт», 2004. - С. 220 - 229.
4. Пат. № 2206665. Российская Федерация. Пространственная фундаментная платформа / Н.П. Абовский, С.Н. Абовская, Л.В. Енджиевский и др. Опубл. 20.06.03. Бюл. № 17.
5. Пат. № 2215852. Российская Федерация. Полносорное здание или сооружение замкнутого типа, включающее фундамент, для строительства на вечномерзлых, слабых, пучинистых грунтах и в сейсмических зонах / В.Д. Надеяев, С.Н. Абовская, Л.В. Енджиевский, Н.П. Абовский. Опубл. 10.11.03. Бюл. № 31.
6. Пат. № 44336. Российская Федерация. Композитный пространственный строительный элемент с дискретными связями для создания из них полносорных зданий и сооружений различного вида / Н.П. Абовский, С.Н. Абовская, В.И. Сапкалов. Опубл. 10.03.05. Бюл. № 7.
7. Абовский, Н.П. Новые конструктивные решения для сейсмостойкого строительства в особых грунтовых условиях [Текст] / Н.П. Абовский, Л.В. Енджиевский, В.Д. Надеяев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - М.: № 3, 2004. - С. 30 – 32.
8. Абовский, Н.П. Управляемые конструкции: учебное пособие [Текст] / Н.П. Абовский. - КрасГАСА: Красноярск, 1998. – 433 с.
9. Пат. № 2120515. Российская Федерация. Устройство защиты моста от бокового ветра / Н.П. Абовский. Опубл. 20.10.98. Бюл. № 29.
10. Пат. № 2105853. Российская Федерация. Устройство автоматического управления деформированием высокой башни / Н.П. Абовский. Опубл. 20.03.98. Бюл. № 6.
11. Пат. № 2087622. Российская Федерация. Сейсмостойкое здание, сооружение / Н.П. Абовский Н.П. Опубл. 10.08.97. Бюл. № 23.
12. Абовский, Н.П. Опыт проектирования и строительства в сложных грунтовых условиях на примере Красноярского края [Текст] / Н.П. Абовский, А.П. Попович, В.А. Сиделев // Проектирование и строительство в Сибири. № 3, 2006. - С. 40.

УДК 624.747

Канд. техн. наук, доц. А.Х. Байбурин, докт. техн. наук, проф., член-корр. РААСН С.Г. Головнев  
(Южно-Уральский государственный университет)  
Россия, г. Челябинск, тел. (351) 267-91-83; e-mail: tsp@susu.ac.ru

## К ВОПРОСУ О ЖИВУЧЕСТИ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

Несмотря на то, что живучесть зданий при аварийных воздействиях (взрыв газа, пожар, теракт и т.д.) достигается относительно недорогими средствами, соответствующие рекомендации [1], к сожалению, не нашли применения в практике проектирования. Вместе с тем, вопросам устойчивости зданий при аварийных воздействиях в последнее время уделяется большое внимание [2, 3], разработаны рекомендации по защите жилых зданий различных конструктивных систем при чрезвычайных ситуациях. Приходит понимание того, что ответственность жилых домов массовых серий, в которых проживают миллионы граждан, должна быть не ниже ответственности уникальных сооружений [4].

Живучесть панельных зданий обеспечивают рядом конструктивных мероприятий [4]: устройством продольных и поперечных связей в плоскости перекрытий каждого этажа для восприятия растягивающих и сдвигающих сил; устройством вертикальных междуэтажных связей между стеновыми панелями смежных этажей. Связи последнего вида в панельных жилых домах серий 97 и 121 не предусмотрены. Поэтому они не могут сопротивляться прогрессирующему обрушению.

Для панельных зданий в качестве расчетной схемы локального разрушения рассматривается разрушение (выбивание) двух пересекающихся стен в пределах одного этажа [1]. При этом устойчивость здания должна обеспечиваться на время, необходимое для эвакуации людей. Перемещения конструкций и раскрытие в них трещин не ограничивается.

Оценка локального влияния дефектов монтажа показала, что перегрузки соседних элементов за счет выхода из строя (выбивания) одной стеновой панели достигают в 10-ти этажных зданиях 97 серии 80–90%, а в 16-ти этажных – 55–63%. Это подтверждает положения [1] о том, что локальные разрушения, как правило, не могут вызвать перегрузки смежных по этажу элементов более чем в два раза. Поэтому при двух-трех кратных коэффициентах запаса прочность соседних элементов, нерасположенных над локальным разрушением, допускается не проверять. Расчет устойчивости элементов, расположенных над локальным разрушением, ведут кинематическим методом предельного равновесия.

Устойчивость к локальным разрушениям рекомендуется обеспечивать, в первую очередь, за счет пластичности связей между элементами. В цепочке «анкер – закладная – связь – закладная – анкер» по модели слабейшего звена выбирают связь, т.к. выкалывание бетона анкером происходит хрупко, разрушение сварных швов – полухрупко, и лишь связь может пластично растягиваться. Следовательно, соединения сборных элементов, препятствующие прогрессирующему обрушению, должны проектироваться неравнопрочными. Для обеспечения этого условия анкер и сварные швы рассчитывают на усилие в 1,5 раза больше, чем саму связь.

Таким образом, если дефекты изготовления анкера, закладной и устройства сварных швов приведут к снижению их прочности более чем в 1,5 раза, будем считать, что условие устойчивости к прогрессирующему обрушению будет нарушено. К такому же результату приведет и увеличение сопротивления связи в 1,5 раза. Классифицируем возможные дефекты устройства связей:

1) заводские дефекты, приводящие к хрупкому выколу бетона анкерующей части (изменение размеров анкера, снижение прочности бетона в зоне анкеровки);

2) дефекты, приводящие к разрушению сварных швов (уменьшение размеров сварных швов, дефекты сварки и металла швов);

3) дефекты, приводящие к увеличению сопротивления связи и хрупкому разрушению по анкеру или сварным швам (увеличение сечения связи, изменение марки применяемой стали или свойств стали при сварке);

4) дефекты, приводящие к снижению сопротивления связи ниже расчетного значения по условию прогрессирующего обрушения (уменьшение сечения связи, подрезы сечения связи при сварке, снижение сопротивления стали в результате ее замены или сварки).

Как показали исследования [5], при возведении панельных зданий наиболее вероятны дефекты второго класса, то есть дефекты устройства сварных швов. На основе данных статистического контроля качества устройства швов рассчитаем показатели снижения прочности и надежности сварных соединений связей стеновых панелей и панелей перекрытий. Прочность сварных соединений проверялась по СНиП II-23-81\*. Индекс надежности для сечений по металлу шва и границе сплавления вычислялся по формуле:

$$\beta = \frac{\bar{R}_w - \bar{\sigma}_w}{\sqrt{S(R_w)^2 + S(\sigma_w)^2}}, \quad (1)$$

где  $\bar{R}_w, \bar{\sigma}_w$  – средние значения сопротивления и напряжения;  $S(R_w), S(\sigma_w)$  – стандартные отклонения случайных величин.

Изменчивость функции напряжения  $\bar{\sigma}_w = \bar{N} / \bar{k}_f \bar{l}_w$  при независимости аргументов определялась по формуле:

$$S(\sigma_w) = \sqrt{\left(\frac{\partial \sigma_w}{\partial N}\right)^2 S(N)^2 + \left(\frac{\partial \sigma_w}{\partial k_f}\right)^2 S(k_f)^2 + \left(\frac{\partial \sigma_w}{\partial l_w}\right)^2 S(l_w)^2}, \quad (2)$$

где  $\bar{N}$  – среднее усилие в шве;  $\bar{k}_f, \bar{l}_w$  – средние значения катета и длины шва;  $S(N), S(k_f), S(l_w)$  – стандартные отклонения случайных величин.

Согласно [1] металлические связи между наружными и внутренними панелями рассчитываются на восприятие усилия отрыва не менее 1 тс на 1 м наружной стены вдоль фасада в пределах высоты одного этажа. Связи перекрытий должны воспринимать растягивающие усилия вдоль длины здания – 1,5 тс на 1 м ширины здания, а поперек длины – 1 тс на 1 м длины здания.

Проектная длина двухсторонних сварных швов равна 40 мм, односторонних – 70–80 мм, ширина шва 6–8 мм. Переход от ширины к катету шва осуществлялся по известной формуле  $k_f = 0,5(b_w - 1)$ . Для проектных условий использовались следующие значения изменчивости случайных величин, полученные из допустимых отклонений, указанных в стандартах:  $S(k_f) = 0,07$  см,  $S(l_w) = 0,2$  см. Вариация сопротивления металла принималась равной 8%, нагрузки – 20%.

Проектная надежность сварных соединений по металлу шва и границе сплавления – 0,992–0,999. Результаты расчетов сведены в табл. 1, где указаны наибольшие значения снижения прочности и надежности при расчете по металлу шва и границе сплавления.

Таблица 1

Изменение прочности и надежности сварных соединений

№ здания	$\bar{b}_w$ , см	$S(b_w)$ , см	$\bar{l}_w$ , см	$S(l_w)$ , см	$K_R$	$P$	$K_P$	$K_Q$
Сварные швы связей стеновых панелей								
1	3,42	0,91	0,51	0,15	0,701	0,716	0,732	26,50
2	3,40	0,84	0,59	0,10	0,833	0,864	0,883	10,32
3	4,35	0,75	0,77	0,13	1,457	0,954	0,976	3,73
4	4,58	2,16	0,69	0,11	0,978	0,881	0,901	11,49
5	7,63	0,44	0,80	0,08	1,090	0,997	0,999	3,36
6	7,89	1,11	0,68	0,16	0,934	0,875	0,876	15,70
Сварные швы связей панелей перекрытий								
1	7,68	1,93	0,73	0,14	1,120	0,905	0,924	8,71
2	6,32	1,86	0,98	0,08	1,390	0,978	0,995	1,61
3	8,25	2,24	0,68	0,13	1,196	0,898	0,917	9,39
4	7,72	0,67	0,80	0,13	1,351	0,965	0,986	2,72
5	7,31	0,92	0,78	0,12	1,014	0,962	0,964	5,44
6	7,94	0,21	0,73	0,07	1,020	0,998	0,999	2,64

*Примечание.*  $P$  – надежность (вероятность отказа);  $K_R$  – показатель снижения прочности;  $K_P$  – коэффициент снижения надежности;  $K_Q$  – показатель увеличения вероятности отказа.

В соединениях плит перекрытий фактическая прочность сварных швов соответствует проектным значениям (без проверки физико-механических характеристик металла и внутренних дефектов), надежность швов снижена незначительно (на 0,5–8%). Это связано с более удобным для сварки расположением связей.

Допущенные отклонения размеров сварных швов связей стеновых панелей приводят к снижению прочности шва на 2–30%, снижению надежности на 2–27% и увеличению вероятности отказа соединения в 4–27 раза (рис. 1). Хотя дефекты сварных швов не приводят к снижению их прочности более чем в 1,5 раза, условие устойчивости к прогрессирующему обрушению нарушается, т.к. связь будет разрушаться полухрупко по сварному шву.

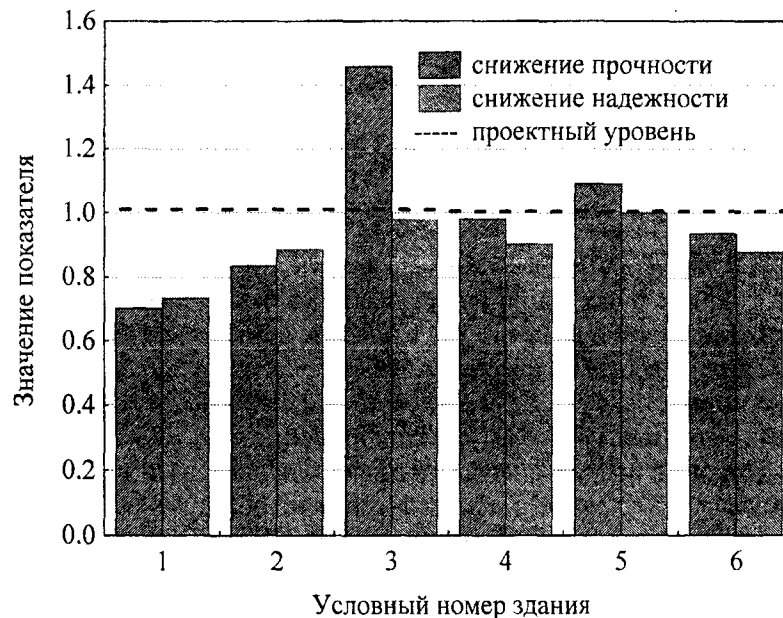


Рис. 1. Влияние дефектов на прочность и надежность сварных соединений стеновых панелей

Таким образом, вероятность прогрессирующего разрушения панельных зданий при аварийных воздействиях многократно возрастает при наблюдаемых дефектах устройства связей и сварных швов. Для исправления ситуации необходимо усиление технологической дисциплины и всех видов контроля и надзора за качеством монтажа панельных зданий.

#### Литература

1. Пособие по проектированию жилых зданий [Текст]. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01–85). – М.: Стройиздат, 1989. – 304 с.
2. Бондаренко, В.М. Конструкционная безопасность каркасов жилых зданий [Текст] // В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов, Е.Д. Воробьев // Бюллетень строительной техники, 2004. – № 1. – С. 8 - 11.
3. Тамразян, А.Г. Конструктивная безопасность железобетонных конструкций зданий и сооружений при запроектных воздействиях [Текст] / А.Г. Тамразян, А.Ю. Степанов, С.Г. Парфенов // Науч. тр. 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону «Бетон и железобетон – пути развития». – М.: Дипак, 2005. – Т.6. – С. 92 - 100.
4. Стругацкий, Ю.М. Безопасность московских жилых зданий массовых серий при чрезвычайных ситуациях [Текст] / Ю.М. Стругацкий, Г.И. Шапиро // Промышленное и гражданское строительство, 1998. – № 8. – С. 37 - 41.
5. Байбурин, А.Х. Качество возведения крупнопанельных зданий [Текст] // Жилищное строительство, 2002. – № 10. – С. 10 - 11.

УДК 624.074

Академик РААСН, докт. техн. наук, проф. В.И. Колчунов  
(Орловский государственный технический университет)  
Россия, г. Орел

## ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ И ОБЕСПЕЧЕНИЕ БЕЗОПАСНОСТИ ЖИЛИЩА

Национальный проект «Доступное и комфортное жилье - гражданам России» оказался наиболее трудно реализуемым из всех четырех национальных проектов. За год его реализации в большинстве регионов страны проект не достиг намеченных показателей как по объемам вводимого жилья, так и по показателям стоимости. Доля же социально-ориентированного жилья даже уменьшилась. В этих условиях все более очевидной становится необходимость глубокого научного анализа состояния строительной отрасли и смежных с ней отраслей для выработки всесторонне обоснованных подходов, направленных на решение этой проблемы. Предстоит начать с уточнения содержания самих понятий «доступное жилье», «комфортное жилье».

На этом фоне все более остро встает проблема безопасности эксплуатируемых, проектируемых и строящихся объектов. Конечно же, в понятие комфортное жилье, как несомненный приоритет, должно входить требование обеспечения безопасности в широком смысле слова на основе императива допустимого риска [1]. Если же говорить о социальном жилье, которое в нынешних условиях состояния жилищной проблемы следует относить к экстремальным объектам, и на увеличение объемов которого в первую очередь должен быть направлен национальный проект, то для такого жилья государством должно быть гарантировано обеспечение физической безопасности, регламентировавшейся раньше строительными нормами как «несущая способность на заданные воздействия». Не раскрывая понятие безопасности жилища в широком смысле слова, ограничимся рассмотрением некоторых современных методологических подходов к обеспечению конструктивной безопасности как одной из важнейших составляющих безопасности жилища и безопасности людей.

В третьем тысячелетии многократно возросли экологоагрессивные воздействия и вероятность появления запредельных нагрузок природного, техногенного и даже террористического характера (ежегодный рост составляет порядка 6-7%). Оказалось, что многие из существующих зданий и сооружений в принципе не могут безаварийно их воспринять. Нужны новые, коренным образом отличающиеся от имеющихся, концепции создания и эксплуатации зданий и сооружений, иначе масштабные материальные потери и многочисленные человеческие жертвы неизбежны. По мнению академика В.М. Бондаренко [2], уровень ответственности строителей перед обществом за обеспечение безопасной жизнедеятельности оказался соизмерим с ответственностью за оборонную безопасность. К объектам недвижимости необходимо предъявлять новые требования - требования живучести. И, следовательно, нужна новая концепция для строительных объектов - *конструктивной безопасности* зданий и сооружений как характеристики «неразрушимости» в течение расчетного эксплуатационного периода и *живучести* как характеристики «неразрушимости» при запредельных внешних воздействиях в течение расчетного эвакуационного промежутка времени.

Рекомендации и регламенты, вытекающие из такой концепции, как минимум, должны содержать требования и условия:

- к демографически специализированной, экологической, коммуникационной и ресурсной оценкам территории;
- к высотной и объёмно-планировочной компоновке зданий;
- к степени геометрической неизменяемости и новому назначению ограждающих конструкций, элементов, в т.ч. к жёстким, гибким, односторонним, выключающимся, пространственно-ориентированным и демфирующим связям;

- к учёту специфики предыстории существования объектов в синергетических сочетаниях в пространстве и во времени, отражающих влияние многофакторных дефектов, износа и повреждений;
- к критериям оптимизации компромиссов между экономичностью и рисками, включая гравитационные составляющие принимаемых решений;
- к системному мониторингу эксплуатируемых зданий, сооружений, инженерно-коммуникационных систем, к иерархической очередности и детализации осуществления такого мониторинга;
- к новым, объективно-неизбежным расчётным моделям и алгоритмам, обеспечивающим нелинейную, неравновесно-режимную, диссипативную и деградационную постановку задач и решения задач конструктивной безопасности и живучести, а также другие требования и условия.

Новейшая отечественная практика проектирования и строительства зданий и сооружений показывает, что в условиях отечественного рынка понятие «проект здания» теряет обязательность. Проектная документация выполняется часто поэтапно и не в полном объеме, а иногда и вовсе ограничивается демонстрационными материалами архитектурного характера. Разделы конструкций выполняются практически без вариантных расчетных обоснований, и в лучшем случае проводится формальный расчет по одному-двум сертифицированным программным комплексам без соответствующего сопоставительного анализа по разным расчетным схемам [3].

В 2006 году Отделением строительных наук РААСН под руководством академика, д.т.н., профессора Н.И. Карпенко и д.т.н., профессора В.Н. Сидорова был организован академический научный совет «Программные средства в строительстве и архитектуре» с широким участием приглашенных специалистов из России и стран СНГ. В процессе обсуждений проблемы дан анализ некоторых важнейших факторов расчетного характера, ведущих к снижению качества проектирования. Показаны существенные разночтения при оценке результатов расчета с использованием программных комплексов у нас в стране и в зарубежной практике. Среди факторов, ведущих к заметному снижению качества проектирования, названы следующие:

- использование чрезмерно детализированных расчетных схем;
- недостаток информации об описании расчетных моделей, на которые ориентируются составители нормативных документов;
- практическое отсутствие в России и странах СНГ нормативной базы по проектированию зданий с учетом заданного уровня конструктивной безопасности;
- появление адаптированных к российским условиям зарубежных строительных технологий вследствие реализации в строительстве новых норм по строительной теплотехнике, причем без соответствующего научно-технического сопровождения;
- поэтапное выполнение проектной документации и проведение ее экспертизы не в полном объеме (в стадии «проект»);
- сложности в адекватном (из условий статике) переходе от принятой конструктивной схемы к расчетной;
- отсутствие регламентов о верификации программных комплексов;
- недостатки действующих нормативных документов. Так, например, согласно СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия» отнесение объекта конкретному уровню ответственности производится генпроектировщиком по согласованию с Заказчиком.

Еще одним важным аспектом использования современных компьютерных технологий для расчета строительных конструкций является квалификация специалистов-расчетчиков и особенно молодых специалистов, не имеющих опыта и интуиции, наработанной годами практики. У расчетчика возникает слепая вера в правильность решения. И чем ниже уровень расчетчика, тем больше вера. Расшифровывать результаты без знаний «игры сил» в сооружении и порядка ожидаемых расчетных величин просто недопустимо.

На этом фоне особое беспокойство вызывает снижение уровня подготовки студентов в вузах по базовым дисциплинам расчетного характера, прежде всего по строительной механике, теории упругости, строительным конструкциям. Число часов, отводимое в действующих стандартах на названные дисциплины, позволяет осуществить лишь обзорное, поверхностное изучение фундаментальных разделов этих дисциплин. У преподавателя сегодня огромный выбор – «читай, что хочешь или что знаешь». Обеспечить приемлемый минимум профессиональной подготовки по этому блоку дисциплин в рамках выделенных часов не предоставляется возможным.

Для повышения качества расчетных обоснований при использовании программных комплексов в мировой практике применяется процедура верификации программных систем. Верификация оценивает качество функционирования ВК и соответствие результатов расчета тем моделям, которые положены в основу разработки.

Назрела, по-видимому, необходимость предпринять некоторые возможные шаги в отечественной практике проектирования для уменьшения возможных ошибок при проведении расчетов. Здесь, по мнению членов академического научного совета РААСН «Программные средства в строительстве и архитектуре», целесообразнее было бы: регламентировать понятие «МЕРА», которая позволит разграничить удовлетворительный или неудовлетворительный результат сопоставления результатов расчета по двум ВК; ввести документы с описанием расчетных моделей, которые использовались при разработке нормативной документации; ввести системы лицензирования пользователей ВК, повысить уровень подготовки студентов вузов по дисциплинам расчетного характера.

Названные предложения в условиях отсутствия в России процедуры верификации программных систем и отсутствия страхования объектов недвижимости может существенно повысить качество проектирования. Использование же сегодня предписанной госэкспертизой процедуры расчета не менее чем по двум расчетным комплексам ведет к «иллюзии» двойного контроля, якобы двойной надежности. Во-первых, при получении разных результатов расчета по различным вычислительным комплексам (ВК) с использованием в них одинаковых расчетных схем (РС) не исключается ошибка в одной из программ. Во-вторых, при использовании нескольких РС одной конструктивной системы позволяет с одной стороны провести более детальный анализ, исключить возможные расхождения и их первопричины, с другой стороны – повторить одну и ту же ошибку во всех РС.

Особенно остро проблема конструктивной безопасности встает при проектировании сложных и ответственных конструктивных систем на региональном уровне. Резкое сокращение в нынешних условиях деятельности специализированных НИИ и крупных проектных организаций, обеспечивавших ранее квалифицированную разработку и научно-техническое сопровождение ответственных сложных проектов, качественно изменило «идеологию» самого проектирования. Эту нишу заполнили сотни малокомпетентных организаций, в лучшем случае по типу региональных «Гражданпроектов». Эти организации в доперестроечный период, будучи укомплектованными всеми специалистами, занимались лишь привязкой типовых проектов, а сегодня, уменьшившись в численном составе в 3-4 раза, назвали себя разработчиками новых проектов. Поэтому примеры так называемого человеческого фактора, связанные с ошибками проектирования и строительной деятельностью (нарушение норм проектирования и возведения) встречаются все чаще. На рис. 1 представлена конструкция диска перекрытия сборно-монолитного каркаса жилого дома, возведенного в г. Орле по проекту одного из институтов, в котором высота ригелей назначена равной высоте плит многопустотного настила (220 мм) с интенсивностью армирования, значительно превышающей предельный процент армирования, определенный действующими нормами. В результате качественно изменяется характер разрушения таких элементов как переармированных, т.е. разрушение «мягкое» по арматуре сменилось хрупким разрушением по сжатому бетону. Только по Москве в 2004 г. по данным академика В.И. Ресина 10% убытков возникало из-за небрежности персонала [4].

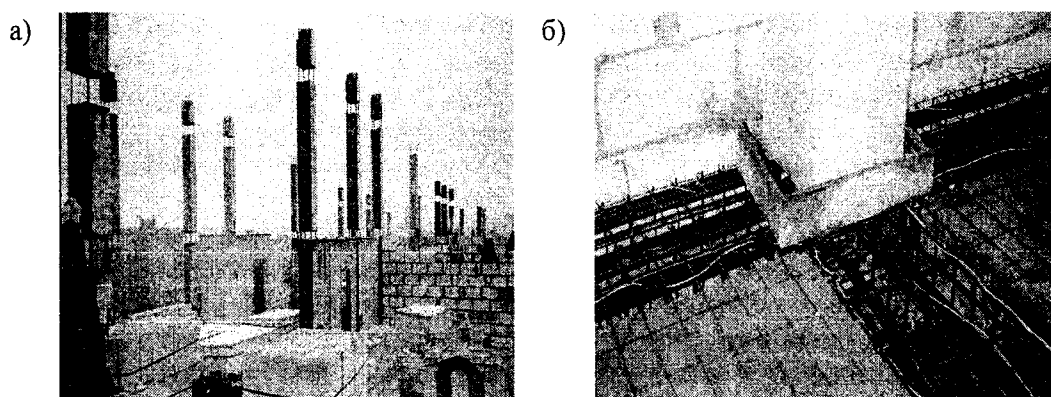


Рис. 1. Варианты армирования диска перекрытия сборно-монолитного каркаса жилого дома в г. Орле: а - общий вид каркаса; б - узел сопряжения монолитных ригелей с колонной



В качестве примера технологической небрежности персонала строительных организаций и лабораторий, обеспечивающих качество строительства, может служить приведенный на рис. 2 узел стыковки арматурных стержней сопряжения ригеля с колонной с заменой проектных «ванночек» обрезками уголков. Как показали испытания, усилия на разрыв в таком стыке в 1,5-2 раза меньше расчетного.

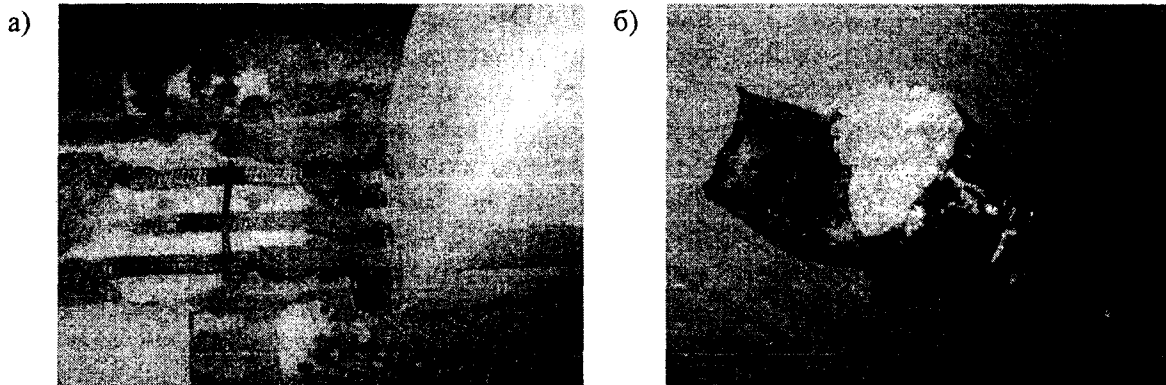


Рис. 2. Узел стыковки арматурных стержней ригеля с колонной ванной сваркой: а - общий вид; б - вид стержня с «ванночкой» после испытаний стыка

До 90-х годов прошлого века основные объемы строительства массового жилья в городах обеспечивались крупнопанельным домостроением и многоэтажными кирпичными зданиями. За последние годы принципиально изменились типы конструктивных решений жилых зданий, значительно расширилась номенклатура применяемых конструкций, изменились технологии их изготовления и возведения. По высотности жилых зданий города регионов равняются на Москву!

