

ПРОЧНОСТЬ, ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ
И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА
ПРИ ТЕМПЕРАТУРНЫХ И КОРРОЗИОННЫХ
ВОЗДЕЙСТВИЯХ

В 2 частях

Часть 1

Под редакцией С. Н. Леоновича

Минск
БНТУ
2016

Авторы:

*С. Н. Леонович, Д. А. Литвиновский,
О. Ю. Чернякевич, А. В. Степанова*

Прочность, трещиностойкость и долговечность конструкционного бетона при температурных и коррозионных воздействиях : монография : в 2 ч. Ч. 1 / С. Н. Леонович [и др.], под ред. С. Н. Леоновича. – Минск : БНТУ, 2016. – 393 с. – ISBN 978-985-550-776-6 (Ч. 1).

Первая часть монографии посвящена проблемам прочности, трещиностойкости и долговечности конструкционного бетона при воздействии высоких температур и циклического замораживания–оттаивания. Особенностью данной книги является построение исследований на единой научно-методологической основе – механике разрушения (теории трещин), в терминах силовых и энергетических критериев, что позволяет последовательно изучить проблему на всех уровнях сложности структуры конструкционного бетона: капиллярная и гелевая пористость, вязкость разрушения бетона, прочность конструктивного элемента при температурных и влажностных воздействиях.

Исследования структурных аспектов прочности, трещиностойкости и долговечности бетона в терминах коэффициентов интенсивности напряжений и энергии разрушения позволили оценить существующие гипотезы морозной деструкции и вклад различных механизмов (гидростатическое давление воды, общее кристаллизационное давление, давление дополнительного кристаллообразование, гидравлическое давление) в морозное разрушение, учитывая в расчёте особенности структуры (кинетика водопоглощения, оптический микроскоп, сканирующий электронный микроскоп, изотермы сорбции): капиллярная и гелевая пористость, трещины в матрице и на контакте с наполнителем для широкого спектра бетонов (обычного, напрягающего, высокопрочного, центрифугированного, армированного стержневой продольной и поперечной спиральной арматурой).

Многопараметрическая оценка изменения при температурных воздействиях прочности на сжатие, на растяжение при изгибе, модуля упругости и мониторинг деградационных процессов неразрушающими методами (динамическое индентирование, ультразвуковой импульсный метод, отрыв со скалыванием, накопление остаточных деформаций деструктивного расширения) позволили разработать предложения по расчету железобетонных конструкций при температурных воздействиях, в том числе на основе энергетической концепции Гриффитса и в вероятностной постановке.

По тексту книги автор фиксирует внимание на нерешенных проблемах и формулирует направления дальнейших исследований.

Табл. 99. Ил. 189. Библиогр. 496.

Рекомендовано к изданию научно-техническим советом
Белорусского национального технического университета
(протокол № 11 от 23.12.2013)

Рецензенты:

заведующий кафедрой «Строительные материалы»
Московского государственного строительного университета,
доктор технических наук, профессор *Д. В. Орешкин*;
декан факультета транспортных коммуникаций
Белорусского национального технического университета,
доктор технических наук, профессор *А. В. Бусел*

ISBN 978-985-550-776-6 (Ч. 1)
ISBN 978-985-550-926-5

© Белорусский национальный
технический университет, 2016

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие	9
Глава 1. ПРОЧНОСТЬ, ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ВЫСОКИХ ТЕМПЕРАТУР	12
1.1. Анализ проблемы влияния высоких температур на свойства высокопрочного бетона.....	12
1.1.1. Высокопрочный бетон в современном строительстве	12
1.1.2. Исследование влияния высокой температуры на высокопрочный бетон	19
1.1.3. Влияние высоких температур на прочностные и деформативные характеристики высокопрочного бетона.....	31
1.1.4. Хрупкое разрушение бетона	47
1.2. Материалы и методика проведения экспериментальных исследований.....	55
1.2.1. Методы определения коэффициента интенсивности напряжений для бетона.....	55
1.2.2. Планирование эксперимента. Методика экспериментальных исследований.....	61
1.2.3. Нагрев экспериментальных образцов	67
1.2.4. Предел прочности на сжатие, призмная прочность, модуль упругости, скорость прохождения ультразвукового импульса (УЗИ) при воздействии высоких температур	68
1.2.5. Определение вязкости разрушения	72
1.2.6. Определение хрупкости высокопрочного бетона.....	75
1.3. Результаты экспериментальных исследований прочностных, деформационных и энергетических характеристик высокопрочного бетона после нагрева	77
1.3.1. Изменение прочности высокопрочного бетона после нагрева	77
1.3.2. Изменение массы ВПБ после нагрева.....	80
1.3.3. Скорость распространения ультразвука и динамический модуль упругости образцов ВКБ после нагрева	83
1.3.4. Изменение модуля упругости ВПБ после нагрева.....	85
1.3.5. Диаграммы « σ – ε » бетонных образцов-призм после нагрева	87

1.3.6. Изменение коэффициентов интенсивности напряжения ВПБ после нагрева	91
1.3.7. Определение энергии разрушения ВПБ после нагрева	92
1.3.8. Анализ результатов экспериментальных исследований.....	93
1.3.9. Сравнение наших результатов исследований с результатами ведущих специалистов в мире по поведению высокопрочного бетона при высоких температурах.....	105
1.4. Вязкость разрушения высокопрочного сталефибробетона при высокотемпературных воздействиях.....	115
1.4.1. Механизмы трещинообразования высокопрочного сталефибробетона.....	115
1.4.2. Требования к композиту с высокой вязкостью.....	117
1.4.3. Проектирование состава и экспериментальная оценка высокопрочного сталефибробетона	121
1.4.4. Результаты экспериментальных исследований силовых, прочностных, деформационных характеристик высокопрочного сталефибробетона после нагрева	122
1.4.5. Практическая апробация воздействия высоких температур на высокопрочный сталефибробетон	124
1.5. Практические подходы к экспериментальному определению вязкости разрушения, деформативности и прочности высокопрочного бетона и сталефибробетона.....	129
1.5.1. Определение критического коэффициента интенсивности напряжения высокопрочного бетона.....	129
1.5.2. Определение критического коэффициента интенсивности напряжения высокопрочного бетона.....	132
1.5.3. Определение модуля упругости бетона методом динамического индентирования	135
1.5.4. Коэффициенты интенсивности напряжений высокопрочного бетона в зоне контакта матрицы и заполнителя при высоких температурах	145
Библиографический список к главе 1	151

**Глава 2. ПРОЧНОСТЬ И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ
КОНСТРУКЦИОННЫХ БЕТОНОВ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ
ЗАМОРАЖИВАНИИ–ОТТАИВАНИИ С ПОЗИЦИИ
МЕХАНИКИ РАЗРУШЕНИЯ..... 161**

Основные условные обозначения.....	161
2.1. Структурные аспекты прочности, трещиностойкости и долговечности бетона	164
2.2. Методика экспериментальных исследований бетонов на обычном, модифицированном и напрягающем цементе	196
2.2.1. Составы и виды бетонов. Опытные образцы	196
2.2.2. Методика испытаний на циклическое замораживание– оттаивание и оценка морозной деструкции бетона.....	198
2.3. Результаты экспериментальных исследований силовых, прочностных, деформационных и структурных характеристик обычного и модифицированного бетона при циклическом замораживании–оттаивании	216
2.3.1. Изменение коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге при ЦЗО	216
2.3.2. Изменение прочности на сжатие бетонных образцов при циклическом замораживании и оттаивании	219
2.3.3. Скорость распространения ультразвука и динамический модуль упругости образцов бетона при циклическом замораживании–оттаивании	220
2.3.4. Изменение массы и водопоглощения образцов в процессе циклических испытаний	223
2.3.5. Исследование капиллярно-пористой структуры бетона.....	225
2.3.6. Анализ результатов экспериментальных исследований обычного и модифицированного бетона при ЦЗО.....	226
2.4. Результаты экспериментальных исследований силовых, прочностных, деформационных и структурных характеристик для бетонов на напрягающем цементе при циклическом замораживании–оттаивании	230
2.4.1. Определение коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге при ЦЗО.....	230

2.4.2. Прочность на растяжение при изгибе образцов размером 100×100×400 мм бетона на напрягающем цементе в процессе циклического замораживания–оттаивания	232
2.4.3. Остаточные деформации бетонных образцов–призм, изготовленных на напрягающем цементе в замороженном (–50°С) и оттаявшем (+20°С) состоянии	233
2.4.4. Скорость распространения ультразвука и динамический модуль упругости при циклическом замораживании–оттаивании	236
2.4.5. Исследование капиллярно-пористой структуры бетона.....	238
2.4.6. Анализ результатов экспериментальных исследований напрягающего бетона при ЦЗО	238
2.5. Результаты экспериментальных исследований силовых, энергетических, прочностных, деформационных и структурных характеристик высокопрочных вибрированных и центрифугированных бетонов.....	240
2.5.1. Исследование трещиностойкости высокопрочного вибрированного бетона.....	240
2.5.2. Исследование разрушения, трещиностойкости и морозосолеустойкости высокопрочного центрифугированного бетона.....	245
2.5.3. Определение морозостойкости центрифугированного бетона неразрушающими методами	254
2.5.4. Классы бетона по энергии разрушения B_G	257
2.6. Экспериментальное определение остаточной морозостойкости бетона эксплуатируемых конструкций	265
2.6.1. Прогноз морозостойкости бетона в эксплуатируемых железобетонных конструкциях	265
2.6.2. Разработка метода прогноза морозостойкости бетона по коэффициентам интенсивности напряжений.....	267
2.6.3. Методика определения коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве способом отрыва со скалыванием.....	273
2.6.4. Сравнение результатов лабораторных исследований морозостойкости бетона с экспериментальными данными, полученными методом отрыва со скалыванием.....	274

2.7. Влияние армирования на стойкость железобетонных элементов при ЦЗО.....	278
2.7.1. Влияние продольного армирования на морозостойкость центрифугированного железобетонного элемента кольцевого сечения	278
2.7.2. Влияние продольного и поперечного спирального армирования на морозостойкость центрифугированного железобетонного элемента кольцевого сечения	284
2.8. Гипотезы морозной деструкции и механика разрушения бетона	289
2.8.1. Механизмы морозного разрушения	289
2.8.2. О структуре бетона и не только о ней.....	294
2.8.3. Гипотеза о гидростатическом давлении воды.....	298
2.8.4. Гипотеза об общем кристаллизационном давлении	303
2.8.5. Гипотеза о давлении дополнительного кристаллольдообразования.....	306
2.8.6. Гипотеза гидравлического давления.....	307
2.8.7. Трещины в зоне контакта матрицы и заполнителя.....	311
2.8.8. Воздействующие факторы	315
2.9. Определение напряженно-деформированного состояния элементов железобетонных конструкций в условиях ЦЗО с учетом неоднородности прочностных, деформативных и теплофизических свойств бетона.....	325
2.9.1. Приближенная оценка напряженно-деформированного состояния центрифугированных железобетонных конструкций кольцевого сечения.....	325
2.9.2. Учет особенностей воздействия знакопеременных температур в оценке напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов	334
2.9.3. Анализ результатов численного эксперимента.....	341
2.10. Предложения по расчету железобетонных элементов при циклическом замораживании и оттаивании	348
2.10.1. Предложения по расчету железобетонных элементов при послойном снижении прочности бетона при ЦЗО.....	348
2.10.2. Изменение силовых, деформационных и прочностных характеристик бетона железобетонных элементов при ЦЗО	349

2.10.3. Расчет железобетонных элементов на основе энергетической концепции Гриффитса	354
2.11. Вероятностный метод расчета долговечности железобетонных конструкций при морозном воздействии	363
2.11.1. Воздействие замораживания–оттаивания без солей–антиобледенителей	363
2.11.2. Замораживание–оттаивание с солями–антиобледенителями	367
Библиографический список к главе 2	370

ПРЕДИСЛОВИЕ

Эта книга – плод тридцатилетней нелегкой, подчас изнурительной научной и практической работы.

Я глубоко благодарен многим людям. Они великодушно вводили в мир своего широчайшего кругозора, укрепляли веру в успех своей высочайшей порядочностью и интеллектом, давали жизненно важный импульс при неудачах и социальных катаклизмах.

При подготовке рукописи я отказался от первоначального замысла включить в книгу исторический очерк об истинных подвижниках и создателях науки коррозии бетона и железобетона, с которыми посчастливилось встречаться в период обучения в аспирантуре, докторантуре в НИИЖБ, участвовать в дискуссиях на научных конференциях, обсуждать результаты длительных экспериментов. Пока накапливается и ждет своего часа материал о зарубежных коллегах и научных центрах периода работы в международных профессиональных организациях ИНТАС, RILEM, *fib*, РААСН, мониторинга на строительстве Бушерской атомной станции (Иран), чтения авторских лекционных курсов и экспериментальных исследований в Венском техническом университете (Австрия), Королевском университете Катманду (Непал), Евразийском университете им. Гумилева (Астана, Казахстан), Ижевском государственном техническом университете им. Калашникова, Дальневосточном федеральном университете, Белостокской политехнике (Польша), Техническом университете Брно (Чехия). Нельзя не вспомнить совместной преподавательской и научной работы с моими белорусскими коллегами, многие из которых стояли у истоков создания отечественного профессионального сообщества в области бетона и железобетона. Возможно, это реализуется в каком-то другом издании. Здесь же о большинстве специалистов упомянуто в тексте, сделаны ссылки на их основные труды.

Абсолютно очевидно, что у истоков стояли мои уважаемые родители: отец Николай Федорович и мама Анна Ермолаевна.

Я признателен моей семье: жене Ольге Васильевне и сыну Андрею за понимание и поддержку, благодарен своим ученикам, без которых была бы невозможна реализация многочисленных экспериментов.

В книге использованы собственные результаты исследований автора, а также выполненные под моим руководством совместные экспериментальные исследования с аспирантами Литвиновским Д.А. (глава I), Лихачевским А.С., Аль-Факихом О., Капланом Д.Л. (глава II), Чернякевич О.Ю. (глава III), Прасол (Степанова) А.В. (глава IV).

Именно эти люди вместе с докторантами Снежковым Д.Ю., Земляковым Г.В., Трепачко В.М., аспирантами Пелюшкевичем А.И., Гуриновичем В.Ю., Карповичем С.Л., Обуховым А.Е., Ольгомцом А.И., Латышем А.В., Статкевичем П.И., Мулярчиком В.С., Сапрановичем Н.А. и многими магистрантами составляют вновь созданную оригинальную национальную научную школу «Прочность, трещиностойкость и долговечность конструкционного бетона при температурных и коррозионных воздействиях» под руководством автора.

Отдельная благодарность за ценные замечания по рукописи рецензентам:

– заведующего кафедрой «Строительные материалы и геотехника» Ижевского государственного технического университета им. Калашникова, Лауреата Премии Правительства РФ, докт. техн. наук, профессора Яковлева Г.И.

– директора Института механики материалов и конструкций Венского технического университета, докт. техн. наук, профессора Эберхардштайнера Й.

– декана факультета транспортных коммуникаций белорусского национального технического университета, докт. техн. наук, профессора Бусела А.В.

Монография рекомендована к печати Научно-техническим советом БНТУ и опубликована благодаря финансовой поддержке ректората.

Книга будет полезна студентам, магистрантам, аспирантам, докторантам, педагогическим и научным сотрудникам, инженерам-специалистам проектных, строительных и эксплуатационных организаций, оплодотворенных инновационной идеей создания и возведения конструкций из высококачественного бетона требуемой долговечности при силовых, техногенных и природных воздействиях.

Леонович С.Н., заведующий кафедрой «Технология строительного производства», БНТУ, научный консультант, главный научный

сотрудник НИЛ «Промышленное и гражданское строительство»,
докт. техн. наук, профессор, иностранный академик РААСН.

Монография рекомендована к печати Научно-техническим советом БНТУ и опубликована благодаря финансовой поддержке ректората.

ГЛАВА 1. ПРОЧНОСТЬ, ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ВЫСОКИХ ТЕМПЕРАТУР*

1.1. Анализ проблемы влияния высоких температур на свойства высокопрочного бетона

1.1.1. Высокопрочный бетон в современном строительстве

Современные высокопрочные бетоны (ВПБ) позволяют существенно снизить материалоемкость и повысить эффективность строительства. Это объясняется применением ВПБ в особых экстремальных условиях, в конструкциях новых архитектурных форм, тонкостенных панелях, оболочках, трубах, резервуарах, покрытиях дорог и аэродромов, защитных элементов и т.д., где необходима повышенная трещиностойкость, прочность, высокая ударная вязкость и износостойкость и др. Высокопрочный бетон гармонично сочетается с окружающей средой, имеет неограниченную сырьевую базу, низкую стоимость по сравнению с равнопрочной сталью и несравненно более высокую долговечность. Именно поэтому такие бетоны станут основными конструкционными материалами в будущем.

ВПБ имеет значительные экономические и архитектурные преимущества по сравнению с бетонами обычной прочности. Во-первых, ВПБ может выдерживать ту же сжимающую нагрузку при меньшей стоимости, чем обычной прочности бетон (ОПБ). Во-вторых, ВПБ позволяет использовать меньшие по размеру в сечении колонны. Эти преимущества в совокупности с совершенствованием конструкций и обеспечением качества и долговечности привели к расширению области применения ВПБ.

Введение модификаторов в цементные системы в соответствии с подходом Баженова Ю.М., Иванова Ф.М., Батракова В.Г., Каприлова С.С., Тура В.В. [70-77, 94, 95, 93, 111] осуществляется с це-

* Глава 1 написана на основе диссертационной работы Литвиновского Д.А. «Вязкость разрушения высокопрочного бетона после воздействия высоких температур», выполненной под руководством автора

лю: снижения вязкости цементно-водных суспензий для улучшения технологических свойств бетонных смесей; регулирования скорости процессов гидратации цемента и твердения бетонов; изменения структуры сформированного цементного камня и бетона с целью увеличения их прочности и стойкости к многократным физическим воздействиям [68, 74, 78, 79, 84].

В настоящее время для улучшения формовочных свойств применяются пластифицирующие добавки, отличающиеся по строению молекул, составу и механизму действия. Суперпластификаторы Peramin FP (SMF-10) производства Perstrop (Швеция) и Melment F-10 фирмы «SKW Polymers» (Германия) производятся на основе меламина, СП Melflux 1641F фирмы «SKW Polymers» и Romics фирмы Romics (Германия) – на поликарбоксилатной основе, суперпластификатор С-3 на основе нафталинсульфо кислоты и формальдегида.

Современные высококачественные бетоны сочетают в себе большой спектр бетонов различного функционального назначения: высокопрочные и ультравысокопрочные [100], самоуплотняющиеся [99], высококоррозионностойкие [101], реакционно-порошковые бетоны [98]. Эти виды бетонов удовлетворяют высоким требованиям по прочности на сжатие и растяжение, трещиностойкости, ударной вязкости, износостойкости, коррозионной стойкости, морозостойкости.

Переход на новые виды современных бетонов обусловлен высокими достижениями в области пластифицирования бетонных и растворных смесей и появлением наиболее активных пуццолановых добавок – микрокремнеземов, дегидратированных каолинов и высокодисперсных зол. Сочетание суперпластификаторов и особенно гиперпластификаторов на поликарбоксилатной и полигликолиевой основах позволяет снизить водоцементное отношение до 0,24...0,28 и получать свертнечукие цементно-минеральные дисперсные системы и бетонные смеси.

В бывшем Советском Союзе появление суперпластификаторов связано с именами профессоров Ф.М. Иванова, В.Г. Батракова, С.С. Каприелова, в Республике Беларусь – И.Н. Ахвердова, В.В. Тура.

Микрокремнезем (МК), называемый также кремнеземной пылью или микронаполнителем, представляет собой побочный продукт металлургического производства при выплавке ферросилиция и его сплавов, образующихся в результате восстановления углерода

кварца высокой частоты в электропечах. В процессе выплавки кремниевых сплавов некоторая часть оксида кремния SiO переходит в газообразное состояние и, подвергаясь окислению и конденсации, образует чрезвычайно мелкий продукт в виде шарообразных частиц с высоким содержанием аморфного кремнезема [73].

С появлением суперпластификаторов и высокодисперсных кремнеземсодержащих материалов техногенного происхождения, прежде всего микрокремнезема, в технологии бетона наметился значительный прогресс, связанный с их совместным применением. Оптимальное сочетание этих добавок–модификаторов, а при необходимости совмещение с ними в небольших количествах других органических и минеральных материалов позволяет управлять реологическими свойствами бетонных смесей и модифицировать структуру цементного камня на микроуровне, придать бетону свойства, обеспечивающие высокую эксплуатационную надежность конструкций. Так появился термин «High Performance Concrete», под которым подразумеваются бетоны высокой (55-80 МПа) и сверхвысокой (более 80 МПа) прочности, низкой проницаемости, повышенной коррозионной стойкости и долговечности, полученные из пластичных смесей [71].

Оптимизацию состава (рецептуры) высококачественного бетона можно проиллюстрировать на базе авторского обзора оптимизации состава самоуплотняющегося высококачественного бетона (СУВКБ), опубликованного в журнале «Автомобильные дороги и мосты».

Увеличение количества публикаций в журналах и в материалах международных конференций в прошлом десятилетии указывает на то, что объем исследований СУВКБ постоянно растет. Статьи дополняются значительным числом документов по его применению. Это касается практического применения СУВКБ, его преимуществ и недостатков, стоимости, эффективности, темпов строительства, преимуществ в производственных условиях, влияния на окружающую среду. Большинство исследований включают детальную информацию о выборе исходных материалов, состава смеси и свойств полученного бетона.

В обзоре Леоновича С.Н. и Литвиновского Д.А. на основе последних публикаций [1-20] анализируются свойства исходных

материалов, пропорции смеси. Время публикаций и география исследований показаны на рисунке 1.1. Первоначальные исследования СУВКБ выполнены в Азии. Широкое внедрение в Азии привело к распространению его в Европе.

Приведены годы публикаций (обычно после завершения проекта); страна, в которой применили, область применения, исходные материалы, состав смеси, свойства (прочность на сжатие) в раннем и в 28-суточном возрасте. Здесь приведена информация фрагментарно, в большинстве рекомендаций она более обширна.

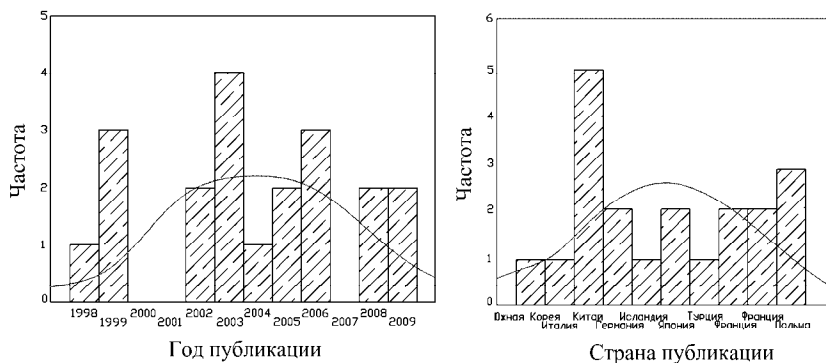


Рис. 1.1. Годы публикаций и география исследований

Широко используется и универсально применим тест по диаметру растекания и времени растекания конуса Абрамса $f_{\text{ср}}$. Примерно в 25 % анализируемых исследований значения $f_{\text{ср}}$ 570 мм и 690 мм (рис. 1.2). Значение времени вытекания бетонной смеси из V-образной воронки упоминается примерно в половине случаев. Они отличаются значительно: время растекания изменяется от 2,4 до 13 сек, а время вытекания из V-образной воронки от 4,6 до 6 сек.

Во всех анализируемых источниках был использован бетон в возрасте 28 суток. Диапазон значений прочности на сжатие от 51 до 170 МПа, около 40 % составов – в пределах 50-60 МПа (рис. 1.3). Это подтверждает то, что производство СУВКБ вполне технологично. Прочность, главным образом, определяется композицией вяжущих, а не отношением вода/вяжущее как в бетонах.

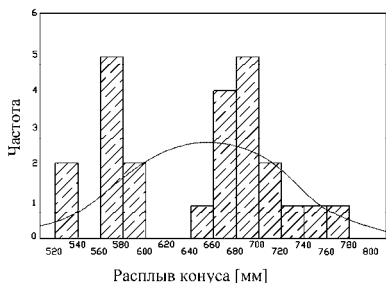


Рис. 1.2. Величины расплыва конуса



Рис. 1.3. Прочность на сжатие в возрасте 28 сут. [МПа]

Используемые типы крупного заполнителя и максимальные размеры заполнителей показаны на рисунках 1.4 и 1.5. Гравий используется более трех раз, базальт – два раза, по одному разу применяется щебень, легкий заполнитель, гранит, измельченный гравий.

В пяти случаях (около 42 %) использовался заполнитель максимальной крупностью 20 мм, в двух случаях – менее 8 мм. Расход крупного заполнителя (рис. 1.6) варьируется от 700 до 1200 кг/м³, в 66 % случаев – от 800 до 1000 кг/м³. Средним значением содержания крупного заполнителя является 917 кг/м³. Расход вяжущего варьируется от 400 до 650 кг/м³, в 50 % случаях – 450-550 кг/м³. Среднее значение вяжущего всех составов находится на уровне 525 кг/м³. На рисунке 1.7 показано используемое количество вяжущего. За исключением одной смеси во всех использовался цемент с добавкой, включенной в цемент или добавленной при замесе. Наиболее часто использовалась зола-унос (13 случаев), а также микрокремнезем в 6 случаях. Минеральные добавки в смеси понижали рост температуры при гидратации. Зола-унос придает более высокую прочность бетону за определенное время и улучшает функциональные свойства бетона, способствуя более высокой прочности, долговечности и стойкости к химическим воздействиям. Микрокремнезем – постоянная составляющая высокоэффективных бетонов. Микрочастицы микрокремнезема заполняют поры между зернами цемента и между матрицей цементного камня и заполнителем. Микрокремнезем, взаимодействуя с гидроксидом кальция, образует гидрат кальция. Результатом реакции является большая плотность, прочность и пониженная водопроницаемость. Отношение во-

да/вяжущее изменяется от 0,2 до 0,5, и в 90 % случаев был в диапазоне 0,25-0,4 (рис. 1.8).

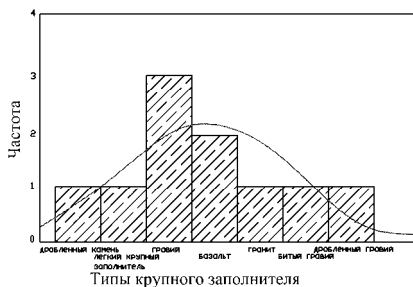


Рис. 1.4. Тип крупного заполнителя

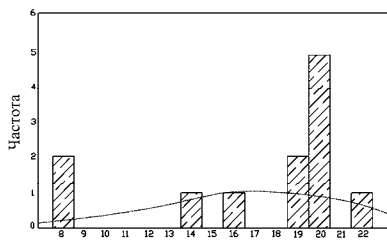


Рис. 1.5. Максимальный размер крупного заполнителя

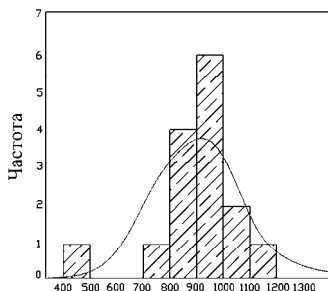


Рис. 1.6. Количество крупного заполнителя

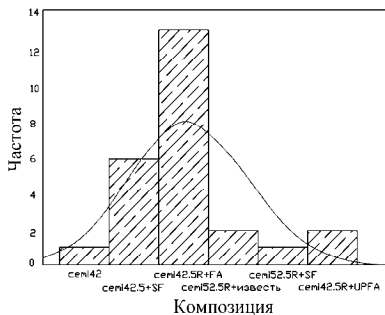


Рис. 1.7. Компоненты вяжущего

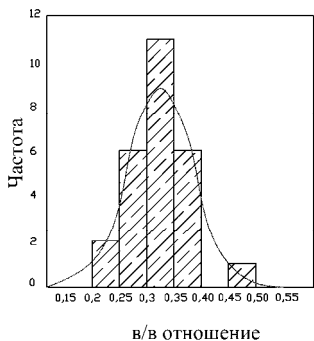


Рис. 1.8. Отношение вода/вяжущее

Отношение вода/вяжущее имеет значительное влияние на свойства СУВКБ в раннем возрасте и в затвердевшем состоянии. Минеральные добавки имеют значительное влияние на процесс гидратации, а тем самым на тепловыделение, прочность и т.д. Среднее значение отношения вода/вяжущее составляет 0,325.

В итоге:

- проанализированы 20 исследований об использовании СУВКБ, опубликованные с 1998 по 2009 гг. [1-20]. Это отражает географическое развитие СУВКБ в этот период и показывает применимость СУВКБ к почти всем типам строительных конструкций.

- в двадцати пяти процентах случаев использования СУВКБ, где расплыв конуса варьировался от 570 мм до 690 мм, прочность на сжатие 50 МПа достигалась в 100 % случаев.

- в сорока двух случаях использовался заполнитель с максимальной крупностью 20 мм. Использование гравия и базальта определяется местными сырьевыми возможностями.

- практически во всех случаях используются смеси портландцемента с минеральными добавками разных типов. Зола-унос и микрокремнезем – самые применяемые добавки (в 52 % и 24 % случаев).

- состав осредненной бетонной смеси: вяжущее – 525 кг/м³; отношение вода/вяжущее – 0,325 (по массе); расход крупного заполнителя – 917 кг/м³.

- в целом, исследования подтвердили, что СУВКБ представляет большое семейство составов. Имеются значительные возможности для оптимизации составов для большей эффективности и экономии.

В итоге аналитического обзора определен объект исследования – отечественный высокопрочный бетон (Блещик Н.П., Коваль И.В.), широко использованный в Республике Беларусь. В этом смысле работа является логическим продолжением многолетних исследований БелНИИС (Блещик Н.П., Коваль И.В., Протько Н.С., Рак А.Н.), и направлена на определение специфичных характеристик высокопрочного бетона при высоких температурах: вязкости разрушения (трещиностойкости и хрупкости).

1.1.2. Исследование влияния высокой температуры на высокопрочный бетон

К основным факторам пожара, воздействующим на строительные конструкции, относятся открытый огонь и повышенная температура окружающей среды.

При определении несущей способности конструкций и условий теплового воздействия учитывают изменение механических свойств материалов в зависимости от температуры, дополнительные усилия и изменения расчетной схемы конструкций, возникающие вследствие температурных деформаций и изменения свойств элементов конструкций.

Результаты, получаемые при помощи расчетных методик, зачастую значительно отличаются от реальных показателей или данных, полученных при экспериментальных исследованиях. Поэтому основой нормирования предела огнестойкости железобетонных конструкций в этом случае пока остаются только экспериментальные исследования.

Вязкость разрушения отечественных высокопрочных бетонов до сих пор целенаправленно экспериментально не исследовалась.

Влияние высоких температур на свойства заполнителей высокопрочного бетона. Понимание свойств материала и его поведение при высоких температурах необходимо для аналитического исследования воздействия высоких температур на структуру материала.

Поведение бетона при воздействии высоких температур широко изучается в мире. Развернутые аналитические обзоры рассмотрены Lie, Bazant, Khan, Houry и др. [157, 161]. Исследованиями изменения характеристик различных компонентов в бетоне в зависимости от температуры интенсивно занимались В.В. Жуков, Н.А. Ильин, А.Ф. Милованов, К.Д. Некрасов, [105, 106, 107, 108, 109, 110, 115, 116, 151] в СССР и за рубежом – Abrams, Maier-Ottens, U. Schneider, U. Diederichs, P. Pimienta, R. Felicetti и др. [130, 146, 147, 150, 152].

Поведение высокопрочного бетона в условиях нагрева во многом зависит от воздействия высоких температур на основные его составляющие – цементный камень и заполнитель. Следовательно, прочностные характеристики и свойства бетона тесно взаимосвяза-

ны со свойствами составляющих его материалов, прочностными характеристиками контактной зоны между цементным камнем и заполнителем, а также зависят от структурообразующих и деструктивных процессов [108, 110].

Термические свойства бетона сильно отличаются от воздействия температуры и зависят от типа заполнителя и расширения, т.к. различный тип заполнителя с различным минералогическим составом влияет по-разному. Для расчета теплопередачи к бетонным элементам необходимы данные по плотности, теплопроводности, нагреве бетона.

Плотность бетона в небольшой степени зависит от температуры [161, 162], как показано на рисунке 1.9. Это связано с потерей влаги во время нагрева. Бетоны с карбонатным заполнителем значительно уменьшаются в плотности при температуре в 800°C по причине термической дегидратации карбонатных минералов в заполнителе.

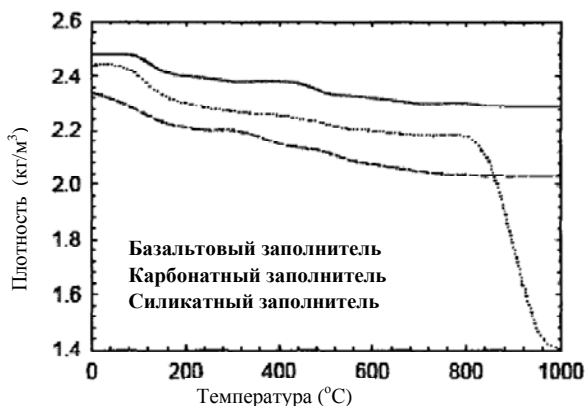


Рис. 1.9. Изменение плотности бетона при нагреве

Теплопроводность бетона уменьшается с увеличением температуры нагрева. Начальное значение теплопроводности и количество сокращений с увеличением температуры зависит от степени кристалличности используемого заполнителя и влагосодержания [163, 164, 165]. Изменение теплопроводности нормального и легкого бетона представлено на рисунке 1.10. Эти значения схожи с данными, указанными в других источниках. Рисунок 1.11 также показывает

идеализированные кривые теплопроводности для бетона, основанные на уравнениях Lie [172].