Сегодня пестрота архитектурно-конструктивных систем жилых зданий представлена модифицированными панельными зданиями нового поколения со смешанными решениями, монолитными и сборно-монолитными каркасными зданиями со стержневыми и плоскими несущими элементами, с каркасом в переставной тоннельной опалубке и устройством многослойных несущих стен, ширококорпусными зданиями в кирпично-панельном исполнении. Высотность жилых зданий стала достоянием не только мегаполисов. Одних только названий современных архитектурно-конструктивных систем существует несколько десятков. К сожалению, некоторые из них имеют в лучшем случае архитектурные и эскизные конструктивные чертежи. Расчеты зачастую стали поверхностными, а экспериментальные проверки и вовсе отсутствуют. Интенсивность армирования сопряжений дисков перекрытий с колоннами превышает установленные нормами [5] пределы, забывая о том, что с процентом армирования напрямую связан качественный случай разрушения железобетонных конструкций. Резюмируя сказанное, можно прийти к выводу, что современная архитектурно-строительная система «навешивается» на ранее применявшиеся конструктивные системы, подтвержденные в свое время широкомасштабными экспериментально – теоретическими исследованиями, многовариантными расчетами и практикой применения. Но вопрос в том, что значительные изменения конструкций в жилых зданиях не обеспечиваются сегодня глубокой научной проработкой и соответственными научными нормативами. Обсуждаемая проблема еще больше усугубляется отсутствием в России страхования основных фондов.

Выполненный отделением строительных наук РААСН анализ существующих концептуально-методологических подходов к обеспечению конструктивной безопасности [7] показал, что, несмотря на возросшую техногенную нагрузку и большой износ основных фондов страны, уровень современной нормативной базы в области расчета строительных конструкций не изменился и даже снизился. В то же время аварии в жилых и общественных зданиях, произошедшие в мире и стране за последние 2-3 десятилетия, обратили внимание исследователей и государственных структур многих стран на проблему лавинообразного прогрессирующего обрушения. В Великобритании, например, после обрушения в 1968 г. многоэтажного панельного дома в Лондоне, в нормы были

введены требования обязательного учета воздействий, вызванных непропорциональными местными отказами. В Москве в конце 90-х годов институтом МНИИТЭП разработаны и внедрены в практику проектирования мероприятия по защите жилых зданий от прогрессирующего обрушения [7].

Учеными Академии наук в 2004-2006 гг. начат комплекс научных исследований по построению исходных базовых обобщений для создания математических моделей, требуемых для решения прикладных задач конструктивной безопасности и живучести сооружений (А.В. Александров, В.М. Бондаренко, Г.А. Гениев, Н.И. Карпенко, Г.В. Мурашкин, В.И. Травуш и др.). Особенностью расчета конструктивных систем на внезапные запроектные воздействия является то, что помимо традиционно принятой физически нелинейной постановки таких задач (а для железобетона еще и неравновесно-режимной) необходим учет динамических догрузок при внезапных выключениях связей или конструктивных элементов [8]. Необходима разработка критериев живучести конструктивных систем и ряд других теоретических положений. При этом ряд решений уже доведен до практических рекомендаций и конкретных результатов.

Анализ имеющихся в научно-технической литературе материалов показал, что рассматриваемая проблема не может быть решена универсальными методами. В настоящее время в условиях отсутствия глубоких научных обоснований и опыта проектирования зданий и сооружений с учетом возможных внезапных запроектных воздействий решение этой сложной проблемы будет носить фрагментарный характер с последующими обобщениями по мере накопления опыта исследований конкретных типов зданий и сооружений. Решение названных и других теоретических и практических задач обеспечения безопасности основных фондов во многом будет определяться степенью участия в ее решении ученых отрасли. Без привлечения интеллектуального потенциала страны к научному сопровождению проектирования современных жилых комплексов нового поколения вряд ли возможна их успешная реализация. В Москве обсуждается вопрос о внесении в городские строительные нормы требований об обязательном научном сопровождении экспертизы сложных и ответственных объектов. Немало предстоит сделать на государственном уровне и, в первую очередь, в части изменения имиджа науки в современном обществе.

Это все в большей степени будет способствовать повышению удельного веса профессионального проекта в национальном проекте [9]. В частности, говоря о конструктивных системах жилых зданий, представляется необходимым создание новых и развитие существующих конструктивных систем с их надежным экспериментально-теоретическим обоснованием, это позволит обеспечить не только низкую стоимость остова здания, но и его быстрое возведение, а также высокий уровень живучести при проектных и возможных запроектных воздействиях. Сюда же относятся вопросы, связанные с реконструкцией существующего ветхого и аварийного жилья, объемы которого становятся все более угрожающими. Конструктивные элементы усиления жилых зданий все больше становятся неотъемлемым элементом «их архитектурного облика».

Опыт строительства последних лет показал, что, несмотря на широкую палитру предложенных новых конструктивных систем жилых зданий, по-прежнему наибольший удельный вес в строительстве социального жилья занимает продукция индустриального панельного домостроения. Так, в 2005-2006 годах в общем объеме построенного жилья в областных центрах областей центрального федерального округа панельное домостроение составило от 60 до 80%. В Москве доля панельных домов составила более 50%. Значительную долю в общем объеме строительства жилых домов занимает сборно-монолитное и монолитное домостроение. В то же время при высоких потребительских качествах домов этого типа стоимость 1 м<sup>2</sup> жилой площади в них на 20-30% выше, чем в панельном, а продолжительность строительства - в 1,5-2 раза больше [10]. Остается высоким процент жилья в кирпичном исполнении (порядка 20-30%), особенно для малоэтажных домов, доля которых составляет 70-80%.

Доля жилья вторичной застройки на основе реконструкции имеющегося ветхого и аварийного жилищного фонда остается крайне низкой (менее 3%). Решение такой задачи ограничивается только сносом существующих жилых домов и строительством новых на освободившихся площадях.

Дальнейшее наращивание объемов ввода жилых домов и, в первую очередь, социально-ориентированного жилья в значительной мере будет зависеть от создания в каждом регионе инно-

вационных механизмов реализации научно-технических новшеств. Здесь можно и важно найти сферы прямого участия РААСН, вузов и других научных организаций в реализации новшеств в рамках Соглашений, подписанных РААСН, с Администрациями регионов.

#### Литература

1. Снижение рисков в строительстве при чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера [Текст] / Булгаков, С.Н., Тамразян, А.Г., Рахман, И.А., Степанов, А.Ю. Под общей ред. Тамразяна А.Г.- М.: МАКС Пресс, 2004.- 304 с.
2. Бондаренко, В.М. Еще раз о конструктивной безопасности и живучести зданий [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов, Н.В. Ключева // Вестник отделения строительных наук РААСН. №11. Курск, - 2007. – 451 с.
3. Перельмутер, А.В. Повышение качества расчетных обоснований проектов [Текст] / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер // БСТ. - №10. – 2005.
4. Ресин, В.И. Современные нормативы в сочетании со страхованием [Текст]. «Индустрия». №42-43/2005.
5. СНиП 2.03.01.84\*. «Бетонные и железобетонные конструкции» [Текст]. – М., 1984.
6. Карпенко, Н.И. О концептуально методологических подходах к обеспечению конструктивной безопасности [Текст]: Материалы научно-технической конференции / Н.И. Карпенко, В.И. Колчунов // Строительная физика в XXI веке. Под. ред. И.Л. Шубина. - М.: НИИСФ РААСН, 2006. - С. 516-521. - ISBN 5-902630-03-07.
7. Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий [Текст] // М.: Мосгорархитектура, 1999. - 34 с.
8. Гениев, Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях [Текст] / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Ключева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. – М.: АСВ, 2004. – 216 с.
9. Кудрявцев, А.П. Профессиональный проект в национальном проекте [Текст] // Academia. Архитектура и строительство.- М.: РААСН, 2006. - №1. – С. 3 - 5.
10. Абарыков, В.П. О типовых проектах многоэтажных жилых домов для строительства в Московской области [Текст] // ПГС, 2004.- № 7.- С. 19 - 21.

УДК 624.071

Иностраный член РААСН, докт. техн. наук, проф. А.В. Перельмутер  
Украина, г. Киев

## О НОРМИРОВАНИИ УРОВНЯ РИСКА

### 1. Общие понятия о риске

В последнее время понятие риска все чаще встречается на страницах научно-технических изданий, говорить о риск-анализе стало модным, а в некоторых случаях такой анализ декларируется в качестве обязательного. Однако само понятие риска трактуется неоднозначно, а в некоторых случаях попросту ошибочно. Авторы фундаментального исследования [1] проанализировали несколько десятков определений понятия «риск» в нормативных документах и авторитетных изданиях. Оказалось, что часть исследователей под этим термином подразумевает угрозу, другая часть - возможный ущерб угрозы, наконец, третья часть - произведение вероятности реализации негативного явления и возможного ущерба от него.

На бытовом уровне риск часто определяется как возможная опасность, или как действие в условиях неопределенности, когда решения принимаются в надежде на удачу. При этом в большинстве случаев появление опасности отождествляется с действием фатальных сил, которые не зависят от воли человека, и поэтому понятия «риск» и «опасность» на этом уровне часто совпадают. Тогда риск отождествляется с возможностью реализации действия фатальных сил и измеряют шансами на удачу (выигрыш) или неудачу (проигрыш), фактически измеряя эти шансы вероятностью реализации того или иного случая.

Однако следует различать классическую меру объективной возможности проявления каких-либо негативных явлений - вероятность, от более общей меры опасности - риска. Риск объединяет в себе вероятность реализации негативного случая и его количественный измеритель (потери, убыток). Эта комбинация элементарных мер и определяет меру опасности, которую называют риском. Такую трактовку можно проиллюстрировать достаточно прозрачными и логически непротиворечивыми выводами относительно опасности, которые делает человек в указанных ниже идеализированных ситуациях:

- a) Вероятность возможного случая весьма высока, но убыток от его действия равен нулю (очень мал). В этой ситуации человек понимает, что он избегает опасности (риск равен нулю).
- b) Убыток от гипотетической ситуации весьма велик, но вероятность его реализации практически равна нулю. Снова отсутствует опасность и риск равен нулю.
- c) И вероятность реализации и убытки равны нулю - случай абсолютной безопасности.
- d) И лишь в тех случаях, когда убытки и возможность их реализации отличаются от нуля, человек начинает оценивать ситуацию как опасную, характеризуемую некоторым риском.

Полезно обратить внимание на то, что с ростом объемов застройки, урбанизацией и индустриализацией жизненного пространства возрастают убытки даже от старых природных угроз (землетрясения, ураганы и т.п.), не говоря уже о потерях от техногенных чрезвычайных происшествий. Увеличение числа природных и техногенных аварий во всем мире отмечается во многих исследованиях. На рис. 1 представлена диаграмма, подготовленная известной страховой компанией Munich Reinsurance Co [14], с данными о материальных потерях от природных катастроф за период 1950-2003 годов, из которой видно это возрастание.

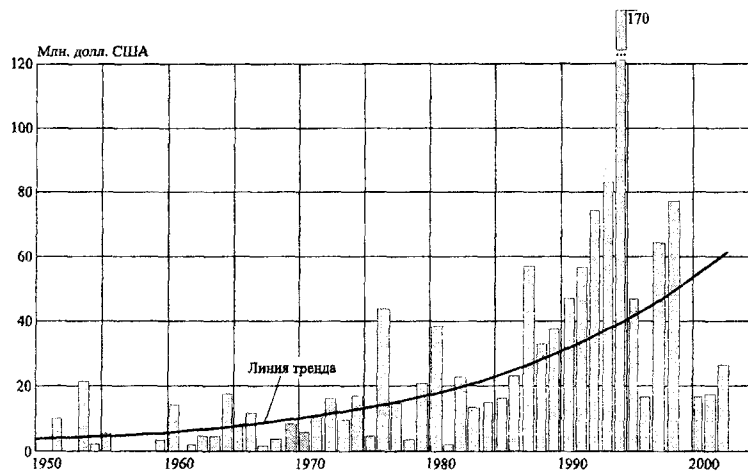


Рис. 1. Возрастание убытков от природных катастроф

Можно выделить три уровня оценки и управления риском:

1. Общая оценка риска для исследования масштаба проблемы и анализа ее составляющих с целью формулировки и выработки политики и принципов управления риском.
2. Относительная оценка риска для определения приоритетов и дальнейших действий по отношению к рассматриваемой проблеме.
3. Оценка риска на конкретной площадке или для конкретного объекта с выявлением основных угроз, уровней риска и принятия решений по снижению степени риска до допустимого уровня.

## 2. Можно ли оптимизировать допустимый риск?

Использование вероятностных методов в какой бы то ни было форме требует четкого представления о допустимом уровне риска.

Когда речь идет об экономических потерях, которые могут быть следствием отказа (так называемые системы с чисто экономической ответственностью), то все в конце концов может быть решено путем сопоставления затрат на обеспечение необходимого уровня надежности и вероятного ущерба от возможной ненадежности объекта. Естественно, что при оценке ущерба должны учитываться все компоненты:

- затраты на демонтаж поврежденных конструкций и их замену;
- затраты на восстановление или ремонт;
- потери, связанные с падением деловой активности (упущенная выгода), равные доходу, который могли бы получить за период восстановления работники предприятия;
- компенсация постороннего ущерба, связанного с нарушением договоров на поставку продукции, штрафами за загрязнение окружающей среды и т.п.

Для систем с чисто экономической ответственностью обычно используют представление об общих затратах и доходах за время жизни объекта  $T$ , заменяя при этом анализ обычной начальной стоимости сооружения  $C_k$  анализом полных ожидаемых затрат

$$C = C_k + C(T) = C_k + \int_0^T \{Y_k(t)p(t) - B(t)[1 - p(t)]\} e^{-rt} dt, \quad (1)$$

где  $C_k$  - стоимость конструкции при ее создании;  $C(T)$  - суммарные затраты за время эксплуатации  $T$ ;  $Y_k(t)$  - убытки от отказа, произошедшего в момент времени  $t$ ;  $p(t)$  - вероятность отказа на интервале от  $t$  до  $(t + dt)$ ;  $B(t)$  - доход, который приносит объект при безотказной работе;  $e^{-rt}$  - коэффициент отдаленности затрат;  $r$  - параметр дисконтирования. Здесь предполагается, что отказ является четким, происходит в течение весьма короткого времени, и отказавшая конструкция сразу же ремонтируется и возвращается в состояние, предшествующее отказу.

Естественно, что это лишь одна из возможных технико-экономических моделей, они могут быть различными, с точки зрения каждой из заинтересованных сторон (владелец объекта,

строитель, эксплуатирующая организация, общество в целом), и по этому поводу часто возникают дискуссии.

Одним из таких предметов обсуждения является вопрос о дисконтировании затрат, которое реализуется введением множителя  $e^{-rt}$  в выражение (1) для приведения будущих затрат к начальному моменту времени. Такой способ дисконтирования реализует простое предположение о постоянстве процента с капитала  $r_0$ , так что размер  $C_t$  некоторой суммы  $C_0$ , которая будет приобретена или потеряна через  $t$  лет, определяется известной формулой  $C_t = C_0(1 + r_0)^{-t} = C_0e^{-rt}$ , где  $r = \ln(1 + r_0)$ .

Дисконтирование затрат учитывает точку зрения владельца капитала, который считает, что любые средства должны приносить доход, а средняя доходность экономической деятельности в обществе равна  $r_0$ , так что заметное отклонение от этого уровня доходности приводит к перетеканию капитала в другой сектор экономики, поскольку имеется возможность более разумно распорядиться капиталовложениями. Дисконтирование «удешевляет» будущие затраты и заставляет дорожить сиюминутными затратами больше, чем перспективными доходами и расходами, которые очень быстро убывают, и при относительно небольшом  $r_0 = 0,08$  уже для  $t = 50$  получим  $C_{50} = 0,018C_0$ . Однако с точки зрения эксплуатирующей организации, работающей в этом будущем, которая, например, арендует объект, нести текущие затраты приходится в полном объеме, а «заработанные» средства чаще всего отсутствуют (истрачены на другие нужды, достались другим лицам и т.п.). В связи с этим часто можно услышать жалобы эксплуатационного персонала на непродуманность принятых в свое время решений, недооценку эксплуатационной стадии и т.п.

Необходимо отметить, что в зависимости от принимаемых проектных решений (например, от поперечного сечения напряженного элемента) меняется и вероятность отказа и полные ожидаемые затраты. По данным практически всех известных исследований зависимость между этими величинами имеет характерный вид, показанный на рис. 2.

Важной особенностью этой зависимости является то, что при увеличении вероятности отказа по сравнению с оптимальным значением полные ожидаемые затраты растут гораздо быстрее, чем при уменьшении этой вероятности, т.е. избыток надежности стоит меньше недостатка надежности. Такая зависимость выражается тем ярче, чем более ответственным является сооружение, поскольку тогда стоимость увеличения надежности, определяемая затратами на само сооружение, становится намного меньшей стоимости аварии, определяемой назначением и значимостью объекта. По-видимому, этими особенностями зависимости  $C = C(P)$ , быть может, воспринимаемыми на полуинтуитивном уровне, руководствуются инженеры, принимая в сомнительных случаях решение «в запас надежности», хотя все же основными доводами здесь является соображения безопасности.

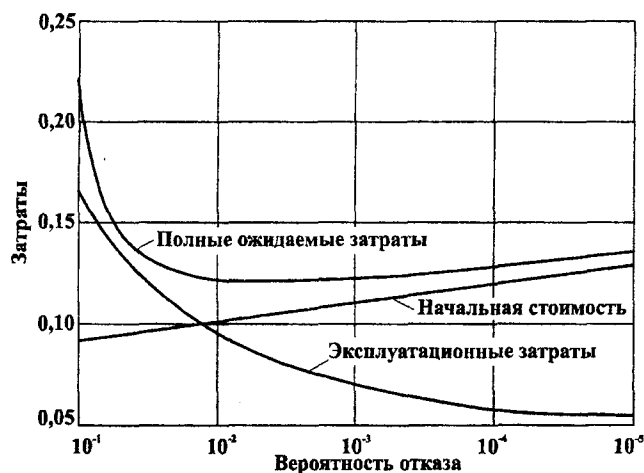


Рис. 2. Зависимость затрат от уровня надежности

Главное, что для рассмотренных систем с чисто экономической ответственностью можно решать оптимизационную задачу на минимизацию функционала (1) и получать таким образом некоторые данные о допустимом уровне риска.

Для систем с неэкономической ответственностью, отказ которых может быть связан с жертвами или моральным ущербом, проблема существенно усложняется, и по поводу методов ее решения идут многолетние дискуссии.

Вот как излагается существо проблемы в известной монографии Г. Аугусти, А. Баратта и Ф. Кашиати - «...не все виды ущерба могут быть оценены в денежном выражении. И тем не менее, многие исследователи пытаются и в этом случае решать задачу с помощью целевой функции, получая абсурдные результаты. К этому же приводят и попытки включить цену человеческой жизни в целевую функцию как дополнение к общим потерям». [2, с. 309 - 317]. Далее авторы книги обращают внимание на то, что оптимизация по критерию минимизации суммарных затрат  $H_{tot}$ , в которые включена стоимость жизни, приводит к условию:

$$\Delta H_{tot} / \Delta v = 0, \quad (2)$$

где  $\Delta v$  - количество спасенных жизней при увеличении затрат на  $\Delta H_{tot}$ . Утверждается, что «это условие можно истолковать следующим образом: сообществу невыгодно платить ни одного доллара за дополнительно спасенную жизнь» и делается вывод, что оптимизационное решение практически неприемлемо.

Однако условие (2) можно выразить и другими формулировками, звучащими абсолютно не цинично. Например, такой: «поскольку экономические возможности любого общества ограничены, то оно не имеет возможности платить ни на один доллар больше за дополнительно спасенную жизнь»; или такой: «сообществу невыгодно платить ни одного доллара за дополнительно спасенную рассматриваемым способом жизнь, поскольку при других способах использования ограниченных средств (например, за счет организации ранней диагностики рака) можно спасти больше жизней».

Такая формулировка, по-видимому, снимает идеологическую компоненту дискуссии, но все равно не решает проблему «цены жизни», численное значение которой часто принимается произвольно и практически никак не аргументируется. Так, например, в одном из недавних исследований [13] экономический эквивалент социальных потерь был оценен как произведение 10 миллионов рублей на число погибших и 1 миллиона рублей на число пострадавших без какой бы то ни было расшифровки происхождения этих величин.

Известны и другие попытки оценки ущерба от утраты жизни и здоровья. Так, например, в книге [6] эти убытки определяются как сумма ущерба от выбытия трудовых ресурсов из производства, суммы выплат на погребение и пенсионные выплаты в связи с потерей кормильца. Прагматически циничный подход такого рода, в котором оценка человеческой жизни методологически отличается от оценки жизни рабочего скота только упоминанием пенсионных выплат (не более 1200 долларов), приводит к значению утрат от гибели взрослого человека, равному около 10000 долларов, и от гибели ребенка - около 6000 долларов. Использование этого подхода представляется абсолютно неприемлемым.

В целом, «производственный» подход к проблеме напоминает споры о целесообразности смертной казни, где в качестве доводов используется оценка того, во сколько обходится содержание пожизненно заключенного, и во что обходится казнь.

Представляется, что более удачным является подход к решению задачи о сопоставлении экономических и социальных потерь, основанный на следующих рассуждениях, идея которых была предложена в работе [3], авторы которой обратили внимание на то, что расходы на обеспечение безопасности обычно следуют экономическому закону уменьшения отдачи. Основная зависимость этого закона в некоторых условных единицах измерения имеет вид, подобный показанному на рис. 3. Из этого графика видно, что первоначально можно снизить относительно большой риск до значительно меньшего уровня при относительно малых затратах, а потом снижение риска обходится все дороже. Тем не менее создается впечатление, что если не считаться с затратами, то существует возможность сократить риск до любого наперед заданного уровня. Однако сами по себе усилия по снижению риска связаны с определенными действиями (строительными работами, установкой защитного оборудования и др.), при реализации которых также возможны потери здоровья и жизни людей, о чем свидетельствует статистика несчастных случаев в народном хозяйстве.

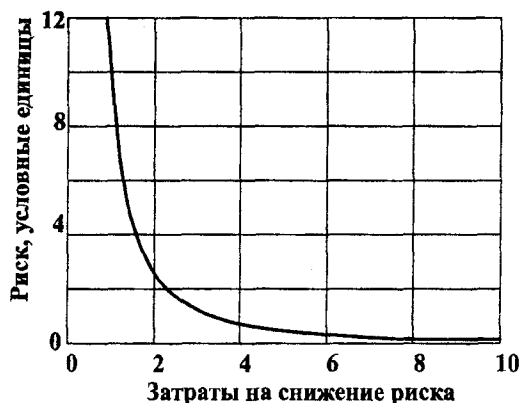


Рис. 3. Закон уменьшения отдачи

Следует отметить, что имеются и другие доводы в пользу применения оптимизационных подходов при выборе решения о допустимом уровне риска.

В связи с этим на графике эффективности затрат появляется дополнительный линейный член, который практически не меняет его вид при относительно малых затратах, но реализует минимум на суммарной кривой (рис. 4).

Важный вывод, который был сделан из самого факта существования минимума эффективности затрат, состоял в подтверждении того факта, что может быть обоснована замена ранее использовавшегося принципа ALAPA (as low as practicably achievable) - «настолько низко, насколько это практически возможно» - новым принципом ALARA (as low as reasonably achievable) - «настолько низко, насколько это целесообразно». Эта замена часто использовалась и ранее, но ее применение всегда было связано с острыми дискуссиями.

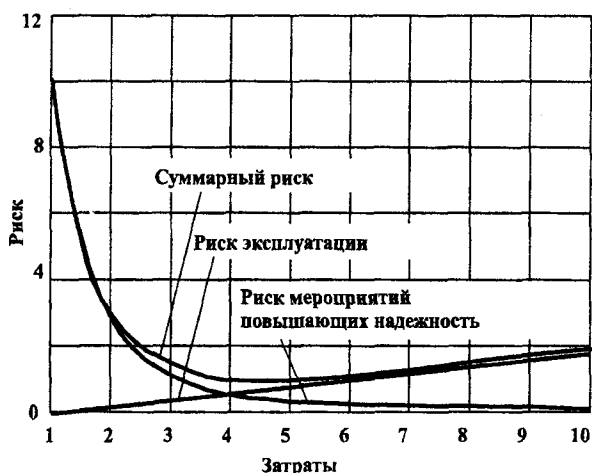


Рис. 4. К оптимизации уровня риска

### 3. Сопоставительный анализ рисков

Детальные решения оптимизационных задач для выбора уровня допустимого риска требуют анализа достаточно больших объемов информации, при этом многие статистические данные оказываются недостаточно достоверными, а зачастую совсем недоступными. В связи с этим, а также во избежание возможных упреков в цинизме большой популярностью пользуется метод сопоставительного анализа рисков.

При этом используются оценки для ранее построенных и «успешно эксплуатирующихся» аналогичных или похожих сооружений, оценки риска, обеспечиваемого при использовании существующих нормативных документов и правил расчета, включая нормы, предназначенные для проектирования других похожих сооружений.



Поскольку, как уже отмечалось ранее, экономические возможности общества ограничены, то представляется разумным следующий подход: общие средства, выделяемые обществом на обеспечение безопасности, должны быть распределены так, чтобы ожидаемое количество возможных жертв по всем видам опасностей было бы минимальным. Конечно, никто такую глобальную экономико-социальную задачу не решает, однако сама ее формулировка является принципиально важной, поскольку она, во-первых, отвергает часто используемый спекулятивный лозунг о «неограниченной ценности человеческой жизни» и, во-вторых, служит основой для сопоставления рисков от различных мероприятий и в различных областях деятельности.

Несмотря на имеющийся риск общество продолжает использовать технику, в принципе подверженную отказам и являющуюся источником опасностей, при этом оно приходит к некоторым приемлемым решениям эволюционным путем. Известные специалисты в области надежности Б.В. Гнеденко, Б.А. Козлов и И.А. Ушаков пишут об этом «...Как и во всех других областях техники, где возникают неформализуемые или еще неформализованные задачи, решение в этой области принимается на основании интуиции специалистов, подкрепленной анализом существующего уровня качественных характеристик изделий. Конечно, здесь имеют место постоянные ошибки, ...однако в общем процессе развития техники происходит своеобразный «естественный отбор», в результате которого слишком неправильно спроектированные изделия «вымирают».

Таким образом, осуществляется формирование целесообразных норм многих характеристик, и в том числе характеристик надежности: множество субъективных мнений формирует объективное представление о критериях целесообразного [5, с. 20]».

Наконец, каждая крупная техническая авария является событием, которое вызывает определенный общественный резонанс и вырабатывает негативное отношение как специалистов, так и населения к конструкции объекта, с которой произошла авария. Такого рода эффекты значительно увеличиваются при повторных авариях однотипных объектов и часто бывает достаточным, чтобы после двух-трех аварийных отказов утвердилось прочное мнение об абсолютной ненадежности конструкции некоторого типа. При этом практически игнорируется фактический уровень аварийности и, например, три близких по времени аварии на миллион эксплуатируемых объектов могут вызвать более негативное отношение, чем аналогичная по тяжести последствий единичная авария, приходящаяся на тысячу эксплуатируемых объектов, хотя реализовавшаяся при этом вероятность отказа 1:1000 намного выше, чем 3:1000000.

При использовании сравнения с риском в других ситуациях необходимо учитывать некоторые особенности, которые присутствуют при формировании общественного мнения. Иногда здесь решающее значение имеет разница между добровольным риском и риском по принуждению. Риск собственной жизнью и здоровьем является атрибутом личной свободы, которая высоко ценится, а принуждение к подобному же риску других людей есть покушение на личную свободу, принципиально оцениваемое негативно. В связи с этим при оценке потенциальной опасности следует дифференцировать опасность для персонала и для населения. В табл. 1 приводятся, например, весьма поучительные сравнительные данные по принимаемому и неприняемому добровольному риску.

Таблица 1

Риск смертельного исхода в расчете на одного человека в год			
принимаемый добровольно		с которым мирятся	
Действие	Риск ( $\times 10^{-5}$ )	Действие	Риск ( $\times 10^{-7}$ )
Курение (20 сигарет в день)	500	Наезд транспорта на пешехода	500
Алкоголь (1 бут. вина в день)	75	Наводнение	22
Игра в футбол	4	Землетрясение	17
Автогонки	120	Торнадо	22
Скалолазание	4	Бури	8
Вождение автомобиля	17	Молнии	1
Вождение мотоцикла	200	Авиакатастрофы	1
Противозачаточные таблетки	2	Радиоактивный выброс АЭС	1
Нахождение в одной комнате с курильщиком	1	Перевозка нефти	0,2

По данным [7], в среднем мировая практика использует следующую классификацию рисков:  
недопустимый риск - значение более  $10^{-4}$ ;  
жесткий контроль риска - при значениях от  $10^{-4}$  до  $10^{-5}$ ;  
приемлемый риск - значение менее  $10^{-5}$ .

В некоторых странах границы допустимого риска установлены законодательно. Так, например, в Нидерландах принято, что максимально приемлемый риск соответствует вероятности гибели человека в течение одного года на уровне  $10^{-6}$ , а риск порядка  $10^{-8}$  считается пренебрежимо малым. Между этими границами допускается «поиск компромисса между социальными выгодами и финансовыми убытками» [7]. Нормы радиационной безопасности Украины (НРБУ-97) используют такие понятия риска, как: «пренебрежимо малый риск», «принятый риск» и «верхняя граница индивидуального риска». При этом годовая величины рисков при оценке облучения принимаются равной: для пренебрежимо малого риска -  $1 \cdot 10^{-6}$ ; для приемлемого риска -  $1 \cdot 10^{-4}$  (персонал) и  $1 \cdot 10^{-5}$  (население); для риска индивидуального облучения -  $1 \cdot 10^{-4}$  (персонал) и  $5 \cdot 10^{-5}$  (население).

Полезно указать на то, что для России (и, очевидно, для других стран СНГ) среднесреднегодичное значение составляет в настоящее время  $1 \cdot 10^{-5}$ , но в отдельных районах он часто превышает  $1 \cdot 10^{-4}$  чел/год, т.е. превышает на два порядка принятые на западе стандарты промышленной безопасности.

Второе соображение связано с оценкой числа людей, одновременно подвергающихся риску. Нетрудно проследить, например, по реакции прессы, что одновременная гибель определенного числа людей в авиационной или морской катастрофе оценивается более остро, чем гибель такого же числа пассажиров, наступившая в результате нескольких автомобильных катастроф, которые произошли в течение одной недели в различных местах. При этом можно также наблюдать, что большие катастрофы воспринимаются уже почти одинаково при гибели ста человек или пятисот (эффект насыщения). Ряд исследований подтвердил, что функциональная зависимость между величиной риска и ожидаемой «выгодой» выражается нелинейной зависимостью [11], как это показано на рис. 5.

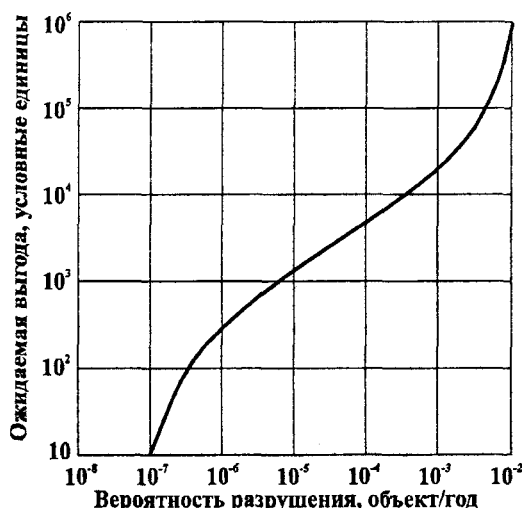


Рис. 5. Нелинейный характер реакции на риск

Построенная на этом рисунке кривая делит координатную плоскость на две части. Справа от кривой расположены значения, которые могут быть при известных условиях приняты, слева располагаются неприемлемые точки.

Таким образом, можно отметить два эффекта, наличие которых игнорируется в большинстве исследований по оценке риска:

- явное отклонение от принципа равнообеспеченности рисков объектов одинаковой ответственности, но различной тиражности;
- наличие нелинейной зависимости между остротой реакции общества и масштабом аварии.

В последующих разделах эти явления будут подвергнуты более детальному анализу.

Возвращаясь к проблеме сопоставления рисков, следует отметить еще одну сторону такого сопоставления. Дело в том, что в принципе нельзя избежать некоторой доли субъективности при выборе технических решений тем или иным лицом (например, проектировщиком системы). И здесь, по-видимому, равнение на безопасность, существующую в повседневной жизни и деятельности, является одной из возможных форм снижения уровня этой субъективности.

**4. Проблема нормирования риска**

Отечественный опыт нормирования рисков практически отсутствует. Поэтому большое значение приобретает имеющийся (впрочем, тоже небольшой и далекий до совершенства) зарубежный опыт.

Численное определение допустимого риска для жизни присутствует в законодательстве некоторых западноевропейских стран (Нидерланды, Франция), но чаще такого рода указания присутствуют в нормативных актах более низкого уровня.

Так, управление по делам охраны здоровья и промышленной безопасности Великобритании в качестве нижней границы допустимого риска для жизни использует величину  $10^{-6}$  для обычного гражданина и  $1/3 \times 10^{-6}$  для детей, а также пожилых людей, проживающих в домах для престарелых [4]. При этом все здания подразделяются на четыре категории:

- A - жиле здания, гостиницы, дома отдыха и т.п.;
- B - небольшие фабрики, конторы, магазины и т.п.;
- C - большие магазины, рестораны, кафе, бары и т.п.;
- D - школы, больницы, дома престарелых и т.п.

На этой градации построены рекомендации для строительства, представленные в табл. 2.

В системе Еврокодов основным документом являются нормы prEN 1990 [12], которые устанавливают принципы и требования безопасности, эксплуатационных качеств и долговечности сооружений. Эти нормы являются основой для дальнейшей разработки других направлений надежности сооружений.

Таблица 2

Категория	Возможность использования при риске гибели людей:		
	$10 \cdot 10^{-6} \text{ год}^{-1}$	$1 \cdot 10^{-6} \text{ год}^{-1}$	$1/3 \cdot 10^{-6} \text{ год}^{-1}$
A	Не разрешается	Требует дополнительного обоснования	Без ограничений
B	Без ограничений		
C	Требует дополнительного обоснования		Без ограничений
D	Без ограничений	Требует дополнительного обоснования	

Нормы EN 1990 дают значения частных коэффициентов надежности, в которые заложены допустимые урони риска. Эти уровни таковы, что предельные состояние не должны достигаться в течение пятидесяти лет эксплуатации сооружения.

В Бюллетене 124/125 европейского комитета по стандартизации (CEN) предложена пробная таблица для оценки границ вероятности разрушения сооружений на протяжении 50 лет (см. табл. 3).

Таблица 3

Среднее число людей, подвергающихся опасности	Вероятные экономические убытки:		
	Легкие	Средние	Тяжелые
Малое	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$
Среднее	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$
Большое	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$

Там также указано, что вероятность разрушения должна быть меньше величины допустимого годового индивидуального риска человека (эта величина, возможно, установлена законодательно), умноженного на срок службы сооружения и деленного на среднее число людей, подвергающихся

рisku при аварии. Величина допустимого индивидуального риска гибели человека, принятая при разработке табл. 3, составила  $10^{-5}$  год<sup>-1</sup>.

Поскольку количественный анализ рисков в массовом применении затруднен отсутствием необходимых данных, то широко используются качественные оценки, построенные на некоторой классификации типовых ситуаций и объектов. Достаточно развитая и поучительная система таких классификационных данных представлена в Британском нормативном документе [15], где классификация, основана на качественном описании рисков возникновения аварий и оценки их последствий.

В зависимости от значения категории риска формулируются требования обеспечения конструктивных защитных мероприятий (использование дополнительных связей, ограничение размеров секций, проверка главных элементов на дополнительную нагрузку и т.п.). Для сооружений высшей категории, кроме того, требуется обеспечение защиты от прогрессирующего разрушения после выбытия из строя 15% или 70 м<sup>2</sup> (принимается меньшая величина) площади любого междуэтажного перекрытия или несущей стены.

Представленный подход является весьма поучительным с практической и методологической точек зрения. Безусловно, он ориентирован на объекты массового строительства, и нужно помнить, что особо ответственные и уникальные объекты должны анализироваться на основе количественных, а не качественных соображений.

#### Литература

1. Азанов С.Н., Вингородский С.Н., Корнейчук Ю.Ю., Костров А.В., Мухин И.И. Еще раз о риске // Проблемы безопасности при чрезвычайных ситуациях, 1999. - вып.7. - С. 32 - 51.
2. Аугусти Г., Баратта А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании/ Пер. с англ. Ю.Д.Сухова. - М.: Стройиздат, 1988. - 584 с.
3. Блэк С.К., Нихаус Ф. Насколько безопасно «слишком» безопасное? // Бюллетень МАГАТЭ, Книга 22. № 1. - С. 47 - 58.
4. Бурдаков Н.И., Елохин А.Н., Нехорошев С.Н., Черноплеков А.Н., Зонирование территорий прилегающих к потенциально опасным объектам: Анализ подходов // Проблемы безопасности при чрезвычайных ситуациях, 1990. - вып.7. - С. 22 - 32.
5. Гнеденко Б.В., Козлов Б.А., Ушаков И.А. О роли и месте надежности в процессе создания сложных систем // Теория надежности и массовое обслуживание. - М.: Наука, 1969. - С. 14 - 32.
6. Данилишин Б.М. Природно-техногенные катастрофы: проблемы экономического анализа и управления.-К.: НІСЛАВА, 2001.- 260 с. (на укр. языке)
7. Елохин А.Н. К вопросу определения критериев приемлемого риска // Проблемы безопасности при чрезвычайных ситуациях, 1994, Вып.8. - С. 42 - 50.
8. Клетц Т.А. Выгоды и риск: сравнительная оценка в связи с потребностями человека // Бюллетень МАГАТЭ, Книга 22. №5/6. - С. 2 - 14.
9. Перельмутер А.В. Прогрессирующее обрушение и методология проектирования конструкций // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2004. - № 6. - С. 38 - 41.
10. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций / 3-е изд, исправленное и дополненное. - М.: АСВ, 2007. - 256 с.
11. Синицын А.П. Расчет конструкций на основе теории риска.- М.: Стройиздат, 1985.- 304 с.
12. prEN 1990:2001. Eurocode -Basis of structural design. - Brussels: CEN, 1988. - 89 p.
13. Nikolaev A.V., Frolova N.I., Koff G.I. Seismic risk assessment for earthquake prone areas of the Russian Federation // Proceeding of 11-th European Conference on Earthquake Engineering.- Rotterdam: Balkema (CD), 1998.- ISBN 90 5410 982 3.
14. Smolka A., Allman A., Hollnack D., Thraninsson H. The principle of risk partnership and the role of insurance in risk mitigation // Proceedings of 13 World Conference on Earthquake Engineering? Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004. - Paper N0.2020 (on SR-ROM).
15. The Building Regulations 2000. Structure. Approved Document A: (2004 Edition). - Norwich, UK: Office of the Deputy Prime Minister, 2004. - 47 p. (<http://www.odpm.gov.uk>).

УДК 624.070

Докт. техн. наук, проф. И.Н. Серпик, А.А. Лелетко, А.А. Лагутина  
(Брянская государственная инженерно-технологическая академия)  
Россия, г. Брянск, тел. (4832) 64-69-31; e-mail: dep@iserpik.pptus.ru

## НАГРУЖЕННОСТЬ МНОГОПРОЛЕТНЫХ СТАЛЬНЫХ БАЛОК ПРИ ЗАПРОЕКТНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Вопрос об анализе деформаций конструкций при запроектных воздействиях, приводящих к изменению структуры несущей системы, является в настоящее время одной из актуальных задач строительной механики. В работах [1, 2] профессором Г.А. Гениевым предложена методика приближенного анализа динамического поведения статически неопределимых стержневых строительных конструкций при внезапном разрушении отдельных элементов. Для нахождения максимального по модулю значения некоторого динамического усилия  $T_D$  в первый полупериод основной формы колебаний, возникающих после мгновенного удаления одной или нескольких связей, используется зависимость:

$$T_D = 2T_{SB} - T_{SA}, \quad (1)$$

где  $T_{SB}$ ,  $T_{SA}$  – усилия, получаемые при статических расчетах системы  $B$  с удаленными связями и исходной системы  $A$  от действия внешней нагрузки.

Формула (1) дает возможность существенно упростить расчет конструкций при запроектных воздействиях, не требуя анализа работы объектов в динамической постановке. В то же время такая схема решения задач требует дальнейшего теоретического обоснования и численного подтверждения. В настоящей работе исследуется точность методики Г.А. Гениева применительно к разрушению опор в многопролетных стальных балках для линейных задач. Рассматривается также динамическое поведение несущих систем данного типа в случае запроектных воздействий с учетом возможности образования пластических шарниров.

Допустим, что конструкция балки, рассчитываемая в линейной постановке, дискретизирована по схеме метода конечных элементов на основе метода перемещений. Введем вектор  $\vec{\delta}$  обобщенных узловых перемещений [3]. Как известно, в случае мгновенного удаления связей решение  $\vec{\delta}_D$  динамической задачи для вектора  $\vec{\delta}$  без учета сил сопротивления можно представить в виде:

$$\vec{\delta}_D = \vec{\delta}_{SA} + \vec{\delta}_{DB}^P, \quad (2)$$

где  $\vec{\delta}_{SA}$  – решение статической задачи для системы  $A$ ;  $\vec{\delta}_{DB}^P$  – результат динамического расчета объекта  $B$  при нулевых начальных условиях и действии на него обобщенных узловых сил  $\vec{P}_D = -\vec{R}_{SA}\chi$ ;  $\vec{R}_{SA}$  – вектор реакций в удаляемых связях, полученных для объекта  $A$ ;  $\chi$  – функция Хевисайда ( $\chi = 0$ , если время  $t < 0$ ;  $\chi = 1$ , если  $t \geq 0$ ).

Примем следующие допущения.

1. Считаем, что при действии на систему  $B$  статической нагрузки  $\vec{P}_S = -\vec{R}_{SA}$  получается решение  $\vec{\delta}_{SB}^P$ , которое представимо в виде:

$$\vec{\delta}_{SB}^P = \alpha \vec{\delta}_1, \quad (3)$$

где  $\alpha$  – некоторый коэффициент;  $\vec{\delta}_1$  – нормированный по матрице масс первый собственный вектор обобщенной проблемы собственных значений  $(K_B - \omega^2 M_B)\vec{\delta} = 0$  [3];  $K_B$ ,  $M_B$  – матрица

жесткости и матрица масс для системы  $B$ . Т.е. речь идет о том, что форма статического решения от сил  $\vec{P}_S$  соответствует первой форме собственных колебаний.

2. При действии на систему  $B$  сил  $\vec{P}_D$  можно ограничиться рассмотрением первой формы собственных колебаний.

3. Предполагаем, что максимальные итоговые усилия в стержнях возникают в конце первого полупериода колебаний.

Покажем, что при учете этих допущений мы получим формулу (1). При рассмотрении только первой формы собственных колебаний задача сводится к решению обыкновенного дифференциального уравнения второго порядка [3]:

$$\ddot{z}_1 + \omega_1^2 z_1 = f, \quad (4)$$

где переменная  $z_1$  определяется зависимостью  $\vec{\delta}_{DB}^P = z_1 \vec{\delta}_1$ , а функция  $f = \vec{\delta}_1^T \vec{P}_D = f_S \chi$  (здесь  $f_S = \vec{\delta}_1^T \vec{R}_{SA}$ );  $\omega_1$  – первая частота собственных колебаний.

Как известно, решение дифференциального уравнения (4) при нулевых начальных условиях имеет вид  $z_1 = (f_S / \omega_1^2) \cos(\omega_1 t) - f_S / \omega_1^2$ . Следовательно, в конце первого полупериода колебаний вектор  $\vec{\delta}_{DB}^P$  будет определяться равенством:

$$\vec{\delta}_{DB}^P(T/2) = -2(f_S / \omega_1^2) \vec{\delta}_1, \quad (5)$$

где  $T$  – период колебаний.

При статическом нагружении системы силами  $P_S$ , согласно равенству (3), соблюдается условие:

$$\alpha K_B \vec{\delta}_1 = -\vec{R}_{SA}, \quad (6)$$

Умножив слева равенство (6) на вектор  $\vec{\delta}_1^T$ , получим:

$$\alpha \omega_1^2 = -f_S; \quad \vec{\delta}_{SB}^P = -(f_S / \omega_1^2) \vec{\delta}_1. \quad (7)$$

Из выражений (2), (5) и (7) будем иметь:

$$\vec{\delta}_{DB}^P(T/2) = 2\vec{\delta}_{SB}^P; \quad \vec{\delta}_D(T/2) = \vec{\delta}_{SA} + 2\vec{\delta}_{SB}^P = \vec{\delta}_{SA} - 2\vec{\delta}_{SB}^R, \quad (8)$$

где  $\vec{\delta}_{SB}^R$  – статическое решение для системы  $B$  от действия сил  $\vec{R}_{SA}$ .

С другой стороны

$$\vec{\delta}_{SA} = \vec{\delta}_{SB} + \vec{\delta}_{SB}^R. \quad (9)$$

Из равенств (8) и (9) получим  $\vec{\delta}_D(T/2) = 2\vec{\delta}_{SB} - \vec{\delta}_{SA}$ , откуда с учетом допущения 3 вытекает равенство (1). При этом следует отметить, что, если допущения 1-3 не выполняются, то формула (1) является приближенной.

Рассмотрим вопрос о погрешностях, которые может дать эта методика, на основе численных экспериментов. Для этой цели решались три задачи анализа запроектных воздействий на стальные балки. В первой задаче вводилась четырехпролетная балка (рис. 1), подверженная действию распределенной нагрузки  $q$  на участке  $FH$ . В пролете  $CE$  принят профиль из квадратной трубы 85x5 по ГОСТ 25577-83\*, а во всех остальных пролетах – из трубы 140x5. Учитывалось разрушение опор в точках  $E$ ,  $F$  и  $G$ . Вторая задача отличается от первой тем, что распределенная нагрузка действует на отрезке  $CH$ , и весь стержень выполнен из квадратной трубы 140x5, а разрушается только опора в точке  $E$ . Третья задача отличается от второй разрушением опор в точках  $E$ ,  $F$  и  $G$ .

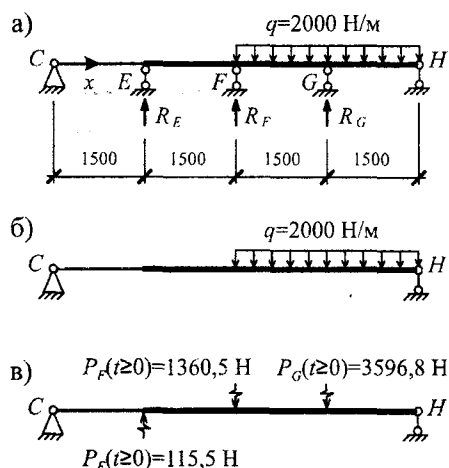


Рис. 1. Нерезренная балка в первой задаче: а – система А; б – система В под действием внешней нагрузки; в – система В под действием сил  $\vec{P}_D$

Для проверки точности формулы (1) выполнялся динамический расчет балки с помощью программы BGITAFEM (DIVLOC-SEGMENT) [4]. При этом итоговые усилия в стержне, согласно равенству (2), определялись на основе зависимости:

$$T_D = T_{SA} + T_{DB}^P \tag{10}$$

где  $T_{DB}^P$  – динамические усилия в системе В от действия сил  $\vec{P}_D$ .

Результаты расчетов в первой задаче в виде графиков распределения изгибающих моментов и напряжений по длине конструкции приведены на рисунке 2, где  $M_{\max}^S$ ,  $\sigma_{\max}^S$  – максимальные значения изгибающих моментов и нормальных напряжений для каждого сечения балки, являющихся функциями от времени. Погрешности формулы (1) по максимальным моментам  $M_{\max}$  для всей балки составляют 3,5; 2,8 и 10% для первой, второй и третьей задачи. Для 2-й и 3-й задач погрешность по максимальным напряжениям  $\sigma_{\max}$  для всей балки совпадает с соответствующей погрешностью по моментам  $M_{\max}$ , т.к. рассматриваются балки постоянного сечения, а для первой задачи погрешность по значениям  $\sigma_{\max}$  составила 24%.

Представляет существенный практический интерес анализ динамики стержневых конструкций при запроектных воздействиях с учетом пластических деформаций. Рассмотрим алгоритм такого расчета многопролетных балок на примере балки, показанной на рисунке 3, при внезапном разрушении опоры в точке С. Балка имеет двутавровое сечение № 30 и изготовлена из конструкционной стали с пределом текучести  $\sigma_T = 250$  МПа.

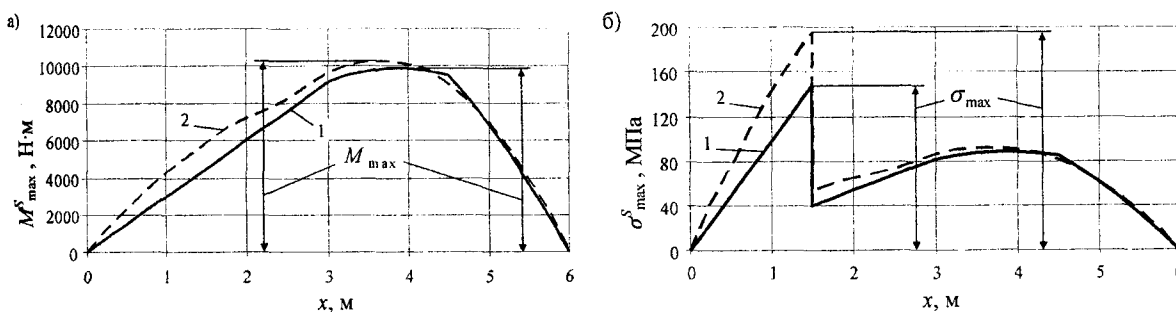


Рис. 2. Распределение внутренних силовых факторов по длине балки в первой задаче: а – изгибающие моменты; б – напряжения. 1 – расчет на основе формулы (1); 2 – расчет в динамической постановке

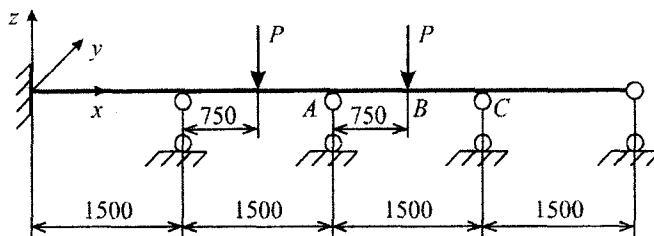


Рис. 3. Нерезная балка под действием двух одинаковых сосредоточенных сил  $P$

Возможность учета упруго-пластического деформирования балки обеспечим следующим образом. Считаем, что на участках балки между пластическими шарнирами материал работает в упругой стадии, а для каждого пластического шарнира приближенно реализуется схема идеального жестко-пластического деформирования. В местах предполагаемого образования пластических шарниров введем вспомогательные шарниры со связями, имеющими переменную крутильную жесткость  $k$  (рис. 4, а). Жесткость связи  $k$  определяем по диаграмме (рис. 4, б), отражающей зависимость изгибающего момента  $M$  от взаимного угла поворота  $\phi$  сечений балки слева и справа от шарнира. На диаграмме  $M_{nl}$  – это пластический момент;  $\phi_{nl}$  – некоторый малый взаимный угол поворота, соответствующий моменту  $M_{nl}$ .

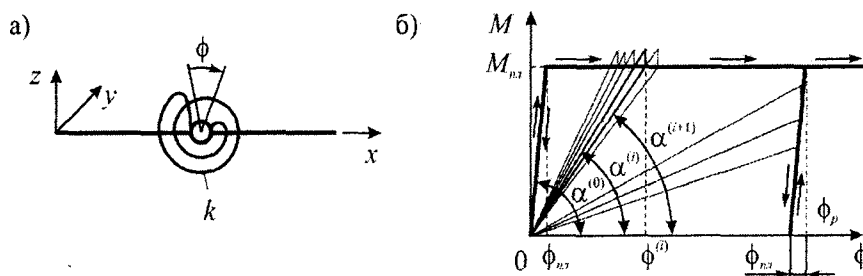


Рис. 4. Схема задания вспомогательного шарнира: а – шарнир с крутильной жесткостью  $k$ ; б – диаграмма нагружения и разгрузки для жесткости  $k$

Значение  $M_{nl}$  определяем с помощью зависимости  $M_{nl} = \sigma_T W_{nl}$ , где  $W_{nl}$  – пластический момент сопротивления при изгибе. Для балки двутаврового сечения принимаем  $W_{nl} = 1,15 W_y$  [5], где  $W_y$  – момент сопротивления поперечного сечения относительно оси  $y$  (для двутавра № 30  $W_y = 472 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$ ). В итоге имеем  $M_{nl} = 135700 \text{ Н}\cdot\text{м}$ .

Для динамического анализа многопролетной балки используем метод конечных элементов в форме метода перемещений. Нелинейную динамическую задачу сводим к последовательному решению ряда линейных задач, считая, что для каждого  $(i+1)$ -го шага расчета жесткость  $k^{(i+1)}$  ( $i \geq 0$ ) в любом из вспомогательных шарниров определяется таким образом (см. рис. 4, б):

$$k^{(i+1)} = \text{tg} \alpha^{(i+1)} = \begin{cases} \frac{M_{nl}}{\phi_{nl}} & \text{при } 0 \leq \phi^{(i)} \leq \phi_{nl}; \\ \frac{M_{nl}}{\phi^{(i)}} & \text{при } \phi^{(i)} > \phi_{nl}, \quad \frac{\partial \phi^{(i)}}{\partial t} > 0 \text{ и } M = M_{nl}; \\ \frac{M_{nl} \phi^{(i)} - (\phi_p - \phi_{nl})}{\phi^{(i)}} & \text{при } \phi^{(i)} > \phi_{nl} \text{ и } M < M_{nl}, \end{cases} \quad (11)$$

где  $\phi^{(i)}$  – значение  $\phi$  в конце  $i$ -го шага;  $\phi_p$  – угол в начале разгрузки.

На каждом шаге решается система линейных дифференциальных уравнений для объекта, представленного на рисунке 5:



$$M\ddot{\delta} + K\dot{\delta} = \vec{F} \quad (12)$$

при начальных условиях  $\vec{\delta}(t_{i0}) = \vec{\delta}_{i0}$ ;  $\dot{\vec{\delta}}(t_{i0}) = \dot{\vec{\delta}}_{i0}$ , полученных по результатам выполнения предыдущего шага. Здесь  $M$  – матрица масс;  $K$  – матрица жесткости;  $\vec{F}$  – вектор узловых сил;  $\dot{\vec{\delta}}$  и  $\ddot{\vec{\delta}}$  – векторы узловых скоростей и ускорений;  $t_{i0}$  – время начала  $i$ -го шага;  $\vec{\delta}_{i0}$  и  $\dot{\vec{\delta}}_{i0}$  – векторы узловых смещений и скоростей при  $t = t_{i0}$ . Вектор  $\dot{\vec{\delta}}_{10} = 0$ , а вектор  $\vec{\delta}_{10}$  определяется из статического расчета балки на основе исходной расчетной схемы (см. рис. 3).