На удельный нагрев влияет как тип используемого цемента, влагосодержание бетона, тип заполнителя. Различия в удельном нагреве для различных бетонов могут быть причиной скрытого нагрева, происходящих во время нагрева от различных процессов: высвобождение воды, дегидратация, декарбонизация и инверсия кварца [161].

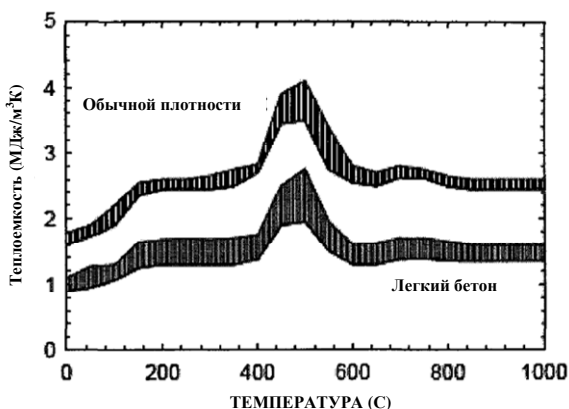


Рис. 1.10. Изменение теплоемкости бетона при нагреве [172]

Количество цемента в смеси влияет на удельный нагрев, в котором насыщенные смеси испытывают большой скрытый нагрев по причине эффекта дегидратации. Влагосодержание бетона очень важно при температурах ниже 200°C, потому что испарение воды при 100°C вызывает кажущийся удельный нагрев, то есть высушивает дважды. Это принимается во внимание при создании модели испарения воды при скрытом нагреве или искусственном увеличении удельного нагрева бетона в диапазоне температур от 100°C до 200°C.

При температурах ниже 600°C явного влияния типа заполнителя на удельный нагрев не наблюдается. В бетоне с карбонатным заполнителем при температуре свыше 600°C происходит быстрое увеличение удельного нагрева по причине декарбонизации (рис. 1.11).

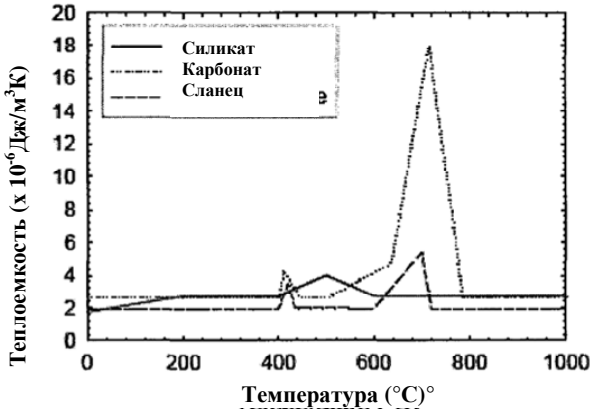


Рис. 1.11. Идеализированное изменение теплоемкости бетона при нагреве для использования в численном моделировании [172]

Прочность цементного камня зависит от температуры, характера воздействия, его структурной пористости и влажности [122]. Разрушение структуры бетона возможно не только по цементному камню, но и по контактной зоне. Изменение прочности контактной зоны происходит в основном за счет разницы температурных деформаций заполнителя и раствора, образования микротрещин и снижения микротвердости. Снижение прочности происходит также в результате потери минералами химически связанной воды [122]. Было показано [173], что прочность цементного камня повышается в результате дополнительной гидратации клинкерных минералов, которая происходит во влажной сформированной структуре нагретого цементного камня. Ряд авторов [107, 108, 122] пришли к выводу, что к повышению прочности цементного камня приводит дополнительная гидратация минералов и удаление адсорбционной влаги, а также высыхание и уплотнение его структуры, компенсирующее появление и развитие трещин в цементном камне.

Из результатов исследований [108] известно, что прочность портландцементного камня при температуре 60°C повышается в 1,5-2 раза, при 100°C снижается на 25-30 %. Затем при нагреве до 150°C резко возрастает в 2-3 раза и при дальнейшем нагреве плавно уменьшается.

При нагреве до 100-200°C происходит расширение цементного камня, которое при более высоких температурах исчезает из-за температурной усадки, из-за удаления адсорбционно связанной воды из геля. При температурах 300-570°C происходит дальнейшее нарушение структуры цементного камня, ввиду дегидратации силиката и гидроалюмината кальция, что приводит к увеличению объема и разрушению структуры бетона [115]. Кроме того, при нагреве выше 300°C происходит усадка, вызывающая внутренние напряжения и образование трещин, а также уменьшается прочность цементного камня за счет нарушения его структуры.

При 200-800°C в портландцементном камне происходит интенсивная дегидратация клинкерных минералов, снижающая одновременно его прочность на сжатие и массу. Значительные нарушения структуры цементного камня и снижение его прочности происходят при температуре более 900°C вследствие диссоциации углекислого кальция и увеличения минерала в объеме [110]. После нагрева при действии влаги на цементный камень наблюдается вторичная гидратация минералов за счет окиси кальция, в результате чего увеличивается объем и нарушается структура бетона [117].

На поведение бетона при действии высоких температур существенное влияние может оказывать изменение свойств заполнителя. Прочность заполнителей при нагреве зависит от их минералогического состава [108]. Кроме того, зерна заполнителя вследствие объемного расширения перемещаются от центра наружу, разрывая тем самым цементный скелет на отдельные несвязанные между собой частицы. Эти процессы в конечном итоге приводят к разрушению структуры бетона и снижению его прочности [118].

При температурах 300-570°C происходит увеличение объема заполнителя. Модификационные превращения кристаллического кварца в заполнителе сопровождаются значительным увеличением объема минерала. Образуются микротрещины вследствие разности его температурных деформаций и деформаций цементного камня. Это в комплексе приводит к еще большему разрушению структуры бетона и увеличению его объема [115, 151]. При температурах выше 570°C происходят модификационные превращения кристаллического кварца в заполнителе при значительном увеличении объема минерала, приводящего к еще большему разрушению структуры бетона. Температурная усадка в результате дегидратации гидрата окиси

кальция замедляет температурное расширение бетона, которое зависит от вида заполнителя и влажности бетона [115]. Согласно экспериментальным данным Paliga раскрытие трещин и увеличение объема бетона происходит еще до достижения им температуры в 573°С [143, 152].

Температурные деформации различных заполнителей при нагреве до 1000°С значительно отличаются от деформаций цементного камня. Сравнение величин линейных деформаций показывает, что наибольшими температурными деформациями при нагреве до 900°С обладает щебень из песчаника, гранита и кварцита, наименьшими – щебень из известняка и базальта.

По мнению В.В. Жукова [108] введение мелкого заполнителя не уменьшает прочности цементного камня при нагреве. Прочность бетона с увеличением крупности заполнителя снижается при возрастании напряжений в структуре бетона от разницы температурных деформаций составляющих бетон материалов. Значительному снижению прочности бетона способствует увеличение количества крупного заполнителя и повышение водоцементного отношения.

В.М. Прядко [117] полагает, что при нагреве бетона крупный заполнитель стремится увеличиться в объеме, одновременно с этим окружающий заполнитель цементный камень под действием усадки в объеме уменьшается. При этом, по мнению А.Ф. Милованова [118] на контакте крупного заполнителя и цементного камня возникают растягивающие усилия, которые складываются с усилиями от действия внешней нагрузки. Эти явления вкупе с температурными деформациями минералов в материале приводят к появлению трещин и значительному снижению прочности при нагреве до температуры более 800°С.

Похожие процессы выделяет и Paliga [143], по мнению которого для заполнителя характерны температурные расширения в зависимости от его состава, а усадка цементного камня при нагреве происходит в результате его высыхания и некоторых химических превращений в структуре. Дальнейшее изменение свойств цементного камня и заполнителя, их структуры проявляется через химические реакции, переходящие в разрушение бетона при воздействии высоких температур.

В.М Прядко совместно с А.Ф. Миловановым [117] пришли к выводу о том, что при температурах 250-650°С наблюдается интен-

сивная усадка цементного камня при одновременном температурном расширении мелкого и крупного заполнителей. В силу этого на поверхностях соприкосновения зерен заполнителя с цементным камнем возникают значительные напряжения. В процессе роста напряжений сцепление между заполнителем и цементным камнем нарушается и происходит образование и раскрытие микротрещин, что вызывает повреждение структуры бетона.

Известно, что в интервале температур 600-800°C гидратированный силикат кальция начинает распадаться на составляющие CaO и CO₂, происходит декарбонизация извести с выделением воды. Данный процесс достигает максимума при 710°C. При 800°C в некоторых случаях может быть разрушение даже при легком механическом воздействии, а при температуре более 1150°C составляющие бетона могут самопроизвольно рассыпаться [124, 138, 143].

Влияние нагрева на свойства цементного камня высокопрочного бетона. Температурный фактор оказывает огромное влияние на структуру и свойства бетонных смесей и бетонов. Цементный камень как всякое твердое вещество при воздействии температуры изменяет свой объем в соответствии с коэффициентом объемного расширения. Иначе себя ведет вода, которая изменяет свою структуру при температурном воздействии.

По мере повышения температуры движение частиц воды возрастает, крупные ассоциаты распадаются на более мелкие и более подвижные. Количество контактов между частицами воды и зернами цемента в единицу времени возрастает, и твердение материала ускоряется. При достижении температуры 60°C связь между частицами воды настолько уменьшается, что образуется много молекул, которые могут свободно выходить из системы в виде пара. Молекулы воды и мелкие оставшиеся ассоциаты в материале интенсивно взаимодействуют с цементом, интенсифицируя твердение.

При приближении к температуре 100°C молекулы воды начинают разлагаться на ионы водорода и кислорода, которые являются наиболее активными. При этой температуре происходит быстрое их химическое взаимодействие с цементом, благодаря чему имеет место мгновенное схватывание последнего. В дальнейшем вода из межзернового пространства постепенно будет проникать через оболочку новообразований к негидратированной части цементного

зерна. Появляющиеся новообразования большего объема по сравнению с исходными материалами давят изнутри на оболочку, которая начинает разрушаться. Это приводит к формированию весьма неблагоприятной структуры, и бетон характеризуется низкими прочностными свойствами и долговечностью.

Ускорение твердения при прогреве бетона происходит за счет повышения химической активности воды и энергичному ее взаимодействию с минералами цементного клинкера. На этом принципе строятся все методы теплового воздействия на бетон с целью интенсификации его твердения в заводских и в построечных условиях.

Прочность на сжатие, растяжение и модуль упругости являются тремя важными механическими свойствами бетона и используются для описания работы бетона. Воздействие огня практически всегда снижает механические свойства бетона, в т.ч. высокопрочного (ВПБ). Изменение механических свойств ВПБ, в том числе отечественного, в условиях нагрева исследовалось в недостаточной мере.

Было отмечено снижение механических свойств под воздействием высоких температур бетонов различных уровней прочности и выполненных из различных сырьевых материалов. [35, 36, 42]. Было зафиксировано, что ухудшение свойств происходит в диапазоне от 300°C до 600°C, а последующее повышение температуры приводит к разрушению структуры бетона.

С появлением различных типов оборудования для микроструктурного анализа выполнены серии испытаний и исследований с тяжелым бетоном для оценки механических свойств бетона [24]. Были сделаны попытки использовать минеральные добавки для повышения механических свойств бетона при высоких температурах [24, 39, 48]. В большинстве исследований использовался электрический нагрев со скоростью нагрева от 0,25 до 16°C/мин.

Таблица 1.1 – Авторский аналитический обзор выполненных исследований механических свойств бетона при высоких температурах

	Условия нагрева				Образцы			Измерение		Цель исследования
	Печь	Нагрев	Выдержка	Охлаждение	Тип образца (см)	Прочность	Заполнитель	Метод и температура	Свойство	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1. Lea F.C.	Электрическая	5,4 °С/мин	1-2 ч	Медленно	Цилиндр, D=11,4 см	13-41 МПа	Гравий	Остаточный, 20-700 °С	f _c	Влияние температуры
2. Lea F.C., Stradling R.E.	Электрическая	4-5 °С/мин	3 ч	Медленно	Куб, 10 см	19-24 МПа	Размельченный кирпич, обожженный кирпич	Остаточный, 20-1030 °С	f _c и f _t	Огнестойкость
3. Miller A.L., Faulker H.F.	Электрическая	Прямое воздействие	1,2,4 ч	Медленно	Цилиндр, D=5 см, L=10 см	20 МПа	Гравий	Остаточный, 20-930 °С	f _c	Влияние высокой температуры
4. Malhotra H.J.	Электрическая	...	1 ч	Медленно	Цилиндр, D=5 см, L=10 см	28-54 МПа	Гравий	Горячий и остаточный	f _c	Влияние температуры
5. Saemann J.C., Washa G.W.	Электрическая	Прямое воздействие	24 ч	—	Цилиндр, D=115 см, L=30 см	30 МПа	Гравий	Горячий, 20-232 °С	f _c , f _t и E	Влияние температуры
6. Philleo R.	Электрическая	1,5 °С/мин	> 3 ч	—	Блок, 4х5х15 см	—	Гравий	Горячий, 20-820 °С	E	Свойство при высоких температурах
7. Zoldners N.G.	Огонь	10-80°С/мин	1 ч	Медленно	9х10х14 балки, 10х20 см цилиндр	10-27 МПа	Гравий, песчанок, известняк, вулканеный шлак	Остаточный, 20-700 °С	f _c	Влияние высокой температуры
8. Palamant D.J.	Электрическая	0,25 °С/мин	—	0,25 °С/мин	15х30 см цилиндр	—	Известняк	Остаточный, 20-150 °С	f _c	Влияние нагрева в ядерных реакторах
9. Campbell A.D., Desai P.M.	Электрическая	1 °С/мин	10 ч (20 циклов)	1,7 °С/мин	10х20 см цилиндр	55 МПа	Обожженный кирпич, известняк	Остаточный, 20-300 °С	f _c и f _t	Влияние заполнителя, термическое поведение
10. Cook D.N., Murray M.J.	Огонь	Прямое воздействие	0,5 ч	Медленно	40х20х10 см, блок	19 МПа	Базальт	Остаточный, 620 °С	f _c	Восстановление прочности

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
11. Lankard D.R., Birkimer D.L., Fondlest F.F.	Электри- ческая	1,7 °С/мин	—	Быстро и медленно	10х20 см, цилиндр	39 МПа	Гравий, известняк	Остаточный, 20-260 °С	f_c, E и f_t	Влияние влажности на свойство
12. Harada T., Takeda J., Yatane S.	Электри- ческая	1,5 °С/мин	1 ч	Медленно	5х10 и 10х20 см, цилиндр	34 МПа	Известняк, ангезит, силикатный камень	Горячий остаточный 20-800 °С	f_c, E и f_t	Влияние высокой температуры
13. Zoldners N.G., Wilson H.S.	Электри- ческая	Прямое воздействие	18 ч	Медленно	10х20 и 15х30 см, цилиндр	24-51 МПа	Вспученный сланец, вспученный шлак	Остаточный, 300-1000 °С	f_c и f_t	Влияние воздействия
14. Sarete G.G., Rainier K.E., Malhotra V.M.	Электри- ческая	Медленно	1,4-8 месяцев	Медленно	10х20 см, цилиндр	40 МПа	Известняк	Остаточный, 20-600 °С	f_c и f_t	Влияние высокой температуры
15. Monley P.D., Royles R.	Электри- ческая	2 °С/мин	1 ч	Медленно	30х30 см, цилиндр	3,5 МПа	Гравий	Остаточный, 20-750 °С	f_b	Усиление область при высоких температурах
16. Mohammed- bhai G.T.G.	Электри- ческая	—	2-4 ч	—	10 см, куб	30 МПа	Базальт	Остаточный, 200-800 °С	f_c	Время воздействия, скорость нагрева и охлаждения
17. Khan M.R., Royles R.	Электри- ческая	2 °С/мин	1 ч	Медленно	6,6х14х96 и 11х14х96 см цилиндр	—	—	Остаточный, 200-800 °С	f_c и f_b	Остаточное поведение
18. Akhtaruzza- man A.A.	Электри- ческая	12 °С/мин	1,5 ч	—	5х7,5х8,5 см , балка	40 МПа	Вспененный шлак	Горячий 20-600 °С	f_t	Свойства цементно камя при нагреве
19. Dias W.P.S., Khouy G.A., Sullivan P.J.E.	Электри- ческая	1 °С/мин	72 ч	0,5 °С/мин	6,3х18,8 растворный цилиндр	100 МПа	—	Горячий остаточный 20-700 °С	f_c и E	Механические свойства при высоких температурах
20. Guo Z.H., Li W.	Электри- ческая	6-8 °С/мин	0,33 ч	Медленно	10 см, куб	30-55 МПа	Известняк и гранит	Горячий остаточный 20-900 °С	f_c, f_t и E	Прочность и деформация область
21. Jiang L.	Электри- ческая	6-8 °С/мин	2 ч	—	10 см, куб	23-37 МПа	Известняк	Горячий, 20-630 °С	f_c	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
22. Ahmed A.E., Shaikh A.A.H., Arafat I.I.	Электри- ческая	Прямое воздействие	0,5-2 ч	Быстро и медленно	15 см, куб 15х15х20 см, призма	38 МПа	Известняк	Горячий осаготочный 20-600 °С	f_c и f_b	Осаготочная прочность
23. Kittle P., Diaz G., Alarson H.	Электри- ческая	Медленно	1-24 ч	Быстро и медленно	2,2х4,4 растворный цилиндр	25-50 МПа	—	Осаготочный, 20-1000 °С	f_c	Термическое воздействие
24. Li G.H., Zheng S.E., Yang Y.K.	Электри- ческая	Быстро и медленно	2 ч	Быстро и медленно	7х7х21 см, призма	30-33 МПа	Известняк	Осаготочный, 20-700 °С	f_c и E	Осаготочные свойства
25. Pliakoutas K., Hafeez S., Driftos S.	Электри- ческая	Прямое воздействие	8 ч	Медленно	15 см, куб	88 МПа	—	130-230 °С	f_c и f_b	Осаготочная прочность обжата
26. Thiene I K.C., Rostasy F.S.	Электри- ческая	2 °С/мин	2 ч	—	20х20х5 см, пластина 40х20х5 см, призма	36-70 МПа	Кварцит	Горячий, 20-600 °С	f_c	Прочность бетона повышенного высоким температурам
27. Furumura F., Abe T., Shinohara Y.	Электри- ческая	1 °С/мин	2 ч	—	5х10 см, цилиндр	21-60 МПа	Гравий	Горячий, 20-700 °С	f_c и E	Высокопрочный бетон при высоких температурах
28. Saad M., Abo E.E.S.A., Hanna G.B.	Электри- ческая	Прямое воздействие	3 ч	Медленно	—	50-60 МПа	—	Осаготочный, 100-600 °С	f_c и f_b	Бетон с добавкой микрокремнез а
29. Mollahad J., Hampoush S.A.	Электри- ческая	16 °С/мин	23 ч	—	10х20 см, цилиндр	23 МПа	Гравий	Горячий, 20-700 °С	f_c	Влияние воздействия на бетон
30. Feliceiti R., Gambiarova P.G.	Электри- ческая	0,5 °С/мин	12 ч	Медленно	10х30 см, цилиндр	73,95 МПа	Силикатный кремнь	Осаготочный, 105-500 °С	f_c	Высокопрочный снижающий бетон

Примечание: D – диаметр, l – длина, «Медленно» – скорость нагрева ниже 1 °С/мин, f_c – прочность на сжатие, f_t – прочность на растяжение.

E – модуль упругости, f_b – прочность на изгиб, f_{bc} – сопротивление раскалыванию при растяжении

Основные результаты выполненных исследований из аналитического авторского обзора.

а) Первоначальная прочность бетона на сжатие может сохраняться до температур в 300-400°C. При нагреве выше прочность стремительно падает [27, 44]. В горячем состоянии прочность бетона несколько выше, чем после остывания, так как происходит постоянное образование микротрещин во время процесса охлаждения [31, 38]. Это обстоятельство позволяет проводить физико-механические испытания остывших образцов, оперируя минимальным значением прочности и значительно упростив испытания, повысив количество полученных параметров для анализа. Модуль упругости, прочность на растяжение и прочность на изгиб более чувствительны к высоким температурам и снижение значений параметров происходит уже при 150-200°C [30].

б) Причина снижения механических свойств бетона при высоких температурах состоит в том, что гидраты в цементном камне становятся нестабильными, а затем разлагаются. Следовательно, образуются трещины в самом цементном камне и в контактной зоне заполнителя с цементным камнем. Для бетонов с силикатным заполнителем, трансформация кристаллов из β -SiO₂ в α -SiO₂ приводит к увеличению в объеме и потере механических свойств. Для уменьшения термического растрескивания в бетонных образцах, скорость нагрева регламентируется от 1 до 10°C/мин.

в) Скорость нагрева и охлаждения до 600°C практически не влияла на снижение механических свойств до 600°C. Свыше 600°C скорость практически не оказывала влияния на свойства [35, 41].

г) При долгом воздействии высокой температуры снижение механических свойств было значительнее. Основное снижение свойств происходило в пределах первых двух часов воздействия [35, 41].

д) Уменьшение силы обжатия арматуры бетоном происходит по причине уменьшения прочности бетона и дефектов структуры цементного камня [43, 45].

Анализ выполненных исследований

а) Причины снижения механических свойств бетона при температурах ниже 400°C не полностью раскрыты. В большинстве проведенных исследований фиксировались различные уровни нагрева и

типы сырьевых материалов, и только косвенно оценивалась микроструктура бетона, в том числе химическое разложение цементного камня, микрорастрескивание бетона и пороструктурное изменение цементного камня.

б) Снижение механических свойств высокопрочного бетона (ВПБ) при нагреве практически не было изучено. Имеются различия между свойствами высокопрочного и обычной прочности бетона. Кроме того, температурное воздействие периодически приводит к взрывному разрушению ВПБ, и изучение такого типа разрушения также необходимо.

Результат высокотемпературного нагрева – снижение прочности ВПБ. Установлено три уровня измерений: от 20 до 400°C, от 400 до 700°C и от 700 до 1200°C. Изменение прочности для всех трех уровней различно. До 400°C только малая часть ВПБ теряет прочность примерно на 1-10 %. Основная же потеря прочности происходит в пределах 400-700°C. Как для ВПБ, так и для ОПБ причиной этого является дегидратация цементного камня. Поэтому увеличение температуры с 400 до 700°C может быть отмечено как критическое для уменьшения прочности на сжатие.

1.1.3. Влияние высоких температур на прочностные и деформативные характеристики высокопрочного бетона

Таблица 1.2 – Авторский аналитический обзор свойств портландцементного камня при высоких температурах

Автор	Температура	Свойство	Источник
Жуков В.В.	+60°C	Прочность повышается в 1,5-2 раза	[108,128]
Жуков В.В.	+100°C	Прочность снижается на 25-30%	[108,128]
Жуков В.В.	+150°C	Прочность возрастает в 2-3 раза и при дальнейшем нагреве плавно уменьшается	[108,128]
Милованов А.Ф.	+100...200°C	Расширение цементного камня, позднее перекрываемое температурной усадкой из-за удаления адсорбционно связанной воды из геля	[115]

Автор	Температура	Свойство	Источник
Милованов А.Ф.	+ 300...570°C	Дальнейшее нарушение структуры цементного камня ввиду дегидратации силиката и гидроалюмината кальция с увеличением объема. При $\geq 300^\circ\text{C}$ происходит усадка с образованием трещин и возникновением внутренних напряжений, в итоге уменьшаются прочность из-за нарушения структуры цементного камня	[115]
Милованов А.Ф. Камбаров Х.У.	+ 200...800°C	Интенсивная дегидратация клинкерных минералов со снижением прочности и массы.	[116]
Ильин Н.А.	> 900°C	Значительное нарушение структуры цементного камня и снижение прочности ввиду диссоциации углекислого газа и увеличения минерала в объеме	[109, 110]

Изучение поведения высококачественного бетона при высоких температурах в последнее время приобретает все большую актуальность. Известно, что изменение прочностных характеристик бетона при нагреве является одним из основных параметров, влияющих на несущую способность конструкций [108, 110, 115, 118, 123, 127, 147]. Это, прежде всего, прочность на сжатие и растяжение, модуль упругости бетона, а также его деформативность.

Таблица 1.3 – Авторский аналитический обзор свойств заполнителей при высоких температурах

Автор	Температура	Свойство	Источник
Милованов А.Ф.	+ 300...570°C	Увеличение объема заполнителя. Модификационные превращения кристаллического кварца в заполнителе со значительным увеличением объема минерала	[116]
Paliga K.	≥ + 570°C	Нарушение структуры бетона ввиду процесса увеличения объема минерала. Ввиду сдерживания при температурной усадке из-за дегидратации гидрата окиси кальция происходит раскрытие трещин	[143]
Прядко В.М. Милованов А.Ф.	+ 250-650°C	Температурное расширение мелкого и крупного заполнителей на фоне интенсивной усадки цементного камня, в итоге нарушение сцепления и образование микротрещин между заполнителем и цементным камнем	[117]
Hertz K.D. Paliga K.	+ 600...800°C	Распад гидратированного силиката кальция на CaO и CO ₂ , декарбонизация извести с выделением воды	[136,137, 143]
Hertz K.D. Paliga K.	+ 800°C	Разрушение при легком механическом воздействии	[136,137, 143]
Hertz K.D. Paliga K.	> 1150°C	Бетон рассыпается самопроизвольно	[136,137, 143]

Основными характеристиками высококачественного бетона является прочность на сжатие и деформативность, зависящие от последовательности приложения нагрузки и теплового воздействия. По мнению В.В. Жукова [108] прямой связи между начальной прочностью бетона при сжатии и изменением его прочностных характеристик в процессе нагрева не отмечается, поскольку воздействие температуры одинаково негативно сказывается на поведении высококачественного бетона.

Установлено, что нагрев до температуры 100°C влажного бетона приводит к снижению прочности на сжатие [104, 116, 118, 121], что связано с влажностью и неустойчивостью гидросульфоалюмината кальция, а также адсорбционным понижением прочности цементного камня [115]. При нагреве до 150-250°C происходит высыхание бетона, и его прочность на сжатие возрастает по сравнению с прочностью при 100°C [116]. Если бетон при нагреве до 150°C не высыхает, то при температурах 150-250°C наблюдается дальнейшее снижение прочности на сжатие [116].

К.Д. Некрасов [122] считает, что при температуре 150°C происходит некоторое повышение прочности бетона. По мнению А.Ф. Милованова, В.М. Прядко [117] увеличение прочности при температурах 200-250°C можно объяснить процессом «самозапаривания» бетона, при котором происходит дальнейшая гидратация цементного камня. Н.А. Ильин отмечает, что при температуре 200°C прочность повышается на 10-15 %. Однако уже при дальнейшем нагреве происходит значительное снижение прочности [109, 110].

При нагреве до 200-300°C прочность на сжатие возрастает из-за уплотнения структуры цементного камня вследствие удаления воды из геля двухкальциевого силиката и усиленной кристаллизации гидроокиси кальция. Прочность камня при достижении 300°C превышает исходную в 1,2-2,2 раза и зависит: от вида и тонкости помола добавки [108, 110, 130]. А.Ф. Милованов в своей работе [116] показал, что после нагрева до 200°C и последующего остывания прочность на сжатие возрастает и достигает максимальной величины. По мнению В.И. Мурашева у тяжелого бетона при нагреве до 250°C прочность снижается не более чем на 25 %; А.Ф. Куренков [112] показывает, что прочность при сжатии нагретых образцов при 100°C составляет 93 %, при 200°C – 85 % и при 300°C – 75 %.

D. Hannant [134] отмечает уменьшение прочности при 160°C на 30-40 % по сравнению с контрольной. С ними соглашается И.А. Аршинов [104], который отмечает увеличение прочности на 15-56 % при нагреве до 300°C. Нагрев бетона до температуры 300°C приводит к снижению прочности при сжатии в среднем на 20-25 % [112, 134]. Schneider и Diederichs [147] объясняют это явление дополнительной гидратацией цемента под воздействием температуры. Wacha, Lehman и Kordina [139, 140, 141, 145] считают, что увеличение прочности при таких температурах вызвано повышенным сцеплением заполнителей с цементным камнем.

При температуре 200-400°C наблюдается повышение призмочной прочности за счет уплотнения структуры цементного камня вследствие удаления воды, адсорбированной гелем двухкальциевого силиката, а также усиленной кристаллизацией $\text{Ca}(\text{OH})_2$, упрочняющей цементный камень. Однако, при температурах 300, 500 и 700°C призмочная прочность снижается соответственно до 80,60 и 25 % от первоначальной. А.Ф. Милованов и Н.А. Ильин [110, 115] получили значения призмочной прочности бетона после нагрева до температуры 60, 120, 200, 400, 480, 570, 680 и 800°C, которая составила соответственно 78, 70,81,73,45,25,14 и 5 % прочности бетона при нормальной температуре.

Согласно [116] при нагреве до 400-500°C его прочность практически равна первоначальной. Сохранение прочности в процессе нагрева возможно только при условии замещения прогрева бетона. Этому могут способствовать кристаллогидраты, введенные в структуру бетона при изготовлении и способствующие сдерживанию его нагрева посредством выделения значительного количества влаги. При повышении температуры до 520-580°C происходит интенсивная дегидратация минералов цементного камня и нарушение структуры вследствие вторичного гашения окиси кальция, что приводит к дальнейшему снижению прочности бетона. Значительное снижение прочностных и деформативных свойств бетона происходит в интервале температур 600-650°C, что объясняется распадом гидроокиси кальция цементного камня. По данным Stradling [148] при 600°C наблюдалось увеличение прочности на 28 %. Н.А. Ильин и А.Ф. Милованов [110, 116] получили снижение прочности бетон при нагреве до 600°C на 20 % и при дальнейшем нагреве до 900°C – на 80 %. Последующее повышение температуры влечет за собой

плавное уменьшение прочности бетона и при температуре нагрева 1000°C она примерно соответствует прочности бетона при нормальных условиях [118].

После предварительного высушивания высококачественного бетона прочность на сжатие при воздействии повышенных температур несколько отличаются от прочности бетона, твердевшего при нормальной температуре. Так, например, К.Д. Некрасов [122] считает, что у пропаренных образцов при нагреве до 160°C прочность не снижается по сравнению с контрольными. Некоторое увеличение прочности обусловлено уплотнением структуры. Бетон подвергается значительному обезвоживанию уже при тепловлажной обработке, когда потери воды составляют 20-40 % воды затворения. При нагреве до 150°C прочность на сжатие несколько больше, чем у образцов нормального твердения, ввиду отсутствия влажностных градиентов. По мнению А.Ф. Милованова [115] при температурах до 200°C прочность на сжатие составляет примерно 103 % прочности ненагреваемых образцов.

Подобные экспериментальные данные получены Rors, Mullen и Plushke [144]. Они отмечают, что прочность на сжатие после сушки при 110°C увеличивается на 20-30 % и снижается при нагреве до более высоких температур на 20-30 %. Hannant [134] считает, что прочность при нагреве до 100°C высушенных образцов снижается на 20-30 %, а при 150°C она несколько выше, чем при 100°C, и составляет 80-90 % прочности образцов при нормальных условиях [116].

Помимо снижения прочности на сжатие при воздействии высоких температур происходит изменение модуля упругости ввиду увеличения пористости и снижения модуля упругости составляющих бетон материалов, а также появления в структуре нагретого бетона микро- и макродефектов. Кроме того на модуль упругости бетона при нагреве влияет увеличение крупности заполнителя и водоцементное отношение. При изменении В/Ц от 0,5 до 0,7 модуль упругости уменьшился на 20 % при температуре 150°C и на 30 % при 300°C [108, 117]. При нагреве до 100°C модуль упругости тяжелого бетона уменьшается примерно на 30 %, при 200°C на 20-30 %, при 300°C на 60 %, при 400°C на 40-70 % ввиду увеличения упругих деформаций [110, 117]. При дальнейшем повышении температуры до 500°C по мнению А.Ф. Милованова и Н.А. Ильина [110, 115] его

величина составляет 43 %, при 600°C – 70-90 %, при 700°C – 18 % от первоначального значения. Уменьшение модуля упругости при нагреве происходит из-за повышения деформативности бетона и увеличения его упругих деформаций, а также снижение призмной прочности бетона при этих температурах.

Противоречивые данные получили совместно А.Ф. Милованов и В.М. Прядко с Х.У. Камбаровым [117, 116]. С одной стороны, модуль упругости бетона в нагретом состоянии примерно такой же, как и в охлажденном после нагрева, а с другой – значительно меньше, чем у остывшего бетона. Такого противоречия по мнению А.Ф. Милованова не наблюдается при определении прочности бетона на растяжение. Он считает, что в нагретом состоянии прочность бетона на растяжение значительно меньше его прочности, полученной в охлажденном состоянии после нагрева [118].

Увеличение прочности бетона на растяжение в охлажденном состоянии после его нагрева до температуры 100-150°C объясняется тем, что при охлаждении растягивающие напряжения цементного камня вокруг крупного заполнителя уменьшаются, но структура бетона при этом еще не нарушается. Дальнейшее увеличение температуры вызывает снижение растягивающих напряжений цементного камня, дегидратацию его минералов, уменьшение прочности контактной зоны и, следовательно, нарушение структуры бетона, что способствует снижению прочности бетонов на растяжение [107, 118].