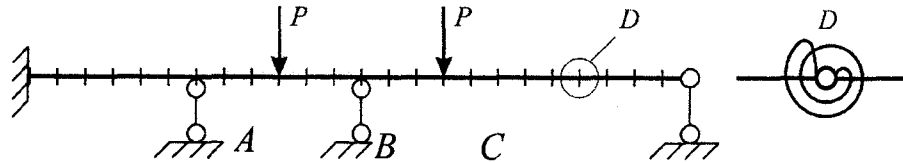


Рис. 5. Конечноэлементная модель для динамического анализа балки без опоры в точке С

На рисунке 5 штрихами обозначено разделение балки на конечные элементы с введением в межеlementных сечениях вспомогательных шарниров.

Интегрирование дифференциальных уравнений выполнялось с помощью метода Ньюмарка [6]. При этом на каждом  $i$ -ом шаге решения задачи реализовывался только один шаг данного метода. Исследование деформаций балки проводилось до того момента времени, когда появившиеся пластические шарниры делали ее мгновенно изменяемой. Динамические расчеты рассматриваемой системы показали, что такое состояние объекта в случае внезапного разрушения опоры в точке С достигается при  $P = 318$  кН. При  $P < 218$  кН пластических шарниров не образуется; при  $218$  кН  $\leq P < 318$  кН система доводится до одного пластического шарнира (рис. 6, а); при  $P = 318$  кН возникают два пластических шарнира (рис. 6, б).

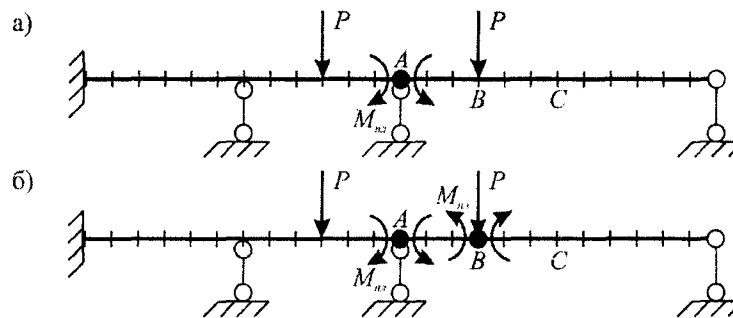


Рис. 6. Схемы возникновения пластических шарниров в балке: а – при  $218$  кН  $\leq P < 318$  кН; б – при  $P = 318$  кН

Полученные в расчетах прогибы  $w$  и изгибающие моменты  $M$  при  $P = 318$  кН приведены на рисунке 7. В случае действия этих сил при внезапном разрушении опоры С в балке с течением времени образуется пластический шарнир в точке А. Затем пластическая область возникает в окрестности точки В с образованием второго пластического шарнира.

Был выполнен статический расчет балки по методу предельного равновесия на основе статической теоремы Гвоздева [5]. Предельное значение  $P$  при этом составило 422 кН с появлением пластического шарнира в точке А и изгибающего момента, близкого к  $M_{nl}$ , в точке В. Коэффициент динамики для данной задачи  $k_d = 422/318 = 1,33$ .

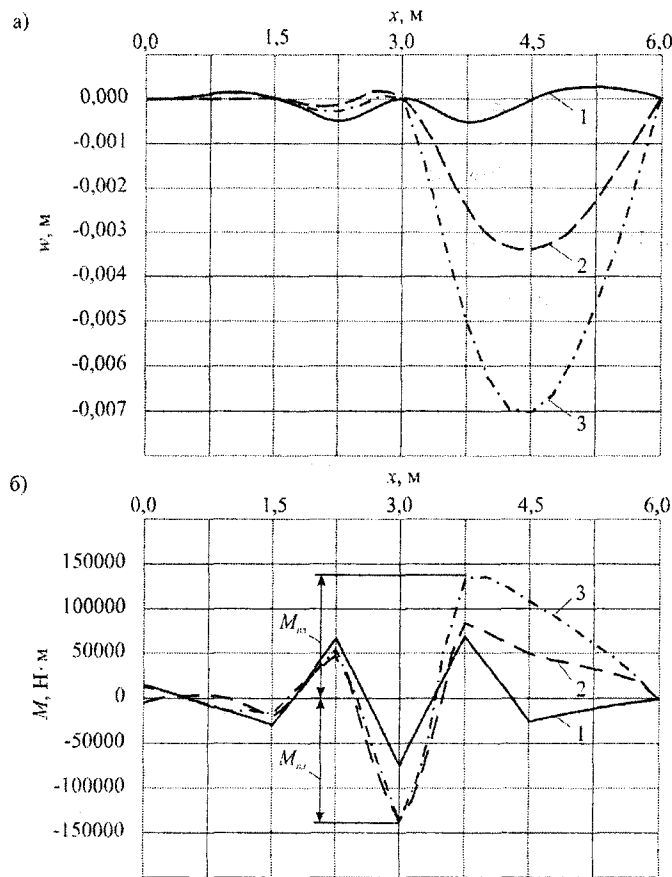


Рис. 7. Результаты динамического анализа балки в случае внезапного разрушения опоры в точке С: а – изогнутые оси балки; б – изгибающие моменты. 1 –  $t = 0$  (момент внезапного разрушения опоры); 2 –  $t = 0,00176$  с (момент образования первого пластического шарнира в сечении  $x = 3,0$  м); 3 –  $t = 0,00377$  с (момент образования второго пластического шарнира в сечении  $x = 3,75$  м)

Распределение изгибающих моментов, установленное для предельных статических сил  $P=422$  кН, показано на рисунке 8. Этот график в значительной степени соответствует распределению изгибающих моментов для предельного состояния в динамическом расчете при  $P=318$  кН (см. рис. 5, график 3). Т.е., определив коэффициент динамики, мы можем прогнозировать характер деформирования балки путем проведения ее расчетов в статической постановке с помощью метода предельного равновесия.

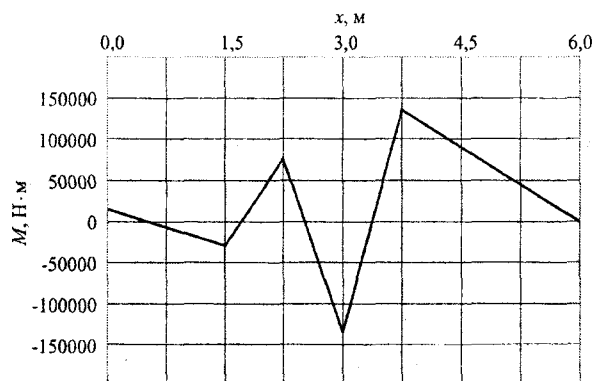


Рис. 8. Распределение изгибающих моментов по длине балки, полученное для предельного состояния в статическом расчете с учетом коэффициента динамики

На основании проведенных исследований можно сделать вывод о том, что в случае линейного поведения многопролетных балок методика Г.А. Гениева, как правило, дает удовлетворительные оценки для максимального по модулю изгибающего момента при мгновенном разрушении опор конструкции. При этом, если балка имеет переменное сечение, то максимальные по модулю напряжения могут оказаться не в том сечении, где действует этот момент, и погрешность нахождения максимальных напряжений в этом случае может быть более существенной.

Предлагаемая в настоящей работе методика исследования динамики балочных конструкций в упруго-идеально пластической постановке позволяет получать подробную информацию об изменении во времени ее напряженно-деформированного состояния при разрушении опорных элементов. Результаты такого анализа могут быть использованы для оценок коэффициента динамики балок с учетом запроектных воздействий.

#### Литература

1. Гениев, Г.А. Об оценке динамических эффектов в стержневых системах из хрупких материалов / Г.А. Гениев // Бетон и железобетон, 1992. – № 9. – С. 25 - 27.
2. Гениев, Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Клюева Н.В., А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. – М.: АСВ, 2004. – 216 с.
3. Zienkiewicz, O.C. The finite element method. Fifth edition: The basic / O.C. Zienkiewicz, R.L. Taylor. – Oxford: Butterworth-Heinemann, 2000. – Vol. 1. – 689 pp.
4. Серпик, И.Н. Программный комплекс моделирования работы тонкостенных несущих конструкций с использованием многосеточного алгоритма раздельных и налагающихся местных деформаций / И.Н. Серпик, А.А. Голоян, Л.И. Евельсон. – ГосФАП РФ, 1997. – Рег. № 50970000011. – 9 с.
5. Раевский, А.Н. Расчет стержневых конструкций в предельном состоянии по прочности и устойчивости / А.Н. Раевский. – Пенза: ПГУАС, 2004. – 111 с.
6. Бате, К. Численные методы анализа и метод конечных элементов / К. Бате, Е. Вилсон. – М.: Стройиздат, 1982. – 448 с.

УДК 624

Докт. техн. наук, проф. Г.А. Смоляго, А.А. Крючков  
(Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова)  
Россия, г. Белгород

## К ОЦЕНКЕ РЕСУРСА КОНСТРУКТИВНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ II-ОЙ ГРУППЫ

При проектировании силовое сопротивление конструкций оценивается применительно к определенной расчетной схеме, усредненным нормативным нагрузкам и воздействиям. При этом в зданиях и сооружениях со временем происходит накопление различных дефектов, включая коррозионные, изменение прочностных и деформационных характеристик материалов, расчетных схем, состояния узлов и связей. Вследствие этого конструктивная безопасность зданий и сооружений, безусловно, зависит от предыстории существования объекта, накопления силовых и коррозионных повреждений. Совершенно очевидно, что изменение расчетных схем конструкций вследствие различных повреждений влияет на их уровень конструктивной безопасности.

Большое значение для решения проблемы конструктивной безопасности конструкций имеют методы их расчета в эксплуатационной стадии, учитывающие не только эксплуатационные характеристики конструкций, но и различные деструктивные процессы. Располагая данными о фактическом состоянии конструкции, можно на основе расчета по предельным состояниям II-ой группы прогнозировать остаточный срок службы и резервы по трещиностойкости и деформативности конструкций в произвольный момент времени. Практика проектирования железобетонных конструкций показывает, что во многих случаях определяющим по расходу арматуры и бетона является расчет по предельным состояниям II-ой группы.

С целью обоснования применения расчетной деформационной модели, изучения особенностей напряженно-деформированного состояния и ресурса конструктивной безопасности железобетонных конструкций были проведены экспериментальные исследования, а также использованы эксперименты других авторов, содержащие необходимые данные. В соответствии с программой экспериментальных исследований в качестве основных образцов использовались двухпролетные обычные (Б)\* и сборно-монолитные железобетонные балки (СМ)\* прямоугольного сечения 100×200 мм с расчетными пролетами  $L=1900$  мм.

При расчете по образованию трещин важным является правильный выбор его критерия трещиностойкости, который мог бы комплексно охарактеризовать сопротивление бетона трещинообразованию. Есть все основания полагать, что для бетона ведущим и определяющим трещиностойкость фактором является предельная растяжимость. В настоящей работе предлагается решение поставленной задачи в деформациях с применением полной диаграммы деформирования бетона (рис. 2). В качестве критерия образования трещин принято достижение предельных деформаций в растянутом бетоне:

$$\varepsilon_{bt} > \varepsilon_{btu} \quad (1)$$

\*Опыты были проведены совместно с А.Е. Ждановым

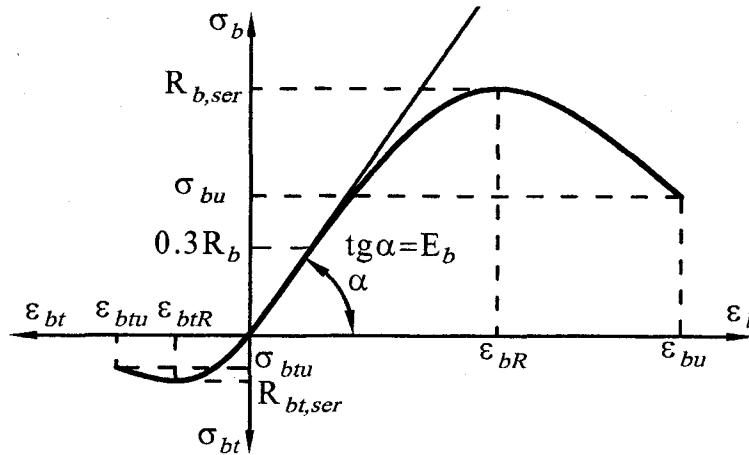


Рис. 2. Диаграмма деформирования бетона

Определение предельной величины относительной деформации  $\epsilon_{btu}$  при неоднородном растяжении связано с определенными экспериментальными сложностями. В связи с этим заслуживает внимания методика получения расчетным путем аналитических зависимостей значений  $\epsilon_{btu}$ , учитывающих уровень и вид напряженно-деформированного состояния сечения элемента при кратковременном и длительном действии нагрузки, прочностные и деформационные характеристики материалов [2].

Определение деформаций производится с учетом усадки, ползучести и возраста бетона к моменту нагружения [3].

Изменение уровня конструктивной безопасности можно проследить на примере испытанных двухпролетных неразрезных балок, нагруженных сосредоточенной нагрузкой, с изменяющимися в процессе нагружения расчетными схемами. Для балок, испытанных со смещением крайней опоры, характерна расчетная схема однопролетной консольной балки. При выборе заданной величины смещения крайней опоры происходило изменение расчетной схемы с ее трансформацией в двухпролетную неразрезную балку с повышением ресурса конструктивной безопасности на 20%.

Оценка уровня конструктивной безопасности по образованию трещин определяется как отношение предельной растяжимости бетона конструктивных элементов с учетом накопления повреждений и фактического состояния  $\epsilon_{btu}^*$  к расчетной предельной растяжимости бетона  $\epsilon_{btu}$  [4]:

$$K_e(t) = \epsilon_{btu}^* / \epsilon_{btu}. \tag{3}$$

Остаточный ресурс конструктивной безопасности по образованию трещин в произвольный момент времени составит:

$$P_e(t) = K_e(t). \tag{4}$$

Оценка уровня конструктивной безопасности по ширине раскрытия трещин может быть рассчитана как отношение ширины раскрытия трещин в конструктивных элементах с учётом накопления повреждений и физического состояния  $a_{crc}^*$  к расчётной ширине раскрытия трещин  $a_{crc,ult}$  [4]:

$$K_{crc}(t) = a_{crc}^* / a_{crc,ult}. \tag{5}$$

Остаточный ресурс конструктивной безопасности по ширине раскрытия трещин:

$$P_{crc}(t) = 1 - K_{crc}(1). \tag{6}$$

На основании проведённого анализа испытаний двухпролетных неразрезных балок можно отметить, что изменение расчётной схемы конструкции привело к существенному изменению ресурса конструктивной безопасности. Так, в балках без смещения опор ширина раскрытия трещин на опоре в диапазоне нормативных нагрузок составила 0,075 и 0,0875 мм; а для аналогичных на-

грузок в балках со смещением опор – 0,0925 и 0,113 мм, т.е. увеличилась на 23 ... 29%, что привело к снижению ресурса конструктивной безопасности на средней опоре на 23 ... 29%.

При ориентации на единый подход к расчету несущей способности, трещиностойкости и деформативности на основе деформационной модели наиболее оправданным следует считать использование полной диаграммы деформирования с ниспадающей ветвью. В этом случае можно оперировать достоверными данными о жесткостных параметрах сечений и, следовательно, о характере распределения усилий, деформаций и прогибов в различных сечениях конструкции. Учет ниспадающей ветви диаграммы состояния бетона позволяет оценивать напряженно-деформированное состояние сечений на всех стадиях работы элемента, а также получать зависимость «момент–кривизна» с ниспадающей ветвью, т.е. учитывать уменьшение момента после достижения им максимального значения при увеличивающейся кривизне. Для описания работы растянутого бетона введен коэффициент  $\psi_{bt}$ , учитывающий постепенное снижение усилия, воспринимаемого бетоном растянутой зоны.

При определении напряженно-деформированного состояния сечений традиционными методами по известному значению момента определяется кривизна изогнутой оси в сечении, а затем его жесткость. Однако использование диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ » бетона с ниспадающей ветвью делает такой подход проблематичным, т.к. он приводит к определенным трудностям при выборе соответствующей моменту кривизны (одному значению момента могут соответствовать два значения кривизны). Поэтому при нагрузках близких к предельным, когда сечения могут работать на нисходящей ветви диаграммы «момент–кривизна», говорить о достоверности полученных результатов традиционными методами можно с определенными допущениями.

С учетом вышеизложенного, представляется целесообразным при определении жесткости сечения использовать обратный метод, т.е. по заданной кривизне определять величину действующего в сечении момента, а затем жесткость. При таком подходе, во-первых, исключаются трудности в выборе соответствия момента кривизне, поскольку каждому значению кривизны соответствует одно значение момента. Во-вторых, значительно улучшается сходимость итерационного процесса на высоких уровнях нагружения, поскольку малым изменениям кривизны будут соответствовать малые изменения момента и жесткости.

Задача расчета конструкций из нелинейно-деформируемого материала сводится к определению усилий от внешней нагрузки. Последовательно решая эту задачу при увеличивающейся нагрузке, можно проследить этапы напряженно-деформированного состояния системы вплоть до исчерпания ее несущей способности. Такой подход вполне приемлем для статически определимых систем, расчет которых выполняется до достижения максимума нагрузки. Возможные сложности в случае выхода за максимальное значение легко устранимы. Однако если говорить об универсальном аппарате, приемлемом для расчета конструкций при запредельных состояниях от запроектных воздействий или расчета статически неопределимых систем, следует отметить, что традиционный подход (задание в качестве внешнего воздействия величины нагрузки) приводит к существенным трудностям.

Для устранения указанных трудностей представляется целесообразным реализовать обратный подход.

Вектор внешней нагрузки, действующей на элемент представим в виде:

$$\vec{F} = |F| \cdot \vec{F}^{\circ}, \quad (7)$$

где  $|F|$  – модуль вектора нагрузки,  $\vec{F}^{\circ}$  – единичный вектор нагрузки.

Принимая в качестве неизвестного модуль вектора внешней нагрузки  $|F|$ , считаем известным один из параметров напряженно-деформированного состояния конструкции, например, кривизну в одном из сечений. Такой подход известен под названием «Метода заданных деформаций» [5] и «Метод неустойчиво-пластических связей» [6].

Следует отметить, что при таком подходе не ухудшается сходимость итерационного процесса на низких уровнях нагрузки. При высоких уровнях нагрузки она существенно улучшается по

сравнению с традиционным подходом от нагрузки к параметрам напряженно-деформированного состояния, поскольку в последнем случае в наиболее нагруженных сечениях малым изменениям нагрузки соответствуют большие изменения кривизны, следствием чего и является «раскачка» итерационного процесса.

Наиболее просто отмеченная ранее идея реализуется в сочетании с аппроксимацией изогнутой оси балки степенным полиномом. Известны решения с описанием упругой линии (оси) балки уравнением третьей степени [7]. В этом случае первая производная от прогиба равна углу поворота, вторая кривизне. При этом выражение для определения кривизны является линейным и, следовательно, распределение кривизны, а, следовательно, и жесткостей происходит в виде ломаной. Из дифференциальных зависимостей сопротивления материалов известно, что третья производная по координате равна поперечной силе. В случае применения для описания упругой оси балки степенного полинома третьей степени третья производная равна нулю. Поэтому использование уравнения четвертой степени дает возможность учесть поперечную силу.

Представим выражение для определения перемещений сечений балки (уравнение изогнутой оси) в виде уравнения четвертой степени [8]:

$$y = \sum_{i=1}^5 A_i \cdot x^{i-1}; \quad (8)$$

$$y' = \varphi = (i-1) \cdot \sum_{i=2}^5 A_i \cdot x^{i-2}; \quad (9)$$

$$y'' = \kappa = (i-1) \cdot (i-2) \cdot \sum_{i=3}^5 A_i \cdot x^{i-3}, \quad (10)$$

$$y''' = \frac{Q}{B} = (i-1) \cdot (i-2) \cdot (i-3) \cdot \sum_{i=4}^5 A_i \cdot x^{i-4} \quad (11)$$

где  $y$  – величина прогиба оси балки в точке с координатой  $x$ , отсчитывая от начала участка;  $y' = \varphi$  – угол поворота в точке с координатой  $x$ ,  $y'' = \kappa$  – кривизна;  $y''' = Q/B$  – выражение, содержащее значение поперечной силы в сечении;  $A_i$  – коэффициенты, определяемые по методу начальных параметров.

Расчет деформативности производится согласно следующего алгоритма:

Разбивая пролет элемента на отдельные участки, выбирается сечение, в котором будет задаваться «внешнее» деформационное воздействие. Определяются начальные значения жесткостей  $B_j$  в предположении упругой работы материала. Задается некоторое значение кривизны в сечении и величина шага кривизны. После определения жесткости  $B_j$  осуществляется поиск решения от кривизны к моменту. Определяется величина силового воздействия и значение кривизны.

Для всех сечений, кроме «нагрузочного», находят новые значения жесткостей  $B_j$ . Расчет повторяется до тех пор, пока значение нагрузочного воздействия, полученного на смежных итерациях, не совпадет с заданной точностью. Определяется значение прогиба.

Разработанный расчетный аппарат ориентирован на его использование для программы расчета на ЭВМ.

Оценка уровня конструктивной безопасности по деформативности может быть рассчитана как отношение прогиба конструкции с учетом накопления повреждений и фактического состояния  $f^*$ , к предельно допустимому прогибу  $f_{ult}$  [4]:

$$K_f(t) = f^*(t) / f_{ult}. \quad (12)$$

Остаточный ресурс конструктивной безопасности по деформативности:

$$P_f(t) = 1 - K_f(t). \quad (13)$$

Выводы

Располагая данными о фактическом состоянии конструкций, можно на основе расчета по предельным состояниям II-ой группы прогнозировать остаточный срок службы и резервы по трещиностойкости и деформативности железобетонных конструкций в произвольный момент времени.

Литература

1. Бондаренко, В.М. С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко. – М.: Стройиздат, 1982. – 287 с.
2. Смоляго, Г.А. К вопросу о предельной растяжимости бетона // Бетон и железобетон, 2002.– № 6. С. 6 – 9.
3. Смоляго, Г.А. К расчету по образованию трещин в железобетонных плитах [Текст] / Известия вузов. Строительство, 2003. – № 4. – С. 120 - 125.
4. Смоляго, Г.А. Оценка ресурса конструктивной безопасности железобетонных конструкций по трещиностойкости и деформативности [Текст] / Бетон и железобетон – пути развития. Научн. Труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону. 5-9 сентября 2005. – М., НИИЖБ, 2005, том 2. – С. 749 - 755.
5. Мангушев, А.И. Исследование работы сильно армированных неразрезных балок, имеющих бетон и арматуру повышенной прочности [Текст]. – Дис. ... канд. техн. наук. – М., 1965. – 126 с.
6. Карпенко, Н.И. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов [Текст] // Совершенствование методов расчета статически неопределимых ЖБК/ Под ред. Н.И.Карпенко, Г.А. Мухамедиева.– М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. – 155 с.
7. Бачинский, В.Я. Несущая способность железобетонных балок при силовых и деформационных воздействиях [Текст] / В.Я. Бачинский, А.Н. Бамбура, А.И. Голоднов, А.Е. Жданов // НИИСК Госстроя СССР.– Деп. во ВНИИИС Госстроя СССР № 6807.– Киев, 1986. – вып. 6. – 9 с.
8. Крючков, А.А. Исследование деформативности сборно-монолитных ЖБК [Текст] / Г.А. Смоляго, А.Е. Жданов, А.А. Крючков // Докл. II межд. студ. форума «Образование, наука, производство». – Белгород, 2004. – С. 158.



УДК 539.3

Докт. техн. наук, проф. А.Г. Тамразян, канд. техн. наук А.Ю. Степанов  
(Московский государственный строительный университет)  
Россия, г. Москва

## КОЛЕБАНИЯ ВЯЗКОУПРУГОЙ РЕОЛОГИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ ПРИ ДЕЙСТВИИ МГНОВЕННОГО ИМПУЛЬСА

В основе современной теории колебания лежит реологическая модель Фойгта, которая по своей структуре не в состоянии более или менее удовлетворительно отражать реальные свойства материала. Предложенная в [1] реологическая модель наследственного старения – ВУМНС - наиболее адекватно представляет как наследственность, так и старение вязкоупругих стареющих сред. Рассмотрим вынужденные колебания инерционной модели (рис. 1) под произвольным нагружением  $p = p(t)$ .

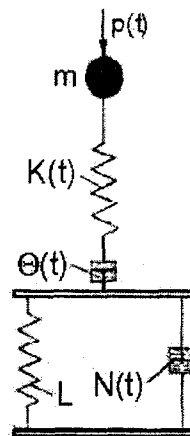


Рис. 1

Здесь  $K(t)$  – жесткость упругостареющей пружины;  $\Theta(t)$  – линейный коэффициент вязкости первого механизма вязкостарения;  $N(t)$  – линейный коэффициент вязкости механизма вязкостарения,  $L$  – жесткость второй упругой пружины.

Дифференциальное уравнение движения модели под произвольной силой  $p(t)$ , в возрасте  $t = \tau_1$ , имеет вид:

$$\ddot{y} + a_1 \dot{y} + a_2 y + a_3 \dot{y} = [\ddot{p} + a_1 \dot{p} + (a_2 - K : m)p] : m, \quad (1)$$

с коэффициентами:

$$a_1 = \frac{K(\Theta + N)}{\Theta N} + \frac{KN - 2N\dot{K}}{KN} + \frac{L}{N}; \quad a_2 = \frac{K}{m} + 2\frac{\dot{K}^2}{K^2} - \frac{\dot{\Theta}}{\Theta^2}K - \frac{\dot{K}}{K} + \frac{L + \dot{N}}{N} \left( \frac{K}{\Theta} - \frac{\dot{K}}{K} \right); \quad (2)$$

$$a_3 = \frac{K}{mN} (L + \dot{N}),$$

В общем случае величины коэффициентов  $a_i$  зависят от времени:  $a_i = a_i(t)$ . Учитывая скоротечность динамического процесса, принимается  $a_i = a_i(\tau_1)$ .

Интегрируя уравнение (1), получим:

$$\ddot{y} + a_1 \dot{y} + a_2 y + a_3 \dot{y} = \left[ \dot{p} + a_1 p + (a_2 - K : m) \int_{\tau_1}^t p(\tau) d\tau \right] : m + C. \quad (3)$$

Соответствующее однородное дифференциальное уравнение будет иметь вид:

$$y'''(t) + a_1 y''(t) + a_2 y'(t) + a_3 y(t) = 0. \quad (4)$$

Общее решение линейного однородного дифференциального уравнения третьего порядка представим в следующем виде:

$$y(t) = C_1 e^{-\beta_1(t-\tau_1)} + C_2 e^{-\beta_2(t-\tau_1)} + C_3 e^{-\beta_3(t-\tau_1)}. \quad (5)$$

Для решения уравнения (3) вариационным методом необходимо считать параметры в (5) функциями от времени  $t$ , т.е.  $C_1 = C_1(t), C_2 = C_2(t), C_3 = C_3(t)$ . Тогда по очереди дифференцируя (5) и приравнявая к нулю с учетом (3), получим систему из трех уравнений:

$$\begin{aligned} C_1'(t)e^{-\beta_1(t-\tau_1)} + C_2'(t)e^{-\beta_2(t-\tau_1)} + C_3'(t)e^{-\beta_3(t-\tau_1)} &= 0; \\ -\beta_1 C_1'(t)e^{-\beta_1(t-\tau_1)} - \beta_2 C_2'(t)e^{-\beta_2(t-\tau_1)} - \beta_3 C_3'(t)e^{-\beta_3(t-\tau_1)} &= 0; \\ \beta_1^2 C_1'(t)e^{-\beta_1(t-\tau_1)} + \beta_2^2 C_2'(t)e^{-\beta_2(t-\tau_1)} + \beta_3^2 C_3'(t)e^{-\beta_3(t-\tau_1)} &= \\ = \left[ p'(t) + a_1 p(t) + (a_2 - K : m) \int_{\tau_1}^t p(\tau) d\tau \right] : m. \end{aligned} \quad (6)$$

Решая систему уравнений (6), получим  $C_j'(t)$ . В частности  $C_1'(t)$  представляет:

$$C_1'(t)e^{-\beta_1(t-\tau_1)} = \frac{1}{m(\beta_1 - \beta_2)(\beta_1 - \beta_3)} \left[ p'(t) + a_1 p(t) + (a_2 - K : m) \int_{\tau_1}^t p(\tau) d\tau \right]. \quad (7)$$

Интегрирование уравнения (7) дает:

$$C_1(t) = \frac{1}{m(\beta_1 - \beta_2)(\beta_1 - \beta_3)} \int_{\tau_1}^t \left[ p'(\tau) + a_1 p(\tau) + (a_2 - K : m) \int_{\tau_1}^{\tau} p(\xi) d\xi \right] e^{\beta_1(\tau-\tau_1)} d\tau + C_1. \quad (8)$$

Интегрируя по частям (8) – освободимся от производной в подынтегральном выражении:

$$\begin{aligned} C_1(t) &= \frac{1}{m(\beta_1 - \beta_2)(\beta_1 - \beta_3)} \left\{ p(t)e^{\beta_1(t-\tau_1)} - p(\tau_1) + \right. \\ &+ \left. \int_{\tau_1}^t \left[ (a_1 - \beta_1)p(\tau) + (a_2 - K : m) \int_{\tau_1}^{\tau} p(\xi) d\xi \right] e^{\beta_1(\tau-\tau_1)} d\tau \right\} + C_1. \end{aligned} \quad (9)$$

Точно так же получим  $C_2(t), C_3(t)$ :

$$\begin{aligned} C_2(t) &= \frac{1}{m(\beta_2 - \beta_2)(\beta_2 - \beta_1)} \left\{ p(t)e^{\beta_2(t-\tau_1)} - p(\tau_1) + \right. \\ &+ \left. \int_{\tau_1}^t \left[ (a_1 - \beta_2)p(\tau) + (a_2 - K : m) \int_{\tau_1}^{\tau} p(\xi) d\xi \right] e^{\beta_2(\tau-\tau_1)} d\tau \right\} + C_2 \end{aligned} \quad (10)$$

$$\begin{aligned} C_3(t) &= \frac{1}{m(\beta_3 - \beta_1)(\beta_3 - \beta_2)} \left\{ p(t)e^{\beta_3(t-\tau_1)} - p(\tau_1) + \right. \\ &+ \left. \int_{\tau_1}^t \left[ (a_1 - \beta_3)p(\tau) + (a_2 - K : m) \int_{\tau_1}^{\tau} p(\xi) d\xi \right] e^{\beta_3(\tau-\tau_1)} d\tau \right\} + C_3. \end{aligned} \quad (11)$$

Полученные значения  $C_j(t)$  подставим в (5):

$$\begin{aligned}
 y(t) = & \frac{p(t)}{m} \left[ \frac{1}{(\beta_1 - \beta_2)(\beta_1 - \beta_3)} + \frac{1}{(\beta_2 - \beta_3)(\beta_2 - \beta_1)} + \frac{1}{(\beta_3 - \beta_1)(\beta_3 - \beta_2)} \right] - \\
 & - \frac{p(\tau_1)}{m} \left[ \frac{e^{-\beta_1(t-\tau_1)}}{(\beta_1 - \beta_2)(\beta_1 - \beta_3)} + \frac{e^{-\beta_2(t-\tau_1)}}{(\beta_2 - \beta_3)(\beta_2 - \beta_1)} + \frac{e^{-\beta_3(t-\tau_1)}}{(\beta_3 - \beta_1)(\beta_3 - \beta_2)} \right] + \\
 & + \frac{1}{m} \int_{\tau_1}^t \left\{ p(\tau) \left[ \frac{(a_1 - \beta_1)e^{-\beta_1(t-\tau)}}{(\beta_1 - \beta_2)(\beta_1 - \beta_3)} + \frac{(a_1 - \beta_2)e^{-\beta_2(t-\tau)}}{(\beta_2 - \beta_3)(\beta_2 - \beta_1)} + \frac{(a_1 - \beta_3)e^{-\beta_3(t-\tau)}}{(\beta_3 - \beta_1)(\beta_3 - \beta_2)} \right] + \right. \\
 & \left. + (a_2 - E : m) \int_{\tau_1}^{\tau} p(\xi) d\xi \left[ \frac{e^{-\beta_1(t-\tau)}}{(\beta_1 - \beta_2)(\beta_1 - \beta_3)} + \frac{e^{-\beta_2(t-\tau)}}{(\beta_2 - \beta_3)(\beta_2 - \beta_1)} + \frac{e^{-\beta_3(t-\tau)}}{(\beta_3 - \beta_1)(\beta_3 - \beta_2)} \right] \right\} d\tau + \\
 & + C_1 e^{-\beta_1(t-\tau_1)} + C_2 e^{-\beta_2(t-\tau_1)} + C_3 e^{-\beta_3(t-\tau_1)}
 \end{aligned} \tag{12}$$

Поскольку выражение в первой квадратной скобке равняется нулю и учитывая, что:

$$\begin{aligned}
 & C_1 e^{-\beta_1(t-\tau_1)} + C_2 e^{-\beta_2(t-\tau_1)} + C_3 e^{-\beta_3(t-\tau_1)} - \frac{p(\tau_1)}{m} \times \\
 & \times \left[ \frac{e^{-\beta_1(t-\tau_1)}}{(\beta_1 - \beta_2)(\beta_1 - \beta_3)} + \frac{e^{-\beta_2(t-\tau_1)}}{(\beta_2 - \beta_3)(\beta_2 - \beta_1)} + \frac{e^{-\beta_3(t-\tau_1)}}{(\beta_3 - \beta_1)(\beta_3 - \beta_2)} \right] = y^*
 \end{aligned} \tag{13}$$

является общим решением однородного уравнения (4), которое выражает скоротечно затухающее движение, получим частное решение дифференциального уравнения движения вязкоупругой модели – при внешней вынуждающей силе, меняющейся по любой закономерности:

$$\begin{aligned}
 y^{**}(t) = & \frac{1}{m} \int_{\tau_1}^t \left\{ p(\tau) \left[ \frac{(a_1 - \beta_1)e^{-\beta_1(t-\tau)}}{(\beta_1 - \beta_2)(\beta_1 - \beta_3)} + \frac{(a_1 - \beta_2)e^{-\beta_2(t-\tau)}}{(\beta_2 - \beta_3)(\beta_2 - \beta_1)} + \frac{(a_1 - \beta_3)e^{-\beta_3(t-\tau)}}{(\beta_3 - \beta_1)(\beta_3 - \beta_2)} \right] + \right. \\
 & \left. + (a_2 - K : m) \left[ \frac{e^{-\beta_1(t-\tau)}}{(\beta_1 - \beta_2)(\beta_1 - \beta_3)} + \frac{e^{-\beta_2(t-\tau)}}{(\beta_2 - \beta_3)(\beta_2 - \beta_1)} + \frac{e^{-\beta_3(t-\tau)}}{(\beta_3 - \beta_1)(\beta_3 - \beta_2)} \right] \int_{\tau_1}^{\tau} p(\xi) d\xi \right\} d\tau.
 \end{aligned} \tag{14}$$

Посмотрим, как можно использовать выведенные выражения вынужденных колебаний под конкретным изменяющимся во времени возмущением. Возьмем случай, когда модель возмущается мгновенным импульсом конечной величины [2]. Это может быть динамический удар, взрывная волна. Пусть модель до возраста  $t = \tau_1$  находится в покоем состоянии. В возрасте  $t = \tau_1$  к модели прикладывается мгновенный импульс. Он распределяется на бесконечно малом отрезке времени (рис. 2):  $\Delta t = \tau_2 - \tau_1$ , где  $\tau_1, \tau_2$  – начало и конец импульсного возмущения.

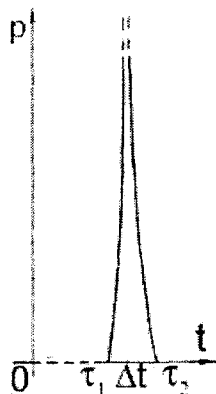


Рис. 2

Максимальное значение, которое может быть сколь угодно большим, импульс получает в середине отрезка  $\Delta t$ . Таким образом, с начального значения  $p(\tau_1) = 0$  сила стремительно растет до бесконечности, потом падает в конце до нуля:  $p(\tau_2) = 0$ . Элементарный импульс будет  $dS = p(\tau)d\tau$ , интегрируя который, получим величину импульса -  $S$ :

$$S = \int_{\tau_1}^{\tau_2} p(\tau)d\tau. \quad (21)$$

Если  $\tau_2 - \tau_1 = \Delta t \rightarrow 0$ , то формула (14) для этого случая дает:

$$y(t) = \frac{S}{m} \left[ \frac{a_1 + a_2 - \beta_1 - E : m}{(\beta_1 - \beta_2)(\beta_1 - \beta_3)} e^{-\beta_1(t-\tau_1)} + \frac{a_1 + a_2 - \beta_2 - K : m}{(\beta_2 - \beta_3)(\beta_2 - \beta_1)} e^{-\beta_2(t-\tau_1)} + \frac{a_1 + a_2 - \beta_3 - K : m}{(\beta_3 - \beta_1)(\beta_3 - \beta_2)} e^{-\beta_3(t-\tau_1)} \right]. \quad (22)$$

Начальными условиями для решения (22) служат:  $y(\tau_1) = 0$ ;  $\dot{y}(\tau_1) = S : m$ ;  $\ddot{y}(\tau_1) = 0$ .

#### Литература

1. Тамразян, А.Г. Расчет железобетонных конструкций на основе структурно-реологической модели деформирования бетона [Текст] / I - ая Всероссийская конференция по проблемам бетона и железобетона. 9 - 14 сентября 2001 г.

2. Тамразян, А.Г. Расчет стареющих вязкоупругих тел моделированием их реологических характеристик [Текст] / А.Г. Тамразян, А.Т. Хетагуров, С.Г. Есаян // Сейсмостойкое строительство и безопасность сооружений. № 2, 2002.

## АРХИТЕКТУРА И ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВО

УДК 624.021

*Докт. арх., проф. Б.С. Истомин**(ЦНИИПромзданий)**Россия, г. Москва**Докт. биол. наук, директор Московского центра «Видеоэкология» В.А. Филин**(Московский центр «Видеоэкология»)**Россия, г. Москва**Ст. преп., асп. И.Н. Кузнецов**(Инженерно-строительный институт Орловского государственного аграрного университета)**Россия, г. Орел*

## ВЛИЯНИЕ БИОЛОГИЧЕСКИХ ФАКТОРОВ НА ПОВЫШЕНИЕ КАЧЕСТВА ГОРОДСКОЙ ВИЗУАЛЬНОЙ СРЕДЫ

Особенностью архитектурного проектирования и восприятия архитектурной среды является совмещенная материально-пространственная и декоративно-художественная организация архитектурной формы пространств и их наполнения.

Восприятие человеком архитектурной среды: масштаб и масштабность, принцип единства визуальной организации объекта и объектов, уровень архитектурной детализации, синтез искусств - являются важнейшими элементами в архитектурной теории и практике. Они предлагают объективный анализ архитектурной среды через зрительное восприятие [1]. Для полноценной жизни человека должны быть созданы соответствующие биологические и социальные условия. И если социальным аспектам восприятия уделялось довольно много внимания, то биологическим - совершенно недостаточно. Любая деятельность человека основывается на постоянном приеме - анализе информации о характеристиках внешней среды и состоянии внутренних систем организма. Это осуществляется с помощью анализаторов - подсистем центральной нервной системы, обеспечивающих прием и анализ информационных сигналов.

В процессе восприятия среды (в том числе архитектурной) участвует ряд органов чувств. Основную информацию человек получает посредством зрения (90%). Физиологи считают глаз «частью головного мозга», вынесенного на периферию для контакта с внешней средой [2]. Важное достижение биологии - открытие новой области знаний о взаимодействии человека с окружающей его видимой средой, которая была названа видеоэкологией [3]. Теоретическая основа видеоэкологии - концепция автоматии саккад [4], базирующаяся на свойстве глазодвигательного аппарата человека совершать быстрые движения глаз непроизвольно в определенном ритме в бодрствующем состоянии при наличии и отсутствии зрительных объектов, а также во время сна. Характер следования саккад обусловлен деятельностью центральной нервной системы и у каждого человека определяется тремя параметрами: интервалом между саккадами, их амплитудой и ориентацией (рис. 1).

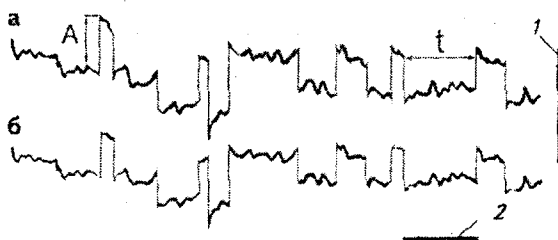


Рис. 1. Типичный образец движений глаз (горизонтальная составляющая) при фиксации испытуемым неподвижной точки: *a* - правый глаз; *б* - левый глаз; отклонение луча вверх соответствует движению глаза вправо, вниз - влево; 1 - калибровка 1°, 2 - время 1 с; *t* - интервал между саккадами; *A* - амплитуда

Наибольшее число саккад следует через 0,2 - 0,6 с, амплитуда саккад изменяется в большом диапазоне от 2' до 15°. Ориентированы саккады практически во всех направлениях, но обычно их число больше в горизонтальной плоскости. В зависимости от внешних и внутренних условий параметры саккад модулируются. Например, при фиксации неподвижной точки амплитуда минимизируется (2 - 15'), а при фиксации в темноте она увеличивается в 2 - 3 раза. При зрительном восприятии окружающей среды до 86% саккад имеют амплитуду до 15°. Интервал между саккадами изменяется в меньшей степени. В норме саккады равномерно ориентированы в одну и другую стороны и являются одним из важных компонентов жизни человека.

По негативному воздействию в биологическом контексте можно выделить два компонента окружающей среды: гомогенные и агрессивные визуальные поля. Гомогенные визуальные поля - это видимые поля в окружающем пространстве, на которых либо отсутствуют зрительные детали вообще, либо количество их резко снижено (рис. 2).



Рис. 2. Голые стены верхней части здания производственного комплекса преумножают число гомогенных полей в г. Орле. В здании также мало кривых линий и много прямых

В городских условиях гомогенные визуальные поля образуют торцы зданий, заборы, крыши, асфальтовые дороги и т.п. Гомогенизация городской среды связана, в частности, с применением панелей и стекла большого размера. В окружении гомогенных полей глаз не может полноценно работать, т.к. в такой среде ему не за что «зацепиться» после очередной саккады. В этом случае амплитуда саккад резко увеличивается, т.е. глаза работают в неэкономном режиме, что неизбежно ведет к ощущению дискомфорта.

Агрессивные визуальные поля состоят из множества одинаковых элементов, равномерно распределенных на некой поверхности. Многоэтажный жилой дом с большим количеством окон как раз и образует агрессивное визуальное поле (значительное количество одинаковых элементов). Глазу трудно определить на какое окно он смотрит - все окна совершенно одинаковые (рис. 3).

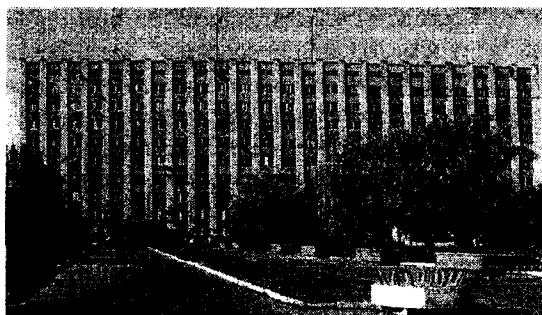


Рис. 3. Вид многоэтажного производственного здания создаёт в г. Орле агрессивное поле большого размера

Гомогенные и агрессивные поля имеются в школах, в детских садах и т.д. В городской среде количество агрессивных полей приумножают кафельные стены, сетки, решетки, гофрированный алюминий, шифер, кирпичные стены, тротуары, вымощенные прямоугольной плиткой.

«Загрязнители» визуальной среды - это прямые линии и углы, статичные поверхности большого размера и бедная цветовая гамма. Все это создает неблагоприятную визуальную среду в местах повседневного пребывания человека.

В гомогенной среде нарушается обратная связь между сенсорным и двигательным аппаратами глаз, т.к. после очередной саккады перепад освещенности на фоторецепторах глаза недостаточен. Это в свою очередь вызывает ощущение дискомфорта, а длительное пребывание человека в такой среде ведет к нарушению автоматии саккад. Следовательно, декор зданий - это не «архитектурные излишества» о чем так много было написано, а необходимый компонент, определяющий нормальную работу зрительного аппарата.

Ничего подобного не бывает в природе. Глаза «знают» на что они смотрят, и, соответственно, зрительный аппарат правильно оценивает окружающую обстановку. Так же как в воздухе должно содержаться необходимое количество кислорода, так и в видимой среде должно быть достаточное число зрительных элементов. Изобилие одних и тех же элементов в видимой среде (окна на стене большого дома, кафельные плитки или рейки) «выключает» такой мощный сенсорный канал, каким является зрительный анализатор.

Когда человек смотрит на агрессивное здание (см. рис. 3), его фоторецепторы включения и выключения (*on-* и *off-*системы) вынуждены работать в максимальном режиме, что ведет к наибольшему потоку импульсов, который не является биологической необходимостью. Идет слабая информация, но большая работа, что нарушает основной принцип взаимодействия биологических систем с внешней средой, базирующийся на минимальном принуждении. Процесс ухудшения визуальной среды города объясняется многими причинами, в том числе и социально-экономическими. Долгое время архитекторы руководствовались триадой Витрувия - прочность, польза, красота (*firmitas, utilitas, venustas*).

Однако уже во второй половине XIX в. ценность красоты становится необязательной.

«Практицизм, - пишет А.В. Иконников, - характерный для этого времени, позволял считать красоту частью триады, которую в соответствии с обстоятельствами можно добавить или снять, не нарушая ни полезности, ни прочности оставшегося» [5]. Так было положено начало ухудшению визуальной среды города.

Примерно в это время развивается концепция функционализма (от функции к форме), которая получила свое развитие в первое десятилетие XX в. Эстетические критерии, не поддающиеся выражению в количественных величинах, выходили за пределы утилитарных требований.

Тогда еще никто не знал, что у человека автоматия саккад перемещает глаз дважды в секунду с одного места на другое, и в новом месте должна быть какая-нибудь хорошо различаемая деталь (розетка, голова льва, красное пятно и т.п.). Следовательно, видимых деталей, включенных как обязательные элементы, должно быть много. Наши «сталинские высотки» (рис. 4) в наибольшей степени соответствуют этим требованиям. Здесь после каждой саккады глаз имеет возможность зафиксировать какой-то элемент, а силуэт здания позволяет глазу перескочить с выступа на шпиль, далее спуститься вниз саккадами по контрастным деталям.

«Архитектура - это игра для глаз», - говорил К.С. Мельников. В высотках есть все для такой «игры».

В начале 1920-х гг. Ле Корбюзье призывал «внедрять дух серийности, серийного домостроения, утвердить понятие дома как промышленного изделия массового производства, вызывать стремление жить в таком доме. Если мы вырвем из своего сердца и разума застывшее понятие дома, мы придем к дому-машине, промышленному изделию, здоровому (и в моральном отношении) и прекрасному, как прекрасны рабочие инструменты ... » [5].

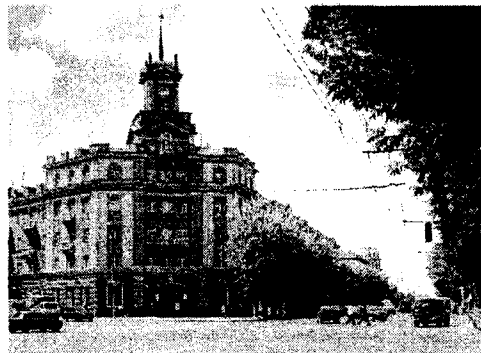


Рис. 4. Силуэт «сталинской высотки» (жилое здание на ул. Старомосковской в г. Орле). Наличие архитектурных элементов и малый размер плоскостей создает благоприятное видимое поле в городской среде

В 1929 г. Бруно Таут писал: «Все, что хорошо функционирует, хорошо и выглядит». Красоту он ставил в прямую зависимость от естественных качеств материала и конструкции.

У швейцарца Ганнеса Майера (пишет А.В. Иконников) идея первичности утилитарного доведена до агрессивного антиэстетизма. Для него сам интерес к форме - лишь пережитки идеологии XIX в., а эстетическая оценка произведений современной архитектуры вообще абсурдна.

«Все вещи на земле являются произведением от перемножения функции на экономичность ... Все проявления жизни являются функциями и, следовательно, не художественны ... Зодчество не является процессором эстетического порядка», - утверждает Майер» [5].

О какой визуальной среде города можно говорить в этом случае? Она безжалостно уничтожалась. Функциональность зданий все больше утверждается, а визуальные характеристики падают. Ле Корбюзье говорил о сфере, кубе, цилиндре, о вертикальной и горизонтальной плоскостях как о геометрической первооснове красоты. Стена зрительно дематериализовалась, архитектура сводилась до минимума исчезновения. Для глаз не оставалось ничего. В этом случае бинокулярное зрение физически не может функционировать, т.к. отсутствуют реперные точки, и два глаза не могли конвергировать, т.е. свести свои зрительные оси на одном объекте, т.к. самого объекта не было. Зрительные оси правого и левого глаз находились в поиске, осуществляя так называемые фузионные движения, обеспечивающие слияние двух изображений в единый образ.

Но все было тщетно: на голой стене нет реперных точек и соответственно нет образа. Заканчивается тем, что человек, испытав некий дискомфорт, отворачивается от этой зрительно дематериализованной стены. Несмотря на крайние формы проявления борцов за конструктивизм и функционализм, до войны довольно много строили традиционными методами. Однако в послевоенные годы произошел взрыв в градостроительстве. Безликие коробки заполнили всю страну, ухудшив визуальную среду городов, которая из монотонной превратилась в агрессивную.

Процессы урбанизации ведут к неуклонному росту числа психических заболеваний. Неблагоприятная визуальная среда города становится одним из факторов, приумножающих число психически больных. Есть основания также предполагать, что большее число близоруких людей в городах по сравнению с сельской местностью связано с худшей в них визуальной средой, а также и в городских детских учреждениях (школы и детские сады).

Кроме того, агрессивная визуальная среда провоцирует человека на агрессивные действия.

Там где больше агрессивных полей более криминогенная обстановка. По опросам орловчан, живущих в разных районах города, больше всего нареканий можно услышать о районах новостроек, (5-ти этажные «хрущёвки», 9-ти этажная застройка «китайская стена» и т.д.)

В районах со сложившейся исторической застройкой жители чувствуют себя наиболее комфортно. В настоящее время творческий коллектив архитекторов г. Орла прилагает максимальные усилия, чтобы застройка города была не агрессивной визуальной средой.

Хотелось бы пожелать творческим коллективам, занимающимся застройкой городской среды, чтобы видеоэкология как наука заявила о себе раньше и вовремя указала на негативные последствия неправильного формирования визуальной среды.

Принципы и методы видеоэкологии позволяют не стихийно, а осознанно формировать среду города, полностью соответствующую физиологическим нормам зрения. Аналогичные мероприятия должны применяться и при формировании интерьеров жилых и производственных помещений, транспорта, телевизионных студий, театральных интерьеров и декораций. Очень возможно, чтобы для повышения качества визуальной среды города архитекторы, проектировщики, дизайнеры, специалисты по ландшафтным разработкам, администрации города и районов были заинтересованы в учёте новейших достижений биологов, психологов, врачей, экономистов и других специалистов.

#### Литература

1. Шилко, В.Т. Архитектурное формирование воздушной среды [Текст] / В.Т. Шилко. - М.: «Высшая школа», 1990 г.
2. Осипов, П.И. Безопасность жизнедеятельности в производственной среде (охрана труда) [Текст] / П.И. Осипов. - Воронеж: Изд-во Воронежского ун-та, 1992.
3. Филин, В.А. Видеоэкология. Что для глаза хорошо, а что - плохо [Текст] / В.А. Филин. - М.: МЦ «Видеоэкология», 2001.
4. Филин, В.А. Автоматия саккад [Текст] / Филин, В.А. - М.: МГУ, 2002.
5. Иконников, А.В. Художественный язык архитектуры [Текст] / А.В. Иконников. - М.: Искусство, 1985.



## СТРОИТЕЛЬНЫЕ ТЕХНОЛОГИИ И МАТЕРИАЛЫ

УДК 694.19

Докт. техн. наук, проф. Ю.И. Гончаров, асп. С.В. Солопов  
(Орловский государственный технический университет)  
Россия, г. Орел, тел. (4862) 76-39-92; e-mail: solopov\_house@mail.ru

## РАЗРАБОТКА ТЕХНОЛОГИИ ВЫСОКОКАЧЕСТВЕННОГО КЕРАМИЧЕСКОГО КИРПИЧА НА ОСНОВЕ СУГЛИНКОВ КИЕВСКОГО ЯРУСА (ЛАЗОВСКОЕ МЕСТОРОЖДЕНИЕ, БЕЛГОРОДСКАЯ ОБЛ.)

Глинистое сырье Лазовского участка представлено плотным суглинком зеленовато-серого цвета. Химический состав (масс. %):  $\text{SiO}_2$  - 69,52;  $\text{TiO}_2$  - 0,66;  $\text{Al}_2\text{O}_3$  - 11,29;  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  - 5,39;  $\text{FeO}$  - 0,35;  $\text{CaO}$  - 1,64;  $\text{MgO}$  - 1,14;  $\text{K}_2\text{O}$  - 1,9;  $\text{Na}_2\text{O}$  - 0,5, потери при прокаливании (п.п.) - 7,66.

Суглинок имеет специфический минералогический состав, в который входят цеолиты в виде минерала морденита, о чем свидетельствуют отражения со значениями  $d/n$  (Å) - 9,025; 2,283; 3,351; кроме того, сырье содержит большое количество полевых шпатов с  $d/n$  (Å) - 3,25; 3,19; 3,46 и железистой слюды в виде крупных чешуек размером 0,1-2 мм с  $d/n$  (Å) - 10,0. Из глинистых минералов характерно присутствие каолинита с отражением со значением  $d/n$  (Å) - 7,16 (рис. 1).

Особенностью химического состав глины Лазовского месторождения является высокое содержание железа (5,41%), которое входит в состав слюды, и повышенное содержание  $\text{CaO}$ , связанное с присутствием в глине морденита.

Помимо глины Лазовского месторождения в проведенных исследованиях использовались добавки каолининовой глины Латненского месторождения марки ЛТ-3. По содержанию  $\text{Al}_2\text{O}_3$  глина ЛТ-3 относится к группе основного огнеупорного сырья. Фазовый состав огнеупорной глины представлен в основном каолинитом ( $d/n$  (Å) - 7,196; 4,461; 3,583; 2,564; 2,389; 2,171). В качестве примесей присутствует кварц ( $d/n$  (Å) - 4,26; 3,35), полевой шпат ( $d/n$  (Å) - 3,17; 3,22), иллит и монториллонит (см. рис. 1, табл. 1).