В.М. Прядко совместно с А.Ф. Миловановым приходят к выводу, что при нагреве до 200-250°C прочность бетона на растяжение равна прочности при нормальной температуре. Это объясняется тем, что растягивающие напряжения, возникающие на контактах крупного заполнителя и цементного камня из-за разнозначности температурных деформаций, складываются с напряжениями от воздействия внешней силы и компенсируются [115, 118].

При последующем нагреве до 300 °C прочность высококачественного бетона на растяжение уменьшается в среднем на 12 %, а бетонов с водоцементным отношением 0,7 – на 35-40 %. При 600°C она равна 47 %, а при 800°C составляет 10 % контрольной прочности [112, 115, 118, 122, 134].

В обычных условиях работы бетонных и железобетонных конструкций бетон непрерывно претерпевает изменения температуры и

влажности, вызывающие появление в нем температурных и влажностных деформаций. Вследствие неравномерного распределение по объему тела, а также из-за ограничения внешними связями, появление деформаций сопровождается развитием напряжений. Поэтому изучение характера, величин и особенностей температурных и влажностных деформаций бетона имеет большое практическое значение.

Исследованию температурных деформаций бетона посвящены работы Gehler, Davis, Н.А. Мощанского, Ю.А. Нилендера и ряда других исследователей [120, 131, 133]. Особый предмет исследований составляют деформации бетона при высоких температурах. Этот вопрос подробно освещен в работах С.В. Александровского, А.В. Белова, Т. Брауньярда, Kalousek, Р. Лермита, В.В. Михайлова, Н.А. Мощанского, Ю.А. Нилендера, А.Е. Шейкина [103, 113, 120, 121, 138].

Температурная деформация расширения бетона в основном зависит от вида заполнителя и влажности бетона. При нагреве происходит расширение заполнителя и цементного камня, которое при более высоких температурах нивелируется температурной усадкой, вызванной удалением адсорбционно связанной воды из геля.

При температуре 200-600°C происходит незначительная усадка некоторых заполнителей из-за высыхания и при дальнейшем повышении температуры до 800°C – также из-за структурных изменений.

По мнению Ильина Н.А., Милованова А.Ф. и Камбарова Х.У. [110, 116] при нагреве до температуры более 200°C бетон претерпевает значительные нарушения структуры, которые связаны с потерей упругопластических свойств.

При нагреве тяжелого бетона до 400°C наблюдается возрастание упругих и пластических деформаций. Упругие деформации бетона в нагретом и охлажденном состоянии примерно одинаковы, а неупругие деформации в нагретом состоянии на 50 % выше.

При нагреве бетона выше 400°C резко увеличиваются его пластические деформации, причем, чем выше напряжение и температура его нагрева, тем больше величина этой деформации. Увеличение деформативности бетона при высоких температурах нагрева является следствием нарушения и изменения его структуры. При последующем нагреве высококачественного бетона до 800°C упру-

где деформации увеличиваются больше, чем пластические. Предельные деформации сжатия высококачественного бетона при нагружении после нагрева до температур 200, 400 и 600°C соответственно равны 2,6; 5 и 7 %. Модуль деформации при сжатии уменьшается при температуре 200°C на 20-30 %, при 400°C – на 40-70 %, при 600°C – на 70-90 % [109, 115].

Таблица 1.4 – Авторский аналитический обзор прочности бетона при высоких температурах

№ п/п	Температура	Изменение прочности	Феномен (явление)	Источник
1	+ 100°C	Снижение прочности на сжатие	Ввиду влажности и неустойчивости гидросульфалюмината кальция адсорбционное понижение прочности цементного камня	[154, 155]
2	+ 150...250°C	Прочность на сжатие возрастает по сравнению с прочностью при + 100°C	Высыхание бетона. Если бетон при +150°C не высыхает, то при +150...250°C дальнейшее снижение прочности на сжатие	[156]
3	+ 200...250°C	Увеличение прочности бетона.	Процесс самозапаривания бетона в результате чего дальнейшая гидратация цементного камня	[118]
4	+ 200...300°C	Прочность на сжатие возрастает	Из-за уплотнения структуры цементного камня вследствие удаления воды из геля двухкальциевого силиката и усиленной кристаллизации гидрокси-си кальция	[108, 110, 130]
5	+ 300°C	Прочность камня при 300°C превосходит исходную в 1,2...2,2 раза	Зависит от вида и тонкости помола добавки	[108, 110, 130]
6	+ 200...400°C	Повышение призмной прочности	Уплотнение цементного камня ввиду удаления воды, адсорбированной	[110, 115]

№ п/п	Температура	Изменение прочности	Феномен (явление)	Источник
			гелем двухкальциевого силиката, усиленной перекристаллизацией	
7	При 300°С, 500°С, 700°С	Снижение прочности соответственно до 80 %, 60 %, 25 %		[110, 115]
8	+ 520...580°С	Дальнейшее снижение прочности	Интенсивная дегидратация минералов цементного камня, нарушение структуры ввиду вторичного гашения окиси кальция	[152]
9	+600...650°С	Значительное снижение прочности	Расход гидроокиси кальция цементного камня	[152]
10	+900°С	Снижение прочности на 80 %		[110, 152]

Таблица 1.5 – Авторский аналитический обзор прочности бетона на растяжение

№ п/п	t °С	Изменение прочности	Феномен (явление)	Источник
1	+100...150°С	Увеличение прочности на растяжение	Снижение растягивающих напряжений цементного камня, дегидратация минералов, уменьшение прочности контактной зоны, нарушение структуры бетона	[108, 118]
2	+100-250°С	Равна прочности при нормальной температуре		[115, 118]
3	+ 300°С	Уменьшается в среднем на 12 %		[115, 118, 123]
4	+ 600°С	Равна 47 % от контрольной		[115, 118, 123]
5	+ 800°С	Равна 10 % от контрольной		[115, 118, 123]

Таблица 1.6 – Авторский аналитический обзор модуля упругости бетона при высоких температурах

№ п/п	t °С	Изменение прочности	Феномен (явление)	Источник
1	+ 100°С	Уменьшается на 30 %	Увеличение упругих деформаций	[110, 117]
2	+ 200°С	Уменьшается на 20-30 %	Увеличение упругих деформаций	[110, 117]
3	+ 300°С	Уменьшается на 60 %.	Увеличение упругих деформаций	[110, 117]
4	+ 400°С	Уменьшается на 40-70 %	Увеличение упругих деформаций	[110, 117]
5	+ 500°С	Составляет 43 % от начального	Повышение деформативности бетона и увеличение упругих деформаций	[110, 115]
6	+ 600°С	Составляет 18 % от начального	Повышение деформативности бетона и увеличение упругих деформаций	[110, 115]

Необходимо отметить, что деформации бетона, нагреваемого под действием нагрузки или при ее отсутствии – различны. Так, например, резкому увеличению деформаций нагреваемого под нагрузкой бетона способствует образование продольных трещин, характерных для начала разрушения при центральном сжатии. Большая деформативность бетона создает условия для значительно перераспределения напряжений по высоте сжатой зоны. В случае если бетон нагревается под нагрузкой, его деформации больше, чем при нагреве в ненагруженном состоянии и последующем нагружении [115].

На прочностные характеристики бетона при нагреве, кроме температуры, могут влиять такие параметры, как водоцементное отношение, возраст бетона и добавки пластификаторов. Исследования показывают, что изменения водоцементного отношения в бетоне не влияет на его прочность при нагреве, в случае, если В/Ц > 0,4. Однако это может привести к возрастанию упругих и пластических деформаций бетона и снижению его модуля упругости [115, 116, 117]. При уменьшении значения В/Ц понижаются и температурные деформации бетона, а после потери влаги цемент может служить

своеобразным огнезащитным фильтром, что способствует некоторому уменьшению потери прочности [125].

Действие нагрузки существенно влияет на зависимость прочности бетона от температуры [109]. Malhotra [142] считает, что прочность бетона зависит от приложения нагрузки в процессе нагрева, а также от испытания образцов в нагретом или охлажденном состоянии. То, что прочность нагруженных образцов на 16-20 % выше, чем ненагруженных, испытанных в нагретом состоянии, позволит проводить испытания без нагружения. Кроме того, прочность образцов после охлаждения зависит от времени выдержки при температуре 15-20°C, поскольку отмечается ее некоторое снижение под воздействием воздуха. Известно, прочность бетона в течение года может возрасти до первоначальной прочности в случае, если бетон не прогревался до температуры более 500°C [122].

По мнению Hertz [136, 137] возраст бетона и добавки суперпластификаторов не влияют на его прочность при нагреве, но в определенных случаях они способны повлиять на плотность бетона, понижая вероятность его разрушения.

Наличие в структуре высококачественного бетона различных заполнителей по-разному сказывается на его свойствах при воздействии высоких температур. Известно, например, что добавление в тяжелый бетон полимерных волокон приводит к увеличению проницаемости бетона при воздействии температуры.

Это в течение некоторого времени предотвращает растрескивание бетона, а, следовательно, и его взрывообразное разрушение, и способствует сохранению несущей способности выполненных из него конструкций [148].

Таким образом, при воздействии на высококачественный бетон высоких температур в его структуре происходят необратимые изменения. Так, при нагреве бетона происходит более глубокое проникновение воды в щели и микротрещины в цементном камне, что вызывает увеличение его истинной поверхности, покрытой адсорбционным слоем воды. Это ведет к уменьшению поверхностной энергии кристаллов цементного камня, облегчению раскрытия микротрещин в бетоне при воздействии внешней нагрузки. Кроме того, нарушение структуры бетона объясняется тем, что коэффициент температурного расширения воды во много раз превосходит коэффициент температурного расширения цементного камня и заполни-

теля. Это приводит к усилению расклинивающего действия водных пленок, обволакивающих цементный камень и заполнитель, и, следовательно, к разрушению структуры и к усилению расклинивающего действия воды в устьях микротрещин и других дефектов.

Введение в структуру высококачественного бетона полимерных волокон, обеспечивающих его дополнительную проницаемость, удаление свободной воды из пор бетона при условии последующей герметизации структуры, а также добавление различных кристаллогидратов позволит тем или иным образом защитить высококачественный бетон от взрывообразного разрушения. Это должно стать предметом дальнейших исследований.

В настоящее время нормативная документация [171] предлагает расчетные данные и диаграммы деформирования тяжелого бетона С50/60 и ниже во время воздействия высоких температур.

В строительстве все более широкое применение получают тяжелые бетоны высокого класса. Однако нормативная документация не предлагает на сегодняшний день диаграммы для таких бетонов. Следовательно, является невозможным определение состояния бетонов повышенных классов, как в процессе воздействия высоких температур, так и после полного остывания. Получение такой диаграммы позволит анализировать поведение высокопрочных бетонов железобетонных конструкций в многоэтажных зданиях, где ущерб от пожара может быть особенно значительным.

Наиболее часто используемым в настоящий момент параметром свойств бетона является прочность на сжатие. Выявлены факторы, которые формируют общую тенденцию потери прочности на сжатие с увеличением температуры: разрушение заполнителя, ослабление сцепления цементного камня и заполнителя, ослабление цементного камня по причине увеличения пористости при дегидратации, частичное разрушение кальций–силикат–гидратного геля (C–S–H), химическая трансформация в гидротермальную реакцию, развитие трещин. Единственным положительным аспектом воздействия высокой температуры на бетон является влияние начального напряжения сжатия [161, 162], при котором материал находится в состоянии обжатия, бетон уплотняется во время нагрева, и сдерживает развитие трещин. Однако и этот фактор не учитывается при конструировании.

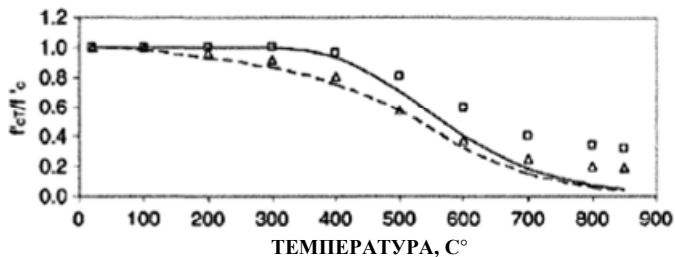
Рассмотрим модели, основанные на экспериментальных данных испытаний бетонных образцов на сжатие при нагреве [130, 142, 172].

Модель Hertz [165] является наиболее полной, учитывая влияние типа заполнителя и внутренних напряжений [166]. Сравнивая отношение сжатие–температура для нагретого бетона под действиями нагрузки и без нее, резюмируем: уменьшение прочности на сжатие намного меньше под нагрузкой при увеличении температуры.

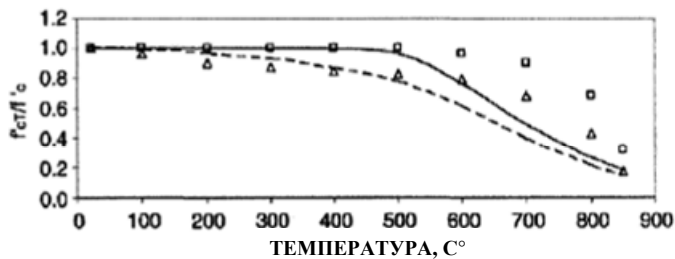
Установлено, что первоначальная прочность и водоцементное отношение не существенно влияют на потерю прочности при высоких температурах; тип цемента частично влияет на потерю прочности при высоких температурах; максимальный размер заполнителя имеет небольшое воздействие на потерю прочности при высокой температуре; уровень нагрева имеет малое влияние на потерю прочности при температурном градиенте менее $10^{\circ}\text{C}/\text{мм}$; остаточная прочность, полученная после нагрева–остывания меньше, чем у бетона при высоких температурах (рис. 1.12).

При увеличении температуры выявлено значительное снижение модуля упругости бетона. Факторами изменения модуля упругости бетона при повышенных температурах является те же, что и при изменении прочности на сжатие [168, 172, 158, 55]. Основным фактором изменения модуля упругости является тип заполнителя. Бетон на известняке менее изменчив, чем на кварце. Наличие длительных нагрузок во время нагрева приводит к тому, что длительные нагрузки сдерживают уменьшение модуля упругости при повышении температуры. Длительность температурного воздействия, водоцементное отношение и первоначальная прочность бетона мало влияют на конечный результат изменения модуля упругости. На рисунке 1.13 представлены результаты проанализированных экспериментальных работ изменения модуля упругости бетона под воздействием температуры совместно с расчетными данными теоретических моделей.

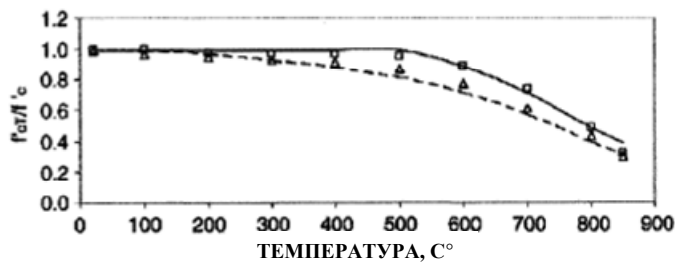
Существует несколько моделей, описывающих зависимость между напряжением и деформацией бетона [55, 158, 159]. Все происходящие изменения в деформационных напряжениях (σ – ϵ) показаны в моделях Schneider [55] и Shi [167].



(a) Бетон с силикатным заполнителем



(b) Бетон с карбонатным заполнителем



(c) Бетон с легким заполнителем

----- Модель незагруженная
 ————— Модель загруженная

Рис. 1.12. Влияние нагружения на прочность при высоких температурах

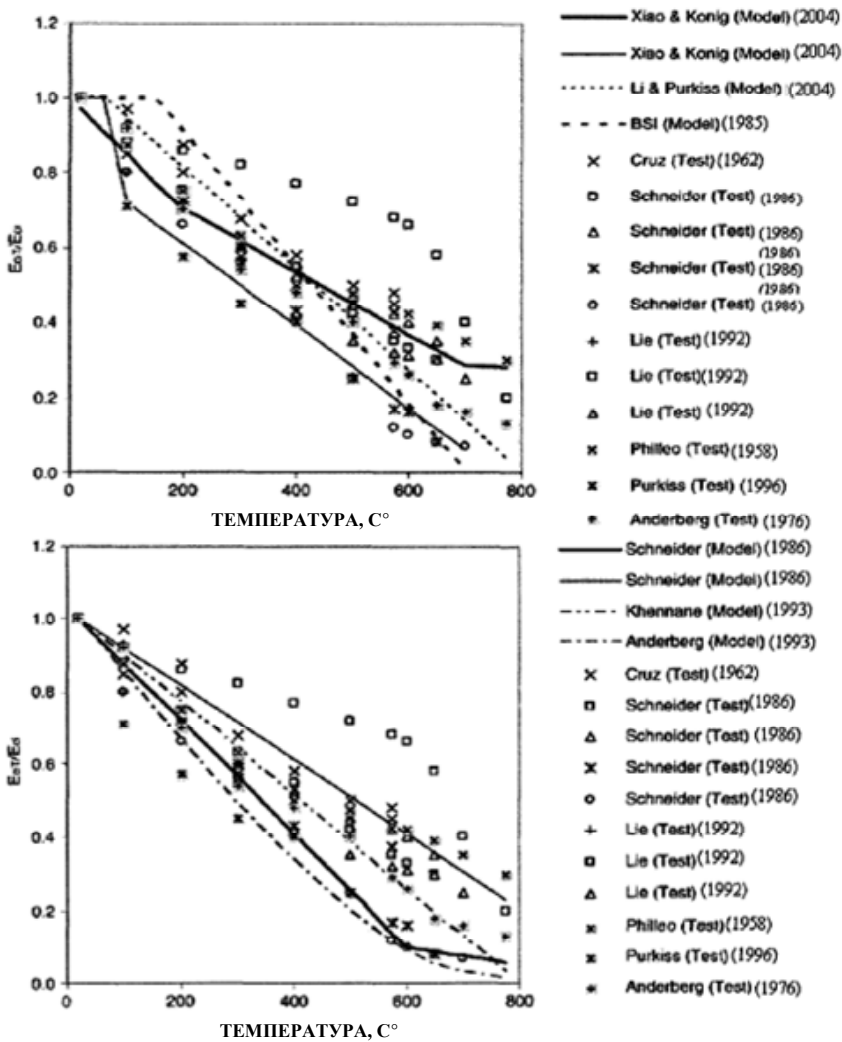


Рис. 1.13. Изменение модуля упругости при высоких температурах

Термическое напряжение является результатом воздействия высоких температур. На рисунке 1.14 показано изменение термической деформации в зависимости от вида заполнителей.

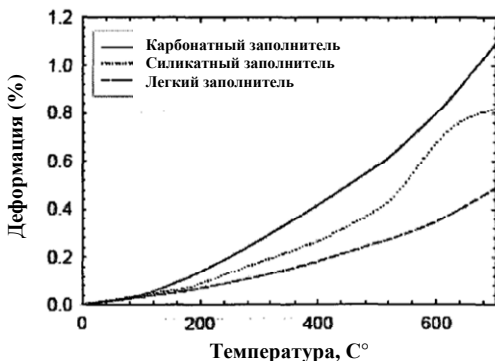


Рис. 1.14. Термическая относительная деформация в бетоне с различным наполнителем [169]

Было установлено, что преднапряженные бетонные элементы испытывают увеличение напряжений при нагревании [169]. Это увеличение значительно превышает ожидаемую деформацию ползучести и названо «кратковременной деформацией ползучести», хотя точное ее название должно быть «деформация термической нагрузки» [169]. Malhotra [170] рекомендовал использовать испытания на кратковременную деформацию ползучести для определения напряжений.

1.1.4. Хрупкое разрушение бетона

Высокопрочный бетон является многофункциональным материалом, являясь не только высокопрочным, но и имеющий другие положительные свойства как самоуплотнение, высокая стойкость к коррозии, трещиностойкость, повышенная ударная вязкость, износостойкость, морозостойкость и др. Тем не менее, причины хрупкого поведения при нагреве полностью не объяснены. Такой вид разрушения в практическом использовании ВПБ негативно сказывается на применении его в туннелях, высотных зданиях, морских платформах, атомных реакторах и др. ответственных сооружениях. Такое хрупкое поведение при нагреве является основным направлением исследований в области работы ВПБ в условиях высоких температур.

Механизм термического воздействия вызывает хрупкое разрушение в бетоне. Уровень прочности материала, содержание влаги, тип заполнителя, скорость нагрева, достигнутая температура, размеры образца, армирование могут стать важным составляющим хрупкого разрушения. Исследования и аналитические данные количественного влияния таких факторов отсутствуют. Поэтому понимание хрупкого разрушения ВПБ требует получения данных экспериментов самого ВПБ и конструктивных элементов из него.

Изначально, хрупкое разрушение определялось как процесс, в котором происходила усадка бетона совместно с расширением заполнителя, в результате чего возникало достаточно большое внутреннее напряжение с разрушением на бетонные фрагменты при отшелкивании от нагретой поверхности.

Хрупкое разрушение рассматривалось как тип сильного растрескивания. Растрескивание – это отделение бетонных частиц от подвергнутой нагреву поверхности конструкции и может носить медленный, быстрый, внезапный или взрывной характер. На практике отмечалось три вида хрупкого разрушения: а) целостное растрескивание; б) взрывное растрескивание; в) разрушение с отбрасыванием частиц с поверхности. Из трех типов целостное растрескивание является разрывающим от растрескивающегося кремнесодержащего заполнителя из-за его физического изменения в кристаллической структуре при высоких температурах. Это влияние на конструкцию минимально и может игнорироваться. Отбрасывание частиц с поверхности происходит, когда прочность поверхностных слоев бетона значительно снижается под влиянием продолжительного воздействия высокой температуры, и они не в состоянии сопротивляться растрескиванию. Под воздействием огня ОПБ и ВПБ сильно растрескивается с уменьшением механических свойств.

Хрупкое разрушение является негативным параметром безопасности конструкций, поскольку носит катастрофический характер. Оно происходит при температуре свыше 300°C и является непредсказуемым взрывным разрушением материала. Такое взрывное разрушение оголяет защитный слой бетона армированных конструкций, вследствие чего прямое воздействие высокой температуры на арматуру ускоряет разрушение конструкции. Такой вид разрушения требует глубокого анализа, т.к. приводит к непрогнозируемому поведению конструкций. Считается, что влияет в большей степени

увеличение порового давления. После воздействия нагрева необходимо разработать заключение о возможности эксплуатации конструкции при первоначальных нагрузках и обосновать экономическую целесообразность ремонта этой конструкции. Поэтому необходимы углубленные исследования влияния нагрева на прочностные, деформативные, силовые и энергетические параметры высокопрочного бетона.

Факторы, влияющие на взрывное растрескивание. Выполненные ранее исследования основывались на том, что продолжительное влияние температуры свыше 480...540°C приводит к растрескиванию бетона, особенно когда заполнитель начинает разлагаться или быстро расширяться. Такое растрескивание называется целостным.

Хотя механизм и природа взрывного растрескивания полностью не изучены, результаты экспериментальных исследований позволяют заключить: излишняя влага в бетоне и его дегидратация являются первоначальными причинами такого вида разрушения.

С момента публикации доклада о риске взрывного растрескивания плотного бетона [Hertz K.D., 1984] увеличилось количество исследований относительно взрывного поведения высокопрочного и высококачественного бетона. Восприимчивость ВКБ к взрывному растрескиванию подтверждена экспериментальными исследованиями.

Приведены экспериментальные исследования для сравнения поведения растрескивания ВКБ и НПБ. Установлено, что ВКБ более склонен к взрывному разрушению, чем НПБ.

Совершенно очевидно, что взрывное разрушение ВКБ при воздействии высоких температур изучено недостаточно. Отсутствуют приемлемые для практики методы определения характера растрескивания. Экспериментальные исследования, включающие исследование материала и конструкций, должны быть нацелены на получение исчерпывающих данных для фундаментальной оценки ВКБ при высоких температурах и предотвращения взрывного разрушения ВКБ.

Прочность, жесткость, вязкость разрушения и хрупкость являются основными характеристиками разрушения бетона. Прочность и жесткость непосредственно используются при расчете и анализе

железобетонных конструкций при различных условиях нагружения и состояниях окружающей среды. Были сделаны попытки использования вязкости и хрупкости для общей оценки состояния бетонных конструкций при их проектировании. Вязкость обычно характеризует способность материала сопротивляться деформации и разрушению. До настоящего времени ударная вязкость использовалась для прогнозирования усталостной долговечности цементно-бетонных дорожных покрытий и для анализа растрескивания и устоичивости бетонных плотин.

Большое внимание уделялось этим основным свойствам бетона при обычной температуре. Исследования этих свойств при повышенных температурах находятся в начале пути.

Вязкость разрушения бетона с позиций механики разрушения. В силовом подходе рассматриваются условия равновесия действующих на трещину внешних (нагрузки) и внутренних сил, т.е. сил механического (межмолекулярного) сцепления. При силовом подходе объектом особого внимания является вершина трещины – место наибольшей концентрации напряжений и исходная точка дальнейшего разрушения материала. Самый общий случай полей деформаций и напряжений у вершины трещины можно получить путем комбинации трех основных типов деформаций (рис. 1.15.). Тип 1 – нормальный отрыв, 2 – поперечный сдвиг, когда берега трещин скользят друг по другу, 3 – продольный сдвиг связан с антиплоской деформацией, когда берега трещины скользят друг другу параллельно направляющему фронту трещин.

Если в плоскости XY ввести полярные координаты: $x = r \cos \varphi$, $y = r \sin \varphi$, то для случая плоской деформации $U_3 = 0$ распределение напряжений и перемещений вблизи острия трещины, к примеру типа 1 (нормального отрыва), задается зависимостями:

$$\sigma_{11} = K_I / \sqrt{2\pi r} \cos \varphi / 2 (1 - \sin \varphi / 2 \sin 3\varphi / 2); \quad (1.1)$$

$$\sigma_{22} = K_I / \sqrt{2\pi r} \cos \varphi / 2 (1 + \sin \varphi / 2 \sin 3\varphi / 2); \quad (1.2)$$

$$\sigma_{12} = K_I / \sqrt{2\pi r} \sin \varphi / 2 \cos \varphi / 2 \cos 3\varphi / 2; \quad (1.3)$$

$$\sigma_{13} = \sigma_{23} = 0; \quad (1.4)$$

$$\sigma_{33} = \nu (\sigma_{11} + \sigma_{22}); \quad (1.5)$$

$$U_1 = K_I (1 + \nu) / E \sqrt{r(2\pi)} 2 \cos \varphi / 2 (1 - 2\nu + \sin^2 \varphi / 2); \quad (1.6)$$

$$U_2 = K_I (1+\nu)/E \sqrt{r(2\pi)} 2\sin\phi/2(1-2\nu - \cos^2\phi/2) \quad (1.7)$$

Зависимости для определения перемещений и напряжений при других типах плоской и антиплоской деформации (2 и 3) имеют аналогичную структуру. Параметр K_I носит название коэффициента интенсивности напряжений при нормальном отрыве; его значение зависит от внешних воздействий, схемы их приложения, геометрии тела, местоположения и длины трещины. Коэффициенты интенсивности напряжений для двух других основных типов трещин (рис. 1.15.) обозначают K_{II} и K_{III} . Тогда критерий образования (развития) трещины

$$K_I \geq K_{IC} \quad (1.8)$$

Характеристика материала K_{IC} связана с его удельной поверхностной энергией зависимостью

$$K_{IC} = \sqrt{2E\gamma} / (1-\nu^2), \quad (1.9)$$

где γ – удельная поверхностная энергия материала.

Параметр K_{IC} называется критическим коэффициентом интенсивности напряжений и является константой материала. Постоянство K_{IC} , K_{IIC} , K_{IIIC} обеспечивает возможность их нормирования для любого бетона.

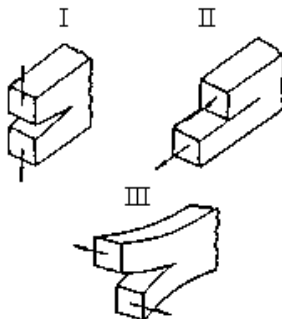


Рис. 1.15. Три основных типа деформаций в вершине трещины:
I – нормальный отрыв; II – поперечный сдвиг; III – продольный сдвиг

Физическая модель кинетики разрушения бетона при тепло-влажностных воздействиях Зайцева–Гузеева–Пирадова–Леоновича представлена структурой, состоящей из системы разномасштабных

зерен (клинкера, песка, щебня) со связями взаимопротяжения между собой в виде активных сил ($\sum N_{act}$), созданных физическими ($\sum N_{ph}$), химическими ($\sum N_{ch}$) и адгезионными ($\sum N_{adh}$) процессами как результат гидратации цемента, и в противовес ей подсистемы пустот в гидратированной массе (в виде капилляров (К), пор (П), трещин (Т), в которых возникает комплекс реактивных сил в пределах их геометрических размеров в структуре:

$$\sum N_{react} = \sum N_K + \sum N_P + \sum N_T \quad (1.10)$$

Физико-механические свойства в единичном объеме бетона и их измеряемые уровни обеспечиваются системой активных и подсистемой реактивных сил, создающих напряжения в структуре:

$$\sum R_{act} \pm \sum R_{react} = f; \quad (1.11)$$

$$\sum \varepsilon_{act} \pm \sum \varepsilon_{react} = \varepsilon; \quad (1.12)$$

где $\sum R_{act}$ – сумма напряжений от физико-химических процессов в активных связях; $\sum R_{react}$ – сумма напряжений от реактивных сил; f – измеряемая величина уровня прочности; $\sum \varepsilon_{act}$ – сумма объемных деформаций от сил в активных связях; $\sum \varepsilon_{react}$ – сумма объемных деформаций от реактивных сил; ε – измеряемая деформация в единичном объеме бетона.

Расчетная модель разрушения строится для системы, изображенной на рисунке 1.16.

- Современная механика разрушения рассматривает процессы разрушения на разных уровнях структуры бетона с учетом пластичности, ползучести, физической и геометрической нелинейности, динамических, температурных и другого рода эффектов.

- Результатом процессов, происходящих в капиллярах и трещинах, являются деформации в межзерновой матрице, свободному течению которой препятствуют жесткие зерна заполнителя или клинкера, что создает в вершинах разделительных трещин некоторой интенсивности напряжения. На контуре зерен заполнителя или клинкера возникают контактные трещины, для которых определяются значения K_I и K_{II} , зависящие от модулей упругости зерен и межзерновой матрицы.

- По известным характеристикам K_{IC} и K_{IIC} материалов зерен и межзерновой матрицы возможно получить параметры развиваю-

щихся трещин для бетона при изменении его влажности и температуры.

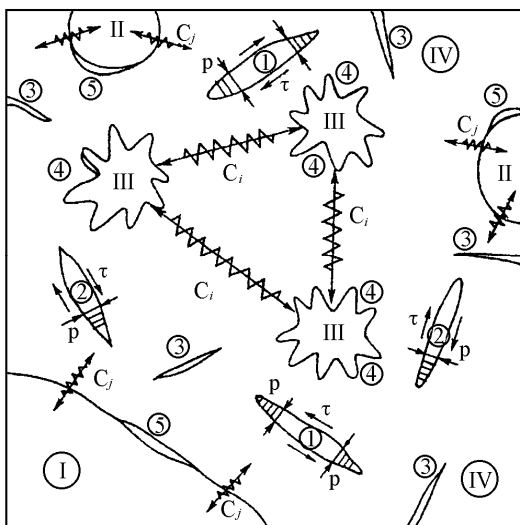


Рис. 1.16. Физическая модель бетона

Зайцева – Гузеева – Пирадова – Леоновича:

- I – зерна щебня; II – зерна песка; III – зерна клинкера; IV – гидратированная масса цемента; C_i – физическая и химическая связи; C_j – адгезионные контакты; 1 – капилляры, заполненные водой симметрично; 2 – капилляры, заполненные водой несимметрично; 3 – микротрещины; 4 – трещины на контакте с зернами; 5 – полости контактов

Основными расчетными критериями метода являются параметры трещиностойкости, коэффициенты интенсивности напряжений.

1. Бетон рассматривается как упругая квазиоднородная двухкомпонентная среда, состоящая из: а) матрицы – цементного камня со структурными элементами щебня, песка; б) пустот: капилляров–трещин и пор.

2. Пустоты в матрице представлены соподчиненной пятиуровневой системой по форме и размерам.

3. Процесс формирования и развития трещин рассматривается как результат внешних силовых и несиловых воздействий на основе принципов теории трещин.

4. Внешние температурные, влажностные и коррозионные длительные воздействия создают поля напряжений в вершинах пустот – трещин, оценка которых производится параметром D с применением положений теории старения бетона:

$$K_{ic}(\tau) = K_{ic}(\tau_0) D \quad (1.13)$$

5. Процессы разрушения бетона трещинами рассматриваются как обобщенное напряженно-деформированное состояние в некотором каноническом объеме, обладающем присущими композиту физическими особенностями.

С изменением внешних условий, температуры, влажности, давления в дефектах структуры П, К, Т, заполненных жидкостью, паром, возникают усилия, изменяются размеры и количество дефектов, количество и свойства структурных связей, что влияет на уровень исходных свойств R_i, E_j .

Выводы :

Применение высокопрочных бетонов открывает пути к созданию новых более экономичных конструктивных решений (особенно перекрытий больших пролетов, элементов полого сечения), позволяющих снизить вес конструкции за счет более полного использования ее материала и стоимость конструкций, одновременно уменьшить трудоемкость материала и стоимость конструкций, одновременно уменьшить трудоемкость их изготовления и монтажа.