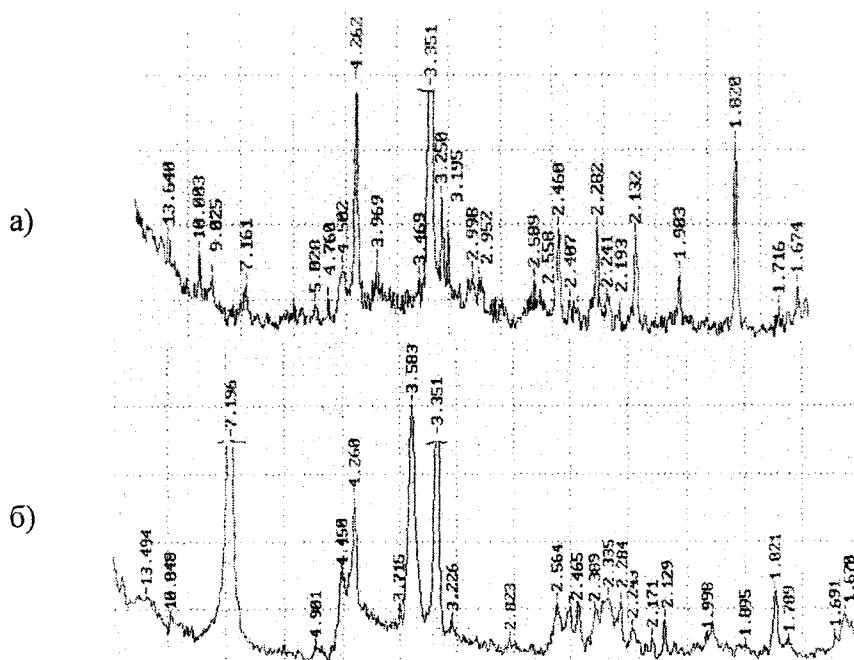


Рис. 1. Рентгенограммы глинистого сырья: а – глины Лазовского месторождения, б – глины Латненского месторождения марки ЛТ-3

Таблица 1

Фазовый состав исходного сырья по данным рентгенофазового анализа

Фазовый состав, %	каолинит	иллит	монтмориллонит	кварц	полевой шпат
Глина Лазовского месторождения	10-12	8-10	-	60-65	12-15
Глина ЛТ-3	50-60	8-10		30-35	5-8

Технологические свойства глин Лазовского и Латненского месторождений представлены в таблице 2.

Таблица 2

Технологические свойства глинистого сырья

Состав сырьевой смеси по массе, %		Воздушная усадка, %	КЧС, %	Число пластичности
Глина Лазовского месторождения	Глина ЛТ-3			
100	0	5,2	0,4	17
85	15	6,0	0,51	15
70	30	6,5	0,75	14
50	50	6,6	0,80	13
0	100	6,8	0,86	13

По сравнению с глиной Лазовского месторождения глина марки ЛТ-3 менее пластична, но более чувствительна к сушке. Коэффициент чувствительности к сушке глины Лазовского месторождения составляет 0,4 и увеличивается с вводом глины ЛТ-3. Число пластичности уменьшается с вводом глины ЛТ-3 с 17 до 13.

Подготовка глинистого сырья включала следующие стадии переработки.

Формованию предшествовала сушка сырья, измельчение в бегунах сухого помола, пропуск через сито 0,063.

Образцы в форме кубиков размером 30x30x30 и 50x50x50 мм, балок размером 60x15x10 мм готовили методом пластического формования с увлажнением до оптимальной влажности 20% и вылежкой в течение 7 суток для полного завершения образования адсорбированных гидратных оболочек. Предварительная сушка образцов проводилась в естественных условиях в течение двух суток и затем при температуре 100-110<sup>0</sup>С до остаточной влажности 1%. Образцы обжигались при 600-1200<sup>0</sup>С и выдерживались при максимальной температуре 4 часа. Рентгенофазовый анализ образцов после обжига выполнялся на приборе ДРОН-3.

Обработка полученных экспериментальных данных показала, что при Т=600<sup>0</sup>С происходит разложение каолинита  $Al_4[Si_4 O_{10}](OH)_8$  и переход его в рентгеноаморфный метакаолинит. При 900<sup>0</sup>С структура слюды еще полностью сохраняется, о чем свидетельствует четкое отражение со значением  $d/n$  (Å) - 10,0. Разложение слюды наблюдается при 1000<sup>0</sup>С, о чем свидетельствует появление отражений, характерных для гематита ( $d/n$  - 2,69 Å). При более высоких температурах гематит частично переходит в магнетит -  $Fe_3O_4$  с  $d/n$  (Å) - 2,97; 2,51, и, возможно, в вюстит -  $FeO$  с  $d/n$  (Å) - 2,39 (рис. 2). С повышением температуры резко уменьшается содержание полевых шпатов, появляется отражение, характерное для кристобалита ( $d/n$  (Å) - 4,095).

При введении в состав глины ЛТ-3 при температуре обжига 1200<sup>0</sup>С появляются дополнительные отражения, характерные для муллита (рис. 3).

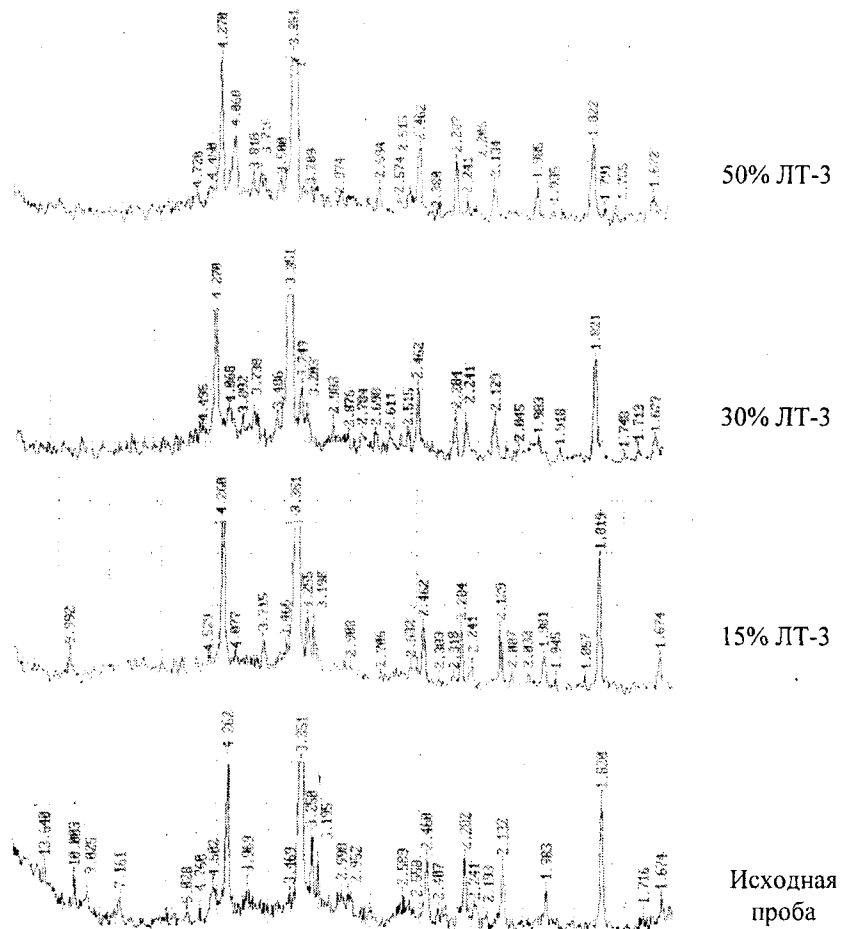


Рис. 2. Рентгенограммы продуктов термообработки масс на основе глин Лазовского месторождения с добавкой глины Латненского месторождения при  $T=1100^{\circ}\text{C}$

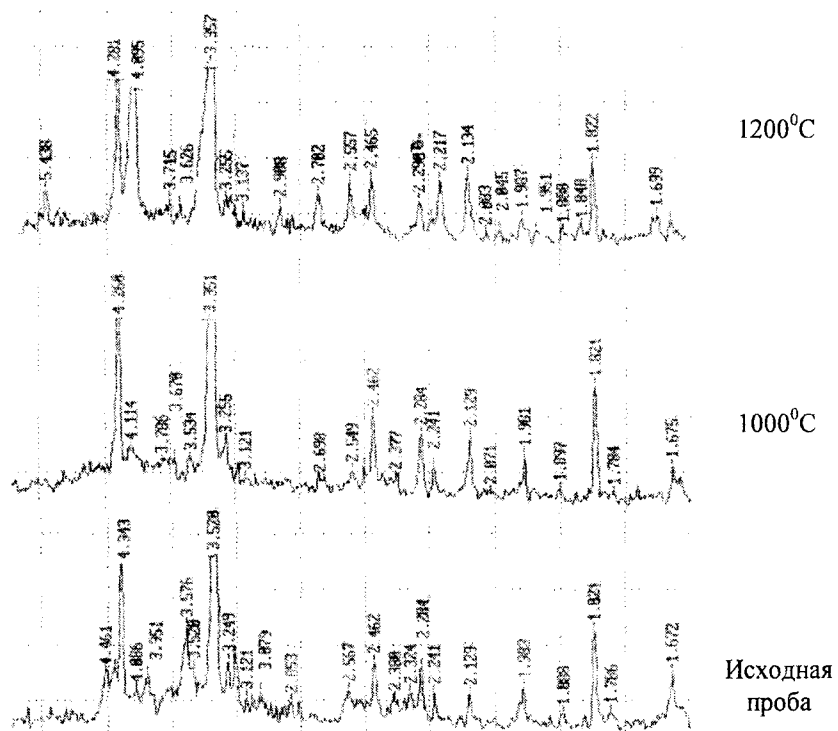


Рис. 3. Рентгенограммы продуктов термообработки масс на основе глин Лазовского и Латненского месторождений. Состав: Лазовская глина – 50%; Латненская глина – 50%

Наблюдается общая закономерность в изменении физико-механических характеристик полученных образцов с увеличением температуры обжига в случае использования в качестве добавки глины марки ЛТ-3. До температуры 1100°C ее добавка способствует повышению прочностных характеристик, а с  $T=1150^{\circ}\text{C}$  более высокие прочностные характеристики показывают образцы на основе Лазовского суглинка без добавок. Это объясняется тем, что основной процесс спекания Латненской глины марки ЛТ-3 проходит в интервале  $T=1000-1100^{\circ}\text{C}$ , а выше этих температур основная роль спекания принадлежит суглинку, содержащему в своем составе значительное количество железа и полевых шпатов. Не исключено, что именно легкоплавкие эвтектики, которые образуются с участием полевых шпатов и оксидов железа, способствуют высокой степени спекания.

В связи с этим, наиболее высокие физико-механические характеристики для образцов были получены при  $T=1150-1200^{\circ}\text{C}$  на основе суглинка Лазовского месторождения без добавок (табл. 3). Морозостойкость их достигала 50 циклов. Образцы имели темно-бордовую окраску, интенсивность которой падала при добавлении глины ЛТ-3. При содержании в глинистой массе огнеупорной глины 30-50% образцы приобретали желтую окраску.

Физико-механические свойства образцов, обожженных в интервале температур 1000-1200°C, представлены в таблице 3.

Таблица 3

*Физико-механические свойства образцов,  
обожженных в интервале температур 1000-1200°C*

Состав, %		$R_{сж}$ , МПа	$R_{изг}$ , МПа	$B$ , %	$P_{отк.}$ , %	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Усадка огневая
Глина Лазовского мест-я	Глина ЛТ-3	<b>1000°C</b>					
100	0	11,0	0,8	23,0	37,0	1,60	0,6
85	15	14,5	1,5	21,0	35,5	1,67	0,8
70	30	15,6	2,4	20,0	35,0	1,70	1,1
50	50	23,0	3,7	18,0	32,0	1,80	1,4
		<b>1100°C</b>					
100	0	17,2	1,5	17,3	30,0	1,74	1,60
85	15	19,0	2,3	16,0	28,0	1,78	2,4
70	30	24,5	3,2	14,0	25,5	1,86	2,6
50	50	30,5	3,8	13,0	23,3	1,93	3,0
		<b>1150°C</b>					
100	0	38,2	4,1	11,0	20,9	1,90	5,0
85	15	34,4	3,5	11,5	21,5	1,88	4,2
70	30	34	3,0	13,0	23,8	1,86	3,8
50	50	32,1	2,5	13,5	24,0	1,83	3,6
		<b>1200°C</b>					
100	0	59,0	12,0	8,0	16,0	2,10	5,6
85	15	38,4	4,5	9,0	19,0	1,98	4,8
70	30	37,0	3,8	10,0	21,0	1,96	4,2
50	50	35,0	3,7	12,0	23,2	1,90	3,8

**Выводы**

1. Максимальная степень спекаемости суглинков Лазовского месторождения достигается только при температурах 1150-1200°C. Эти температуры являются оптимальными для получения высококачественного керамического кирпича с высокими физико-механическими характеристиками и характерной бордовой окраской.

2. Снижает температуру обжига до 1000°C при сохранении достаточно высоких механических характеристиках добавка огнеупорной глины. При этом образцы приобретают желтую окраску, однако, морозостойкость изделий резко снижается с 50 циклов до 10-17.

УДК 619.027

Член-корр. РИА, докт. техн. наук, проф. Л.М. Добшиц, асп. Джалаль Аль Омайс  
(Московский государственный университет путей сообщения)  
Россия, г. Москва, тел. (8495) 681-43-81; e-mail: levdobshits@yandex.ru

## УСКОРЕННОЕ ПРОГНОЗИРОВАНИЕ МОРОЗОСТОЙКОСТИ БЕТОНОВ

В процессе эксплуатации в результате взаимодействия бетонов с окружающей средой происходит возникновение и развитие в них деструктивных процессов, и, как следствие, их разрушение. Всё это приводит к снижению срока службы зданий и сооружений.

Одна из основных причин разрушения бетонов связана с морозной деструкцией, являющейся следствием их недостаточной морозостойкости. При этом одной из основных задач, обеспечивающих получение бетонов высокой морозостойкости, является ускоренное определение этого свойства бетонов.

Определение морозостойкости по основному методу ГОСТ 10069-95 требует нескольких месяцев испытаний, что не позволяет оперативно вносить коррективы в состав и технологию приготовления и укладки бетонов. Анализ существующих способов ускоренного прогнозирования морозостойкости показал, что большинство этих методов имеют существенные недостатки. В частности, они трудоёмки, требуют наличия специальной аппаратуры, отсутствующей в обычных строительных лабораториях, не отражают физической сущности происходящих процессов, а получаемые результаты имеют значительное расхождение с результатами, полученными при испытании путём непосредственного замораживания и оттаивания (по методу ГОСТ). В связи с этим разработка методов ускоренного определения и прогнозирования морозостойкости бетонов является актуальной задачей.

Для решения этой проблемы требовалось решить следующие:

- на основе физической модели разрушения бетонов при попеременном замораживании и оттаивании разработать математическую модель процессов происходящих явлений;
- разработать алгоритм решения задачи попеременного замораживания бетонов;
- разработать методику ускоренного определения морозостойкости бетонов.

В настоящее время считается, что способность бетона противостоять циклам попеременного замораживания и оттаивания определяется, в основном, структурой его порового пространства, в частности, соотношением открытых (интегральных) и условно-замкнутых пор.

На основе рассмотрения структуры бетона и процессов, происходящих при его циклическом замораживании и оттаивании, профессорами А.Е. Шейкиным и Л.М. Добшицем [1] разработана физическая модель происходящих явлений. Эта модель позволяет оценить структуру бетона с точки зрения возможности сопротивления бетона напряжениям, возникающим при его замораживании.

На основе этой модели нами была разработана физико-математическая модель процессов, протекающих при замораживании и оттаивании бетона.

При построении физико-математической модели [2, 3] были приняты следующие допущения. Бетон рассматривается как пористая среда, все поры которой неоднородны по размерам. В исходном состоянии поры заполнены паровоздушной смесью, а также адсорбированной и гравитационной водой. Причем поры являются "условно изолированными" за исключением тонкого слоя на границе бетона. Предполагается, что при заполнении микропор водой она может мигрировать при достаточно больших градиентах давления из одних пор в другие. Механизм заполнения микропор водой и её перемещения в процессе попеременного замораживания и оттаивания бетона связан с действием капиллярных сил.

В начальный момент в бетоне температура  $T_0 > 0^\circ\text{C}$ , в частности,  $T_0 = +20^\circ\text{C}$ , а давление равно атмосферному. Предполагается, что процессы теплообмена между каркасом бетона и содержимым пор происходит намного быстрее, чем промерзание бетона, в силу чего температура в данной точке и в данный момент времени для них одинакова. Все теплофизические характеристики, а также плотность воды и льда считаются постоянными. Цикл замораживания состоит в выдерживании водонасыщенного бетона при температуре  $T_0$ , затем замораживании его при температуре  $T = -T_0$  на воздухе, выдерживании его при этой температуре и последующем оттаивании при  $T = T_0$  в воде, после чего цикл повторяется. Такие допущения могут быть приняты в связи с тем, что они аналогичны условиям испытания бетона на морозостойкость по первому базовому методу ГОСТ 10060 - 95.

В начальный момент времени давление  $P = p_0$ , где  $p_0$  - атмосферное давление, температура  $T = T_0 > 0$ , влагосодержание в порах  $\varphi = \varphi_0$ . Замерзание воды происходит в фиксированном интервале температур  $(T_2, T_1)$ ; где  $T_2$  - температура на поверхности бетона; в области, где  $T_3 < T_2 < T_1 < T = 0$  одновременно сосуществуют три фазы: лёд, жидкость в капиллярах и паро-воздушная смесь в порах. Предполагается, что вода в микропорах не замерзает при температурах  $T > T_3$ . Величина  $T_3 < 0$  и зависит от диаметра пор. Также предполагается, что капилляры всегда заполнены адсорбированной или гравитационной водой, и фильтрация через капилляры осуществляется с начальным градиентом.

При замораживании воды, соприкасающейся с бетоном, на границе бетона температура начинает уменьшаться, становясь отрицательной, возникают ледяные пробки, запирающие поры на границе. Вода в порах переходит в лёд, её плотность уменьшается, объём возрастает. Объём пузырьков воздуха (если они есть) резко сокращается как за счёт скачкообразного увеличения объёма воды при замерзании, так и за счёт фильтрации воды с начальным градиентом через микропоры, т.к. образуются неравномерное поле давлений и достаточные для фильтрации градиенты давления. Вода, попав в поры и потеряв скорость, тут же замерзает. Таким образом, в области, где  $T_3 < T_2 < T < T_1 = 0$ , сосуществуют три фазы: лёд, паро-воздушная смесь в порах и вода в микропорах и в тонком слое молекулярно связанной воды на стенках пор. При этом замерзание воды, перешедшей из микропор в поры, происходит в фиксированном интервале температур  $[T_1, T_2]$ ,  $T_2 = T(0, t)$ ,  $x = 0$  - граница пористой среды. Вода в микропорах на поверхности пор соприкасается с пристеночным слоем связанной воды в порах, объём которой пренебрежимо мал по сравнению с объёмом поры.

При оттаивании вода не мигрирует там, где исчезают достаточные градиенты давления, превышающие по модулю значение начального градиента, при котором возникает фильтрация. Следующие циклы замораживания-оттаивания приводят к дальнейшему увеличению  $\varphi$  и  $P$  в порах до тех пор пока давление в порах  $P$  не превзойдет величины, при которой бетон начинает разрушаться. Все теплофизические характеристики, а также плотность воды и льда считаются постоянными.

Для описания процессов промерзания бетонов мы использовали модель, в основу которой положена известная задача Стефана. Основными законами и уравнениями, принятыми нами для описания процесса циклического замораживания бетона, были: уравнение баланса тепла, закон сохранения массы.

Решение поставленной выше задачи возможно лишь с помощью численных методов, которые реализуются в виде разностной схемы. Однако разностная схема, которая должна реализовать непрерывное движение границы раздела фаз, очень трудно реализуема. Поэтому мы решаем разностную схему в варианте, когда рассматриваемый материал разбивается на умозрительные ячейки, в каждой из которых определенное значение энергии и воды. Эти две величины соответствуют потокам тепла и воды и поэтому должны полностью определять состояние вещества внутри ячеек, т.е. температуры, влажности, давления и т.п.

Полученные данные расчётов позволяют сделать следующие основные выводы:

1. С уменьшением проницаемости бетона время разрушения растёт. Однако ожидаемой обратной пропорциональной зависимости не наблюдалось, например, в некоторых экспериментах при уменьшении проницаемости в 10 раз время разрушения увеличивалось примерно в 6 раз.

2. Огромное влияние на процесс замораживания-оттаивания оказывают временные характеристики процесса. Если время оттаивания меньше времени замерзания, то разрушение происходит значительно быстрее. Это противоречит существующим нормам (ГОСТ 10060-95). Наблюдалась сильная зависимость времени разрушения бетона от времени оттаивания. При равенстве времен оттаивания и времени замерзания время разрушения максимально.

4. Исследование влияния параметров модели разрушения бетона на результат для трехмерной задачи дало примерно те же зависимости, что и для одномерной задачи.

5. Увеличение условно-замкнутой пористости бетона практически линейно увеличивает его морозостойкость.

6. Зависимость времени разрушения бетона от константы проницаемости бетона при достаточно малом ее значении оказывается обратно пропорциональным, однако, при не слишком малых значениях зависимость менее сильная.

7. Увеличение относительного влагосодержания при неизменной общей пористости сильно уменьшает время, необходимое для разрушения бетона. Зависимость оказывается линейной от параметра  $\Phi$ , являющегося степенной функцией начального влагосодержания. Для случая, независимого от влагосодержания коэффициента теплопроводности, найдена функция  $\psi$  (аналогичная параметру  $\Phi$ ), которая практически линейно зависит от времени.

8. Разработан алгоритм, позволяющий делать предсказание количества циклов, необходимых для разрушения образца даже в тех случаях, когда нет возможности проделать полный расчет.

#### Литература

1. Шейкин, А.Е. Цементные бетоны высокой морозостойкости [Текст] / А.Е. Шейкин, Л.М. Добшиц. - Л.: СИ, 1989. - 128 с.

2. Добшиц, Л.М. Морозостойкость бетонов транспортных сооружений [Текст]: Учебное пособие / Л.М. Добшиц, И.Г. Портнов, В.И. Соломатов - М.- МИИТ, 1999. - 236 с.

3. Добшиц, Л.М. Моделирование процесса циклического замораживания и оттаивания бетона транспортных сооружений [Текст] / Л.М. Добшиц, И.Г. Портнов // Транспортное строительство. - 1998. - № 12 ... 13.

УДК 619.024

Член-корр. РИА, докт. техн. наук, проф. Л.М. Добшиц, член-корр. РААСН, докт. техн. наук,  
проф. В.С. Федоров

(Московский государственный университет путей сообщения)

Россия, г. Москва, тел. (8495) 681-43-81; e-mail: levdobshits@yandex.ru

## ПОВЫШЕНИЕ ПРОЧНОСТИ И ДОЛГОВЕЧНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В настоящее время одними из основных задач современного строительного производства являются создание архитектурно-выразительных сооружений и повышение темпов строительства. Решение этих задач неразрывно связано с повышением прочности строительных конструкций.

Бетон и железобетон наряду с металлом являются в настоящее время основными строительными конструкционными материалами. В связи с этим решение задачи повышения темпов набора прочности бетоном является актуальным и своевременным.

Существующие способы повышения темпов набора прочности бетоном, в основном, базируются на использовании термовлажностной обработки бетона. При этом использование «мягких» режимов термовлажностной обработки не обеспечивает требуемый результат, а использование «жестких» режимов (повышение температуры твердеющего бетона до 60 ... 80°C, резкий подъем и снижение температуры и др.) негативно сказывается на долговечности бетона.

Для повышения темпов набора прочности бетоном и сохранения его высокой долговечности нами предлагается комбинированная технология изготовления бетонных и железобетонных конструкций с использованием специальных комплексных добавок и «мягких» режимов термовлажностной обработки, при которых температура твердеющего бетона не превышает 60°C. Это позволяет избежать появления температурных и усадочных трещин в бетоне, а, следовательно, повысить его трещиностойкость, морозостойкость и водонепроницаемость.

Нами проведены экспериментальные исследования предлагаемой технологии в лабораторных и производственных условиях.

Лабораторные испытания проводились на цементно-песчаных растворах следующего состава: портландцемент М500 Вольского завода и кварцевый песок в соотношении 1:3. С целью определения влияния комплексной добавки «МикС» на прочностные характеристики были изготовлены образцы 4x4x16 см, которые испытывались на сжатие и при изгибе. Исследовалось влияние содержания вводимой добавки на прочностные характеристики, а также на подвижность растворяемых смесей.

Исследовались составы без добавок и с добавками «МикС»-1,5 и «МикС»-2, вводимыми в количестве 1,5 и 3,0% массы цемента. Полученные результаты определения прочности цементно-песчаных растворов с распылом конуса, равным бездобавочному составу, приведены на рис. 1 - 4 и в табл.1.



Рис. 1. Кинетика изменения прочности с добавкой «МикС»-1,5 при сжатии



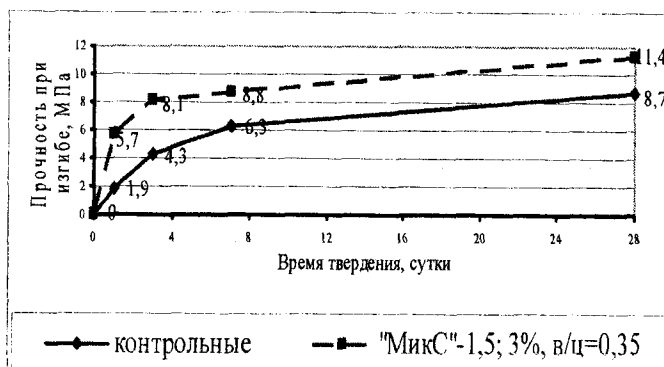


Рис. 2. Кинетика изменения прочности с добавкой «МикС»-1,5 при изгибе



Рис. 3. Кинетика изменения прочности с добавкой «МикС»-2 при сжатии

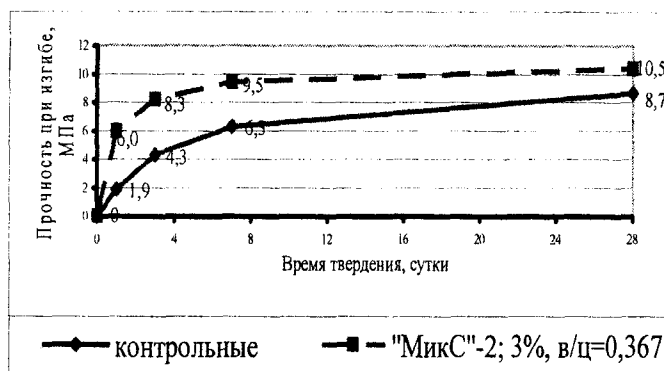


Рис. 4. Кинетика изменения прочности с добавкой «МикС»-2 при изгибе

Таблица 1

Отношение прочности раствора с «МикС» по отношению к контрольной прочности, принятой за единицу

Вид добавки и ее кол-во, % массы цемента	1 сутки		3 суток		7 суток		28 суток	
	сжатие	изгиб	сжатие	изгиб	сжатие	изгиб	сжатие	изгиб
«МикС»-1,5 (3)	5,21	3,00	2,52	1,88	1,85	1,40	1,46	1,31
«МикС»-2 (3)	5,76	3,16	2,65	1,93	1,97	1,51	1,39	1,21

Из рис. 1...4 видно, что прочность как при сжатии, так и при изгибе имеет значительный прирост (особенно в начальные сроки твердения). Через 1 сутки твердения прочность при сжатии в 5 раз больше контрольной прочности, а при изгибе – в 3 раза больше контрольной (см. табл. 1).