При нагревании бетона до 100°C наблюдается даже некоторое повышение прочности. Среда вследствие испарения имела значительную влажность, что способствовало некоторому увеличению прочности бетона. Больше снижение прочности происходит при нагревании бетона до 400-500°C. На поверхности изделий бетона наблюдается появление трещин, грани кубиков начинают выкрашиваться, прочность заметно снижается. Прочность бетона с подвижностью бетонной смеси 100 мм по стандартному конусу при нагревании до 200°C снижается на 17 % и при нагревании до 300°C – на 30 %.

Задачи по разделу:

–определить значения остаточных прочностных, деформативных и энергетических параметров высокопрочного бетона при высоких температурах;

–разработать оригинальный метод экспериментального определения коэффициента интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге высокопрочного бетона, подвергнутого воздействию высоких температур;

–разработать комплексный метод определения остаточных прочностных параметров методом неразрушающего контроля;

–исследовать влияние высоких температур на вязкость разрушения и хрупкость высокопрочного бетона;

–разработать рекомендации к нормативным документам по оценке возможности хрупкого разрушения конструкций из высокопрочного бетона при пожаре.

1.2. Материалы и методика проведения экспериментальных исследований

1.2.1. Методы определения коэффициента интенсивности напряжений для бетона

Для экспериментального определения величины K_{IC} используются различные образцы, для которых существует численное решение при соответствующем приложении внешней нагрузки. Экспериментальное определение величины K_{IC} проводится по равновесной и неравновесной схеме нагружения.

Для полной равновесности механических испытаний бетонных образцов с одной стороны, необходимо не допустить спонтанного разрушения под влиянием потенциальной энергии в системе «испытательная машина – опытный образец», с другой стороны, необходима поэтапная адекватность уровня внешних сил и внутренних усилий сопротивляемости материала в образце при каждом единичном дискретном продвижении макротрещины по сечению на стадии локального деформирования.

Достичь полной равновесности механических испытаний бетона можно разными способами. Первый – это применение специальных испытательных машин со следящей системой и быстродействующей обратной связью, которые имитируют бесконечно большую жесткость агрегатов путем балансирования с помощью электронного аналоговычислительного устройства и быстродействующего исполнительного механизма на границах области безопасных с точки

зрения срыва макротрещины напряжений. Недостатком подобных систем является ограничение по степени хрупкости испытываемого материала, накладываемое недостаточно высокой степенью быстродействия испытательных органов машин со следящей системой.

Второй способ – получение полностью равновесных диаграмм деформирования бетона применением испытательных машин с высокой жесткостью при одновременном методическом соблюдении равенства потенциальных энергий машин и образца. Величины потенциальной энергии испытательных машин могут существенно колебаться, что не дает полной гарантии получения равновесности при локальном деформировании и ведет к необходимости испытания значительного количества образцов на одну экспериментальную точку.

Третий, наиболее перспективный подход к экспериментальному достижению равновесности испытания заключается во введении в систему «испытательная машина – образец» дополнительного устройства. На таком способе базируется методика определения основных характеристик трещиностойкости бетона (G_{IC} , K_{IC}) на образцах–призмах (рис. 1.17) с инициирующими разрушение трещинами. Образцы испытываются по схеме трехточечного изгиба. Основным элементом дополнительного устройства является стальное кольцо, обеспечивающее стабильный, равновесный характер разрушения вследствие увеличения жесткости испытательной системы и восприятия избытка упругой энергии, высвобождающейся при разрушении образца. Скорость нагружения в процессе испытаний составляет $8,3 \cdot 10^{-3}$ мм/сек. Равновесное деформирование осуществляется автоматически. Система «испытательное устройство – образец» превращается в статически неопределимую относительно нагрузки, создаваемой машиной.

Нагрузка (энергия) распределяется между упругодеформируемым жестким стальным кольцом и податливо деформируемым образцом пропорционально их жесткостям (в обратной пропорции).

Таким образом, при каждом единичном дискретном продвижении трещины в образце происходит понижение жесткости в исследуемом сечении с перераспределением нагружающей силы между упругим устройством и бетонным образцом.

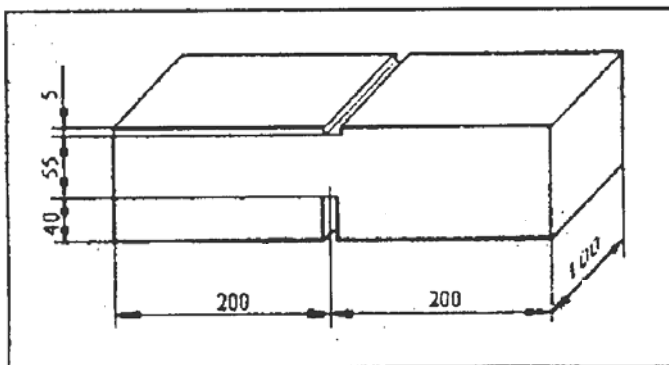


Рис. 1.17. Призматический образец для определения величины K_{IC}

Для получения полностью равновесных диаграмм деформирования (ПРДД) бетона в координатах «сила P – перемещение (прогиб)» используются датчики, подающие сигналы на двухкоординатник (рис. 1.18).

Показатель хрупкости для бетона. Определение энергетических и силовых параметров по полностью равновесным диаграммам деформирования заключается в получении полной диаграммы деформирования образцов призматической формы с надрезом при трехточечном изгибе и вычислении значений энергетических и силовых параметров, характеризующих прочность, деформативность, трещиностойкость и долговечность бетона [174].

В соответствии с ГОСТ 29167-91 испытываются экспериментальные образцы призматической формы с размерами: длина $l = 400$ мм, ширина $b = 100$ мм с надрезом и инициатором трещины отрыва на нижней плоскости $a_0 = 0,4h$ и $\delta = 0,01h$ в середине длины и инициатором трещины среза на верхней плоскости $a_{0r} = 0,05h$ и $\delta = 0,01h$ (рис. 1.19).

Для получения характеристики трещиностойкости бетона (энергии его разрушения при движении трещины нормального отрыва) создана установка, обеспечивающая заданный временной режим движения трещины. Схема устройства приведена на рисунке 1.18. Автоматическое построение полностью равновесных диаграмм деформирования образца производится на самописце Н-307.

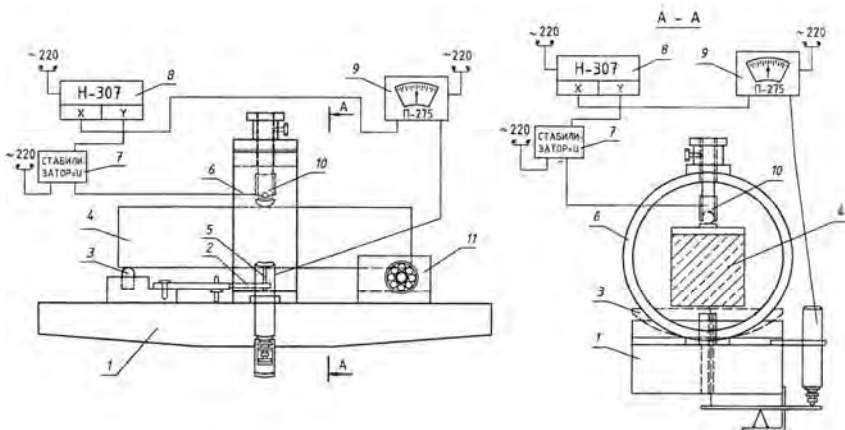


Рис. 1.18. Устройство для получения равновесных диаграмм деформирования бетона: 1 – опорная балка, 2,5,7,8,9 – приборы для фиксации вертикальной податливости образца-призмы, 3 – скользящая опора, 4 – образец, 6 – силовое упругое кольцо из стали, 10 – силоизмеритель, 11 – шарнирные опоры

По полностью равновесной диаграмме деформирования (ПРДД) определяются энергетические и силовые параметры разрушения бетона. В процессе испытания получается машинная диаграмма – STCDA. В расчетах необходимо учитывать поправку на массу образца и дополнительного оборудования, которая определяется по выражению:

$$F_s = 0,5m_1g[l - ((L - L_0)/L_0)^2] + m_2g, \quad (1.14)$$

где $g = 9,81 \text{ м/с}^2$; $m_1 = (L/L_0)P$, P – масса опытного образца; m_2 – масса дополнительного оборудования.

Учитывая поправку, точка С по линии СТ переносится в положение 0 на величину F_c . Соответственно переносятся оси OF и OV. Таким образом, получается диаграмма ОТСДЕ. После этого производится построение расчетной диаграммы, для чего из начала прямолинейного участка диаграммы ДЕ, т.е. из точки, где начинается выполнение условия $dv/dF = \text{const}$, по линии разгрузки Д' восстанавливается окончательный вид расчетной диаграммы ОТСДД'".

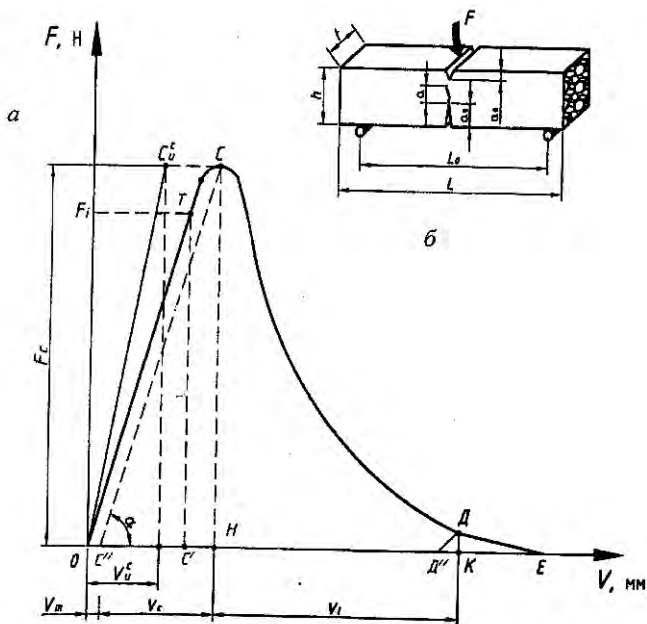


Рис. 1.19. Полностью равновесная диаграмма деформирования (а) и схема испытаний (б)

Площадь ПРДД численно равна полным энергозатратам на квазистатическое деформирование вплоть до деления образца на части в точке Е:

$$W_c = \text{ОТСДД}'' \quad (1.15)$$

Полные энергозатраты состоят из энергозатрат на диссипативные (необратимые) процессы, на развитие и слияние исходных технологических микротрещин W_m , упругое деформирование на стадии инициирования квазистатического разрушения (страгивания магистральной трещины) W_e и локальное квазистатическое деформирование W_l . Величина W_m численно равна площади фигуры $\text{ОТСС}'$, при этом линия $\text{С}''\text{С}$ строится параллельно восходящему участку диаграммы ОТ . Величина W_e – площадь фигуры $\text{С}''\text{СН}$, и для ее определения из точки С проводится линия, перпендикулярно к оси V . Величина W_l численно равна площади фигуры $\text{НСД}''$. Таким образом,

$$W_c = W_t + W_l \quad (1.16)$$

Энергозатраты, необходимые на инициирование квазистатического разрушения, определяются по выражению:

$$W_t = W_m + W_e \quad (1.17)$$

Энергозатраты на квазистатическое разрушение определяются по формуле

$$W_F = W_e + W_l \quad (1.18)$$

Исходная рабочая площадь поперечного сечения образцов составляет:

$$A_c = b(h - a_0 - a_{0t}) \quad (1.19)$$

Если разделить энергозатраты на величину A_c , то получим удельные энергозатраты на инициирование квазистатического разрушения:

$$G_i = W_i / A_c \quad (1.20)$$

Удельные энергозатраты на квазистатическое разрушение:

$$\check{G}_F = W_F / A_c \quad (1.21)$$

Полные эффективные удельные энергозатраты на квазистатическое деформирование до фрагментации:

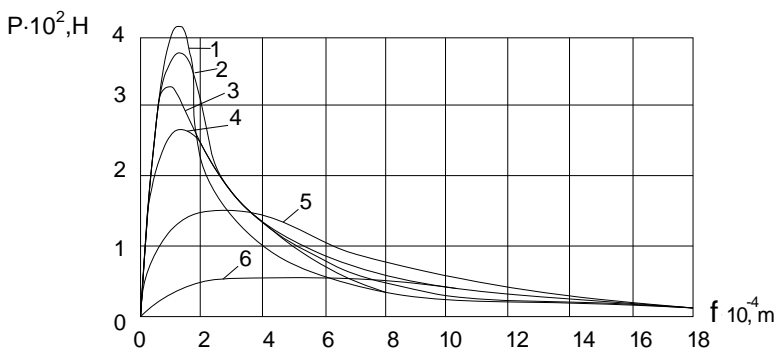
$$\check{G}_c = W_c / A_c \quad (1.22)$$

Учитывая упругий характер деформирования бетона на стадии предразрушения, корректным является определение квазистатического коэффициента интенсивности напряжений:

$$K_i = (G_i E_b)^{0.5}, \quad (1.23)$$

где G_i – удельные энергозатраты на квазистатическое разрушение; E_b – модуль упругости бетона.

Проведены пробные испытания на трехоченый изгиб предварительно нагретых балок с инициирующей трещиной (рис. 1.20; 1.21), свидетельствующие о применимости этого метода для оценки вязкости разрушения при высокой температуре.



1 – образец при температуре 20°C; 2 – то же, при 80 °С; 3 – то же, при 120 °С;
 4 – то же, при 200 °С; 5 – то же, при 400 °С; 6 – то же, при 600 °С;
 Рис. 1.20. Экспериментальные ПРДД при температурах 30°С...600°С

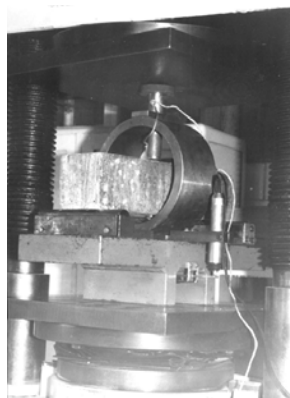
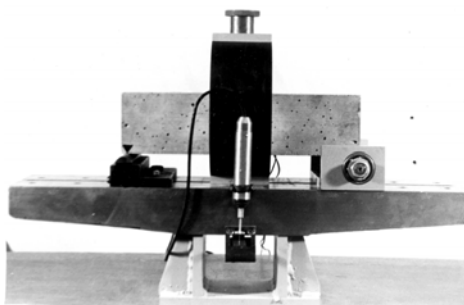


Рис. 1.21. Испытание по определению K_{IC} с получением равновесных диаграмм деформирования. В стальном кольце – образец, на боковой грани которого видна трещина. Между кольцом и образцом – тензометрический датчик силы

1.2.2. Планирование эксперимента. Методика экспериментальных исследований

Объектом исследований является высокопрочный бетон с модифицированными добавками.

Программа экспериментальных исследований прочностных, деформационных, силовых и энергетических характеристик высоко-

качественного бетона после воздействия высоких температур в диапазоне от 100 до 700°C представлена на рисунке 1.22 и таблице 1.7.

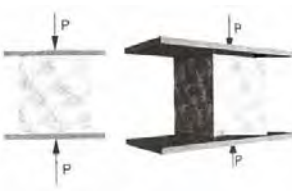

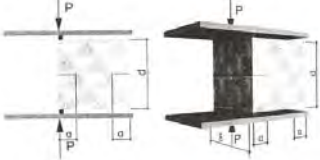



Рис. 1.22. Программа эксперимента определения остаточных характеристик бетона

При планировании эксперимента принимали во внимание следующие выводы, сформулированные на основе аналитического обзора:

- прочность бетона, подвергнутого высокотемпературному нагреву и затем охлажденного до комнатной температуры, т.е. остаточная прочность, не выше прочности нагретого, т.е. мы можем говорить о минимальной прочности и проводить испытания остывшего бетона;
- неравновесные испытания дают вполне достоверную оценку трещиностойкости (вязкости разрушения), поэтому нецелесообразно значительное усложнение высокотемпературных испытаний образцами–призмами для равновесных испытаний;
- прочность бетона под нагрузкой при воздействии высоких температур выше ненагруженного, поэтому для упрощения проводим испытания ненагруженного бетона;
- составы смесей высокопрочного бетона, широко испытанные и используемые в Республике Беларусь представлены отделом бетонов Института БелНИИС (нач. отдела канд. техн. наук Коваль И.В.), поэтому они не варьировались.

Таблица 1.7 – Модель эксперимента

№ п/п	Вид образца	Вид испытаний	Нагрев до температуры, °С	Кол-во образцов, шт.
1	Куб	Осевое сжатие 	100–700	96
2	Призма	Осевое сжатие 	100–700	96
3	Куб с инициаторами трещин	Внецентренное сжатие 	100–700	96
4	Пластина с инициаторами трещин	Осевое сжатие 	100–700	192

Для определения характеристик высококачественного бетона изготавливались образцы–кубы размерами 100x100x100 мм и образцы призмы размерами 100x100x400 мм.

Перед замесом компоненты дозировались в необходимых для каждого конкретного случая пропорциях в соответствии с таблицей

1.8. Приготовление смесей производилось в миксере, предназначенном для перемешивания строительных смесей.

Уплотнение образцов производилось на стандартной лабораторной виброплощадке с амплитудой колебаний 0,35 мм и частотой колебаний 3000 об/мин. Продолжительность вибрирования определялась экспериментально.

Таблица 1.8 – Состав бетонных смесей и их прочность на сжатие

Бетонная смесь	Расход компонентов, кг/м ³			
	Серия 1	Серия 2	Серия 3	Серия 4
Цемент ПЦ500-Д0	580	520	600	580
Щебень гранитный фракции 5-20 мм	1180	1180	1120	1120
Песок	620	570	620	620
Пластифицирующая добавка «ГП-1»	6,76	11,58	–	5,79
Микрокремнезем	–	60	–	–
Пластифицирующая добавка «С-3»	–	–	17,98	–
Фибра стальная	–	–	–	2%
Вода	150	150	170	184
Водоцементное отношение	0,258	0,288	0,283	0,317
Прочность на сжатие на 28 сут., МПа	85,7	87,5	75,6	80,1

Формование образцов осуществлялось в металлических формах согласно ГОСТ 22685-89 «Формы для изготовления контрольных образцов бетона. Технические условия». Распалубка образцов осуществлялась через сутки после изготовления. После изготовления образцы находились в условиях 100 % влажности в течение 28 суток с целью нормативного набора прочности.

На образцах–призмах экспериментально фиксировали диаграмму « σ – ϵ », определяли призмную прочность и модуль упругости, на образцах–кубах прочность на сжатие, вязкость разрушения, влажность, массу и плотность. Неразрушающими методами измерялось время прохождения ультразвукового импульса и прочность. Экспериментальная часть проведена на лабораторной базе РУП «Институт БелНИИС» и научно-исследовательской лаборатории «Промышленное и гражданское строительство» Белорусского национального технического университета.

Составы экспериментальных смесей. При подборе составов экспериментальных смесей было уделено особое внимание изучению имеющихся в Республике Беларусь составов высококачественной бетонной смеси. Для испытаний отобрано четыре состава, разработанные в РУП «Институт БелНИИС» (табл. 1.8).

Цемент. В экспериментальных смесях использовался цемент ПЦ500-Д0 производства ОАО «Красносельскстройматериалы». Химические и физические свойства цемента указаны в таблице 1.9.

Таблица 1.9 – Физические и химические характеристики цемента

Минералогический состав клинкера, %				SO ₃ , %	Активные минеральные добавки, %	Удельная поверхность, S _{уд} , м ² /кг	Нормальная густота, %	Группа по эффективности и пропаривания	Активность цемента, МПа		
C ₂ S	C ₃ S	C ₃ A	C ₄ AF						F ₁	F ₂	F ₂₈
57-58	18-19	4,5-5,1	13-14	1,5-3,5	–	290-320	23-25	2	16	23	50
Сроки схватывания				Истинная плотность, г/м ³	Водоотделение, %	Предел прочности, МПа в возрасте 28 сут.					
Начало		Конец				при изгибе	при сжатии				
1ч. 45мин.		3ч. 55мин.		3,14	13,41	7,29	50,7				

Заполнитель. Крупным и мелким заполнителем являлся гранитный щебень ПРУП «Гранит» смеси фракций 5-20 мм, удовлетворяющий требованиям ГОСТ 8267-93 и имеющий характеристики, представленные в таблице 1.10.

Таблица 1.10 – Характеристики щебня

Зерновой состав щебня				Плотность зерен, ρ ³ , кг/м ³	Межзерновая пустотность, тПЗ	Удельная поверхность, S _{уд,м} ² /кг
Частные остатки в % на ситах размером, мм						
20	10	5	<5			
8,9	64,2	23,9	3,0	2,72	0,37	0,365

Мелкий заполнитель – песок карьера «Волма», с характеристиками, представленными в таблице 1.11.

Таблица 1.11 – Характеристики песка

Название песка	Зерновой состав							Модуль крупности, M _{кр}	Плотность зерен ρ _з , кг/м ³	Удельная поверхность, S _{уд,м} , м ² /кг	Водопоглощение по рами, w _р , %
	Остаток на сите 5 мм, %	Частные остатки в % на ситах размером, мм									
		2,5	1,25	0,63	0,315	0,14	<0,14				
«Волма»	1,0	10,4	12,7	30,5	29,8	14,6	2,1	2,69	2,68	8,1	0,801

Микрокремнезем. Микрокремнезем (МК) Новолипецкого комбината использовался в качестве минеральной добавки. Химический состав и свойства МК приведены в таблице 1.12. Основной составляющей МК является SiO_2 .

Таблица 1.12 – Характеристики микрокремнезема

Размер частиц, мкм	Эффективная плотность, кг/м^3	Насыпная плотность, кг/м^3	Удельная поверхность $\text{см}^2/\text{г}$	Гидравлическая активность СаО при 20°C в 28 сут., мг/г	Водопотребность, %
0,1–0,3	2,1–3,1	0,15– $0,62 \cdot 10^3$	5000–45000	46–518	40–140

Суперпластификаторы. В экспериментальном исследовании использовалась добавка «ГП-1», изготовленная на основе водного раствора эфира поликарбоксилата.

Таблица 1.13 – Физико-химические показатели добавки «ГП-1»

Наименование показателя	Значение «ГП-1»
Внешний вид	Прозрачный – до мутноватого, желтоватый раствор
Плотность, кг/м^3	1080...1100
Массовая доля сухого вещества, %	27...33
Водородный показатель, единицы рН	7...8
Содержание ионов хлора, %	до 0,2

В исследовании также использовалась суперпластификатор «С-3» производства ОАО «Полипласт». Разжижитель «С-3» представляет собой добавку на основе натриевых солей продуктов конденсации нафталинсульфокислоты и формальдегида, внешний вид – темно-бурая жидкость с плотностью – $1019...1079 \text{ кг/м}^3$.

Фибра стальная. Стальная фибра произведена на предприятии РУП «Белорусский металлургический завод» (г. Жлобин, РБ) в соответствии с техническими условиями ТУ ВУ 400074854.628-2009 «Фибра из стальной проволоки для армирования бетона».

Таблица 1.14 – Характеристики стальной фибры

Вид фибровой арматуры	Нормативные сопротивления растяжению f_{fk} , МПа	Частный коэффициент безопасности по фибровой арматуре γ_s при расчете конструкций по предельным состояниям		Расчетные сопротивления растяжению фибры для предельных состояний первой группы f_{fd} , МПа	Модуль упругости фибры E_f , МПа
		Первой группы	Второй группы		
Фибра по ТУ ВУ 400074854.628-2009 из низкоуглеродистой стали	800	1,25	1,00	640	$2,1 \cdot 10^5$

1.2.3. Нагрев экспериментальных образцов

При проведении исследований изучалось воздействие высоких температур на высокопрочный бетон согласно ГОСТ 30247.0-94.

Для определения исследований использовалась электрическая печь типа SNOL 30/1100 (рис. 1.23). Оценка температуры в печи и внутри образцов производилась встроенными датчиками печи и устройством контроля температуры «УКТ38» с термопарами в теле образцов (рис. 1.24).

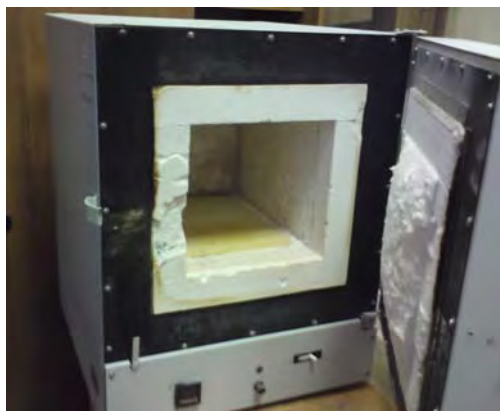


Рис. 1.23. Электродпечь SNOL 30/1100



Рис. 1.24. Устройство контроля температуры «УКТ38»

В процессе эксперимента в печь помещались опытные образцы (табл. 1.7) и создавался температурный нагрев. Для целенаправленного исследования поведения ВКБ, методически исключались все возможные «структурные» факторы: тепловые градиенты, растрескивание. По этой причине термический нагрев был достаточно медленным для обеспечения равномерного распределения тепловых повреждений внутри образца со скоростью нагрева $2^{\circ}\text{C}/\text{мин}$ (рис. 1.25) с последующим изотермическим прогревом в течение 4 часов после достижения заданного уровня нагрева. Уровни нагрева составляли 100, 200, 300, 400, 500, 600 и 700°C . При заданном температурном режиме измерялась температура на поверхности и внутри образцов. Охлаждение образцов происходило медленно ($<4^{\circ}\text{C}/\text{мин}$) до полного остывания.

1.2.4. Предел прочности на сжатие, призмная прочность, модуль упругости, скорость прохождения ультразвукового импульса (УЗИ) при воздействии высоких температур

В экспериментальной части при изучении свойств бетона использовались методы испытаний, регламентированные соответствующими документами. Сведения о методике измерения основных показателей качества бетона представлены в таблице 1.15.

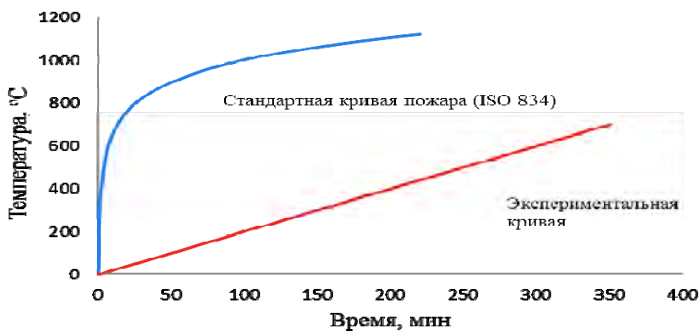


Рис. 1.25. График экспериментальной кривой нагрева образцов

Для определения призмной прочности, модуля упругости и нормативных характеристик бетона были использованы прессовое оборудование БелНИИС. Прочность на сжатие определялась для каждого образца по формуле:

$$R_{\text{пр}} = \frac{P_p}{F}, \quad (1.24)$$

где P_p – разрушающая нагрузка, измеренная по шкале силоизмерителя пресса (машины); F – среднее значение площади поперечного сечения образца, определяемое по его линейным размерам по ГОСТ 10180-78.

Таблица 1.15 – Методики испытаний

Показатель	Методика определения
Предел прочности на сжатие	ГОСТ 10180-90
Призмная прочность	ГОСТ 24452-80
Модуль упругости	
Скорость прохождения ультразвукового импульса (УЗИ)	ГОСТ 17624-87
Воздействие высоких температур	ГОСТ 30247.0-94; ГОСТ 30247.1-94



Рис. 1.26. Испытание образцов–призм

Модуль упругости E_{σ} определялся для каждого образца при уровне нагрузки, составляющей 30 % от разрушающей, по формуле:

$$E_{\sigma} = \sigma_1 / \varepsilon_{1y}, \quad (1.25)$$

где $\sigma_1 = P_1 / F$ – приращение напряжения от условного нуля до уровня внешней нагрузки, равной 30 % от разрушающей; P_1 – соответствующее приращение внешней нагрузки; ε_{1y} – приращение упруго-мгновенной относительной продольной деформации образца, соответствующее уровню нагрузки $P_1 = 0,3 \cdot P_F$ и замеренное в начале каждой ступени ее приложения. В пределах ступени нагружения деформации определяют по линейной интерполяции.

Неразрушающий контроль бетона. В соответствии с программой экспериментальные исследования каждого образца до и после прогрева включали следующие мероприятия: осмотр поверхности; взвешивание; определение остаточной влажности; ультразвуковое прозвучивание с замером времени прохождения импульса; неразрушающее определение прочности бетона.

Для оценки изменения цвета и проявления деструктивных процессов в теле бетона проводился осмотр поверхности. Взвешивание образцов необходимо для расчета изменения массы и плотности

после воздействия высоких температур. Определение остаточной влажности измерялось прибором влагомер «МГ4Б». Ультразвуковое поверхностное прозвучивание с замером времени прохождения импульса производилось прибором «Пульсар 1.0» в соответствии с требованиями ГОСТ 26134-84 и ГОСТ 17624-87. Неразрушающий контроль прочности осуществлялся прибором «Оникс 2.5».



Рис. 1.27. Взвешивание образцов



Рис. 1.28. Ультразвуковое поверхностное прозвучивание

1.2.5. Определение вязкости разрушения

После нагрева образцов и полного остывания, проведения неразрушающего контроля определялись характеристики вязкости разрушения (трещиностойкости). Для этого, в образцах–кубах выполнялись инициаторы трещин в виде симметричных надрезов глубиной $h/4$ (где h – высота куба = 100 мм) с помощью режущих инструментов с алмазным напылением.



Рис. 1.29. Образцы–кубы с инициаторами трещин

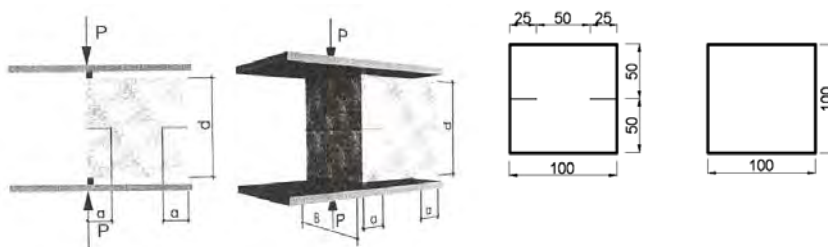


Рис. 1.30. Образец с инициаторами трещины и схемой нагружения (где P – нагрузка, при которой происходит разрушение, в МН; $B=0,1$ м – ширина образца; $d=0,1$ м – высота образца; $a=0,025$ м – глубина надрезов)

Испытания проводили при внецентренном сжатии. Нагружение осуществляли до момента разделения образца на две части и регистрировали значение разрушающей нагрузки P . Значение критического коэффициента интенсивности напряжений (при нормальном

отрыве K_{IC}) получали по формуле (1.26), подставляя данные геометрических размеров кубов и значения разрушающей нагрузки образца:

$$K_{IC} = \frac{P}{Bd^{3/2}} \left[18,3 \left(\frac{a}{d} \right)^{1/2} - 430 \left(\frac{a}{d} \right)^{3/2} + 3445 \left(\frac{a}{d} \right)^{5/2} - 11076 \left(\frac{a}{d} \right)^{7/2} + 12967 \left(\frac{a}{d} \right)^{9/2} \right] \quad (1.26)$$



Рис. 1.31. Испытание образца на нормальный отрыв

Трещиностойкость бетона при поперечном сдвиге определялась при испытании на срез образцов 2-го типа в виде пластины прямоугольного сечения с двумя параллельными надрезами глубиной $l=b/4$ (где b – высота пластины = 100 мм), выполненных с помощью режущих инструментов с алмазным напылением. Испытания пластины проводили при центральной сжатии на опорах из металлических прокладок.

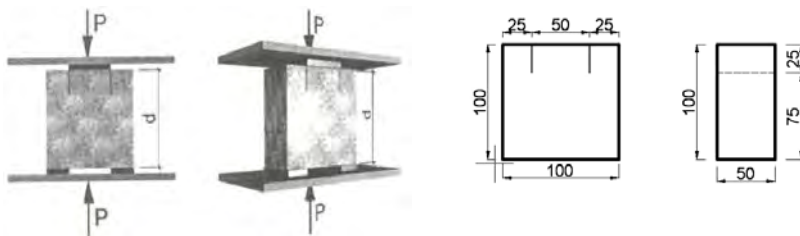


Рис. 1.32. Образец с инициаторами трещины и схемой нагружения (где P – нагрузка, при которой происходит разрушение, в МН; $d=0,1$ м – высота образца; $a=0,025$ м – глубина надрезов)

Большим преимуществом данной методики испытания является то, что два образца 2-го типа возникают при фрагментации образца 1-го типа – куба в результате его раскалывания. Таким образом, коэффициенты интенсивности напряжений при нормальном отрыве K_{IC} и поперечном сдвиге K_{IIC} определяются не на образцах – близнецах, а на одном фрагменте бетона, что значительно повышает достоверность параметров трещиностойкости



Рис. 1.33. Образцы 2-го типа с инициаторами трещин

Нагружение осуществлялось до момента разрушения образца и регистрировалось значение разрушающей нагрузки P . Значение критического коэффициента интенсивности напряжений (при поперечном сдвиге K_{IIC}) рассчитывали по формуле, подставляя данные геометрических размеров пластины и значения разрушающей нагрузки:

$$K_{IIC} = \frac{P}{2tH} \sqrt{IY(l,b)}, \quad (1.27)$$

где P – разрушающая нагрузка, в МН; $Y(l,b)$ – поправочный коэффициент = 0,97 (при высоте образца = 100 мм и ширине = 100 мм); $t = 0,05$ м – толщина образца; $H = 0,025$ м – ширина плеча.



Рис. 1.34. Испытание образца на поперечный сдвиг

Учитывая упругий характер деформирования бетона на стадии предразрушения возможно определение удельных энергозатрат на квазистатическое разрушение (G_i) через формулу определения квазистатического коэффициента интенсивности напряжений:

$$K_i = \sqrt{G_i \cdot E_b}, \quad (1.28)$$

где G_i – удельные энергозатраты на квазистатическое разрушение; E_b – модуль упругости бетона.

1.2.6. Определение хрупкости высокопрочного бетона

Оценка возможности хрупкого разрушения бетона железобетонных конструкций при воздействии высоких температур в соответствии с действующими нормативными документами производится с использованием определяемого по формуле (1.29) критерия хрупкого разрушения F [171].

При $F \leq 4$ в бетоне хрупкое разрушение не происходит.

При $F > 6$ в бетоне происходит хрупкое разрушение, интервал критерия от 4 до 6 является потенциально опасным.

$$F = \frac{\alpha_F \alpha_{bt} \beta}{K_{IC} \lambda_k} \cdot \frac{E_c \rho_0 W_\Delta}{n_p}, \quad (1.29)$$

где α_F – коэффициент пропорциональности:

$\alpha_F = 1,16 \cdot 10^{-2} \text{ Вт} \cdot \text{м}^{5/2} \cdot \text{кг}^{-1}$; α_{bt} – коэффициент температурной деформации расширения бетона, $^\circ\text{C}^{-1}$; E_c – модуль упругости бетона при нормальных условиях, МПа; β – коэффициент изменения модуля упругости бетона при пожаре; ρ_0 – плотность бетона в сухом состоянии, $\text{кг}/\text{м}^3$; λ_k – коэффициент теплопроводности бетона, $\text{Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$; n_p – общая пористость бетона, %; K_{IC} – критический коэффициент интенсивности напряжения, $\text{МН} \cdot \text{м}^{3/2}$; W_Δ – объемная эксплуатационная влажность бетона, $\text{м}^3/\text{м}^3$.

Параметры, входящие в формулу (1.29) определяются для температур бетона 200–300 $^\circ\text{C}$.

Таблица 1.16 – Расчет критерия хрупкости разрушения по [172]

Параметры	Значения критерия хрупкого разрушения			
	Серия 1	Серия 2	Серия 3	Серия 4
α_F	0,0116	0,0116	0,0116	0,0116
α_{bt}	9,25E–06	9,25E–06	9,25E–06	9,25E–06
E_c	55450	49330	36960	51860
β	0,60	0,60	0,60	0,60
ρ_0	2376	2460	2244	2506
λ_k	1,86	1,86	1,86	1,86
η_p	0,12	0,12	0,136	0,147
K_{IC}	0,53	0,53	0,53	0,52
W_Δ	0,10	0,10	0,09	0,11
F	7,14	6,81	3,74	6,16

Выводы :

1. Обоснованы исходные составы бетонов, применяемое оборудование, технология изготовления опытных образцов и порядок проведения испытаний.

2. На основе проведенных исследований предложены методики определения прочностных, деформативных, силовых и энергетических параметров высокопрочного бетона в диапазоне температур от 100 до 700 градусов.

3. Представлен метод определения остаточных прочностных параметров методом неразрушающего контроля.

4. Анализ экспериментальных данных позволит разработать:

– зависимости, позволяющей на базе анализа имеющихся составов бетонной смеси для оценки изменения механических свойств высокопрочного бетона при нагреве;

– расчетную методику для определения изменения вязкости разрушения, удельных энергозатрат на квазистатическое разрушение.

1.3. Результаты экспериментальных исследований прочностных, деформационных и энергетических характеристик высокопрочного бетона после нагрева

1.3.1. Изменение прочности высокопрочного бетона после нагрева

В соответствии с методикой проведения эксперимента бетонные образцы прогревались в электрической печи и после полного остывания производились механические испытания с последующим расчетом характеристик.

Испытания на осевое сжатие до разрушения проводилось для оценки характера изменения прочности бетона на сжатие. Результаты испытаний приведены в таблице 1.17 и на рисунке 1.35.

Таблица 1.17 – Изменение прочности на сжатие образцов при нагреве

Температура нагрева, °С	Серия 1 ($f_{c,cube}$), МПа	Серия 2 ($f_{c,cube}$), МПа	Серия 3 ($f_{c,cube}$), МПа	Серия 4 ($f_{c,cube}$), МПа
20	85,7	87,50	75,6	80,1
100	83,6	85,3	70,3	79,6
200	99,5	100,35	64,8	82,6
300	102,2	110,60	55,5	84,05
400	88,7	92,10	41,4	71,55
500	81,0	58,55	31,4	66,25
600	68,3	47	22,5	54,43
700	46,5	35,7	16,3	41,7



Рис. 1.35. Испытание образцов бетона на прочность при сжатии

Изменение прочности ВПБ при нагреве происходило следующим образом: первоначально при температуре нагрева в 100°C прочность немного уменьшилась и составляла 93-98 % от первоначальной прочности. При последующем нагреве образцы восстановили прочность, которая составила 105-126 % для серии 1, 2 и 4 от первоначальной прочности. Однако после нагрева свыше 400°C происходило понижение прочности на 41-54 % для серий 1, 2 и 4 от первоначальной прочности. Такое понижение прочности указывало на появление трещин между заполнителем и цементным камнем с дальнейшим разрушением целостности всей структуры бетона. В диапазоне температур от 400°C до 700°C прочность резко падала. Для образцов серии 3 с начала процесса нагрева отмечалось постоянное уменьшение прочности, которая составила 22 % от первоначальной прочности при 700°C . Изменение прочности в серии 3 отличается от других по причине использования пластифицирующей добавки «С-3». Ее отличительной чертой является повышение пластичности с уплотнением бетона, что позволяет добиваться повышенной прочности по сравнению с обычными бетонами. Однако при нагреве такого бетона его поведение аналогично бетонам с обычной прочностью.

Отношение остаточной прочности на сжатие к первоначальной для серий 1, 2, 4 как показано на рисунке 1.36 можно выразить следующей зависимостью:

$$\frac{f_c(T)}{f_c(20^\circ C)} = \left(1,0797 - 4,948E - 6 \cdot T + 5,66E - 5 \cdot T^2 - \right. \\ \left. - 2,076E - 7 \cdot T^3 + 3,013E - 10 \cdot T^4 - 1,55E - 13 \cdot T^5 \right) \cdot 100\% \quad (1.30)$$

$$R = 0,99$$

где $f_c(T)$ – остаточная прочность на сжатие при температуре нагрева T , $20^\circ C \leq T \leq 700^\circ C$.

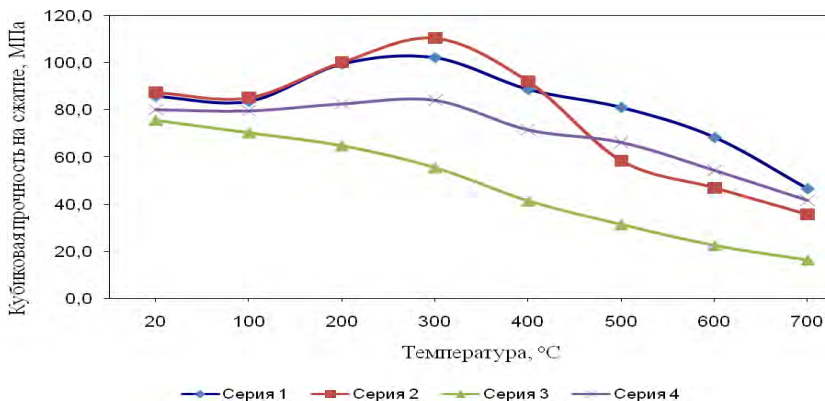


Рис. 1.36. Изменение прочности на сжатие образцов кубов при нагреве

Изменения характеристик разрушения при высоких температурах связаны с испарением содержащейся в бетоне влаги, что ранее не было систематически изучено. Присутствие воды позволяет этим характеристикам изменяться со временем с учетом водоцементного отношения и степени гидратации. Воду можно классифицировать в соответствии с размерами заполняемых ею пор как капиллярную, гелевую и химически связанную. Капиллярная вода легко испаряется и содержится в капиллярных порах (100-2000 Å) цементного камня, в порах заполнителя и на межфазных границах. Она легко испаряется при низкой относительной влажности или высокой температуре окружающей среды. Гелевая вода содержится в порах геля (15-20 Å) цементного камня. Ее обычно называют адсорбированной или физически связанной водой, и она с трудом испаряется. Однако, ее можно выпарить при высокой температуре, поэтому она считается условно испаряемой водой. Химически связанная вода, также

называемая неиспаряемой водой, является частью гидратов цемента и может быть высвобождена из бетона при химическом разложении цементного камня и заполнителей при очень высоких температурах (выше 500°C). Эти три типа воды часто называют макро-, мезо- и микроводой.

1.3.2. Изменение массы ВПБ после нагрева

При испытании для определения изменения массы до и после нагрева производилось взвешивание образцов.

Потеря массы образцов возрастала с ростом температуры. Процесс потери влаги протекает в три характерных этапа. Вначале потеря возрастала очень быстро с ростом T до 200°C главным образом по причине испарения капиллярной воды в бетоне. Этот этап представляет собой физический процесс, поскольку происходит испарение капиллярной микроводы. При изменении T между 200 и 400°C на потерю массы главным образом оказывало влияние испарение гелевой воды. Скорость испарения стала меньше, поскольку гелевой воде труднее выделяться из пор геля меньшего размера. Это физико-химический процесс из-за испарения гелевой мезоводы. На третьем этапе (выше 400°C) изменение потери массы было вызвано главным образом уже разложением цементного камня и заполнителей, поэтому это химический процесс из-за высвобождения микрохимически связанной воды.

Таблица 1.18 – Изменение плотности образцов при термическом нагреве

Температура нагрева, °C	Серия 1, кг/м ³	Серия 2, кг/м ³	Серия 3, кг/м ³	Серия 4, кг/м ³
20	2376	2460	2244	2506
100	2337	2420	2203	2462
200	2304	2353	2175	2418
300	2292	2335	2148	2403
400	2257	2320	2115	2373
500	2248	2293	2082	2354
600	2236	2274	2051	2337
700	2221	2248	2035	2309

Испарение капиллярной и гелевой воды в бетоне при высоких температурах – это процесс потери влаги, и разложение цементного камня и заполнителей при очень высоких температурах можно также рассматривать как процесс потери влаги по причине высвобождения химически связанной воды. Самым простым способом оценки изменения содержания влаги является контроль за потерей массы. Потеря массы при высоких температурах в значительной степени зависит как от химического разложения составляющих и режимов нагрева.

Таблица 1.19 – Изменение массы образцов при нагреве по отношению к первоначальной

Температура нагрева, °С	Серия 1, %	Серия 2, %	Серия 3, %	Серия 4, %
20	100	100	100	100
100	98,4	98,4	98,2	98,2
200	97,0	95,6	96,9	96,5
300	96,5	94,9	95,7	95,9
400	95,0	94,3	94,3	94,7
500	94,6	93,2	92,8	93,9
600	94,1	92,4	91,4	93,3
700	93,5	91,3	90,7	92,1

Потеря массы в процессе нагрева. *Зависимость ω от T_m .* Значение потери массы ω возрастало с ростом T_m для обоих значений времени воздействия. Процесс потери влаги протекает в три характерных этапа. Вначале значение ω возрастало очень быстро с ростом T_m до 200°С главным образом по причине испарения капиллярной воды в бетоне. Этот этап представляет собой физический процесс, поскольку происходит испарение капиллярной макроводы. При изменении T_m между 200 и 400°С на ω главным образом оказывало влияние испарение гелевой воды, и скорость испарения стала меньше. На третьем этапе (выше 400°С) изменение ω было вызвано главным образом разложением цементного камня и заполнителей, поэтому это химический процесс из-за высвобождения микрохимически связанной воды. Результаты испытаний можно представить при помощи кубической полиномиальной зависимости между ω и T_m следующим образом:

$$\omega = 1,07 \cdot 10^{-7} T_m^3 - 1,24 \cdot 10^{-7} T_m^2 + 0,05 T_m + 0,67 \quad \text{для } t_h = 12 \text{ ч} \quad (1.31)$$

Зависимость ω от t_h . Влияние времени воздействия t_h на ω специально не исследовалось. В общем, ω представляла собой монотонно возрастающую функцию t_h для всех T_m , но скорость роста становилась меньше по истечении 12 ч. Испарение влаги происходило в три этапа. Вначале скорость испарения была очень низкой, поскольку тепло было способно удалить влагу лишь вблизи поверхности образца. На втором этапе влага испарялась очень быстро, поэтому быстро росла ω . Постепенно температура в образцах выравнивалась и вытесняла влагу из внутреннего массива бетона. Затем скорость испарения снова снизилась, и у ω появилась тенденция к стабилизации. Продолжительность первого этапа главным образом зависит от температуры нагрева. Она составляла около 1 ч для 100 и 200°C, менее получаса для 300 и 400°C и всего несколько минут для более высоких температур нагрева. Обычно механические испытания при высоких температурах должны проводиться, когда потеря влаги прекратится. Установлено, что для достижения 95 % равновесной потери массы ω_e соответствующим значением t_h будет 48 ч для 100°C, 24 ч для 200°C, 10 ч для 400°C и еще более короткие промежутки времени воздействия для более высоких температур. Безусловно, фактическая продолжительность нагрева для такого влагосодержания также зависит от состава бетона и геометрии образца.

Потерю массы при нагреве для заданной температуры можно выразить при помощи экспоненциальной зависимости между ω и t_h следующим образом:

$$\omega = a_{wt} \exp\left(-b_{wt}/t_h^{c_{wt}}\right) \quad (1.32)$$

где a_{wt} , b_{wt} и c_{wt} – константы. При $t_h \rightarrow 0$, $\omega \rightarrow 0$, что определяет ненагретое состояние. При $t_h \rightarrow \infty$, $\omega \rightarrow a_{wt}$, что определяет равновесное состояние, a_w равняется равновесной потере массы ω_e .

$$b_{wt} = 90,403 \exp(-0,0135 T_m) \quad (1.33)$$

$$c_{wt} = 1,917 - 2,396 \times 10^{-3} T_m$$

1.3.3. Скорость распространения ультразвука и динамический модуль упругости образцов ВКБ после нагрева

Ввиду того, что при воздействии высоких температур нарушается структура бетона, и образуются трещины, которые влияют на целостность конструкций, целесообразно применение приборов на основе ультразвукового импульсного метода. В качестве такого прибора в данном исследовании был использован «Пульсар 1.0» с базой 120 мм при поверхностном прозвучивании. Значения изменения времени и скорости распространения ультразвука для образцов–кубов с ребром 100 мм при нагреве представлены в таблице 1.20.

Таблица 1.20 – Изменение времени и скорости распространения ультразвука для образцов–кубов с ребром 100 мм при нагреве (база = 120мм)

Температура нагрева, °С	Серия 1		Серия 2		Серия 3		Серия 4	
	t, мкс	V, м/с	t, мкс	V, м/с	t, мкс	V, м/с	t, мкс	V, м/с
20	23,1	5198	23,7	5063	25,44	4717	24,7	4858
100	24,0	4995	24,4	4918	27,3	4395	25,6	4687
200	27,6	4352	25,6	4688	29,5	3896	29,2	4109
300	31,7	3791	28,4	4219	35,6	3383	44,3	3309
400	36,8	3263	34,5	3472	49,8	2454	50,2	2662
500	47,8	2510	48,4	2512	65,6	1829	68,9	1965
600	74,7	1607	71,3	1704	75,1	1598	74,2	1617
700	81,0	1481	82,8	1419	86,1	1304	91,7	1308

Используя полученные значения из таблицы 1.20, изменения массы и плотности образцов, представленные в разделе 1.3.2, можно определить исходя из формулы (1.34) динамический модуль упругости.

$$c = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}, \quad (1.34)$$

где E – модуль упругости (Па); ρ – плотность бетона (кг/м^3); ν – коэффициент Пуассона, принятый равным 0,18.

Выразим из формулы (1.34) динамический модуль упругости:

$$E = \frac{\rho \cdot c^2 (1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad (1.35)$$

Таблица 1.21 – Изменение динамического модуля упругости при нагреве

Температура нагрева, °С	Серия 1, ГПа	Серия 2, ГПа	Серия 3, ГПа	Серия 4, ГПа
20	59,1	58,08	45,98	54,47
100	53,7	53,90	39,19	49,81
200	40,2	47,60	30,40	37,60
300	30,3	38,28	22,64	24,23
400	22,1	25,48	11,73	15,48
500	13	13,75	6,41	8,37
600	5,32	6,17	4,82	5,63
700	4,49	4,17	3,19	3,63

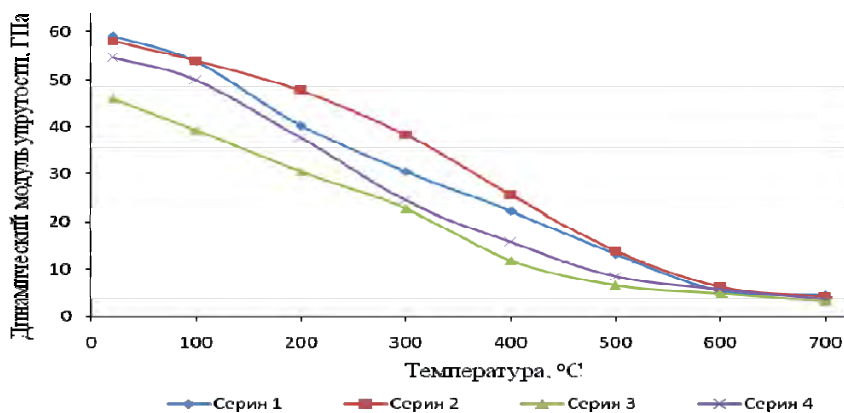


Рис. 1.37. Изменение динамического модуля упругости при нагреве

1.3.4. Изменение модуля упругости ВПБ после нагрева

В эксперименте зафиксировано, что изменение модуля упругости происходит практически линейно. Нагрев бетона высвобождает имеющуюся влагу, уменьшает прочность цементного камня и заполнителя, образует трещины в структуре бетона. С постоянным ростом температуры значение E уменьшается и при 600°C составляет 10–20 % от первоначального значения.

Следует отметить, что при изменении модуля упругости при нагреве характерен меньший разброс значений (~30 %). Этому в определенной степени способствует определение этой величины на начальном этапе нагружения (на стадии упругой работы), когда не сформировались еще магистральные трещины, фрагментирующие бетон на части.

Таблица 1.22 – Изменение модуля упругости при нагреве

Температура нагрева, $^{\circ}\text{C}$	Серия 1, ГПа	Серия 2, ГПа	Серия 3, ГПа	Серия 4, ГПа
20	55,45	49,33	38,96	51,86
100	50,38	44,26	35,44	47,43
200	37,72	39,69	31,20	35,80
300	28,43	32,62	24,28	24,57
400	22,83	22,00	12,30	16,06
500	10,95	10,00	8,12	9,31
600	8,70	5,93	5,35	6,78
700	5,59	3,80	3,51	4,35

Изменение модуля упругости бетона при нагреве выражается соотношением:

$$\frac{E_c(T)}{E_c(20^{\circ}\text{C})} = 1,056 - 1,7809 \cdot 10^{-3} \cdot T + 4,87 \cdot 10^{-7} \cdot T^2 \quad (1.36)$$

Очевидно, что тип заполнителя имеет значительное влияние на величину термического воздействия. Обычно оно принимается как линейная функция от температуры. Однако термическое напряжение является нелинейным по отношению к температуре. Нелиней-

ность возникает из-за отсутствия термической совместимости между наполнителем и матрицей из-за химических и физических изменений наполнителя при высоких температурах.

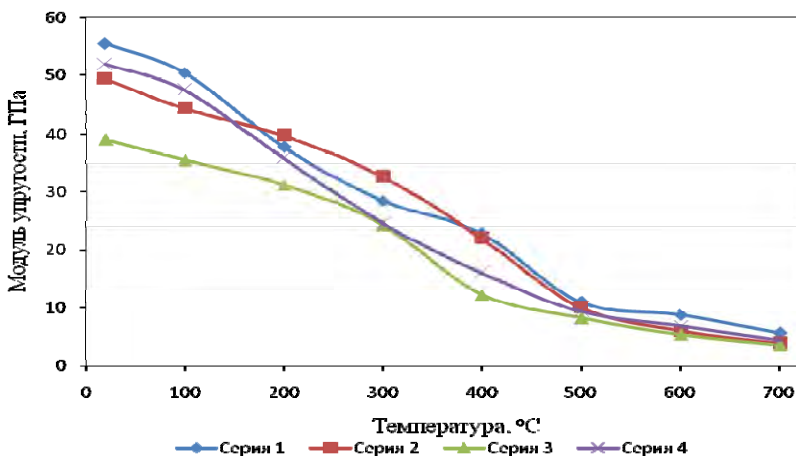


Рис. 1.38. Изменение модуля упругости ВПБ под воздействием высоких температур

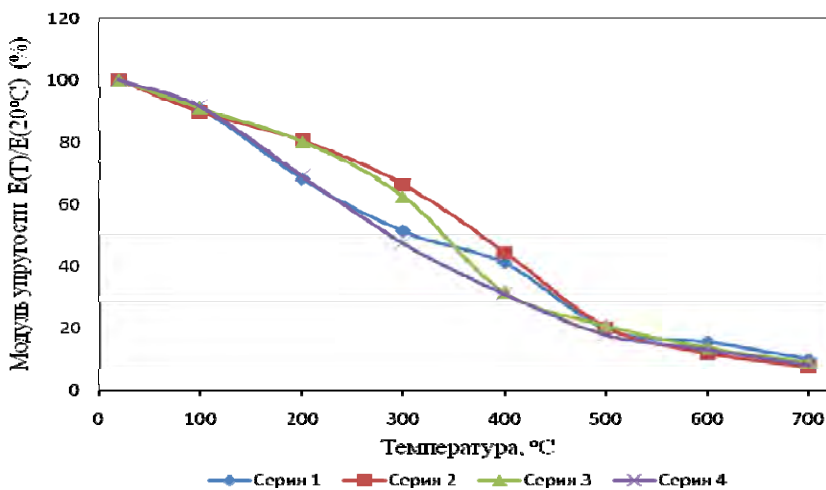


Рис. 1.39. Изменение модуля упругости ВПБ под воздействием высоких температур

1.3.5. Диаграммы « σ - ϵ » бетонных образцов–призм после нагрева

При нагреве бетон претерпевает изменения температуры и влажности, вызывающие появление в нем температурных и влажностных деформаций. Вследствие неравномерного распределения температуры по объему тела, а также из-за ограничения внешними связями появление деформаций сопровождается развитием напряжений.

При нагреве до температуры 200°С бетон претерпевает значительные нарушения структуры, которые связаны с потерей упруго-пластических свойств (рис. 1.40). При нагреве до 400°С наблюдается возрастание упругих пластических деформаций. Упругие деформации бетона в нагретом и охлажденном состоянии примерно одинаковы, а неупругие деформации в нагретом состоянии на 50 % выше.

При нагреве бетона выше 400°С резко увеличиваются его пластические деформации, причем, чем выше напряжение и температура его нагрева, тем больше величина этой деформации. Увеличение деформативности бетона при высоких температурах нагрева является следствием нарушения и изменения его структуры. При последующем нагреве высокопрочного бетона до 700°С упругие деформации увеличиваются больше, чем пластические. Предельные деформации сжатия высокопрочного бетона после нагрева до температур 200, 400 и 600°С соответственно равны 2,6; 5 и 7 %. Модуль деформации при сжатии уменьшается при температуре 200°С на 20-30 %, при 400°С – на 40-70 %, при 600°С – на 70-90 %.

Установлено, что значительное снижение деформативных свойств бетона происходит в интервале температур 600-650°С, что объясняется распадом гидроокиси кальция цементного камня.

В исследованиях, P_u , Δ_c , Δ_f , α , β и γ были получены в виде функций температур нагрева (T_m) и времени воздействия (t_h):

$$P_u = 1,67(t_h + 1)^{-7,26 \cdot 10^{10}} (T_m - T_0)^{3,36} \quad (\text{кН}), \quad (1.37)$$

$$\Delta_c = 0,15(t_h + 1)^{1,29 \cdot 10^{-3}} (T_m - T_0)^{0,94} \quad (\text{мм}), \quad (1.38)$$

$$\Delta_f = 1,18(t_h + 1)^{2,97 \cdot 10^{-3}} (T_m - T_0)^{0,80} \quad (\text{мм}), \quad (1.39)$$

$$\alpha = 1,14(t_h + 1)^{5,41 \cdot 10^{-4}}(T_m - T_0)^{1,68}, \quad (1.40)$$

$$\beta = 4,53(t_h + 1)^{-9,58 \cdot 10^{-5}}(T_m - T_0)^{1,42}, \quad (1.41)$$

$$\gamma = 0,73(t_h + 1)^{1,98 \cdot 10^{-3}}(T_m - T_0)^{0,73}, \quad (1.42)$$

где T_0 – комнатная температура.

На рисунках 1.40-1.44 представлены типичные семейства кривых « σ – ϵ » при различных температурах нагрева и времени воздействия для бетона в данном исследовании. В общем, эти кривые имеют острую вершину и пологий конечный участок с острым пиком в начале и постепенно с ростом T_m и t_h становятся более низкими и вытянутыми. Для любого T_m или t_h показатель хрупкости B может быть однозначно определен, используя характеристическую длину для оценки хрупкости бетона. Хрупкость снижалась с ростом температуры нагрева T_m и времени воздействия t_h . Используя для исследования подобного явления шесть показателей вязкости, основанных на энергии и деформации, систематизирована вязкость бетона при различных температурах нагрева T_m , времени воздействия t_h и возрасте на основании кривых « σ – ϵ ». Была измерена энергия разрушения высокопрочного бетона при высоких температурах. Здесь исследовано воздействие потери влаги на хрупкость бетона вследствие нагрева.

- Первоначальное значение прочности и водоцементного отношения незначительно влияет на кривую σ – ϵ ;
- Отношение заполнитель–цемент имеет значительное влияние на падение кривой σ – ϵ ;
- Тип заполнителя является важным фактором, влияющим на формирование кривой σ – ϵ ;
- Критическая деформация не зависит от типа заполнителя;
- При условии нагрева бетона «под нагрузкой» образцы имеют более высокую прочность на сжатие и модуль упругости, а также меньшую критическую деформацию в сравнении с образцами «без нагрузки» при тех же условиях. Величина нагрузки не имеет особой важности.

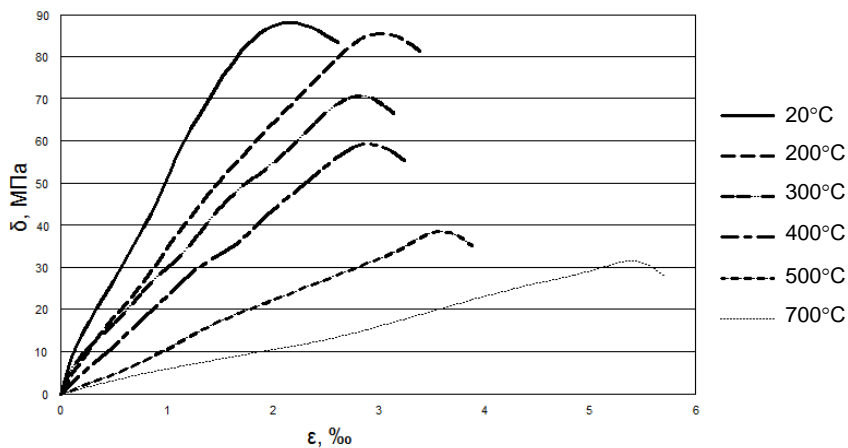


Рис. 1.40. Диаграмма деформирования бетона серии 1 после нагрева

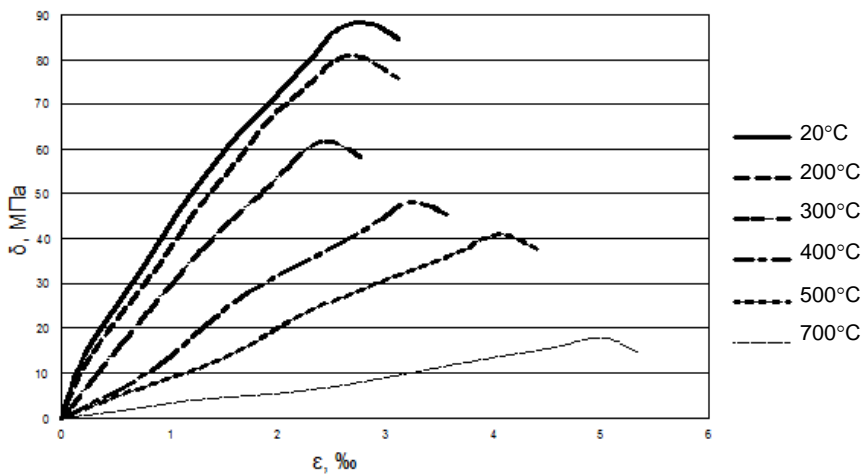


Рис. 1.41. Диаграмма деформирования бетона серии 2 после нагрева

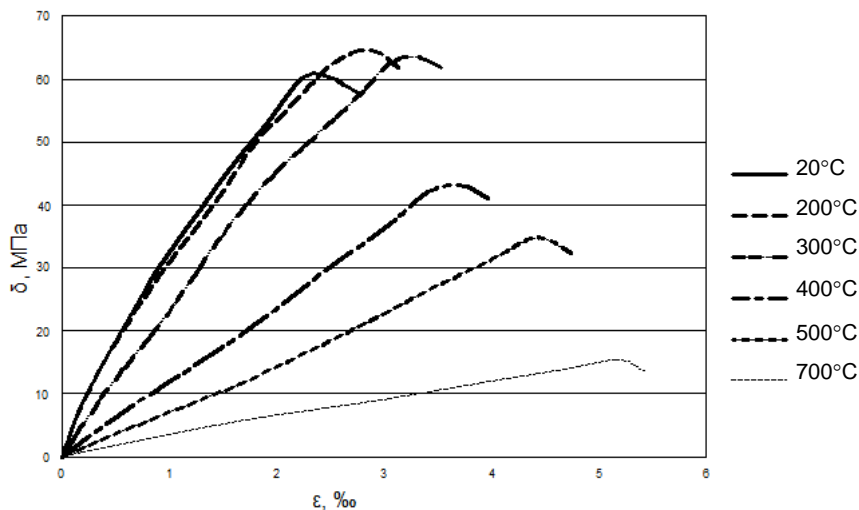


Рис. 1.42. Диаграмма деформирования бетона серии 3 после нагрева

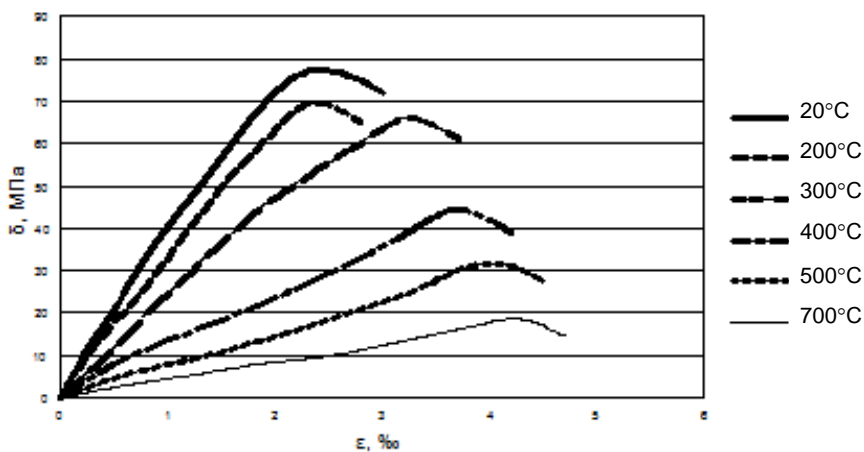


Рис. 1.43. Диаграмма деформирования бетона серии 4 после нагрева

- Прочность на сжатие не уменьшается до температуры в 300°C. При достижении температуры в 300°C прочность начинает стремительно падать. При температуре примерно в 800°C, остаточная прочность составляет около 10 %. С повышением температуры пик

механических напряжений быстро увеличивается, тем временем модуль упругости бетона уменьшается линейно.

- Кривая «напряжение–деформация» с повышением температуры становится более плоской. Восходящий этап кривой с повышением температуры всегда ниже участка, чем при низких температурах, в то время как для нисходящего участка кривой характерно скорее обратная ситуация с ростом напряжений.

1.3.6. Изменение коэффициентов интенсивности напряжения ВПБ после нагрева

Определение коэффициентов интенсивности напряжений проводилось на образцах, которые прогревались в печи согласно методике. Результаты определения приведены на рисунке 1.44.

Анализ результатов, приведенных на рисунке 1.45, показал, что коэффициенты интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге для серий 1 и 4 начинают снижаться в начале нагрева, а серии 2 и 3 увеличиваться до температуры в 200°C. Таким образом добавка микрокремнезем и С-3 приводят к повышению сопротивления образованию и развитию трещин при нагреве.