Полученные положительные результаты лабораторных исследований позволили провести апробацию предлагаемой технологии в производственных условиях. Эксперименты проводились на Вяземском заводе железобетонных шпал. Были изготовлены замесы на Мальцевском цементе ПЦ 500 Д0, имеющим нормальную плотность 24,5%. Плотность кварцевого песка 2,62 кг/л, плотность гранитного щебня 2,63 кг/л. Были изготовлены 3 серии бетонных образцов на составах, принятых на заводе и изготовленных непосредственно на производстве. Состав №1 был изготовлен без добавок, состав №2 - с добавкой ГГЦ в количестве 3% массы цемента и состав №3 - с добавкой «МикС»-1,5 в количестве 4% массы цемента (табл. 2).

Таблица 2

Составы бетонов на 1 м<sup>3</sup>

Составляющие бетонной смеси	Серия №1	Серия №2	Замес на 7,5 л
Цемент, кг	506	460	460
Песок, кг	748	750	750
Щебень, кг	1148	1150	1150
Вода, л	126	124	115
Добавка, кг	---	14,37	19,6
В/Ц	0,25	0,27	0,25
Жесткость, с	35...40	5...7	20

Были изготовлены образцы-кубы со стороной 10 см. Перед термовлажностной обработкой образцы выдерживались при нормальной температуре +20 °С в течение часа. Затем проводилась термовлажностная обработка по схеме: 2,5 часа поднятия температуры до +60 °С, затем выдержка при этой температуре и спуск температуры - еще 2,5 часа.

Испытания образцов проводили после термовлажностной обработки. При первом испытании выдержку при температуре +60 °С проводили в течение 2 часов, при втором – через 3,5 часа, при третьем – через 5 часов. Результаты эксперимента приведены в табл. 3.

Таблица 3

Прочность при сжатии образцов, МПа

Режим обработки, час.	1+2,5+2+2,5=8	1+2,5+3,5+2,5=9,5	1+2,5+5+2,5=11
Состав №1	35,4	37,1	32,1
Состав №2	58,5	62,7	68,7
Состав №3	63,9	70,9	72,3

Таким образом, экспериментальные исследования в лаборатории, на производстве и при изготовлении шпал показали преимущество применения добавок ГГЦ и Микрзм. Железобетонные конструкции с данными добавками по прочности превосходят контрольные на 10 ... 25%.

Из графика, представленного на рис. 5, видно, что прочность образцов с добавками выше контрольных образцов без добавок. При этом наибольшая прочность была отмечена у образцов с 4% «МикС».

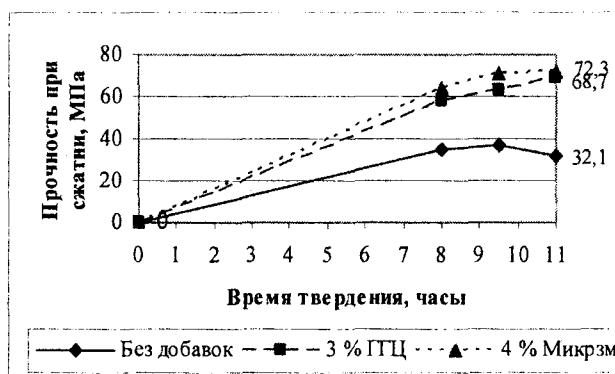


Рис. 5. Изменение прочности при сжатии, МПа

УДК 624

Канд. техн. наук, доц. М.Ю. Малькова, докт. техн. наук, проф. Ш.М. Рахимбаев, Т.И. Брагина  
(Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова)  
Россия, г. Белгород

## ОСОБЕННОСТИ РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ МОДИФИЦИРОВАННЫХ ШЛАКО-ЦЕМЕНТНЫХ ДИСПЕРСИЙ

При производстве шлакобетонов возникает проблема, связанная с регулированием структурно-механических свойств дисперсий различного состава. Применение модифицирующих добавок является одним из эффективных способов регулирования реологических и физико-механических свойств бетона. Практический опыт показывает, что, несмотря на повышение стоимости бетона, применение добавок экономически целесообразно вследствие улучшения ряда технологических и эксплуатационных свойств. При обосновании рациональных областей применения модифицирующих добавок необходимо учитывать: химико-минералогический и фазовый состав матрицы и заполнителя, характер контактных межфазных взаимодействий, особенности технологии, назначение строительных материалов и изделий. Первый этап решения этого вопроса включает изучение реологических характеристик дисперсий в период пептизации. Относительно шлаковых материалов результаты подобных исследований в научно-технической литературе отсутствуют.

В качестве объектов исследований авторами были использованы доменные гранулированные шлаки России и Украины (табл. 1), Белгородский портландцемент (ЦЕМ - I), пластификаторы на поликарбоксилатной основе Melflux 1641F и Costament.

Исследования проводились на ротационном вискозиметре с коаксиальными цилиндрами «Rheotest - 2». Реограммы снимались в интервале градиентов скорости сдвига  $1 \dots 50 \text{ c}^{-1}$ , напряжение сдвига достигало при этом  $120 \dots 250 \text{ Па}$ . Результаты экспериментальных исследований приведены на рисунках 1 ... 4.

Таблица 1

Химический состав сырьевых материалов

Наименование сырьевого компонента	Содержание оксидов, масс. %								
	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	FeO	TiO <sub>2</sub>	MnO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O
Доменный гранулированный шлак ОАО «Челябинский МК»	43,90	11,40	38,70	3,59	0,20	0,35	0,31	0,88	0,46
Доменный гранулированный шлак ОАО «Западно-Сибирский МК», г. Новокузнецк	36,3	12,39	37,45	10,79	0,50	1,45	0,52	0,39	0,21
Доменный гранулированный шлак ОАО «Азовсталь», г. Мариуполь, Украина	38,74	4,87	47,74	5,73	0,92	0,15	0,39	0,1	0,26
Доменный гранулированный шлак ОАО «Нижнетагильский МК»	34,79	13,90	37,50	8,97	0,71	2,11	0,59	0,76	0,40
Белгородский портландцемент ЦЕМ-I	22,49	4,77	67,22	0,43	4,40	-	-	0,30	0,37

На рисунке 1 приведены реограммы чистых шлаковых суспензий (а - без добавок, б - с добавкой пластификаторов Melflux (0,2%) и Costament в количестве 0,1 ... 0,3%). Анализ реограмм показал, что суспензии мариупольского и новокузнецкого шлаков отличаются чрезвычайно малым значением предела текучести, не превышающем  $10 \dots 15 \text{ МПа}$  и практически линейной зависимостью между напряжением и градиентом скорости сдвига. При этом суспензия новокузнецкого шлака отличается минимальной пластической вязкостью.

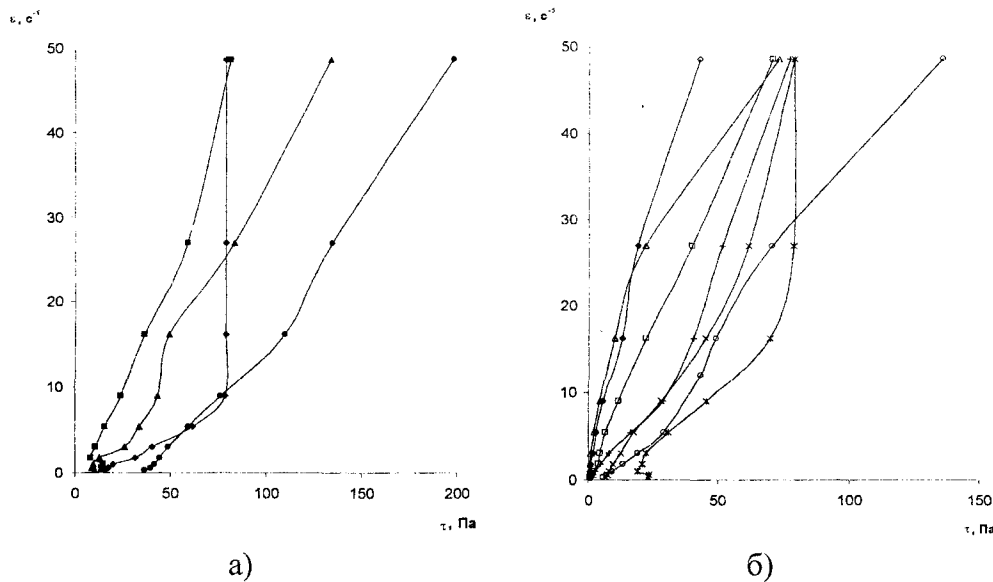


Рис.1 Реограммы шлаковых суспензий. *а* – шлаки без добавок:  $\blacklozenge$  - нижнетагильский шлак,  $\blacktriangle$  – мариупольский шлак,  $\blacksquare$  - новокузнецкий шлак,  $\bullet$  - челябинский шлак; *б* - шлаки с добавками:  $\diamond$  - нижнетагильский шлак+ 0.2% Melflux,  $\triangle$  - мариупольский шлак +0.2% Melflux,  $\square$  - новокузнецкий шлак + 0.2% Melflux,  $\circ$  - челябинский шлак +0.2% Melflux,  $\hexagon$  - челябинский шлак+ 0.1% Costament,  $\times$  - челябинский шлак+0.2% Costament,  $+$  - челябинский шлак +0.3% Costament

Величина пластической вязкости составляет 35 и 47 МПа·с соответственно и меняется в узких пределах. Суспензия челябинского шлака обладает пределом текучести 35 Па, ее пластическая вязкость составляет 120 ... 140 МПа·с. Реограммы суспензий новокузнецкого, мариупольского и челябинского шлаков могут быть описаны моделью Бингама.

Своеобразными реологическими свойствами обладает суспензия нижнетагильского шлака. При градиенте скорости сдвига до  $9 \text{ с}^{-1}$  течение суспензии подчиняется закону Бингама (Шведова), обладая небольшим пределом текучести (10 Па). При превышении указанного градиента скорости сдвига и напряжения сдвига 70 ... 75 Па характер течения резко меняется: при возрастании скорости сдвига до  $50 \text{ с}^{-1}$  напряжение сдвига остается постоянным в пределах 70 ... 80 Па. В указанном интервале скоростей наблюдается возрастающая скорость деформации при постоянном напряжении сдвига. По характеру течения суспензия нижнетагильского шлака без добавок может быть отнесена к сверхтиксотропным телам.

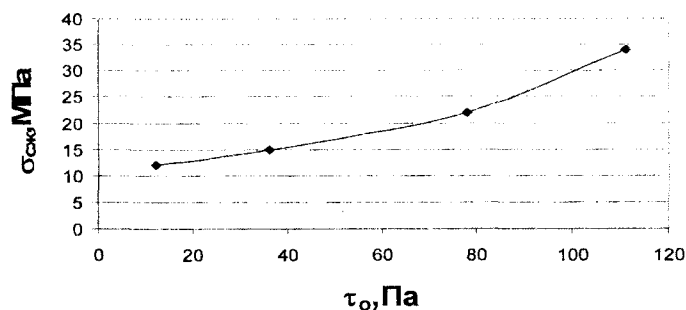


Рис. 2. Зависимость прочности при сжатии шлакового камня (полусухое формование,  $W/T=0,1$ , твердение в автоклаве 8 атм.) от величины напряжения сдвига шлаковой суспензии при градиенте скорости сдвига  $15 \dots 30 \text{ с}^{-1}$

Совершенно очевидно, что шлаки с низкой гидратационной активностью первые десятки минут при комнатной температуре слабо взаимодействуют с водой, не образуя в этот момент гид-

ратных фаз, и в смеси с водой дают жидкие сильно текучие суспензии. На поверхности частиц шлаков, активно гидратирующихся в первые минуты затворения водой, возникают гидратные соединения, обладающие повышенной когезией друг к другу, и поэтому образуются более густые суспензии. Из этих соображений следует вывод, что чем выше гидратационная активность шлака, тем больше должно быть напряжение сдвига на реограммах при фиксированном значении градиента скорости сдвига. На рисунке 5 показана зависимость предела прочности шлакового камня после автоклавной обработки от напряжения сдвига в интервале градиентов скорости сдвига  $15 \dots 30 \text{ с}^{-1}$ , который соответствует реальным условиям перемешивания и укладки суспензии вяжущих материалов в процессе производства строительных изделий и конструкций.

При добавлении 0,2% поликарбоксилатного разжижителя Melflux (см. рис. 1, б) предел текучести у всех шлаковых суспензий снижается до 0,63. Реограмма суспензии новокузнецкого шлака изменится незначительно, за исключением предела текучести, который приближается к нулю. Подобное уменьшение предела текучести происходит у остальных шлаковых суспензий с добавкой Melflux. Течение суспензии новокузнецкого шлака приближается к ньютоновскому с пластической вязкостью 2 Па·с. Суспензия мариупольского шлака в области напряжений сдвига до  $10 \dots 15 \text{ Па}$  имеет свойства ньютоновской жидкости с минимальной вязкостью. При дальнейшем увеличении градиента скорости сдвига суспензия проявляет слабо выраженные дилатантные свойства. Суспензия нижнетагильского шлака при вводе модификатора приобретает свойства нормальной ньютоновской жидкости с нулевым пределом текучести.

Суспензия челябинского шлака при вводе 0,2% Melflux при напряжении сдвига до 70 Па по своим реологическим свойствам мало отличается от суспензии без добавок, за исключением несколько меньшего значения предела текучести. Однако если суспензия из этого шлака без добавок в области напряжений сдвига  $75 \dots 130 \text{ Па}$  проявляет слабо выраженные тиксотропные свойства, то при добавлении 0,2% разжижителя при напряжении сдвига более 50 Па суспензия проявляет слабо выраженные дилатантные свойства. Суспензия челябинского шлака с добавкой разжижителя Costament в количестве 0,1% ведет себя как сильно тиксотропная жидкость с пределом текучести 5 Па. При дальнейшем увеличении дозировки Costament до 0,2 ... 0,3% тиксотропные свойства суспензии ослабевают, падает предел текучести и пластическая вязкость.

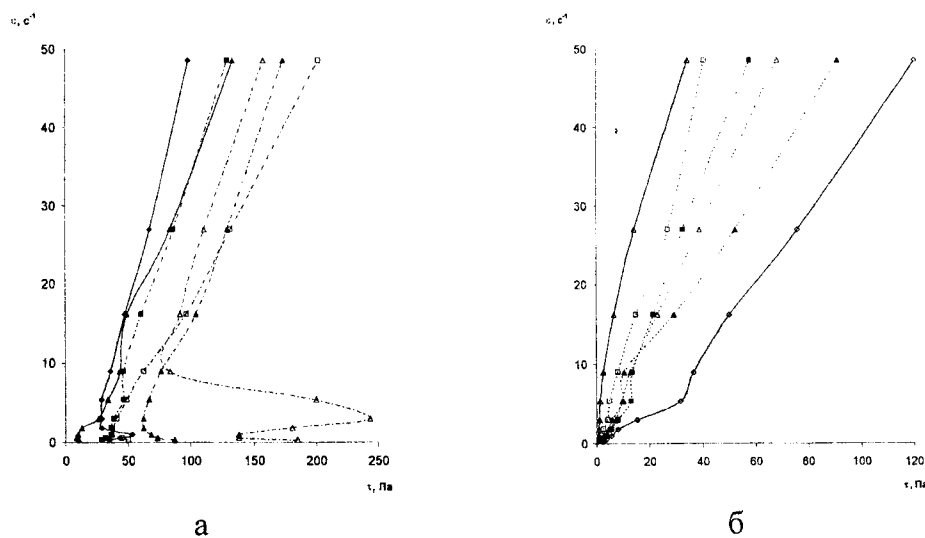


Рис. 3. Реограммы шлаково-цементных суспензий. Смешанное вяжущее на основе мариупольского шлака и портландцемента. *а* – без добавок: ■ (---) – шлак 35% и цемент 65%, ▲ (---) – шлак 65% и цемент 35%, △ (---) – шлак 50% и цемент 50%, □ (---) – шлак 80% и цемент 20%, ▲ – шлак 100%, ◆ – цемент 100%; *б* – с добавкой 0,2% Melflux: ■ (---) – шлак 35% и цемент 65%, ▲ (---) – шлак 65% и цемент 35%, △ (---) – шлак 50% и цемент 50%, □ (---) – шлак 80% и цемент 20%, △ – шлак 100%, ◇ – цемент 100%

На рисунке 3, *а* приведены реограммы шлаково-цементных суспензий на основе мариупольского шлака без модифицирующих добавок с различным соотношением цемента и шлака. Введение 35 ... 50% цемента приводит к росту предела текучести суспензии с 20 Па до 40 Па и некоторому уменьше-

нию пластической вязкости, о чем свидетельствует меньший угол наклона реограмм шлако-цементных суспензий, по сравнению с чисто шлаковыми. Однако все шлако-цементные дисперсии имели большую пластическую вязкость, чем чисто цементная суспензия. Своеобразный характер имеет реограмма шлаково-цементной суспензии при содержании 50% цемента. Она отличается очень большим пределом текучести, превышающим 150 Па. При увеличении градиента скорости сдвига до  $5 \dots 10 \text{ с}^{-1}$  наблюдается аномальное течение, которое характеризуется падением напряжения сдвига с ростом скорости, а также очень высокой пластической вязкостью, на порядок превышающую в остальных составах.

По-видимому, это связано с интенсивными процессами кластерообразования в системе, разрушение которых при градиентах скорости сдвига  $3 \dots 9 \text{ с}^{-1}$ , приводит к аномальному течению суспензии. При градиентах скорости сдвига превышающих  $10 \text{ с}^{-1}$ , наблюдается течение с пластической вязкостью, не зависящей от напряжения и градиента скорости сдвига при умеренном ее численном значении. Этот участок реограммы хорошо соответствует модели Бингама. Следует отметить, что аномалии иного характера течения в области малых градиентов скорости сдвига ( $1 \dots 3 \text{ с}^{-1}$ ) наблюдаются в шлако-цементных смесях с 35% цемента. Здесь наблюдается супертиксотропное течение, которое характеризуется резким падением напряжения сдвига с ростом скорости сдвига. При этом предел текучести достигает 80 Па.

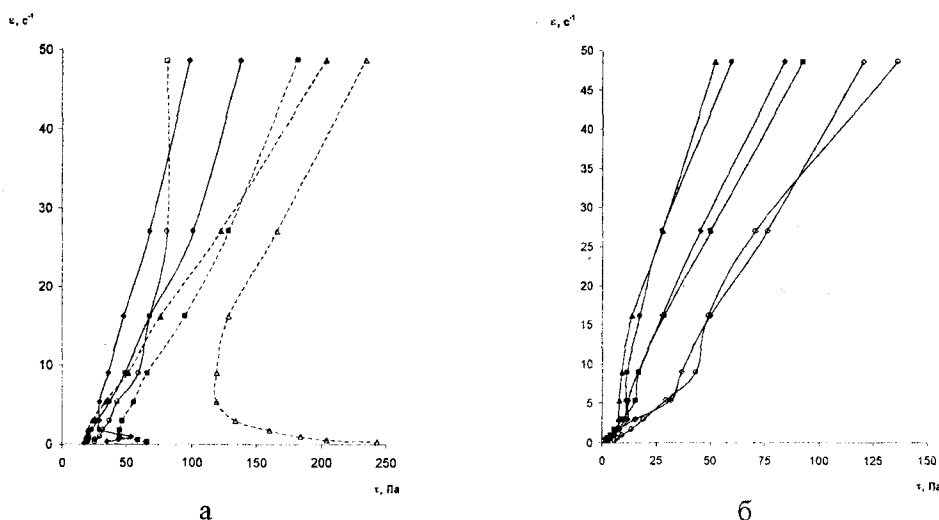


Рис. 4. Реограммы шлако-цементных суспензий. Смешанное вяжущее на основе *челябинского* шлака и портландцемента. *а* – без добавок: ● - шлак 100%, ◆ - цемент 100%, ▲ (---) – шлак 35% и цемент 65%, △ (---) – шлак 50% и цемент 50%, ■ (---) – шлак 65% и цемент 35%, □ (---) – шлак 80% и цемент 20%; *б* - с добавкой 0.2% Melflux: ○ - шлак 100%, ◇ - цемент 100%, ● – шлак 65% и цемент 35%, ■ – шлак 35% и цемент 65%, ▲ - шлак 80% и цемент 20%, ◆ - шлак 50% и цемент 50%

Аналогичная картина характерна для шлако-цементных суспензий на основе *челябинского* шлака (рис. 4, *а*). У реограмм суспензий с соотношением шлак:цемент 1:1 область аномального течения значительно больше, она простирается до градиента скорости сдвига  $16 \text{ с}^{-1}$  и характеризуется значительно большим пределом текучести – 240 Па. В остальном существенных различий в характере течения суспензий на основе мариупольского и *челябинского* шлаков нет, за исключением суспензии *челябинского* шлака с 20% цемента, которая не имеет участков аномального течения и по своим реологическим характеристикам соответствует модели Бингама.

В модифицированных шлако-цементных суспензиях (рис. 3, *б* и 4, *б*) происходит уменьшение предела текучести до нуля, характер течения приближается к ньютоновскому с величиной пластической вязкости  $3 \dots 10 \text{ Па}\cdot\text{с}$ . Модификатор Melflux слабо влияет на значения пластической вязкости.

Выявленные закономерности диспергирования и разжижения сырьевых шлаковых материалов позволят снизить энергозатраты при движении суспензий и бетонных смесей по трубопроводам и при укладке бетонных смесей.

#### Литература

1. Калашников, В.И. К методике определения предельного напряжения сдвига суспензий по диаметру их расплыва на вискозиметре типа Суттарда [Текст] / В.И. Калашников, М.О. Коровкин, И.И. Микитченко, В.Я. Марусенцев // Композиционные строительные материалы. Теория и практика: сб. науч. трудов Межд. науч. - техн. конф. - Пенза, 2001. - Ч.1. - С. 130-132.

УДК 691.002:658

Член-корр. РААСН, докт. техн. наук, проф. Е.М. Чернышов  
(Воронежский государственный архитектурно-строительный университет)  
Россия, г. Воронеж

## ФОРМИРОВАНИЕ ЯЧЕИСТОЙ ПОРИСТОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ КАК УПРАВЛЯЕМЫЙ ПРОЦЕСС РАСШИРЕНИЯ ГАЗОВОГО ПУЗЫРЬКА В ВЯЗКОЙ СРЕДЕ С ПЕРЕМЕННЫМИ ПАРАМЕТРАМИ СОСТОЯНИЯ\*

*Дается решение задачи механики сплошной среды о расширении газового пузырька в неограниченно вязкой среде в приложении к процессам поризации структуры строительных материалов. На примере ячеистого бетона (газосиликата) рассмотрена система процессов при формировании ячеистой пористости газосиликата, дано их количественное представление, проанализированы управляющие факторы процессов, сформулированы положения к алгоритму управления формированием макроструктуры материала.*

Формирование ячеистой структуры макропористых строительных материалов относится с точки зрения управления к наиболее сложным задачам. Для обеспечения условий получения макропор и межпоровых перегородок с минимальной дефектностью требуется добиться согласования, синхронности развития процессов газовыделения в формовочной смеси, вспучивания и поризации, схватывания ее. При этом необходимо организовать динамику процессов таким образом, чтобы изменяющееся вследствие физико-химических превращений сопротивление смеси деформированию не препятствовало полному развитию ячеистых пор до момента окончания газовыделения, а после завершения газовыделения и вспучивания (поризации) наступало схватывание смеси и фиксация сформировавшейся структуры макропор. В практике производства изделий из ячеистого бетона, поризованного стекла, газонаполненных полимерных материалов, когда поризация достигается за счет газовыделяющего компонента смеси, соответствующие конкретные решения по согласованию, синхронизации рассматриваемых процессов принимаются исходя из накопленных эмпирических данных, реализуются экспериментальным подбором технологических режимов и их параметров и основываются, в первую очередь, на опыте и интуиции технолога. Поскольку система процессов достаточно сложна, и их динамика зависит от большого числа одновременно действующих факторов, при принятии решений по управлению формированием ячеистой пористости неизбежны ошибки, приводящие к снижению качества продукции, а нередко и к ее браку. Выход из этой ситуации состоит в передаче функций управления процессами формирования ячеистой пористости компьютерной системе, для чего необходимо иметь количественное описание процессов и алгоритм управления согласованным их развитием.

Аналитическое сущностное представление процесса поризации может основываться на рассмотрении задачи механики сплошной среды о расширении элементарного газового пузырька в неограниченной вязкой среде под действием сил внутреннего давления.

В соответствии с решением этой задачи [1] развитие газового пузырька подчиняется экспоненциальному закону:

$$r_{\tau} = r_p \left[ 1 - \exp \left( - \frac{P_0}{4\eta} \tau \right) \right], \quad (1)$$

\*См. также: Чернышов Е.М. Управление системой процессов формирования ячеистой пористости в технологии газосиликата // В кн. «Эффективные композиты, конструкции и технологии». Межвуз. сб. науч. тр. Воронеж. 1991. - С. 123 - 128.

где  $r_\tau$  - радиус развивающегося газового пузырька;  $r_p$  - равновесный радиус газового пузырька в рассматриваемых условиях;  $P_0$  - давление внутри газового пузырька;  $\eta$  - вязкость среды;  $\tau$  - продолжительность процесса расширения газового пузырька.

Вспучивание, поризацию смеси в формируемом массиве можно представить как суммарный результат увеличения объема большого числа газовых пузырьков, развивающихся в вязкой среде. Очевидно, что отдельные пузырьки могут отличаться по размеру, и образующаяся их совокупность будет иметь полидисперсный характер. Отсюда степень вспучивания, поризация должны рассматриваться как интегральная оценка функции случайного распределения объема пузырьков по размерам. Изменение же степени вспучивания, поризации во времени следует считать подчиняющимся приведенному экспоненциальному закону.

Согласно (1) развитие газового пузырька (развитие вспучивания и поризации) определяется соотношением давления внутри пузырьков и вязкости среды, т.е. силы деформирования среды  $P_0$  и силы ее сопротивления деформированию  $\eta$ . При получении ячеистой пористости строительных материалов сила деформирования обуславливается объемом газовой выделения в пузырьке от внутреннего источника, а сила сопротивления деформированию - реологическими характеристиками формовочной смеси (предельным напряжением сдвига  $P_k$ , вязкостью  $\eta_s$ ). В зависимости (1) давление  $P_0$  и вязкость  $\eta$  входят в виде постоянных величин. В технологическом процессе формирования ячеистой пористости строительных материалов эти величины переменны и представляют собой кинетические функции определенных технологических параметров. Именно в согласовании кинетики одновременно протекающих процессов и их параметров и заключены содержание и сложность задачи управления формированием качественной структуры ячеистой пористости.

Применительно к конкретной технологии силикатного ячеистого бетона (газосиликата) динамика возможного изменения давления внутри газового пузырька будет связана с кинетикой реакции газообразования при взаимодействии частиц алюминиевой пудры (порошка) с гидроксидом кальция. В этом отношении количество выделяющегося водорода  $v(H_2)_\tau$  может быть отражено [2] уравнением:

$$v(H_2)_\tau = a \cdot m_{Al} [1 - \exp(-k\tau)], \quad (2)$$

где  $m_{Al}$  - исходное количество алюминиевой пудры;  $a$  - коэффициент выхода газовой фазы при взаимодействии единицы массы пудры с гидроксидом кальция;  $k$  - константа скорости реакции алюминия с гидроксидом кальция,  $\tau$  - время реакции.

Взаимодействие частиц алюминиевой пудры с гидроксидом кальция необходимо полагать подчиняющимся закономерностям гетерогенных реакций. В соответствии с этим константа скорости реакции  $k$  должна рассматриваться зависящей не только от температуры  $T$ , но и от величины удельной площади поверхности частиц алюминиевого порошка  $S_{Al}$  и удельной реакционной активности поверхности частиц  $q_{Al}$  при их взаимодействии с гидроксидом кальция:

$$k = \varphi(T, S_{Al}, q_{Al}). \quad (3)$$

Отметим, что выражение (3) справедливо при выполнении условия, когда насыщение реагирующей системы гидроксидом кальция при гидратации извести не является лимитирующим для процесса взаимодействия алюминия с ним.