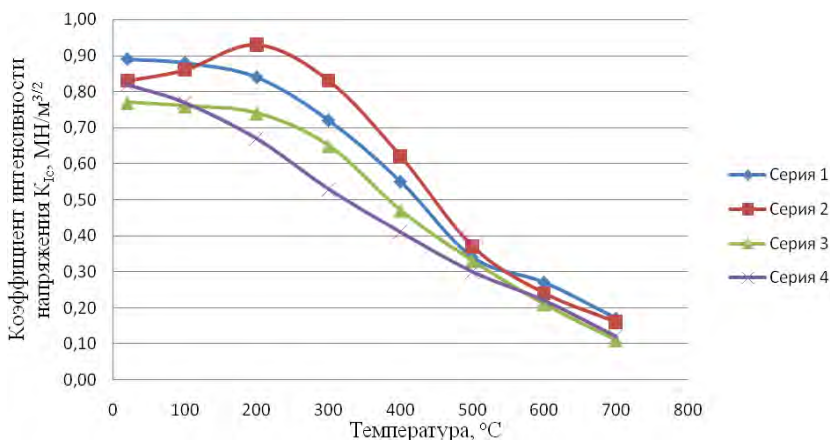


Рис. 1.44. Изменение коэффициента интенсивности напряжения K_{Ic} при нагреве

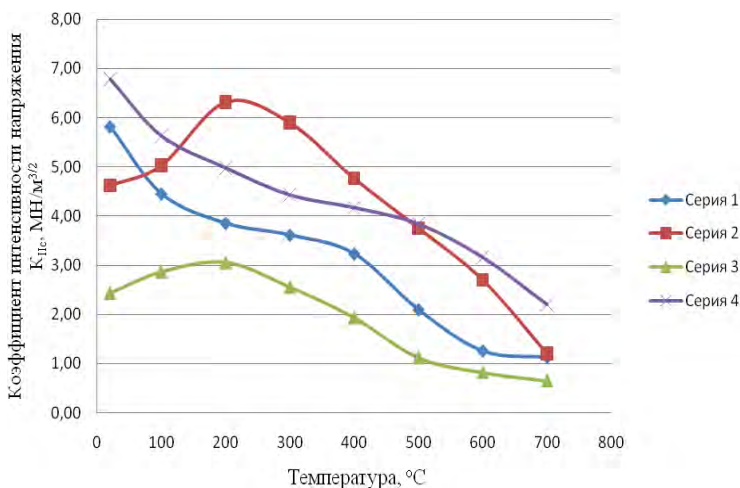


Рис. 1.45. Изменение коэффициента интенсивности напряжения K_{IIc} при термическом нагреве

1.3.7. Определение энергии разрушения ВПБ после нагрева

Влияние высокой температуры на G_I показано на рисунке 1.46. Из полученных данных следует, что энергия разрушения увеличивается значительно, когда температура достигает 300°C . Причина этого увеличения в том, что тепловое повреждение делает зону разрушения более изменчивой. Таким образом, воздействие высоких температур приводит к резкому возрастанию пластических свойств бетона.

Результаты испытаний показывают, что имеется влияние высокой температуры на удельные энергозатраты на квазистатическое разрушение. Полученные результаты указывают на изменение свойств при температуре 100°C – 150°C при воздействии влаги на бетон. При такой температуре происходит химическое взаимодействие высвобождающейся воды с цементом, благодаря чему имеет место мгновенное схватывание последнего. В этом случае вокруг цементного зерна образуется тонкая поверхностная оболочка из новообразований и в цементе только малая часть вещества успевает прогидратировать.

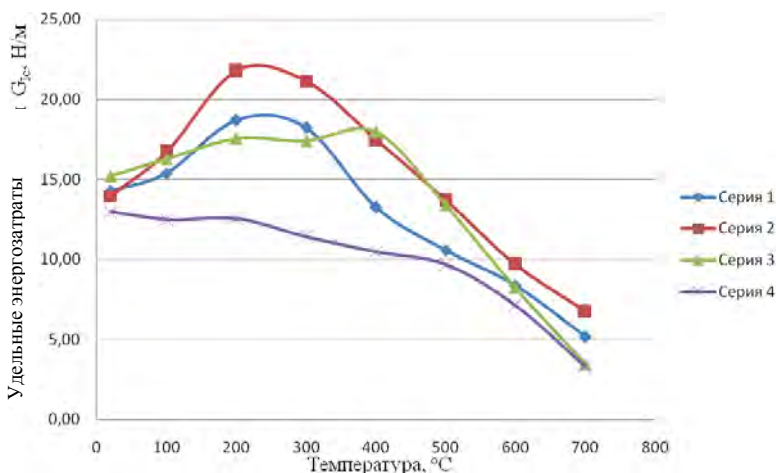


Рис. 1.46. Изменение полных удельных энергозатрат на квазистатическое разрушение

В дальнейшем при температуре свыше 300°C вода из межзернового пространства постепенно проникает через оболочку новообразований к непрогидратированной части цементного зерна. Появляющиеся новообразования, имея больший объем по сравнению с исходными материалами, дают изнутри на оболочку, которая начинает разрушаться. Это приводит к формированию весьма трещиноватой структуры, поэтому такой бетон характеризуется низкими прочностными свойствами и долговечностью.

1.3.8. Анализ результатов экспериментальных исследований

Хрупкое разрушение высокопрочного бетона в условиях высоких температур. Высокопрочный бетон должен быть многофункциональным материалом, т.е. имеющим другие положительные свойства: самоуплотнение, высокая стойкость к коррозии, трещиностойкость, повышенная ударная вязкость, износостойкость, морозостойкость и др. Тем не менее, причины хрупкого поведения при нагреве полностью не объяснены. Такой вид разрушения в практическом использовании ВПБ негативно сказывается на его применении в конструкциях типа туннелей, высотных зданий, морских платформ, атомных реакторов и других ответственных сооружений. Та-

ким образом, основным исследованием работы ВПБ в условиях высоких температур является его хрупкое поведение при пожаре.

Процесс, объясняющий хрупкое разрушение, можно сгруппировать в три категории:

а) Разрушающее поровое давление: разрушение происходит при накоплении пара в порах от нагретого бетона. Основными влияющими факторами является проницаемость бетона, влагосодержание и скорость нагрева.

б) Растрескивание от термического нагрева: разрушение происходит от термического воздействия. Температурный градиент в бетоне создает сжимающее напряжение у поверхности бетона и растягивающее в более холодном участке элемента. В общем, растрескивание от термического нагрева влияет на расширение заполнителя, скорость нагрева и прочность бетона на растяжение.

в) Совместное действие порового давления и термического нагрева: хрупкое разрушение происходит при комбинации порового давления и термического нагрева у поверхности и образуя внутренние трещины. Трещины развиваются параллельно поверхности при превышении растягивающих напряжений в материале. Это сопровождается внезапным высвобождением энергии и сильным разрушением в зоне нагретой поверхности.

Механизм термического воздействия вызывает хрупкое разрушение в бетоне. Влияние прочности материала, содержания влаги, типа заполнителя, скорости нагрева, достигнутой температуры, размеров образца, его армирования может стать важным составляющим хрупкого разрушения. Что же касается количественного влияния таких факторов, то здесь отсутствуют исследования и аналитические данные. Поэтому, понимание хрупкого разрушения ВПБ требует получения экспериментальных данных самого материала ВПБ и его структурных элементов.

Изначально хрупкое разрушение определялось как процесс, при котором происходила усадка бетона одновременно с расширением заполнителя. В результате возникает значительное напряжение с разрушением бетона на кусочки в результате отшелкивания от нагретой поверхности.

Хрупкое разрушение есть тип сильного растрескивания. Растрескивание – это отделение частиц бетона от поверхности конструкции, подвергнутой нагреву. Процесс может носить медленный,

быстрый, внезапный и взрывной характер. На практике было отмечено три вида хрупкого разрушения: а) целостное растрескивание; б) взрывное растрескивание; в) отбрасывание частиц с поверхности. Из трех типов целостное растрескивание приводит к разрыву и растрескиванию кремнесодержащего заполнителя, поскольку в его кристаллической структуре физические изменения происходят при высоких температурах. Отбрасывание частиц с поверхности происходит, когда поверхностные слои бетона становятся низкопрочными под влиянием продолжительного воздействия высокой температуры и не в состоянии сопротивляться растрескиванию. Под воздействием огня ОПБ и ВКБ сильно растрескивается с уменьшением прочности.

Хрупкость обычно понимается как склонность материала или конструкции к внезапному разрушению до возникновения значительных деформаций. Конструкции из неармированного бетона проектируются, основываясь на теории упругости или линейно-упругой механики разрушения. Конструкции, изготовленные из стали и армированного бетона, являются упруго-пластичными. Хрупкость или пластичность зависят не только от материалов, но и от размеров элементов. Это означает, что расчет на хрупкость – это не просто выбор материала, но это также комплексное проектирование конструкции. Создание высокопрочного бетона привело к появлению новых недорогих высокоэффективных конструкций, но это не оправдывало ожиданий, поскольку бетон оказался хрупким. Расчет таких конструкций также вышел за рамки действующих норм для бетона, несмотря на то, что концепция хрупкости также использовалась для проектирования новых сверхпрочных материалов на цементной основе и оценки характера разрушения элементов, изготовленных из этих материалов. Исследование хрупкости бетона помогает развить представление о растрескивании и разрушении бетонных материалов и конструкций, помогает разработать новые особо прочные и пластичные материалы и достичь лучшего проектирования.

Хотя механизм и природа взрывного растрескивания полностью не изучена, излишняя влага в бетоне и его дегидратация являются первоначальными факторами, влияющими на такой вид разрушения.

С момента публикации о риске взрывного растрескивания плотного бетона [Hertz K.D., 1984] восприимчивость ВПБ к взрывному растрескиванию неоднократно подтверждена экспериментальными исследованиями. Основной причиной такого растрескивания является влагосодержание. Прирост влаги в бетоне обычно приводит к увеличению степени разрушения. Поскольку бетон с микрокремнеземом является более плотным, то закупоривание пара в порах и высокое давление пара могут стать причиной растрескивания. Закупоривание влаги означает присутствие влаги в порах, а большое давление в порах может возникнуть при нагреве. При 300°C поровое давление достигает 8 МПа, что намного больше прочности на растяжение, равной 5 МПа.

Механизм термального сжатия также был предложен как вид взрывного разрушения. Термальное сжатие происходит из-за воздействия огня, создающего тепловой градиент внутри бетона, который создает внутреннее сжатие и инициирует взрывное растрескивание. Замечено, что кристаллическая трансформация SiO_2 из β -фазы в α -фазу происходит при 573°C и сопровождается внезапным расширением, что и является причиной взрывного растрескивания при использовании кремневого заполнителя. Хрупкое разрушение носит катастрофический характер при температуре свыше 300°C и характеризуется взрывным непредсказуемым разрушением материала. Такое взрывное разрушение оголяет защитный слой бетона армированных конструкций, вследствие чего прямое воздействие высокой температуры на арматуру ускоряет разрушение целостности конструкции.

При воздействии на высокопрочный бетон высоких температур в его структуре происходят необратимые изменения. При нагреве бетона происходит более глубокое проникновение воды в щели и микротрещины в цементном камне, что вызывает увеличение его истинной поверхности, покрытой адсорбционным слоем воды. Это ведет к уменьшению поверхностной энергии кристаллов цементного камня, облегчению раскрытия микротрещин в бетоне при воздействии внешней нагрузки. Кроме того, нарушение структуры бетона объясняется тем, что коэффициент температурного расширения воды во много раз превосходит коэффициент температурного расширения цементного камня и заполнителя. Это приводит к усилению расклинивающего действия водных пленок, обволакиваю-

ших цементный камень и заполнитель и, следовательно, к разрушению структуры.

Введение в структуру высокопрочного бетона полимерных волокон, обеспечивающих его дополнительную проницаемость, удаление свободной воды из пор бетона при условии последующей герметизации структуры, а также добавление различных кристаллогидратов позволит тем или иным образом защитить высокопрочный бетон от взрывообразного разрушения при пожаре.

Наибольшую опасность для конструкций, выполненных из высокопрочного бетона, представляет его взрывообразное разрушение при пожаре. Это, прежде всего, характерно для несущих железобетонных конструкций, особенно с небольшим поперечным сечением, воспринимающих большие нагрузки. Их преждевременное разрушение может привести не только к резкому снижению прочности и потере несущей способности конструкций, но и вызвать опасность для жизни и здоровья людей. Известно, что тяжелые бетоны плотной структуры с весовой влажностью более 4 %, высокопрочные бетоны с гранитным заполнителем и влажностью более 3 % при нагреве по стандартному температурному режиму пожара способны хрупко разрушаться.

Причинами такого разрушения в бетоне при нагреве следует считать его влагосодержание, состав и структуру, напряженно-деформированное состояние, вызванное давлением пара в замкнутых порах бетона, а также скорость нагрева и приложения нагрузки.

Хрупкость при различных режимах нагрева. Для параметров Δ_c , Δ_f , α , β и γ , зависящих от T_m и t_h , можно определить показатель хрупкости B . При $t_h = 12$ ч за 14 дней B монотонно убывает с ростом T_m и скорость убывания постепенно возростала после 200°C , но становилась немного меньше после 400°C . При изменении T_m от 20 до 600°C B уменьшался с 0,286 до 0,076 при 600°C . Более высокие температуры всегда снижают упругую деформацию и энергию упругой деформации бетона, но сильно увеличивают необратимую пластическую деформацию и поглощенную энергию (как на восходящей, так и на нисходящей ветвях). Таким образом, изменение соотношения энергии пластической деформации к полной энергии может характеризовать изменение хрупкости бетона под действием температур нагрева. При этом микротрещины из-за процесса нагре-

ва-охлаждения могут делать фактическую поверхность растрескивания гораздо больше номинальной и поглощают больше невосстановимой энергии. Эффект сцепления из-за этих термических трещин становится сильнее и также поглощает много энергии.

Значение B монотонно уменьшается с ростом t_h . Более длительное время воздействия для каждой температуры нагрева снижает упругую деформацию и энергию упругой деформации бетона, но сильно увеличивает необратимую пластическую деформацию и поглощенную энергию. Однако скорость уменьшения хрупкости бетона с ростом t_h не является равномерной по всему времени воздействия, а уменьшается с ростом t_h . Самая большая потеря хрупкости происходит в течение первых 12 ч воздействия. Например, при 200°С B уменьшается с 0,286 до 0,217 за 12 ч и до 0,211 за 168 ч, снижение на 24,1 % и 26,2 % соответственно. При этом скорость уменьшения при любом времени воздействия всегда больше для более высоких температур.

Хрупкость и потеря массы. Зависимость B от ω при различных температурах нагрева. Для каждой T_m значение B монотонно убывает с увеличением ω из-за роста времени воздействия. Это означает, что испарение влаги снижало хрупкость бетона. Здесь одно постоянное значение ω соответствует различным значениям B при различных температурах. Чем выше температура нагрева, тем меньше значение B . Фактически более высокая температура нагрева не только ускоряет потерю влаги в бетоне, но также вызывает больше микроструктурных изменений и создает больше микротрещин на границе раздела фаз между цементным камнем и заполнителями, а также в цементном камне и заполнителях. Эти трещины обуславливают уменьшение хрупкости. Более высокая температура нагрева также удаляет гидратную воду и снижает прочность бетона, но хрупкость более тесно связана с изменением деформации, чем с изменением нагрузки. Исходя из определения, хрупкость – это отношение энергии упругой деформации к полной энергии, т.е. хрупкость более связана с соотношением упругой деформации к деформации при разрушении, если приближенно исключить составляющую нагрузки.

При всех T_m уменьшение B с ростом ω было почти линейным, поэтому зависимость между B и ω при всех T_m можно считать линейной:

$$B = a_{b1} + b_{b1}\omega, \quad (1.43)$$

где a_{b1} и b_{b1} – константы. При $\omega = 0$, $B = a_{b1}$, поэтому a_{b1} определяет хрупкость бетона при комнатной температуре, что составляет 0,286, b_{b1} – наклон кривых $B-\omega$, поэтому $b_{b1} = dB/d\omega$. Значения $dB/d\omega$ при различных температурах можно получить на основании экспериментальных данных. Можно заметить, что $dB/d\omega$ уменьшалось очень быстро с ростом T_m до 300°C, а затем скорость уменьшения стала более низкой. Эту тенденцию можно выразить при помощи экспоненциальной зависимости $dB/d\omega - T_m$ следующим образом:

$$dB/d\omega = a_{b2} \exp\left[-b_{b2}/(T_m - 100)^{c_{b2}}\right] + d_{b2}, \quad (1.44)$$

где a_{b2} , b_{b2} , c_{b2} , d_{b2} – константы, $b_{b2} > 0$ и $T_m \geq 100^\circ\text{C}$. При $T_m = 100^\circ\text{C}$, $dB/d\omega = d_{b2} = (dB/d\omega)_{100^\circ\text{C}}$. Здесь $a_{b2} = 0,018$, $b_{b2} = 10780$, $c_{b2} = 1,95$ и $d_{b2} = 0,0058$ при $r = 0,994$.

Время воздействия влияет на потерю массы на промежуточных этапах и, в конечном счете, стабилизирует потерю влаги при его достаточной продолжительности. Температура нагрева определяет величину потери массы для состояния равновесия. Время воздействия лишь в некоторой степени снижает хрупкость бетона, а более высокие температуры нагрева вызывают большее снижение хрупкости бетона при достаточной продолжительности времени воздействия. Таким образом, температура нагрева имеет большее влияние на влагосодержание и хрупкость бетона, а также на их взаимосвязь, чем время воздействия.

Зависимость B от ω при различном времени воздействия.

При всех t_h значение B монотонно уменьшается с ростом ω из-за растущих температур нагрева. При $t_h = 1$ ч значение B уменьшается почти линейно с ростом ω . При увеличении t_h кривая $B-\omega$ становится нелинейной и быстро смещается вверх и вправо до $t_h = 12$ ч. Затем это дополнительное перемещение становится малым, и достигается состояние равновесия при $t_h = 168$ ч. Изменение формы кривой за первые 12 ч более значительно, чем за период между 12 и 168 ч. Это преимущественно вызвано разницей температур нагрева.

Более низкие температуры вызывают лишь небольшую потерю массы за первые несколько часов, но это значительное изменение вызвано главным образом более высокими температурами. После 24 ч кривая почти не меняется. Это еще раз доказывает, что время воздействия 12 ч (кроме как при более низких температурах нагрева, ниже 200°С) достаточно для достижения состояния равновесия.

Имеется три этапа для ω . На первом этапе ω изменяется от 0 % до 4,5 %, а B несколько уменьшается с ростом ω . Взаимосвязь между B и ω слабо зависит от t_h . На этом этапе происходит испарение только капиллярной воды при относительно низких температурах нагрева, что не вызывает значительных структурных повреждений. Взаимосвязь B – ω остается неизменной для различного времени воздействия. На втором этапе ω изменяется от 4,5 % до 8,5 %, а B уменьшается в зависимости от ω с возрастающей скоростью. Этот этап сильно зависит от t_h . При постоянном B более длительное время воздействия вызывает более значительную потерю массы, что должно снизить хрупкость бетона. При постоянной ω более длительное время воздействия, которое должно уменьшать хрупкость, вместо этого приводит к значительной хрупкости. Это происходит потому, что температура воздействия имеет преобладающее значение. На этом этапе главным образом происходит испарение гелевой воды, но ее скорость диссипации зависит от режимов нагрева. Нагрев за более короткое время при более высоких температурах обычно вызывает больше микроструктурных повреждений, что приводит к меньшей хрупкости по сравнению с нагревом за более длительное время воздействия при более низких температурах. На третьем этапе при $\omega > 8,5$ % взаимосвязь между B и ω кажется неизменной с ростом t_h , а B монотонно уменьшается с ростом ω . Этот этап имеет место только при более высоких температурах нагрева, поскольку более низкие температуры нагрева никогда не вызывают такой большой потери массы. К этому времени большая часть гелевой воды испарилась, поэтому дальнейшая потеря влаги происходит лишь за счет высвобождения химически связанной воды в процессе разложения.

- Основанный на энергии показатель хрупкости охватывает весь процесс разрушения (восходящая и нисходящая ветви), поэтому его изменение можно использовать для оценки хрупкости бетона, подверженного действию высоких температур. С увеличением

температуры нагрева уменьшается хрупкость. Длительное воздействие заданной температуры снижает хрупкость, но этот эффект более значителен на раннем этапе воздействия до 12 ч и впоследствии становится менее существенным.

- На подвергнутых нагреву бетонных балках проведено исследование влияния потери влаги на хрупкость бетона при высоких температурах. Хрупкость бетона исследована для изучения растрескивания и разрушения бетона и для разработки новых особо прочных и пластичных материалов. Это, в конечном итоге, будет основой для совершенствования проектирования.

- Параметр потери массы позволяет различить три различных режима. При температуре нагрева ниже 200°C потеря массы целиком вызвана быстрым испарением капиллярной воды, т.о. в бетоне протекает физический процесс. При температурах между 200 и 400°C потеря массы главным образом вызвана постепенным испарением гелевой воды, и в бетоне протекает смешанный физико-химический процесс. При температуре выше 400°C потере массы главным образом способствует потеря химически связанной воды (дегидратация и разложение), т.о. в бетоне протекает химический процесс. Более длительное время воздействия всегда вызывает более значительную потерю массы. Однако при воздействии в течение 12 ч достигается состояние равновесия при более высоких температурах нагрева.

Потеря влаги из бетона при нагреве всегда ведет к снижению хрупкости. Имеется линейная зависимость между хрупкостью и потерей массы для каждой температуры нагрева. Если время воздействия достаточно продолжительно (более 12 ч), существуют также три этапа. На первом и третьем этапах режимы нагрева имеют слабое влияние на зависимость между хрупкостью и потерей массы, однако, оно становится более существенным на втором этапе. Другими словами, наличие гелевой воды значительно влияет на хрупкость бетона.

Таблица 1.23 – Хрупкое разрушение бетона

Температурный диапазон	Параметры	НПБ	ВПБ	Феномен
15-20 мин. огневого воздействия				Хрупкое разрушение с отколом больших кусков с взрывным эффектом. Пластины 200 см ² толщиной до 10 мм отлетают на 10-15 м.
150°С	Пористость Паропроницаемость	↑ 1,2 ↑ 1,5		
300°С	Пористость Паропроницаемость	↑ 1,3 ↑ 3,0		
180–450°С		Поровая система вяжущего стабильна	Гелевая и капиллярная пористость расширяется в объеме при нагреве. Образование более крупных пор	Высокое влагосодержание и большое сопротивление диффузии, «закупоривает» пар в порах. Удаление химически и физически связанной воды при 200°С, основная масса при 350°С
до 200°С		Образцы ВПБ		Хрупкий тип разрушения
300°С				1/3 часть образцов разрушилась со взрывом во время нагружения
300°С 600°С				Постепенное разрушение
600°С 800°С				Способность перенести большие послепиковые деформации. Регулируемое постепенное снижение прочности
700°С				В условиях предварительной нагрузки образцы разрушались

Классическое представление состоит в том, что хрупкое разрушение бетона начинается через 15-20 минут от начала теплового воздействия огня с отколом больших кусков бетона от нагреваемой поверхности. При этом поверхность железобетонных конструкций разрушается неожиданно с шумовым эффектом, подобным взрыву. Пластины площадью до 200 см² и толщиной до 10 мм отлетают на расстояние 10-15 м. Такое разрушение происходит непрерывно в радиусе очага горения на поверхности конструкций, подтвержденных действию огня. Взрывообразные процессы в высокопрочном бетоне наиболее существенно поражают участки железобетонных конструкций, на которые непосредственно воздействует пламя при пожаре.

Зафиксировано, что уже при 150°С пористость и паропроницаемость бетона увеличивается в 1,2 и 1,5 раза, а при 300°С – в 1,3 и 3 раза соответственно. Поровая система вяжущего при температурах от 180 до 450°С и характеризуется относительной стабильностью, однако в высокопрочном бетоне при повышении температуры происходит постоянное изменение поровой структуры. Гелевая и капиллярная пористость в процессе нагрева расширяется в объеме, что ведет к образованию более крупных пор. Бетон, прогретый менее чем до 300°С, может восстановить свои свойства после воздействия огня при насыщении влагой воздуха.

Установлено, что разрушение бетона с плотностью более 1250 кг/м³ и влажностью более 5 % происходит при быстром повышении температуры на его поверхности, а воздействие нагрузки способствует ускорению процесса разрушения. В то же время, известно, что разрушение от взрыва не зависит от возраста бетона, а бетоны с влажностью менее 3% и плотностью менее 1200 кг/м³ не имеют взрывообразного разрушения.

При высоком содержании влаги и относительно большом сопротивлении диффузии ввиду плотной структуры образовавшийся водяной пар, моментально не выйдет из пор бетона наружу. В связи с этим происходят резкие перепады давлений и температур. Химически и физически связанная вода стремится выйти наружу, и ее содержание в структуре бетона с повышением температуры уменьшается, вызывая тем самым увеличение давления в порах бетона.

Удаление из бетона такой воды происходит при температуре 200°С, основная масса которой теряется при температуре выше

350°C. При нагреве бетона с большой влажностью наблюдаются деформации расширения, поскольку удаление свободной воды не вызывает усадки до тех пор, пока влажность бетона выше эффективной. Однако испарение воды из структуры бетона замедляет темп его прогрева. При быстром нагреве бетона в условиях пожара в его структуре возникают температурные напряжения, превышающие значения предела прочности на растяжение. В зависимости от места возникновения они могут несколько отличаться, поскольку коэффициенты температурного расширения у цемента и заполнителя различны. Показатели теплопроводности бетона существенно изменяются в различных частях бетонных элементов.

Массоперенос воды и водяных паров в высокопрочном бетоне при нагреве часто является основной причиной, по которой происходит растрескивание и отслоение в его структуре. Водяные пары, передвигаясь по трещинам и порам различной величины, претерпевают значительные изменения своих параметров.

Таким образом, высокопрочный бетон подвержен взрывообразному разрушению при воздействии на него высоких температур. Специфика такого разрушения зависит от многих факторов, таких как – температура, время и скорость ее воздействия, состав бетона, его плотность и влагосодержание. Применение такого бетона в несущих железобетонных конструкциях возможно только при условии гарантированного предотвращения взрывообразного разрушения.

Образцы ВПБ показали хрупкий тип разрушения до 200°C. При 300°C температуре около 1/3 образцов ВКБ разрушились со взрывом во время нагружения. При дальнейшем увеличении температуры образцы ВПБ разрушались постепенно. Между 600 и 800°C образцы ВПБ были способны перенести большие послелиповые деформации и уменьшение разрушающей нагрузки было более регулируемое и постепенное. В условиях предварительной нагрузки образцы ВПБ (89 МПа) не несли нагрузку после 700°C, около 1/3 образцов разрушались взрывчатым образом в температурном диапазоне 320-360°C при увеличении нагрузки.

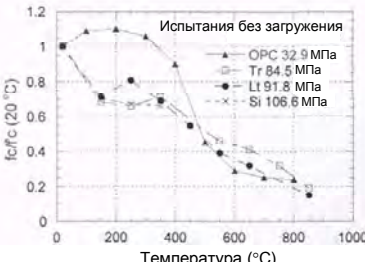
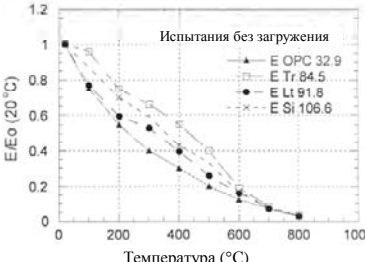
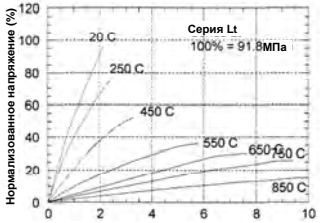
1.3.9. Сравнение наших результатов исследований с результатами ведущих специалистов в мире по поведению высокопрочного бетона при высоких температурах

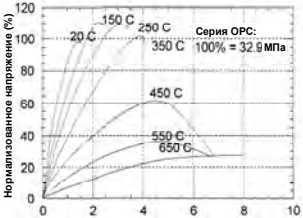
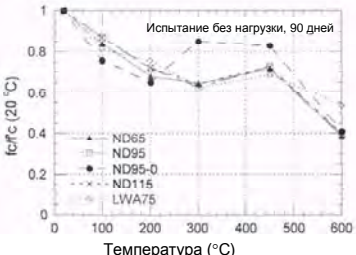
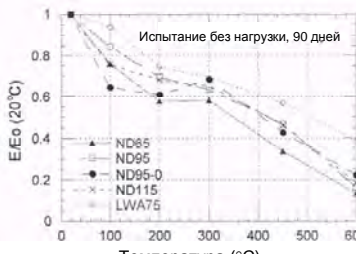
Таблица 1.24 – Сравнение наших результатов исследований с результатами ведущих специалистов в мире по поведению высокопрочного бетона при высоких температурах

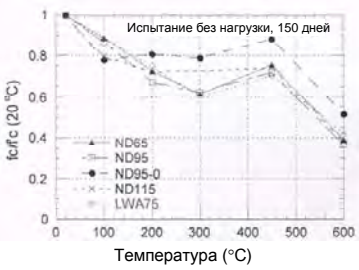
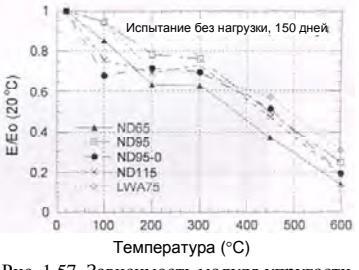
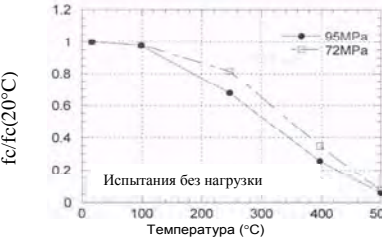
Характеристики высокопрочного бетона, параметры высокотемпературных воздействий	Феномен	Автор публикации
<p style="text-align: center;">1</p>	<ul style="list-style-type: none"> • При температурах 100-300°C ВПБ потерял 15-20% прочности при сжатии. Потеря прочности от воздействия высокой температуры также возрастала при увеличении прочности бетона. • После начальной потери, прочность ВПБ возвращалась при температуре между 300...400°C к исходной, достигая наибольшего из максимальных значений на 8-13% выше прочности при комнатной температуре. При увеличении прочности бетона возврат прочности также происходит при более высокой температуре. • При температурах выше 400°C ВПБ постепенно терял свою прочность при сжатии, которая на отметке 800°C падала до уровня 30% прочности, наблюдаемой при комнатной температуре. • При воздействии температур в диапазоне 100-300°C модуль упругости ВПБ уменьшился на 5-10%. При 800°C модуль упругости составлял всего 20-25% значения величины модуля при комнатной температуре. Свыше 300°C модуль упругости уменьшался с большой скоростью при увеличении температуры. • Остаточная прочность при сжатии ВПБ (прочность после воздействия нагрева) увеличилась до температуры в 350° и уменьшилась при воздействии более высокой температуры. 	

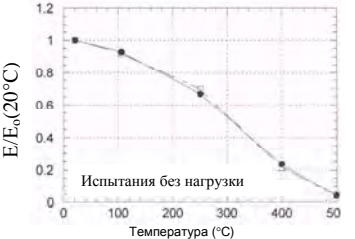
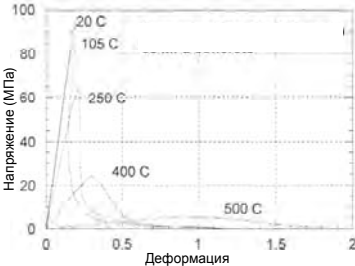
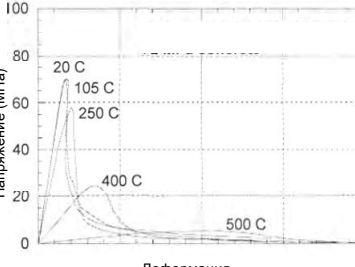
Рис. 1.47. Зависимость нагрузка-деформация ВПБ при высоких температурах

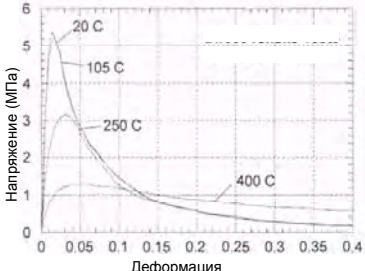
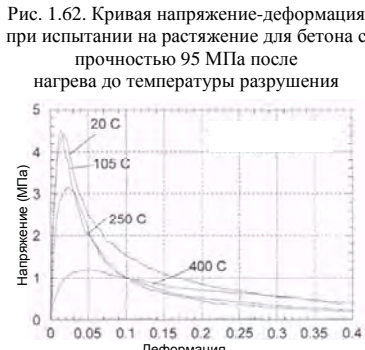
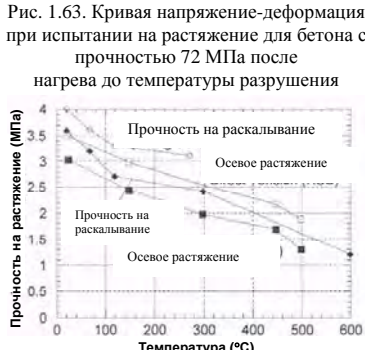
Характеристики высокопрочного бетона, параметры высокотемпературных воздействий	Феномен	Автор публикации
	<ul style="list-style-type: none"> Характеристика прочности при температуре 150°C была не устойчивой, составляя от значения при комнатной температуре 80-140%. Исследование показало, что 4 из 15 образцов взорвались во время нагревания, один при 350°C, два при 450°C и один при 650°C. Анализ взорвавшихся образцов показал, что трещины пересекали заполнители, так же как и цементный камень бетонного образца. 	
<p style="text-align: center;">2</p> <p style="text-align: center;">Рис. 1.48. Изменение прочности на сжатие при температуре</p> <p style="text-align: center;">Рис. 1.49. Изменение модуля упругости при температуре</p>	<ul style="list-style-type: none"> Бетон с повышенной за счет микрокремнезёма плотностью может взорваться во время нагревания. Наличие армирующего волокна не снижает риск взрыва. Когда речь идет о растрескивании, легкий бетон не рекомендован вместо обычного тяжелого бетона. 	