При повышении температуры константа скорости реакции (и сама скорость реакции) возрастает по экспоненциальному закону:

$$k = k_0 \cdot \exp\left(-\frac{E}{RT}\right), \quad (4)$$

где  $k$  - константа скорости реакции при абсолютной температуре  $T$ ;  $k_0$  - константа скорости при бесконечно большой температуре;  $E$  - эффективная энергия активации, связанная с энергетикой элементарных процессов на поверхности частиц алюминиевого порошка;  $R$  - универсальная газовая постоянная.

Константа скорости реакции пропорциональна активационному множителю  $\exp\left(-\frac{E}{RT}\right)$ , в котором температура как возможный управляющий фактор скорости процесса газообразования присутствует в явном виде. Другие же факторы, такие как удельная площадь поверхности алюми-



ниевое порошка, удельная его поверхностная активность могут считаться действующими на скорость реакции через влияние их на эффективную энергию активации. Поэтому управляющими факторами кинетической функции величины давления газа внутри пузырька  $P_0$  оказываются температура среды  $T$ , удельная площадь поверхности алюминиевого порошка  $S_{Al}$  и удельная реакционная активность поверхности  $q_{Al}$ . Именно от этих параметров в определяющей мере и будет зависеть динамика и объем газовой выделения.

Температурная функция и величина предельной температуры поризуемой формовочной смеси зависят от начальной температуры, содержания активного СаО в смеси, скорости гидратации и тепловыделения при гидратации извести, от вида и количества применяемых добавок и ряда других факторов. Всеми названными факторами могут управляться параметры температурной функции. Соответственно, они должны считаться управляющими и для функции газовой выделения  $v'(H_2)_\tau$  и величины давления газа внутри пузырька  $P_0$ .

При анализе газовой выделения по уравнению (2) требуется учитывать возможное увеличение объема газа при повышении температуры системы. Иными словами, в уравнение (2) должна быть введена функция коэффициента его объемного расширения:

$$\beta_v = f\left(T, \tau, \frac{dT}{d\tau}\right). \quad (5)$$

Тогда (2) запишется в виде:

$$v'(H_2)_\tau = a \cdot m_{Al} \left\{ 1 - \exp\left[-k_0 \cdot \exp\left(-\frac{E(T, S_{Al}, q_{Al})}{RT}\right) \cdot \tau\right] \right\} \beta_v. \quad (6)$$

В соответствии с уравнением Клайперона давление водорода в пузырьке в  $\tau$ -ый момент времени  $P_0(\tau)$  окажется равным:

$$P_0(\tau) = \frac{RT}{v'(H_2)_\tau}, \quad (7)$$

где  $v'(H_2)_\tau$  принимается в Кмолях.

Влиянием этого давления и будет определяться расширение газового пузырька до соответствующей величины его равновесного радиуса  $r_p$ .

Сопротивление среды деформированию под действием давления  $P_0(\tau)$  будет определяться, как отмечалось, реологическими характеристиками формовочной смеси - предельным напряжением сдвига  $P_k$  и эффективной вязкостью  $\eta_s$ . Формовочная смесь, полученная из шихты с определенным соотношением извести и кремнеземистого компонента заданной гранулометрии при известном В/Т, будет иметь соответствующие начальные значения предельного напряжения сдвига и эффективной вязкости. По мере гидратации извести и появления коллоидной составляющей в формовочной смеси, кристаллизации гидроксида кальция величины  $P_k$  и  $\eta_s$  будут закономерно возрастать, а сопротивление системы деформированию увеличиваться. Динамика этого будет определяться кинетикой гидратации извести, которая может управляться путем выбора соответствующих условий гидратации, основным из которых является температура. При повышении температуры скорость гидратации извести  $C_z$  возрастает по экспоненциальному закону:

$$C_z = C_0 \cdot \exp\left(-\frac{E_u}{RT}\right), \quad (8)$$

где  $C_0$  - скорость реакции при бесконечно большой температуре;  $E_u$  - эффективная энергия активации процесса.

Эффективная энергия активации процесса гидратации извести  $E_u$  связана с энергетикой элементарных кинетических и диффузионных явлений и определяется совокупностью технологических факторов: удельной площадью поверхности молотой извести  $S_{и}$ , величиной В/Т, видом и количеством химических добавок и др. Этими факторами, помимо температуры, и может управляться развитие процесса гидратации извести, степень ее гидратации  $m_u(\tau)/m_u(\tau=0)$ . Последняя связана с константой скорости реакции соотношением:

$$\frac{m_u(\tau)}{m_u(\tau=0)} = m_u(\tau=0) \cdot [1 - \exp(-k_u \tau)], \quad (9)$$

где  $m_u(\tau)$  - количество прогидратировавшего СаО в г/г извести;  $m_u(\tau=0)$  - исходное содержание СаО<sub>акт</sub> в г/г извести-кипелки;  $k_u$  - константа скорости гидратации извести.

В соответствии с изложенными соображениями можно записать:

$$(P_k; \eta_s)_\tau = \psi \left[ \frac{m_u(\tau)}{m_u(\tau=0)} \right] \quad (10)$$

при известных значениях СаО/SiO<sub>2</sub>, В/Т и других начальных условиях.

Представленная этим соотношением зависимость реологических характеристик формовочной смеси от степени (меры) гидратированности извести в ней должна быть раскрыта экспериментально для известных начальных условий.

Учитываемые для соотношения (10) факторы не могут изменяться непосредственно на стадии формования, что не позволяет оперативно вмешиваться в ход процесса формирования ячеистой пористости. Эти факторы задаются до начала процесса формования и могут регулироваться только на предшествующих формованию стадиях технологии. Единственным оперативным фактором управления реологическими характеристиками формовочной смеси и, соответственно, сопротивлением среды развитию газового пузырька (вспучиванию и поризации) остается механическое воздействие на смесь, которое, как известно, применяется в различных вариантах вибротехнологии ячеистого бетона.

Изложенные результаты рассмотрения сущности процессов дают основу для формулирования положений к алгоритму управления формированием сырца ячеистого бетона.

Развитие газового пузырька и вспучивание, поризация формовочной смеси начнется, когда растущее за счет газообразования давление внутри пузырька окажется достаточным для преодоления предельного напряжения сдвига смеси. После этого увеличение радиуса пузырька  $r_\tau$  и его объема  $v(r_\tau)$  должно отвечать экспоненциальному закону, отражаемому соотношением (1). Если в момент времени  $\tau$  в условиях, когда смесь будет иметь эффективную вязкость  $\eta_s$ , радиус пузырька  $r_\tau$  и его объем  $v(r_\tau)$  окажутся, соответственно, меньше равновесного их значения для данного объема  $v(H_2)_\tau$ , то пузырек окажется под избыточным давлением  $\Delta P_0(\tau)$ . Величина этого давления будет определяться соотношением:

$$\Delta P_0(\tau) = P_0(\tau) \frac{\{r_p [v'(H_2)_\tau] - r_\tau\}^3}{\{r_p [v'(H_2)_\tau]\}^3} \quad (11)$$

В последующий момент времени  $(\tau + \Delta\tau)$  произойдет приращение объема газа в пузырьке на величину  $\Delta v'(H_2)_\tau$ . Если рассогласование между объемом газовыделения и развитием объема растущего пузырька будет нарастать, избыточное давление может оказаться таким, что межпорочная перегородка в системе соседних пузырьков разрушится.

Эти соображения приводят к заключению о том, что управление процессом должно осуществляться с таким расчетом, чтобы обеспечивалось равенство  $v(r_\tau) = v'(H_2)_\tau$  и выполнялось условие  $\Delta P_0(\tau) = 0$ . Практически это означает, что компьютерная система управления должна, с учетом известных значений стабилизируемых технологических факторов, выбирать такие значения управляющих факторов  $T_u$  (начальная температура формовочной смеси),  $S_{Al}$ ,  $D_x$  (дозировка соответствующей химдобавки) и др., при которых функции газовыделения и схватывания оказываются соответствующими развитию радиуса пузырька, т.е. процесса вспучивания по экспоненциальному закону (1). Для обеспечения оперативного управления процессом формования необходимо иметь возможность механического воздействия на вспучивающуюся смесь и изменения за счет этого ее реологических характеристик  $P_k$  и  $\eta_s$ . Микропроцессор по получаемой информации о мере рассогласования в развитии газовыделения и вспучивания должен определять задание по параметрам механического воздействия, способного обеспечить в необходимый момент времени устранение этого рассогласования.

#### Литература

1. Ландау, Л.Д. Механика сплошных сред [Текст] / Л.Д. Ландау, Е.М. Лившиц. - М.: Физматгиз, 1954.
2. Чистяков, Б.З. Производство газобетонных изделий по резательной технологий [Текст] / Б.З. Чистяков, И.А. Мысатов, В.Л. Бочков. - Л.: Стройиздат: 1977. - 240 с.

УДК 624.017

*Канд. техн. наук, доц. Ю.А. Щепочкина**(Ивановский государственный архитектурно-строительный университет)**Россия, г. Иваново, тел. (4932) 29-01-38; e-mail: inf@igasu.ru*

## ВЛИЯНИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ НА ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА

В XX веке только в России в строительстве было использовано 10 млрд. кубометров бетона и железобетона, а в настоящее время ежегодное производство бетона в мире достигает 2 млрд. кубометров, что намного превосходит производство других видов промышленной продукции и строительных материалов [1]. Основная характеристика бетона - это его прочность, которая может зависеть от самых различных факторов [2], в том числе и от температуры.

Основными структурными элементами бетона на макроуровне являются: цементный камень, мелкий и крупный заполнители. Эти элементы имеют разные коэффициенты температурных деформаций, пористость и размеры. Неоднородная структура бетона приводит к появлению внутренних напряжений и, как следствие, к возможному возникновению микро- и макротрещин.

Структура бетона на микроуровне также является неоднородной. Цементный камень состоит из различных кристаллических и гелеобразных коллоидных частиц и включает в себя зёрна не прореагировавшего цемента. Основными компонентами цементного камня являются негидратированные минералы, а их содержание, по данным [3], соответствует, %: алит и белит 40-45; гель гидрата двухкальциевого силиката 31-38; гидрат окиси кальция 6-10; трехкальциевый алюминат 12-14. В процессе твердения [4] возникает неоднородная система, состоящая из кристаллических и коллоидных образований (переходящих далее в микрокристаллические агрегаты), не затронутых еще водой ядер цементных зерен, пленок воды и воздуха [3 ... 6].

По данным исследований [3] во всем интервале температур от 200-250°C до 1000°C без разрушения кристаллической решетки плавно и сравнительно медленно во времени происходит дегидратация основного компонента гидратированного цементного камня - гидрата двухкальциевого силиката. В температурном интервале 110-350°C прочность камня растет в зависимости от степени гидратации и может увеличиться в 1,5-2 раза за счет частичного обезвоживания и уплотнения геля гидрата двухкальциевого силиката, а также гидрата окиси кальция. В температурном интервале 350-550°C прочность снижается до первоначальной вследствие разнозначности температурных деформаций между коллоидной изотропной массой, рассеянными в ней мелкими кристаллами и негидратированными клинкерными материалами. При температурах 540-650°C с разложением на CaO и воду и разрушением кристаллической решетки протекает дегидратация гидрата окиси кальция [3]. Дегидратация гидрата трехкальциевого алюмината заканчивается при температурах 590-650°C с незначительным разложением на CaO и  $C_5A_3$  в температурных интервалах 240-320 °C и 540-590°C. В температурном интервале 550-1000°C прочность уменьшается до 30-50% от первоначальной из-за нарушения структуры геля гидрата двухкальциевого силиката (особенно резко в интервале температур 550-650°C в результате дегидратации гидрата окиси кальция с образованием CaO). По данным исследований [7] снижение прочности материала связано с дегидратацией гидросиликатов и гидроалюминатов кальция, сульфатосодержащих фаз, гидрата окиси кальция, декарбонизацией карбоната кальция.

Физико-химические процессы, происходящие в бетоне при его нагреве, отличаются от таковых в цементном камне. Здесь вступает в действие новый фактор - напряжения, возникающие между цементным камнем и заполнителем вследствие разницы температурных деформаций: дегидратация геля двухкальциевого силиката в бетонах влияет на прочность менее существенно, чем в цементном камне ввиду малой толщины слоя последнего вокруг зерен заполнителя и, соответственно, меньших нарушений структуры [3]. Существенному снижению прочности бетона после нагрева до высоких температур способствуют напряжения, обусловленные разностью абсолютных дефор-

маций цементного камня (усадка при нагреве) и заполнителя (расширение при нагреве) [3, 4, 8]. Это обусловлено не одинаковым восприятием температурных воздействий, входящими в состав бетона компонентами и неоднородностью структуры материала. Заполнители могут включать кристаллические и аморфные фазы. В связи с этим, в цементном камне и заполнителях при нагреве могут развиваться уже имеющиеся после изготовления бетона микродефекты и появляться новые.

Бетон естественной влажности при температурах 60 и 90°C снижает прочность на сжатие на 35 и 21%, снижает прочность на растяжение на 54 и 52%; при температурах 200-400°C прочность бетона увеличивается на 5-10%, а при температурах 400°C и выше прочность понижается и при 600°C составляет 65%, а при 700°C - 48% от прочности не подверженных температурному воздействию образцов [8]. Уменьшение прочности бетона при температурах менее 100°C объясняется глубоким проникновением воды при нагреве в щели и микротрещины в цементном камне, вследствие чего увеличивается истинная поверхность цементного камня, покрытая адсорбционным слоем воды и, следовательно, уменьшением поверхностной энергии кристаллов цементного камня, благодаря чему облегчается возникновение и развитие существующих микротрещин, а повышение прочности бетона при температурах 200-400°C объясняется повышением прочности цементного камня за счет уплотнения его структуры вследствие удаления воды, адсорбированной гелем двухкальциевого силиката, а также усиленной кристаллизацией  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , которая упрочняет цементный камень; понижение прочности бетона при температурах выше 400°C связано с нарушением структуры затвердевшего портландцемента из-за усиливающейся разнозначности деформации гелеобразной части цементного камня, а также из-за дегидратации  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  [8, 9].

Структурные изменения, происходящие в цементном камне при высокотемпературном воздействии, подтверждают и данные дифференциально-термического анализа (рис. 1).

Рентгенофазовый анализ проб цементно-песчаной составляющей бетона до и после температурного воздействия (пробы отбирались с глубины 2-3 мм от поверхности, подвергавшейся нагреву до 850°C) был выполнен на приборе «Дрон-2». На рентгенограммах отчетливо видны пики, характеризующие наличие кварца. При этом можно отметить несколько увеличенную интенсивность пиков у проб, взятых из образцов, подвергавшихся температурному воздействию.

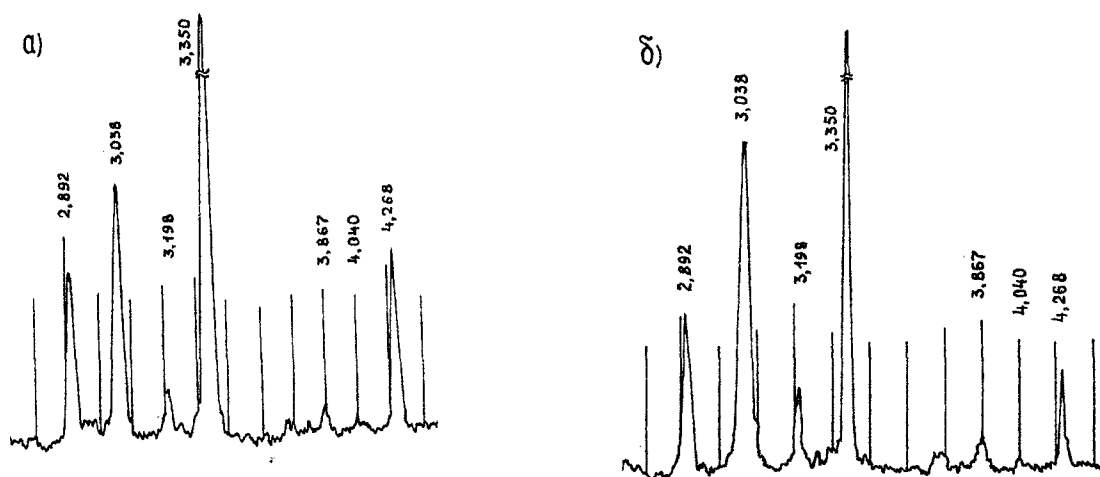


Рис. 1. Фрагменты рентгенограмм цементно-песчаной составляющей бетона: а – до температурного воздействия; б - после температурного воздействия

Таким образом, одним из основных негативных факторов, влияющих на изменение прочности бетона, является температура и, как следствие, такие явления как избыточное давление в поровом пространстве и потеря влаги при нагреве. При этом возникающие в бетоне вследствие воздействия высокой (800-1000°C) температуры механические напряжения могут приводить к потере прочности материала до 55%.

## Литература

1. Звездов, А.И. Бетон и железобетон – основа совершенствования строительства в XXI веке [Текст] / А.И. Звездов // Строительные материалы, 2001. – № 4. – С. 6 - 7.
2. Дудеров, И.Г. Общая технология силикатов [Текст] / И.Г. Дудеров, Г.М. Матвеев, В.Б. Суханова. – М.: Стройиздат, 1987. – 560 с.
3. Гердвис, И.А. Технологические и художественные основы подбора пигментов при цветном глазуровании бетонных стеновых изделий [Текст] / И.А. Гердвис. – Тр. НИИ «Стройкерамика», 1979. – Вып. 45. – С. 195 - 204.
4. Жароупорные бетоны [Текст]: под ред. К.Д. Некрасова. – М.: Изд-во литературы по строительству, 1964. – 292 с.
5. Грушко, И.М. Повышение прочности и выносливости бетона [Текст] / И.М. Грушко, А.Г. Ильин, Э.Д. Чихладзе. – Харьков: Вища шк., 1986. – 152 с.
6. Жданов, Г.С. Лекции по физике твердого тела [Текст]: принципы строения, реальная структура, фазовые превращения / Г.С. Жданов, А.Г. Хунджуа. – М.: МГУ, 1988. – 231 с.
7. Мишин, В.М. Теоретические и технологические принципы создания теплоизоляционных материалов нового поколения в гидротеплосиловом поле [Текст] / В.М. Мишин, В.Н. Соков. – М.: МПА, 1999. – 352 с.
8. Милованов, А.Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций [Текст] / А.Ф. Милованов. – М.: Стройиздат, 1986. – 224 с.
9. Федосов, С.В. Дериватографический анализ физико-химических превращений в бетоне при его глазуровании [Текст] / С.В. Федосов, М.В. Акулова, Ю.А. Щепочкина // Изв. вузов. Химия и химическая технология. – 2003. – Т. 46. – Вып. 8. – С. 21-24.

## Уважаемые коллеги!

В Орловском государственном техническом университете с 2004 г. ежеквартально издается научный журнал «Известия ОрелГТУ». Серия «Строительство. Транспорт», в котором Вы можете опубликовать свои статьи по широкому спектру проблем в следующих областях:

### Строительство

- эффективные архитектурно-конструктивные решения зданий и сооружений;
- энергосберегающие технологии в строительном комплексе;
- развитие теории расчета сооружений и элементов строительных конструкций, оснований и фундамента;
- вопросы безопасности зданий и сооружений.

### Транспорт

- современные технологии и технологическое оборудование, используемые для технического обслуживания, ремонта автомобилей и реновации их деталей;
- системный анализ, управление и обработка информации в транспортном комплексе;
- повышение эффективности эксплуатации автомобильного транспорта;
- проблемы качества энерго- и ресурсосбережения на автомобильном транспорте;
- экологическая безопасность транспортного комплекса.

Журнал открыт для рекламы, оплата – на договорной основе.

Объем статьи, как правило, не должен превышать 6 стр., рекламного объявления – не более 1 стр. Материал принимается в **файловом виде**: по электронной почте, на **дискетах** 3.5 дюйма или на **CD-диске**, выполненный в любом из текстовых редакторов Word, с приложением распечатки.

### **ОБЯЗАТЕЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ОФОРМЛЕНИЮ СТАТЬИ:**

Страница – формат А4, поля – сверху и снизу по 27 мм, слева и справа по 22 мм.

Первая строка – УДК - шрифт 12 пт Times New Roman, выравнивание по левому краю.

Вторая строка – пустая строка – шрифт 12 пт.

Третья строка – ученая степень и ученое звание (или должность), инициалы и фамилии авторов – шрифт 12 пт курсив, выравнивание по ширине.

Четвертая строка – в скобках полное название учреждения, организации – шрифт 12 пт курсив, выравнивание по ширине.

Пятая строка – страна, город, телефон, e-mail – шрифт 12 пт курсив, выравнивание по ширине.

Шестая строка – пустая строка – шрифт 12 пт.

Седьмая строка – название статьи – прописными, шрифт 16 пт полужирный, выравнивание по центру.

Восьмая строка – пустая строка – шрифт 12 пт.

Девятая строка – реферат на русском языке – шрифт 11 пт.

Десятая строка – пустая строка – шрифт 11 пт.

Одиннадцатая строка – реферат на английском языке – шрифт 11 пт.

Двенадцатая строка – пустая строка – шрифт 11 пт.

Далее – основной текст статьи.

Размер шрифта статьи 11 пт, междустрочный интервал – одинарный, выравнивание текста – по ширине, использовать режим автоматической расстановки переносов, отступ для абзаца – 10 мм.

Рисунки представляются в черно-белом виде, в одном из форматов приложений Microsoft (Word, Excel, Power Point или в форматах .gif, .wmf, .jpg), графики и иллюстрации вставляются в текст форматом «Обтекание в тексте».

Формулы: в редакторе Microsoft Equation 3.0, 4.0.

После основного текста статьи – пустая строка – шрифт 11 пт.

Заголовок – Литература – шрифт 11 пт, выравнивание по центру.

Следующая строка – пустая строка – шрифт 11 пт.

Далее приводятся библиографические описания литературных источников – нумерованный список (как правило, не более 8 источников), шрифт 11 пт, выравнивание по ширине.

В редакцию представляются:

1. Статья **в электронном виде и распечатанная на бумаге**.
2. Реферат (3-8 строк) **на русском и английском языке**.
3. Заглавие статьи, фамилии и инициалы авторов – **на английском языке**.
4. Дополнительные сведения об авторах.

**К обязательным элементам оформления статьи** относятся: индекс УДК; ученая степень, ученое звание, инициалы и фамилии авторов; название высшего учебного заведения (организации); страна, город и данные для связи с авторами, заглавие; список литературы.

В тексте все сокращения, за исключением общепринятых, расшифровываются. Физический смысл символов в формулах объясняется. Значения физических величин приводятся в единицах СИ или разрешенных к употреблению наравне с ними. Буквенные обозначения, цифры, знаки и их расположение должны быть четкими и различимыми.

Литература оформляется **согласно образцу**, приведенному на следующей странице. Нумерация позиций – согласно очередности ссылок в тексте.

Иллюстрации выполняются с учетом последующего воспроизведения средствами оперативной полиграфии: штриховые (чертежи, схемы, графики, технические рисунки) – **в соответствии с требованиями ЕСКД**.

Дополнительные сведения об авторах должны содержать: фамилию, имя, отчество, должность, название кафедры и вуза, ученую степень и звание, домашний адрес, номера служебного и домашнего телефонов, а также E-mail.

Датой поступления статьи считается последняя дата поступления статьи после доработки.

### **Вниманию читателей и авторов!**

Производится подписка на очередные выпуски научного журнала  
«Известия ОрелГТУ. Строительство. Транспорт»  
на 2-е полугодие 2007 г.

Подписаться можно по каталогу «ПРЕССА РОССИИ»

Обращайтесь в отделение ФГУП «Почта России»

Дополнительная информация о подписке и приобретении  
выпусков журнала по телефону 8(4862) 76-39-92

Подписной индекс 86294

## Образец оформления статьи

УДК ????.????.???

Докт. техн. наук, проф. А.А. Иванов  
(Орловский государственный технический университет)  
Россия, г. Орел, тел. (4862) 41-98-77; e-mail: tmsi@ostu.ru  
Канд. техн. наук, доц. В.М. Петров, асп. В.В. Сидоров  
(Национальный авиационный университет)  
Украина, г. Киев, тел. +38 (044) 460-98-77; e-mail: skim@nau.ua

### НАЗВАНИЕ СТАТЬИ ПРОПИСНЫЕ 16 ПТ, ПОЛУЖИРНЫЙ ПО ЦЕНТРУ

Реферат 3-8 строк Реферат 3-8 строк Реферат 3-8 строк Реферат 3-8 строк Реферат 3-8 строк  
Реферат 3-8 строк Реферат 3-8 строк Реферат 3-8 строк

Referat, Referat, Referat, Referat, Referat, Referat, Referat, Referat, Referat, Referat, Referat, Referat, Ref-  
erat, Referat, Referat, Referat, Referat, Referat, Referat, Referat, Referat.

Текст статьи до 6 страниц Текст статьи до 6 страниц Текст статьи до 6 страниц Текст статьи до 6 страниц  
Текст статьи до 6 страниц Текст статьи до 6 страниц Текст статьи до 6 страниц Текст статьи до 6 страниц  
Текст статьи до 6 страниц Текст статьи до 6 страниц Текст статьи до 6 страниц

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{t_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[ \frac{1}{E(\tau)} \right] d\tau - \int_{t_1}^t f[\sigma(\tau)] \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) d\tau. \quad (1)$$

Текст статьи до 6 страниц Текст статьи до 6 страниц Текст статьи до 6 страниц Текст статьи до 6 страниц  
Текст статьи до 6 страниц Текст статьи до 6 страниц Текст статьи до 6 страниц

Рисунок по центру статьи, положение перед текстом

Рис. 1. Название рисунка Название рисунка Название рисунка Название рисунка Название рисунка  
Название рисунка Название рисунка Название рисунка Название рисунка: а – конструктивная  
схема; б – расчетная схема фермы-диафрагмы; в – эпюры расчетных усилий

Таблица 1

Коэффициенты материалоемкости поддерживающих элементов  
балочных систем с опорами в виде консольных ферм


#### Литература

1. Залесов, А. С. Новые методы расчета железобетонных элементов по нормальным сечениям на основе деформационной расчетной модели [Текст] / А. С. Залесов, Е. А. Чистяков, И. Ю. Ларичева // Бетон и железобетон. – 1997. – № 5. – С. 31-34.
2. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона [Текст] / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

Статьи, предлагаемые к публикации, просьба высылать по адресу:

302020, Россия, г. Орел, Наугорское шоссе, 29.

Гл. редактору серии «Строительство, Транспорт» журнала Известия ОрелГТУ, д.т.н., проф. В.И. Колчунову.  
Тел: (4862) 41-98-05, 76-39-92, 76-29-94; факс: (4862) 43-92-41. E-mail: ante@ostu.ru; gsh@ostu.ru

Ответственные за выпуск:

Колчунов В.И., Коробко В.И., Никулин А.И., Солопов С.В.

**Известия ОрелГТУ.**

**Серия «Строительство. Транспорт». – № 2/14 (530) 2007 апрель-июнь. – 211 с.**

---

Лицензия ИД № 00670 от 05.01.2000 г.

Подписано в печать . . . 2006 г.

Формат 69×90/8. Бумага офсетная.

Печать ризография. Гарнитура «Таймс».

Уч. изд. л. . Тираж 500 экз.

Заказ № 36/07 по

Отпечатано с готового оригинал-макета в типографии ОрелГТУ

302030, г. Орел, ул. Московская, 65