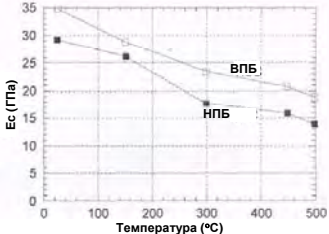
Характеристики высокопрочного бетона, параметры высокотемпературных воздействий	Феномен	Автор публикации
<p style="text-align: center;">3</p>  <p style="text-align: center;">Испытания без нагружения</p> <p style="text-align: center;">Рис. 1.50. Изменения прочности на сжатие при температуре</p>  <p style="text-align: center;">Испытания без нагружения</p> <p style="text-align: center;">Рис. 1.51. Изменения остаточного модуля упругости при температуре</p>  <p style="text-align: center;">Серия Lt 100% = 91.8 МПа</p> <p style="text-align: center;">Рис. 1.52. Диаграмма напряжение-деформация бетона ВПБ, изготовленного из золы-уноса</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Образцы ВПБ разрушаются более хрупко, чем образцы НПБ. • Разрушительное растрескивание не возникло у образцов, нагреваемых со скоростью 2°C/мин. • Легкое растрескивание случилось в некоторых цилиндрах, используемых в испытаниях на упругость и релаксацию в нестационарном режиме (нагрузка до нагревания), которые нагревались при высокой скорости 35°C/мин. • Растрескивание появилось во всех предварительно нагруженных кубах, нагреваемых со скоростью 32°C/мин. • Так называемая «сухая закалка», которая является причиной повышения прочности НПБ между 150 и 350°C, не наблюдалась у ВПБ, вместо этого прочность у ВПБ в этом температурном радиусе снизилась. • Кроме скорости нагрева и плотности бетона по отношению к взрывчатому растрескиванию также важны размер и форма образцов. • Потеря прочности при увеличении температуры для разных бетонов отличалась незначительно, кроме бетона без микрокремнезёма, который показал увеличение прочности между 200 и 300°C 	

Характеристики высокопрочного бетона, параметры высокотемпературных воздействий	Феномен	Авторы публикации
 <p>Рис. 1.53. Диаграмма напряженно-деформации бетона ВПБ, изготовленного из обычного портландцемента</p>		
<p style="text-align: center;">4</p>  <p>Рис. 1.54. Зависимость прочности на сжатие бетона (возраст 90 сут) от температуры</p>  <p>Рис. 1.55. Зависимость модуля упругости бетона (возраст 90 сут.) от температуры</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Типичная «точка прерывания» в прочностно-температурных кривых наблюдалась при температуре 300°C. Исследование показало, что при этой температуре за взрывным разрушением следовало освобождение большого количества пара. При других температурах ни такого взрывного растрескивания, ни выброса пара не наблюдалось. Причиной снижения прочности, даже при низких температурах (между 100 и 300°C) является высокое внутреннее давление из-за снижения способности влаги удаляться из ВПБ. 	

Характеристики высокопрочного бетона, параметры высокотемпературных воздействий	Феномен	Автор публикации
<p style="text-align: center;">5</p>  <p style="text-align: center;">Испытание без нагрузки, 150 дней</p> <p style="text-align: center;">Температура (°C)</p> <p>Рис. 1.56. Зависимость прочности на сжатие бетона (возраст 150 сут.) от температуры</p>  <p style="text-align: center;">Испытание без нагрузки, 150 дней</p> <p style="text-align: center;">Температура (°C)</p> <p>Рис. 1.57. Зависимость модуля упругости бетона (возраст 150 сут.) от температуры</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Увеличение прочности при сжатии наблюдалось у всех бетонов, кроме ND95-0, между 300 и 450°C. Увеличение прочности у бетона без микрокремнезема возникало между 200 и 300°C. • При температуре выше 300°C модули упругости у всех бетонов снижались значительно быстрее 	
<p style="text-align: center;">6</p>  <p style="text-align: center;">Испытания без нагрузки</p> <p style="text-align: center;">Температура (°C)</p> <p>Рис. 1.58. Зависимость прочности бетона от температуры</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Прочность на сжатие у образцов с предварительной нагрузкой была обычно на 5-25% выше, чем у образцов без нее. Также предварительная нагрузка в 25, 40 и 55% прочности при сжатии при комнатной температуре незначительно повлияла на прочность при сжатии у образцов с испытанием под напряжением. 	

Характеристики высокопрочного бетона, параметры высокотемпературных воздействий	Феномен	Автор публикации
 <p>Испытания без нагрузки</p> <p>Рис. 1.59. Зависимость модуля упругости от температуры</p>  <p>Рис. 1.60. Кривая напряжение-деформация для бетона с прочностью 95 МПа после нагрева до температуры разрушения</p>  <p>Рис. 1.61. Кривая напряжение-деформация для бетона с прочностью 72 МПа после нагрева до температуры разрушения</p>	<ul style="list-style-type: none"> • В случае испытания не под напряжением прочность при сжатии уменьшилась при температуре в 100°C, возвращалась до прочности при комнатной температуре при 200°C и затем монотонно снижалась при росте температуры выше 200°C. В случае испытаний с остаточными свойствами прочность при сжатии постепенно снижалась при увеличении температуры на всем температурном диапазоне без каких-либо возвратов. • Модуль упругости постепенно снижался при увеличении температуры. Разница между остаточной прочностью под напряжением и без него уменьшалась с увеличением температуры. • Кривые напряжения-деформации ВПБ отличаются от таковых НПБ. При температуре от 300 до 400°C в испытаниях не под напряжением ВПБ показал значительное снижение по сравнению с НПБ. При температурах до 300°C у образцов бетона прочности 60МПа наблюдалось взрывное растрескивание. • Выше 250°C наблюдается более высокая скорость снижения прочности и понижения модуля. При температуре в 400-500°C большинство кремневых заполнителей оказались расколоты. • Результаты испытаний неармированных балок показали, что максимальная нагрузка была менее восприимчива к высокой температуре, нежели уменьшение прочности на растяжение. 	

Характеристики высокопрочного бетона, параметры высокотемпературных воздействий	Феномен	Автор публикации
 <p>Рис. 1.62. Кривая напряжение-деформация при испытании на растяжение для бетона с прочностью 95 МПа после нагрева до температуры разрушения</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Для армированных бетонных балок пиковая нагрузка максимально уменьшалась до 400°C. Это отражает тот факт, что в железобетонной балке армирование, а не прочность бетона определяет сопротивление изгибу. • У ВПБ при увеличении температур остаточная прочность на растяжение снижается почти линейно. Прочность на растяжение у ВПБ при всех температурах была приблизительно на 15% выше, чем у НПБ. Остаточные модули упругости ВПБ оставались приблизительно на 10-2% выше, чем таковые у НПБ. 	
 <p>Рис. 1.63. Кривая напряжение-деформация при испытании на растяжение для бетона с прочностью 72 МПа после нагрева до температуры разрушения</p>		
 <p>Рис. 1.64. Зависимость прочности бетона на растяжение от температуры</p>		

Характеристики высокопрочного бетона, параметры высокотемпературных воздействий	Феномен	Автор публикации
 <p data-bbox="199 464 482 504">Рис. 1.65. Зависимость модуля упругости бетона от температуры</p>		

Между 25 и 125°C пористость обоих бетонов не изменялась. По мере увеличения температуры НПБ становился более пористым по сравнению с ВПБ. До 110°C потери массы у обоих бетонов остались такими же (менее 1%). Более высокая скорость потери массы появилась в температурном диапазоне от 110 до 350°C. Свыше 350°C скорость потери массы стабилизировалась. При любой температуре потеря массы НПБ была выше, чем ВПБ (рис. 1.66, 1.67).

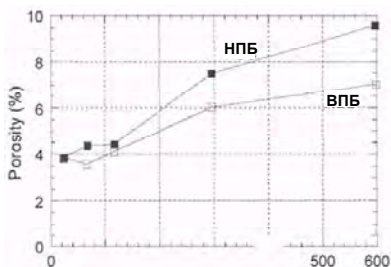


Рис. 1.66. Результаты измерения пористости

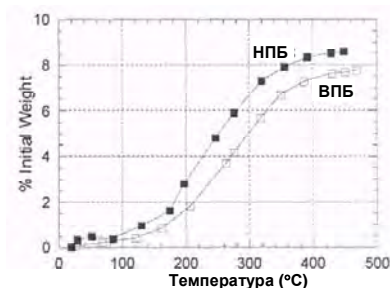


Рис. 1.67. Потеря массы при различной температуре

- Температура бетона в центре цилиндра при возникновении взрывчатого растрескивания варьировалась в диапазоне от 200 до 325°C. Время появления взрывного растрескивания совпадает со временем перепада температур между поверхностью и центром цилиндра. Это говорит о том, что если внутреннее давление может

быть главной причиной взрывного растрескивания, то присутствие термически индуцированных нагрузок может играть второстепенную, но значительную роль в этом разрушении.

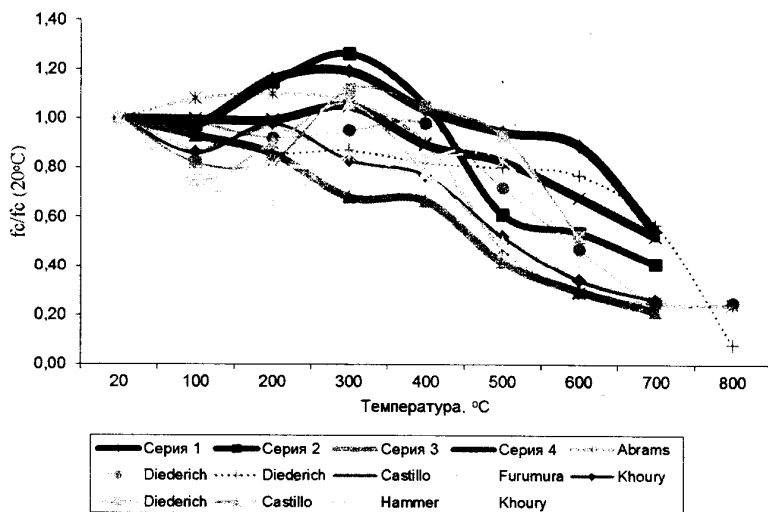


Рис. 1.68. Изменение относительной прочности бетона после нагрева (сравнение с данными автора)

- ВПБ, который выдержал предварительную нагрузку, равную 40 % прочности при комнатной температуре, во время нагревания (испытание в напряженных условиях) характеризовался меньшей потерей прочности до температуры 600°C.

- Потери относительной прочности, измеренные при трех условиях испытания от воздействия температур, отличались. При воздействии температур от 100 до 200°C влияние условий испытания на остаточные свойства характеризовалось более низкой потерей относительной прочности (20 % в напряженных и 25 %-30 % в ненапряженных условиях). С другой стороны, при воздействии температуры в 450°C потеря относительной прочности была самой высокой для условия испытания на остаточное свойство (50 % в сравнении с 30% для других условий). По этим результатам можно предположить, что существует сложная взаимосвязь между прочно-

стью, измеренной при повышенной температуре, и остаточной прочностью при комнатной температуре.

- Состав ВПБ с самым низким водоцементным отношением 0,22 характеризовался самой низкой потерей относительной прочности.

Влияние высокой температуры можно разделить на три этапа воздействия на бетон: от 20 до 400°C, от 400 до 700°C и выше 700°C. В пределах от 20 до 400°C прочность на сжатие ВПБ в отличие от НПБ уменьшается незначительно. В пределах от 400 до 700°C ВПБ теряет своё первоначальное значение прочности, особенно при температуре выше 600°C. Такое поведение вызвано неизбежной дегидратацией C–S–H геля в цементном камне бетона. Как критический отмечен диапазон температур между 20 и 400°C. Поскольку основное падение прочности происходит в диапазоне от 400 до 700°C, исследования по повышению сопротивления бетона высоким температурам должны выполняться именно в этих пределах. Стремительное падение значения остаточного модуля упругости происходит до температуры 500°C.

Причины разрушения ВКБ под воздействием высоких температур не могут основываться только на данных прочности на сжатие. Необходимо изучение других механических свойств бетона, включая параметры вязкости и хрупкости разрушения.

Использование ультразвукового импульсного метода для высококачественного бетона после воздействия высоких температур, позволяет с небольшой погрешностью оперативно определить значение модуля упругости с выявлением структурных нарушений.

Выводы :

1. Влияние высокой температуры можно разделить на три этапа воздействия на бетон, а именно от 20 до 400°C, от 400 до 700°C и выше 700°C. В пределах от 20 до 400°C ВКБ в отличие от ОПБ незначительно уменьшает прочность на сжатие. В пределах от 400 до 700°C ВКБ теряет свои первоначальные значения прочности, особенно при температуре выше 600°C. Такое поведение вызвано неизбежной дегидратацией C–S–H геля в цементном камне бетона. Может быть отмечен как критический диапазон температур между 20 и 400°C, т.к. в диапазоне от 400 до 700°C происходит основное падение прочности, и направление исследования по улучшению сопро-

тивления бетона высоким температурам должно быть выполнено именно в этих пределах. Стремительное падение значения модуля упругости происходит до температуры в 500°С.

2. Использование ультразвукового импульсного метода для высококачественного бетона, подвергнувшегося высоким температурам, позволяет с небольшой погрешностью оперативно определить значение модуля упругости и максимальную температуру воздействия.

3. Выявление структурных нарушений, оценка модуля упругости является предпочтительной областью использования ультразвукового импульсного метода в сравнении с механическими.

1.4. Вязкость разрушения высокопрочного сталефибробетона при высокотемпературных воздействиях

1.4.1. Механизмы трещинообразования высокопрочного сталефибробетона

В связи с многокомпонентностью тяжелого бетона, в котором всегда присутствуют внутренние дефекты, проблема обеспечения необходимого уровня трещиностойкости значительно усложняется. Однако в случае применения дисперсного армирования возникают дополнительные механизмы повышения вязкости разрушения, связанные с появлением большого количества поверхностей раздела, вызывающих диссипацию энергии движения трещин. Такие механизмы роста трещиностойкости объясняются следующими друг за другом процессами «торможения» распространения трещин: 1) разрушение границ раздела между волокном и матрицей; 2) вытягивание волокон из матрицы. Оба этих механизма действуют последовательно, и, таким образом, возникает дополнительное сопротивление трещинообразованию и развитию этого процесса [63, 64, 65].

На рисунке 1.69 схематично изображена трещина, которая распространяется слева направо перпендикулярно волокнам: вблизи вершины трещины (область «1») разрушаются границы раздела с малым сдвигом волокон относительно матрицы; в области «2» происходит интенсивное вытягивание волокон [64, 65].

Вклад указанных явлений в вязкость разрушения фибробетонов зависит от природы и свойств исходных составляющих.



Рис. 1.69. Распространение трещины в высокопрочном сталефибробетоне [65]

В результате проведения экспериментально-теоретических исследований установлено, что эффективность дисперсного армирования в первую очередь зависит от соотношения модулей упругости армирующих волокон E_f и бетонной матрицы E_m . При $E_f/E_m > 1$ возможно получение фибробетонных с улучшенными прочностными характеристиками на растяжение и повышенной вязкостью разрушения. При $E_f/E_m < 1$ следует ожидать лишь повышения ударной прочности и сопротивления истираемости материала.

На повышение трещиностойкости бетона при силовых воздействиях влияет введение высокомодульных волокон, большое значение для вязкости разрушения при этом имеет объемное соотношение фаз.

Важно установить для фибробетонных конструкций диапазон объемного содержания фибр (волокон), в пределах которого исключается хрупкое разрушение. В интервале $\mu_{\min} - \mu_{\max}$ имеет значение характерная точка, соответствующая моменту образования фиброцементного каркаса (μ_k), до и после которой поведение композита и его свойства существенно различаются (рис. 1.70).

Участок 1-2 – «зона рассеянного армирования» характеризует малые насыщения, когда волокна удалены друг от друга на значительные расстояния [64, 65], прочность фибробетона характеризуется прочностью матрицы и практически не отличается от нее. Участок 2-3 характеризует «зону сосредоточенного армирования». При растрескивании матрицы волокна способны воспринимать нагрузку

и обеспечивать несущую способность фибробетона. Точка 3 соответствует слиянию контактных зон фибра – матрица и образования фиброцементного каркаса. На участке 3-4 наблюдается дальнейшее более интенсивное повышение прочности фибробетона. Это результат уплотнения цементного камня между волокнами. Точка 4 характеризует максимальную прочность фибробетона. Дальнейшее снижение ее обусловлено уменьшением толщины матричного слоя настолько, что материал проявляет склонность к расслоению даже при небольших нагрузках. На трещиностойкость влияет прочность границы раздела фаз.

Если длина волокон $l \gg l_{cr}$, то большинство волокон разрываются и вклад энергии вытягивания W_t в общую вязкость разрушения не велик:

– если $l \leq l_{cr}$, то основной вклад в энергию разрушения композиционного материала вносит энергия по вытягиванию волокон W_t .

– энергетические затраты на вытягивание волокон существенно больше энергии, связанной с разрушением границ раздела ($W_t > W_b$), поэтому для повышения вязкости разрушения следует применять дискретные волокна $l \leq l_{cr}$.

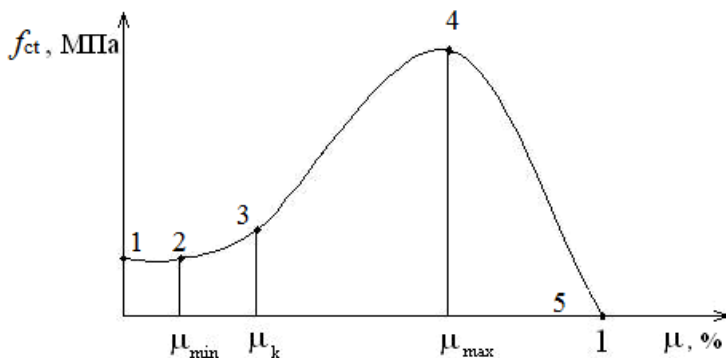


Рис. 1.70. Характер изменения прочности фибробетона в зависимости от объемной концентрации волокон [64, 65]

1.4.2. Требования к композиту с высокой вязкостью

Все вышеизложенное позволяет создать композиционный материал с высокой вязкостью даже в случаях, когда волокна и матрица по своей природе хрупкие. Наиболее радикальный путь для этого –

армирование дискретными волокнами таких размеров, при которых они вытягиваются из матрицы в процессе трещинообразования.

Было рассмотрено при каких условиях это имеет место. При этом приняты следующие допущения [65]:

1) $\tau = \text{const}$, где τ – касательное напряжение на границе раздела волокно – матрица;

2) если трещина расположена на расстоянии $l_{cr}/2$ от концов волокон (рис. 1.69), то они вытягиваются из матрицы.

Энергия, необходимая для вытягивания одного волокна, конец которого расположен на расстоянии « X » от поверхности трещины составляет:

$$W_t = \frac{\pi \cdot d_f^2}{4} \cdot \int_0^x \sigma \cdot dx = \frac{\pi \cdot d_f^2}{4} \cdot \int_0^x \frac{4 \cdot \tau \cdot x}{d_f} \cdot dx = \frac{\pi}{2} \cdot d_f \cdot \tau \cdot x^2 \quad (1.45)$$

1. Если $l > l_{cr}$, то доля вытянутых волокон составит $l_{cr} / l \cdot V_f$, а количество их в единице сечения композита:

$$N = \frac{l_{cr}}{l} \cdot V_f \cdot \frac{4}{\pi \cdot d_f^2} \quad (1.46)$$

Энергия, необходимая для вытягивания всех « N » волокон, концы которых находятся на расстояниях $0 \dots l_{cr}/2$ от поверхности разрушения оценивается выражением:

$$\begin{aligned} W_t &= \frac{4}{\pi \cdot d_f^2} \cdot V_f \cdot \frac{l_{cr}}{l} \cdot \int_0^{l_{cr}/2} \pi \cdot \frac{d_f}{2} \cdot \tau \cdot x^2 \cdot \frac{dx}{l_{cr}/2} = \\ &= \frac{1}{6} \cdot V_f \cdot \tau \cdot \frac{l_{cr}}{l} \cdot \frac{l_{cr}^2}{d_f} \end{aligned} \quad (1.47)$$

$$W_t = \frac{1}{12} \cdot V_f \cdot \frac{l_{cr}}{l} \cdot \sigma_{\max} \cdot l_{cr} \quad (1.48)$$

2. Если $l < l_{cr}$, то доля вытянутых волокон равна единице (все вытягиваются), а энергия их вытягивания при разрушении композиционного материала составит:

$$W_t = \frac{1}{6} \cdot V_f \cdot \tau \cdot \frac{l^2}{d_b} = \frac{1}{12} \cdot V_f \cdot \sigma_{\max} \cdot l \quad (1.49)$$

3. Наибольшая энергия разрушения реализуется, когда $l = l_{cr}$, при этом:

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \sigma_{f_{eim}} \\ W_{\max}^t &= 1 \cdot V_f \cdot \sigma_{f_{eim}} \cdot l_{cr} / 12 \end{aligned} \quad (1.50)$$

Если предел прочности волокон $\sigma_{f_{eim}}$ и их концентрация V_f заданы, то W_{\max} можно повысить, увеличив l_{cr} .

Учитывая, что:

$$l_{cr} = \frac{\sigma_{f_{eim}}}{2 \cdot \tau} \cdot d_f, \quad (1.51)$$

очевидно, W_{\max} увеличивается при уменьшении сцепления матрицы с волокнами и увеличении их диаметра d_f .

Уменьшение τ связано со снижением статической прочности композиционного материала, поэтому целесообразнее увеличивать d_f , т.е. армировать матрицу крупными волокнами.

Таким образом, вид волокон, их размеры и процентное содержание в смеси назначаются, исходя из требований к изделиям и конструкциям с учетом принятой технологии. Отступление от оптимальных значений указанных параметров в большую или меньшую сторону снижает эффективность дисперсного армирования.

Отмечается линейный характер зависимости последней от всех входящих в выражение величин:

$$R_{btm}^* = 2 \cdot (\phi \tau) \cdot \mu_0 \cdot l/d + 3,5 \cdot R_{tz} \cdot \mu_0 + (1 - 4,5 \cdot \mu_0) \cdot R_{btm} \quad (1.52)$$

где R_{btm}^* , R_{tz} , R_{btm} – показатели прочности сталефибробетона, контактной зоны на границе раздела «фибра – матрица» и исходного бетона соответственно; l и d – длина и диаметр фибры; μ_0 – коэффициент объемного армирования; τ – касательные напряжения на границе раздела фаз «фибра – матрица»; ϕ – комплексный коэффициент, учитывающий эффект «фибра – фибра», взаимодействие, ориентацию волокон и вероятность пересечения ими расчетной плоскости, а также однородность фибр и степень дисперсности армирования.

Создание композита, в котором прочность сцепления на границе раздела фаз «стальная фибра – матрица» преобладала бы над временным сопротивлением на разрыв самого волокна, весьма пробле-

матично. Кроме того в этом нет никакой необходимости для получения вязкого разрушения. Поэтому рассматривается случай $l < l_{cr}$. Доля вытянутых волокон равна единице (все вытягиваются), а энергия их вытягивания при разрушении композиционного материала составит:

$$W_t = 1 \cdot V_f \cdot \sigma_{\max} \cdot l / 12 = 1 \cdot V_f \cdot \tau / 6 \cdot (l^2 / d_f) \quad (1.53)$$

Разрушение происходит за счет нарушения границ раздела между волокном и матрицей и вытягивания волокон из матрицы, что в большей степени способствует вязкому разрушению. Таким образом, большее значение имеют касательные напряжения (τ), а не напряжения в самом волокне (σ), и вязкость разрушения, основной вклад в которую вносит энергия, затраченная на вытягивание волокон, зависит от: объемной доли волокон V_f ; величины касательных напряжений на границе раздела фаз «фибра – матрица»; геометрических характеристик волокон (l/d_f).

При этом важно, что зависимость энергии по вытягиванию от длины волокна является более тесной, поэтому для увеличения энергии по вытягиванию необходимо стремиться к увеличению длины волокна, а в связи с этим – к увеличению отношения (l/d_f). Исходя из этого установлено, что отношение длины волокна к его диаметру (l/d_f) в большей степени влияет на трещиностойкость, чем на прочность сталефибробетона (рис. 1.71).

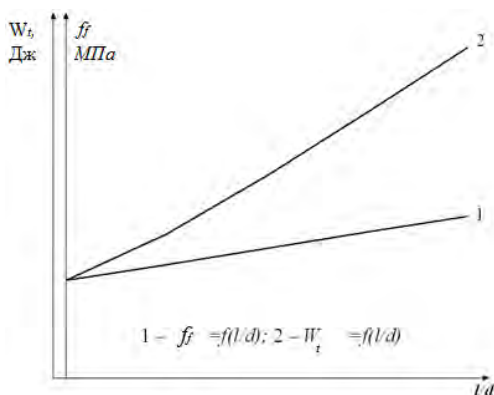


Рис. 1.71. Относительная теоретическая зависимость энергии по вытягиванию волокон и прочности сталефибробетона от отношения длины волокон к их диаметру [65]

Таким образом, критериями управления вязкостью разрушения сталефибробетона следует считать: геометрические характеристики волокон; объемную долю волокон в матрице; характеристику сцепления волокон с матрицей.

1.4.3. Проектирование состава и экспериментальная оценка высокопрочного сталефибробетона

Введение в бетонную матрицу армирующих волокон позволяет получить композиционный материал, для которого характерны повышенная трещиностойкость, прочность на растяжение, ударная вязкость и сопротивление истиранию, а также пластическое разрушение в отличие от хрупкого разрушения обычного бетона.

Проектирование состава высокопрочного сталефибробетона имеет ряд особенностей в связи с наличием в их составе дисперсной арматуры, поэтому при назначении состава высокопрочной бетонной матрицы необходимо принимать во внимание изменение структуры и свойств материала в результате введения армирующих волокон. Методика проектирования состава включает в себя ряд этапов, а именно: подбор состава исходного высокопрочного бетона, характеризующегося компактной упаковкой с минимальной пустотностью заполнителей, определение характеристики сцепления конкретного типоразмера фибры, корректировка предварительного состава с учетом введения армирующих волокон, изготовление и испытание контрольных образцов.

Порядок проектирования состава высокопрочного сталефибробетона выглядит следующим образом:

1. Осуществляется подбор состава исходного бетона (матрицы) по известным методикам, исходя из требования по прочности.
2. Определяется характеристика сцепления (ϕ_t) волокна с матрицей.
3. Рассчитывается временное сопротивление растяжению при изгибе матрицы по известному уравнению прочности фибробетона.
4. Производится оценка полученного состава на соответствие заданным характеристикам, и при необходимости его корректировка известными методами.

Таблица 1.25 – Характеристики стальной фибры

Вид фибровой арматуры	Нормативные сопротивления растяжению f_{fk} , МПа	Частный коэффициент безопасности по фибровой арматуре γ_s при расчете конструкций по предельным состояниям		Расчетные сопротивления растяжению фибры для предельных состояний первой группы f_{fd} , МПа	Модуль упругости фибры E_f , МПа
		Первой группы	Второй группы		
Фибра по ТУ ВУ 400074854.628-2009 из низкоуглеродистой стали	800	1,25	1,00	640	$2,1 \cdot 10^5$

Таблица 1.26 – Состав бетонных смесей и их прочность на сжатие

Бетонная смесь	Расход компонентов, кг/м ³	
	Серия 1	Серия 4
Цемент ПЦ500-Д0	600	580
Щебень гранитный фракции 5-20 мм	1120	1120
Песок	620	620
Пластифицирующая добавка «ГП-1»	–	5,79
Микрокремнезем	–	–
Пластифицирующая добавка «С-3»	17,98	–
Фибра стальная	–	46,5
Вода	170	184
Водоцементное отношение	0,283	0,317
Прочность на сжатие на 28 сут., МПа	75,6	80,1

1.4.4. Результаты экспериментальных исследований силовых, прочностных, деформационных характеристик высокопрочного сталефибробетона после нагрева

В соответствии с методикой проведения эксперимента бетонные образцы и образцы высокопрочного сталефибробетона прогревались в электрической печи в диапазоне до +700 С, с интервалом 100 С и после полного остывания производились механические испытания с последующим расчетом характеристик.

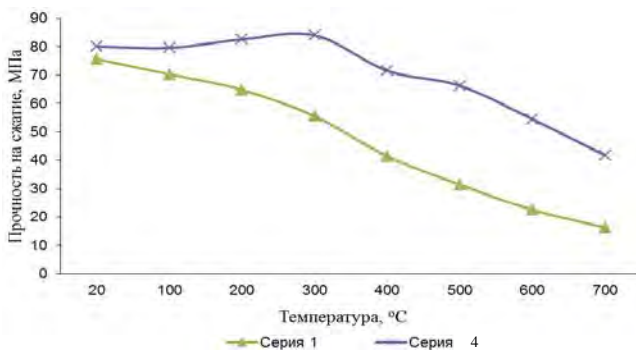


Рис. 1.72. Изменение прочности бетона серий 1 и 2 при нагреве

Выразим из формулы динамический модуль упругости:

$$E = \frac{\rho \cdot c^2 \cdot (1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}, \quad (1.54)$$

где: E – модуль упругости (Па); ρ – плотность бетона ($\text{кг}/\text{м}^3$); ν – коэффициент Пуассона, принятый 0,18.

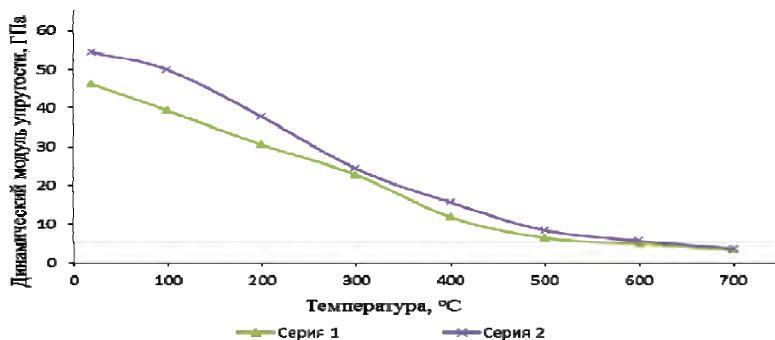


Рис. 1.73. Изменение динамического модуля упругости при нагреве

В настоящей работе для определения характеристик бетона изготавливались образцы–кубы размерами 100x100x100 мм и образцы–призмы размерами 100x100x400 мм.

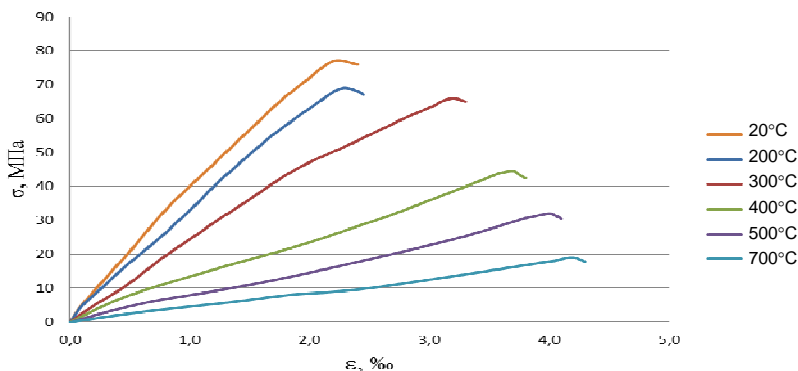


Рис. 1.74. Диаграмма деформирования бетона серии 4 после нагрева

1.4.5. Практическая апробация воздействия высоких температур на высокопрочный сталефибробетон

Специалистами РУП «Институт «БелНИИС» выполнен этап 5 «Осуществление технического сопровождения технологии устройства сталефибробетонного покрытия фундаментов и колонн холодильника и транспортно-разгрузочного рольганга с испытанием бетона в процессе производства работ.

РУП «Институт «БелНИИС» был разработан следующий состав бетонной смеси:

- Цемент ПЦ500-Д0 ОАО «Белорусский цементный завод» – 560 кг/м³;
- Песок кварцевый с модулем крупности $M_k = 2,3 \dots 2,5$ – 1760 кг/м³;
- Гиперпластификатор Стахемент 2000-М Ж30 – 7,5 кг/м³;
- Ускоритель твердения бетона «ТЕМП Ж45» – 3,8 кг/м³;
- Металлическая фибра производства ОАО «БМЗ» – 78 кг/м³;
- Вода ориентировочно – 196 кг/м³.

Данный состав с учетом корректировки на влажность заполнителя был использован при первом замесе для бетонирования колонн по оси 10. Однако для восстановления необходимой удобоукладываемости П5 пришлось добавить 50 кг воды, т.е. серьезно изменилось водоцементное отношение в смеси. В результате анализа полученного водоцементного отношения смеси равного 0,4 был сделан

вывод о необходимости существенной корректировки состава бетона. Для следующего замеса состав был скорректирован в сторону увеличения количества цемента и снижения дозировки гиперпластификатора с максимальной, т.к. она требует точного дозирующего оборудования на бетоносмесительном узле. В результате корректировки был принят следующий состав компонентов смеси:

- Цемент ПЦ500-Д0 ОАО «Белорусский цементный завод» – 650 кг/м^3 ;
- Песок кварцевый с модулем крупности $M_k = 2,3 \dots 2,5$ – 1470 кг/м^3 ;
- Гиперпластификатор Стахемент 2000-М Ж30 – 8 кг/м^3 ;
- Ускоритель твердения бетона «ТЕМП Ж45» – $4,5 \text{ кг/м}^3$;
- Металлическая фибра ФСВ-А-0.60/30 производства ОАО «БМЗ» – 78 кг/м^3 ;
- Вода ориентировочно – 220 кг/м^3 .

Данный состав смеси сразу же показал нужную удобоукладываемость и хорошую сохраняемость и в дальнейшем был принят для бетонирования конструкций колонн и балок транспортно-разгрузочного рольганга.

Процесс бетонирования балки по оси 10 состоял из следующих операций: 1. Сталефибробетонная смесь приготавливалась на бетоносмесительном узле, т.е. стальная фибра вводилась в мешалку, далее она при помощи автобетоносмесителя доставлялась в цех, где перегружалась в бадью. Непосредственно в конструкцию балок и колонн подавалась при помощи ведер. Бетонная смесь не вибрировалась, для уплотнения использовалось легкое штыкование.

Изначально при выборе варианта конструкции защитного покрытия учитывалась фактическая возможность проведения бетонных работ. Подразумевалось, что сталефибробетонная смесь высокой подвижности (П5) будет подаваться с двух сторон балки и под действием гравитационных сил заполнять опалубочную полость под балкой. Гарантировать данную возможность можно было только опытным путем. Заполнение опалубочной полости при устройстве защитного покрытия балки по оси 10 возможно было только с одной стороны, т.е. условия заполнения нижней опалубочной полости были максимально сложные.

Для того чтобы ускорить набор прочности бетона, необходимо было устроить прогрев. Для этого в течение 2 суток был осуществлен прогрев бетона при помощи осветительных ламп.

Бетонирование защитного покрытия колонн транспортно-разгрузочного рольганга осуществлялось по аналогичной схеме.

За несколько часов до запуска производства был осуществлен контроль прочности бетона. Результаты прочности конструкций транспортно-разгрузочного рольганга приведены в таблице 1.27.

Таблица 1.27 – Прочность бетона в конструкциях рольганга

п.п.	Вид и место конструкций	Прочность, МПа
1	Балка по оси 10	15–17
2	Колонна ось 10	17
3	Колонна ось 2	20
4	Колонна ось 3	19
5	Колонна ось 5	20

В результате проведенного БелНИИС технического сопровождения при устройстве защитных покрытий конструкций холодильника и транспортно-разгрузочного рольганга были установлены следующие особенности технологии устройства защитных покрытий:

1. При введении стальной фибры на бетоносмесительном узле после ввода фибры непозволительно продолжительное нахождение смеси в мешалке, т.е. после равномерного распределения фибры в смеси сразу производится ее выгрузка в автобетоносмеситель.

2. При вводе фибры в автобетоносмеситель обороты мешалки устанавливаются на максимально возможном значении, а фибра вводится в 3 приема с перерывом между ними в 1-2 мин. После ввода всей фибры производится перемешивание на максимальных оборотах в течение 5-10 мин для равномерного распределения фибры по объему смеси.

3. При транспортировке или при выгрузке смеси после равномерного распределения фибры в смеси обороты мешалки удерживаются на самом минимальном значении.

4. Так как в составе смеси введен ускоритель твердения, после подачи смеси в цех осуществляется укладка и подача смеси к конструкциям в максимально возможном темпе. Смесь заказывается небольшими объемами.

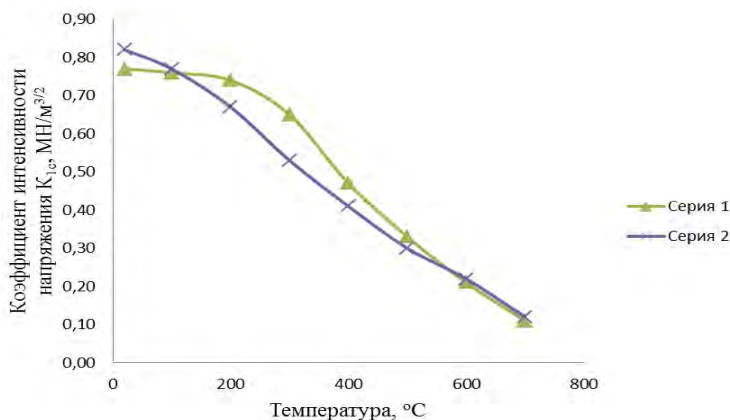


Рис. 1.75. Изменение коэффициента интенсивности напряжения K_{IC} при нагреве

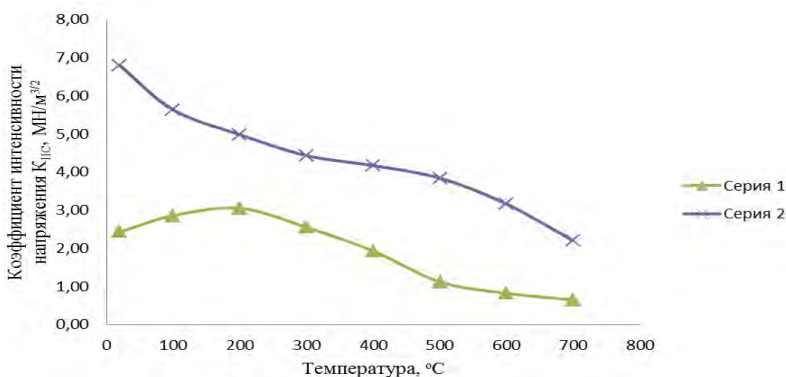


Рис. 1.76. Изменение коэффициента интенсивности напряжения K_{IIc} при нагреве

5. Так как используются самоуплотняющиеся бетонные смеси, не допускается избыточное уплотнение смеси вибраторами. Продолжительность виброуплотнения, если в этом есть необходимость, не должна превышать 3 сек.

6. В случае потери подвижности смеси в случае непредвиденных сбоев необходимо увеличить ее удобоукладываемость за счет ввода пластификатора в автобетоносмеситель, исходя их расчета 1 кг на куб смеси, предварительно разбавив его водой в соотношении 1:5.

7. При бетонировании балок укладка бетона идет от центра к краям, подавая смесь одновременно с двух сторон.

8. Рекомендовано возведение защитного покрытия для всей рамы одновременно, включая балки и колонны, для этого необходимо четкое соблюдение удобоукладываемости смеси.

9. Перед производством бетонных работ необходима тщательная проверка состояния опалубки на наличие щелей и примыкание к основанию. Самоуплотняющиеся бетонные смеси могут выдавить щиты или вытечь через щели, что приведет к остановке процесса бетонирования, смесь с ускорителем твердения быстро потеряет необходимую подвижность для самоуплотнения и заполнения полостей.

10. Рекомендовано производство ремонтных работ в теплый период года, либо с прогревом бетона.

11. Необходим в течение 5 суток после бетонирования круглосточный полив конструкций и укрытие их открытых поверхностей пленкой для предотвращения потери влаги.

Выводы :

В результате проведенных исследований теоретически обоснована эффективность применения высокомодульных волокон для существенного повышения вязкости разрушения высокопрочного бетона. При этом:

1. Разработана методика оценки трещиностойкости сталефибробетона при неравновесных испытаниях образцов с иницирующими надрезами.

2. Сформулированы критерии управления вязкостью разрушения сталефибробетона, среди которых наиболее значимыми являются геометрические характеристики волокон, их объемная концентрация и характеристика сцепления с матрицей.

3. Экспериментально подтверждены теоретические сравнения между собой прочностей и вязкостей разрушения высокопрочного сталефибробетона. Доказано, что эффективность дисперсного армирования в первую очередь зависит от соотношения модулей упругости армирующих волокон E_f и бетонной матрицы (E_m).

4. Дисперсное армирование в экспериментальных исследованиях существенно повлияло только на коэффициент интенсивности напряжений при поперечном сдвиге.

1.5. Практические подходы к экспериментальному определению вязкости разрушения, деформативности и прочности высокопрочного бетона и сталефибробетона

1.5.1. Определение критического коэффициента интенсивности напряжения высокопрочного бетона при нормальном отрыве

Известен способ определения критического коэффициента интенсивности напряжений [А.с. СССР №1257448, МКИ G 01N 3/00, опубликованный 15.09.1986г.], заключающийся в том, что в образце прямоугольного сечения выполняют зону концентраций напряжений, которую нагружают до разрушения, после чего по полученным данным определяют критический коэффициент интенсивности напряжений. При этом зону концентрации напряжений выполняют на противоположных гранях в плоскости, перпендикулярной продольной оси образца, а перед нагружением зоны образец закрепляют консольно.

Недостатком известного способа является низкая точность и достоверность определения критического коэффициента интенсивности напряжений в исследуемом изделии в результате того, что при извлечении образца из изделия, особенно в промышленных условиях, по всему объему образца образуются микротрещины, которые снижают силы сцепления межзатомных связей, что приводит к преждевременному разрушению образца, а следовательно, к искажению получаемых данных.

Наиболее близким аналогом к заявленному объекту является способ определения критического коэффициента напряжений в изделии [Патент №2324916, RU, МКИ G 01N 3/00, опубликованный 20.05.2008г.], заключающийся в том, что в изделии прямоугольного сечения выполняют зону концентрации напряжения, которую нагружают до разрушения и по полученным данным определяют критический коэффициент интенсивности напряжений, причем зону концентрации напряжения в изделии выполняют в виде углового сегмента в месте пересечения его перпендикулярных граней, образованную зону нагружают по поверхности углового сегмента до его отлома, после чего измеряют разрушающую нагрузку и параметры

отломленного углового сегмента, а критический коэффициент интенсивности напряжения в изделии определяют по формуле:

$$K_{IC} = B_0 + B_1 f(M, t/b) + B_2 f(h/b),$$

где K_{IC} – критический коэффициенты интенсивности напряжений, МПа·м^{0,5}; B_0, B_1, B_2 – коэффициенты, зависящие от типа бетона изделия; $f(M, t/b)$ – зависимость, определяемая разрушающей нагрузкой и параметрами отломленного углового сегмента изделия, МПа·м^{0,5}; $f(h/b)$ – зависимость, определяемая параметрами отломленного углового сегмента; M – разрушающая нагрузка; t – ширина сечения поверхности отлома углового сегмента, м; b – длина сечения поверхности отлома углового сегмента, м; h – высота боковой поверхности углового сегмента, м.

Недостатком данного способа является невысокая достоверность определения критического коэффициента интенсивности напряжений в исследуемом изделии.

Задача, решаемая заявляемым способом, заключается в повышении точности и достоверности определения критического коэффициента интенсивности напряжений.

Поставленная задача имеет решение в способе определения критического коэффициента интенсивности напряжений высокопрочного бетона, заключающегося в том, что в изделии прямоугольного сечения выполняют зону концентрации напряжений, которую нагружают до разрушения и по полученным данным определяют критический коэффициент интенсивности напряжений, причем изделие предварительно нагревают до заданной температуры со скоростью 2°С/мин, выдерживают его в течение 2-4 часов, затем после естественного остывания в печи выполняют зону концентрации напряжений в виде симметричных надрезов на противоположных гранях изделия, после чего его нагружают до момента разделения на две части, замеряют разрушающую нагрузку, и определяют критический коэффициент интенсивности напряжений по формуле:

$$K_{IC} = P / (b \cdot h^{1/2}) \left[8,3(a/h)^{1/2} - 430(a/h)^{3/2} + 3445(a/h)^{5/2} - 11076(a/h)^{7/2} + 12967(a/h)^{9/2} \right] \quad (1.55)$$

где P – нагрузка, при которой происходит разрушение, в МН; b – ширина образца; h – высота образца; $a = h/4$ – глубина надрезов (все размеры даны в метрах).

Сущность изобретения поясняется чертежом (рис. 1.77), где приведена схема определения критического коэффициента интенсивности напряжения в изделии: 1 – изделие; 2 – надрезы; 3 – металлические пластины; 4 – плиты пресса.

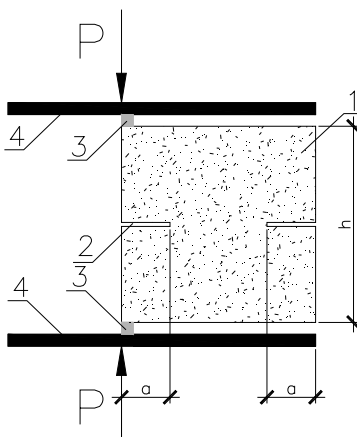


Рис. 1.77. Схема определения критического коэффициента интенсивности напряжений (K_{IC})

Способ осуществляют следующим образом:

Изделие 1 в виде образца квадратного сечения из высокопрочного бетона с возрастом более 28 сут., хранящегося в нормальных условиях, подвергали прогреву в электрической печи со скоростью подъема температуры в $2^{\circ}\text{C}/\text{мин}$ до температур от 100°C до 700°C , после выдерживали в течение 2-4 часов при максимальной температуре. После естественного остывания выполняли инициаторы трещин в виде симметричных надрезов 2 глубиной $h/4$ (где h – высота куба=150 мм) с помощью режущих инструментов с алмазным напылением. Испытания проводили при внецентренном сжатии. Нагружение осуществляли до момента разделения образца на две части и регистрировали значение разрушения P . Значение критического коэффициента интенсивности напряжения (на нормальный отрыв

K_{IC}) получали по формуле подставляя данные геометрических размеров кубов и значения разрушения образца:

$$K_{IC} = P / \left(b \cdot h^{1/2} \right) \left[18,3(a/h)^{1/2} - 430(a/h)^{3/2} + 3445(a/h)^{5/2} - 11076(a/h)^{7/2} + 12967(a/h)^{9/2} \right] \quad (1.56)$$

где P – нагрузка, при которой происходит разрушение, в МН; b – ширина образца; h – высота образца; $a = h/4$ – глубина надрезов (все размеры даны в метрах).

1.5.2. Определение критического коэффициента интенсивности напряжения высокопрочного бетона при поперечном сдвиге

Известен способ определения критического коэффициента напряжения в изделии [Rock mechanical – a challenge for society, 2001 Swets&Zeitlinger Lisse, ISBN 90 2651 821 8. p.165-166.], заключающийся в том, что в изделии из полуцилиндра сечением в полукруг выполняют зону концентрации напряжений, которую нагружают до разрушения и по полученным данным определяют критический коэффициент интенсивности напряжения, причем зоной концентрации напряжения в изделии является надрез в виде полукруга с противоположных концов изделия. Образованную зону нагружают асимметрично с противоположных сторон до разрушения, после чего измеряют разрушающую нагрузку и параметры отломленного углового сегмента, а критический коэффициент интенсивности напряжения в изделии определяют по формуле:

$$K_{IC(\theta=0)} = \nu \sqrt{\frac{2\pi}{r}} \left(\frac{E}{4(1+\nu)(1-2\nu)} \right), \quad (1.57)$$

где K_{IC} – критический коэффициент интенсивности напряжения, МПа·м^{0,5}; E – модуль упругости; r – радиус изделия в сечении, м; ν – коэффициент Пуассона.

Недостатком данного способа является достоверность определения критического коэффициента интенсивности напряжения в исследуемом изделии, сложность и трудоемкость выполнения зоны концентрации напряжения в изделии.

Известен способ определения критического коэффициента интенсивности напряжения [Rock mechanical – a challenge for society,

2001 Swets&Zeitlinger Lisse, ISBN 90 2651 821 8. p.164.], заключающийся в том, что в изделии прямоугольного сечения выполняют зону концентраций напряжений, которую нагружают до разрушения, после чего по полученным данным определяют критический коэффициент интенсивности напряжения. При этом зону концентрации напряжений выполняют в середине изделия с растянутой зоны, а перед нагружением зоны с растянутой и сжимаемой стороны (в двух местах на каждую) устанавливают стальные бруски и выполняют ассиметричный четырехточечный изгиб.

Недостатком данного способа является невысокая достоверность определения критического коэффициента интенсивности напряжения в исследуемом изделии.

Задача, решаемая заявляемым способом, заключается в повышении точности и достоверности определения критического коэффициента интенсивности напряжения, упрощение изготовления зон концентраций напряжения в изделии.

Поставленная задача имеет решение в способе определения критического коэффициента интенсивности напряжения высокопрочного бетона, когда в изделии прямоугольного сечения выполняют зону концентрации напряжения, которую нагружают до разрушения и по полученным данным определяют критический коэффициент интенсивности напряжения, предварительно нагрев изделие до заданной температуры со скоростью $2^{\circ}\text{C}/\text{мин}$, выдерживают его в течение 4 часов, затем после естественного остывания выполняют зону концентрации напряжения в виде симметричных надрезов на одной грани изделия, после чего изделие нагружают до момента разрушения, измеряют разрушающую нагрузку, и определяют критический коэффициент интенсивности напряжения по формуле:

$$K_{IIIC} = \frac{P}{2tH} \sqrt{IY(l,b)}, \quad (1.58)$$

где P – разрушающая нагрузка, в МН; $Y(l,b)$ – поправочный коэффициент; t – толщина изделия; H – ширина плеча изделия.

Сущность изобретения поясняется чертежом (рис. 1.78), где приведена схема определения критического коэффициента интенсивности напряжения в изделии: 1 – изделие; 2 – надрезы; 3 – металлические пластины; 4 – плиты пресса.

Способ осуществляют следующим образом:

Изделие 1 в виде образца прямоугольного сечения (пластина) из высокопрочного бетона с возрастом более 28 сут. хранящегося в нормальных условиях, подвергали прогреву в электрической печи со скоростью подъема температуры в $2^{\circ}\text{C}/\text{мин}$ до температур от 100°C до 700°C , после выдерживали в течение 4 часов при максимальной температуре. После естественного остывания выполняли инициаторы трещин в виде симметричных надрезов 2 глубиной $l=b/4$ (где b – высота пластины = 100 мм) с помощью режущих инструментов с алмазным напылением. Испытания проводили при центральном сжатии.

Таблица 1.28 – Определение поправочного коэффициента Y

l/b \ H/a	0,37	0,25	0,12
0,1	1,2	1,1	1,07
0,2	1,26	0,99	0,9
0,3	1,3	0,95	0,76
0,4	1,32	0,95	0,65

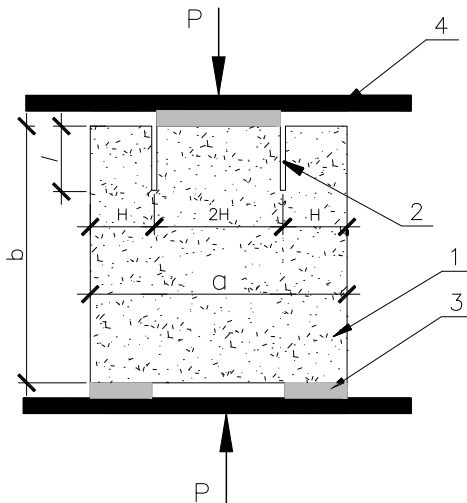


Рис. 1.78. Схема определения коэффициента интенсивности напряжений (K_{IIc})

Нагружение осуществляли до момента разрушения изделия и регистрировали значение разрушения P . Значение критического коэффициента интенсивности напряжения (на поперечный сдвиг K_{IIc}) получали по формуле, подставляя данные геометрических размеров пластины и значения разрушения изделия:

$$K_{IIc} = \frac{P}{2 \cdot t \cdot H} \sqrt{l \cdot Y}, \quad (1.59)$$

где P – разрушающая нагрузка, в МН; Y – поправочный коэффициент; t – толщина образца, в м; H – ширина плеча образца, в м; a – ширина образца, в м; l – глубина надреза, в м, $l = b/4$, где b – высота образца, в м.

1.5.3. Определение модуля упругости бетона методом динамического индентирования

Одним из наиболее перспективных направлений развития неразрушающих методов контроля бетонов является повышение информативности испытаний за счет определения наряду с прочностью других физико-механических характеристик. Решение этой задачи, в первую очередь оценка модуля упругости, позволит в ряде случаев значительно увеличить достоверность и эффективность контроля. Так, например, при воздействии на исследуемые объекты различных повреждающих факторов может иметь место качественное искажение соотношений между модулем упругости и прочностью, когда увеличение прочности будет сопровождаться снижением модуля. Оценка несущей способности таких объектов на основании неразрушающего определения только прочности может привести к ошибочным результатам. В таких случаях важно иметь возможность независимого неразрушающего определения модуля упругости и прочности в рамках одного метода контроля. В настоящей работе рассматриваются вопросы определения модуля упругости бетона ударно-динамическим методом, получившим в последние годы наиболее широкое распространение в неразрушающем обследовании строительных конструкций и сооружений.

Наиболее совершенным вариантом ударно-динамического метода является метод динамического индентирования с непрерывной регистрацией процесса удара. Метод развивается в лаборатории

контактно-динамических методов контроля Института прикладной физики НАН Беларуси и НИЛ «Промышленное и гражданское строительство» БНТУ. Он заключается в нанесении локального удара жестким индентором по испытываемому материалу и регистрации всей кривой текущей скорости перемещения индентора, которая и представляет собой исходную информацию о материале. Скорость индентора в каждый момент времени фиксируется с помощью магнитоиндукционного датчика, состоящего из смонтированного на инденторе постоянного магнита и катушки индуктивности, закрепленной на корпусе прибора. Обработка полученного массива скорости индентора позволяет получить несколько основных параметров индентирования: коэффициент восстановления скорости e (отношение скорости отскока индентора к скорости его падения), длительность активного этапа удара t_a , максимальную глубину внедрения индентора α_{max} , максимальное контактное усилие P_{max} . Перечисленные параметры могут использоваться как в качестве косвенных характеристики прочности бетона, так и для расчета его физико-механических свойств согласно принятым моделям деформирования.

Применительно к испытаниям высокопрочного бетона метод динамического индентирования с непрерывной регистрацией процесса удара реализован в измерителе прочности ИПМ-1Б. Прибор выполнен в виде портативного блока, состоящего из ударного преобразователя и электронного узла, включающего аналого-цифровой преобразователь, процессор, дисплей и автономное питание. Важным отличием прибора от известных аналогов является конструкция ударного преобразователя, позволяющая реализовать свободный ход индентора (нестесненный удар) при его контакте с бетоном. Свободный ход индентора в момент удара необходим для корректного расчета физико-механических свойств бетона по параметрам движения индентора.

Прибор ИПМ-1Б внесен в реестр средств измерений Республики Беларусь. Выпускается по ТУ ВУ 100289280.021-2010.

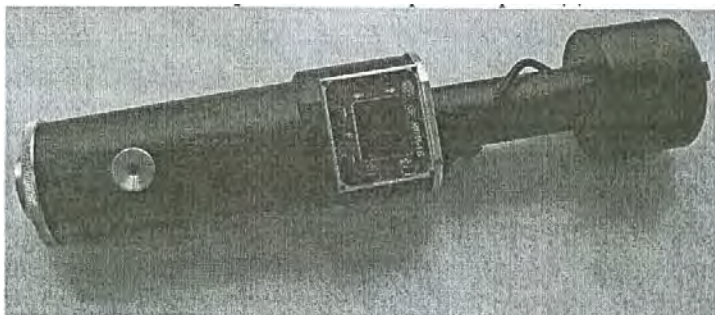


Рис. 1.79. Внешний вид прибора ИПМ-1Б

Чтобы определить модуль упругости бетона методом динамического индентирования, необходимо иметь уравнения, связывающие физико-механические свойства бетона с регистрируемыми параметрами индентирования. Такие уравнения выводятся на основании упрощенных моделей, описывающих поведение бетона в заданных условиях нагружения. Одним из возможных способов построения модели бетона является энергетический подход. Данный подход предполагает анализ энергетических соотношений при ударе с целью выделения из полной энергии удара составляющих, затрачиваемых отдельно на упругое, пластическое и вязкое деформирование материала.

Чтобы оценить, какие свойства бетона (упругие, вязкие или пластические) преобладают при динамическом нагружении сферическим индентором, было проведено экспериментальное исследование влияния энергии удара на форму зависимости контактного усилия P от глубины внедрения α . Энергия удара варьировалась за счет изменения предударной скорости индентора. С этой целью на основе прибора ИПМ-1Б была изготовлена лабораторная установка, позволяющая регулировать усилие, развиваемое разгонной цилиндрической пружиной, и изменять таким образом величину предударной скорости V_0 . Для проведения эксперимента были выбраны 3 значения предударной скорости: 1,8; 3,0 и 4,1 м/с. Результаты, полученные на образце бетона класса прочности С35/45, показаны в виде зависимостей контактного усилия от глубины внедрения на рисунке 1.80.

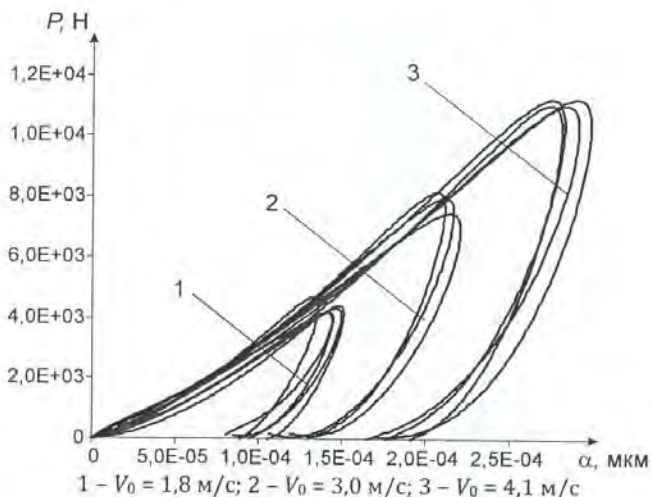


Рис. 1.80. Зависимости контактной силы от глубины внедрения при различной предупдарной энергии индентора на образце бетона класса С35/45

Как видно из рисунка 1.80 для каждой предупдарной скорости наблюдается определенный разброс кривых $P(\alpha)$. Коэффициент вариации ν значений $P_{\max} \alpha_{\max}$ на рассматриваемом образце бетона при $V_0 = 4,1$ м/с составил 7-8 %. Необходимо подчеркнуть, что разброс результатов измерений обусловлен главным образом неоднородностью структуры бетона. Методическую погрешность прибора ИПМ-1Б характеризует коэффициент вариации ν , полученный на образце из однородного материала. Его величина не превышает 2,5 %.

Приведенные на рисунке 1.80 кривые имеют вид, типичный для материалов, проявляющих выраженные упругие и пластические свойства. Ход кривых на активном этапе удара практически не зависит от скорости нагружения. Запаздывание максимума перемещения индентора относительно максимума контактной силы практически отсутствует, свидетельствуя о том, что вязкие свойства бетона при рассматриваемом виде нагружения не проявляются. Таким образом, полную энергию деформирования бетона сферическим индентором можно рассматривать состоящей из энергий упругого и пластического деформирования. Суммарная энергия упругопластического деформирования и потерь является величиной постоянной,

численно равной предударной кинетической энергии индентора. Сделав допущение, что вся кинетическая энергия индентора расходуется только на упругое и пластическое деформирование испытуемого материала в месте контакта с индентором, для полной энергии можно записать:

$$W_0 = W_{el} + W_{pl} = \frac{mV^2}{2}, \quad (1.60)$$

где V_0 и W_0 – предударная скорость и кинетическая энергия индентора, соответственно, W_{el} и W_{pl} – энергии упругого и пластического деформирования испытуемого материала, соответственно.

Во время пассивного этапа удара запасенная энергия W_{el} восстанавливается, обуславливая движение индентора в противоположном направлении

$$\frac{mV_{\max}^2}{2} = W_{el}, \quad (1.61)$$

где V_{\max} – скорость отскока индентора.

Чтобы получить аналитическое выражение, связывающее твердость H и скорость отскока V_{\max} при заданной величине W_0 и параметрах испытуемого материала, необходимо располагать уравнением, описывающим изменение упругопластической деформации в зависимости от контактной силы P . В качестве такого уравнения используется уравнение Мейера

$$P = ad^n, \quad (1.62)$$

где d – диаметр проекции отпечатка; a и n – параметры исследуемого материала.

Энергия упругопластического деформирования определяется

$$W_0 = \frac{mV_0^2}{2} = \int_0^{\alpha_{\max}} P da = \frac{2}{n+2} P_{\max} \alpha_{\max} \quad (1.63)$$

Чтобы связать параметры α_{\max} и d , рассмотрены геометрические соотношения в невосстановленном отпечатке (рис. 1.81).

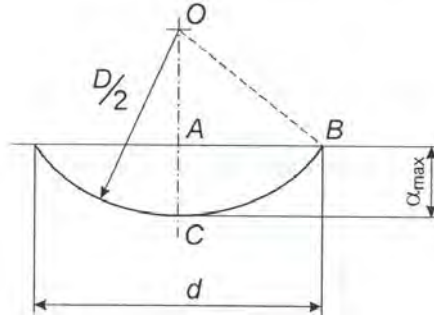


Рис. 1.81. Схема невозстановленного отпечатка

Для сторон прямоугольного треугольника OAB записывается следующее уравнение

$$\frac{d^2}{4} = \frac{D^2}{4} - \left(\frac{d}{2} - \alpha_{\max} \right)^2 = \frac{D}{2} \alpha_{\max} - \alpha_{\max}^2, \quad (1.64)$$

где D – диаметр сферического наконечника индентора.

Поскольку диаметр индентора (32 мм) значительно превышает глубину отпечатка (не более 1 мм на образцах класса прочности С8/10), членом с квадратом глубины можно пренебречь. Тогда выражение для определения глубины отпечатка через его диаметр будет иметь следующий вид

$$\alpha_{\max} = d^2 / 4D. \quad (1.65)$$

После подстановки выражений (1.65) в (1.63), получено

$$W_0 = \frac{1}{2(n+2)} P_{\max} \frac{d^2}{D} \quad (1.66)$$

Контактное усилие выражается через твердость H , используя для этого ее определение как среднее давление в отпечатке при ударе

$$P_{\max} = \frac{H\pi d^2}{4} \quad (1.67)$$

Уравнения (1.66) и (1.67) содержат три неизвестных: H , P_{\max} и d , и для того, чтобы их определить аналитически, необходимо иметь третье независимое уравнение. В качестве такого уравнения ис-

пользуется выражение для энергии упругого деформирования, учитывая, что жесткий сферический наконечник, находясь в контакте с криволинейной поверхностью отпечатка, упруго деформирует его до диаметра D

$$W_{el} = 0,3 \frac{P_{V=0}^2}{\alpha_{\max}^{1/2} D^{1/2}} \cdot \frac{1}{E^*}, \quad (1.68)$$

где E^* – приведенный модуль упругости испытуемого материала и индентора, описываемый выражением

$$\frac{1}{E^*} = \frac{1 - \mu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \mu_2^2}{E_2}, \quad (1.69)$$

где μ_1 и μ_2 – коэффициенты Пуассона материала индентора и контролируемого материала соответственно, E_1 и E_2 – модули упругости материала индентора и контролируемого материала соответственно.

Решая теперь совместно систему из трех уравнений (1.67, 1.68, 1.69), определяется выражение для энергии упругого деформирования

$$W_{el} = 0,18\pi^{5/4} (2+n)^{3/4} H^{5/4} D^{3/4} W_0^{3/4} \frac{1}{E^*} \quad (1.70)$$

Учитывая, что максимальная кинетическая энергия отскока индентора равна работе упругого деформирования, выражение для скорости отскока индентора будет иметь следующий вид

$$V_{\max} = 1,12 \left(\frac{2+n}{2} \right)^{3/8} \left(\frac{D}{W_0} \right)^{1/8} \frac{H^{5/8}}{(E^*)^{1/2}} \quad (1.71)$$

Разделив уравнение (1.71) на предупарную скорость индентора, выразим коэффициент восстановления скорости индентора:

$$e = 1,12 \left(\frac{2+n}{2} \right)^{3/8} \frac{D^{3/8} V^{3/4} H^{5/8}}{m^{1/8} (E^*)^{1/2}} \quad (1.72)$$

Уравнение (1.73) связывает модуль упругости контролируемого материала E_2 с регистрируемыми при измерении параметрами (ко-

эффицентом восстановления скорости, максимальной контактной силой и максимальной глубиной внедрения). Выразив E_2 , получим

$$E_2 = \frac{1 - \mu_2^2}{\left(1,12 \left(\frac{2+n}{2} \right)^{3/4} \frac{D^{3/4}}{W^{1/4}} \left(\frac{P_{\max}}{\pi D \alpha_{\max}} \right)^{5/4} \right)^{-1} \cdot e^2 - \frac{1 - \mu_1^2}{E_1}} \quad (1.73)$$

Результаты экспериментальных исследований. Для экспериментальной проверки полученного выражения были испытаны образцы бетона б-ти различных классов прочности (С16/20, С28/35, С32/40, С35/45, С40/50, С45/55) в диапазоне прочности на сжатие от 25,8 МПа до 75,8 МПа. Всего было испытано 20 образцов (по 4 образца в каждой серии).

Определение параметров динамического индентирования проводилось с помощью измерителя прочности материалов ИПМ-1Б при следующих параметрах нагружения: диаметр сферического наконечника индентора – 32 мм, масса индентора – 175 г, предупредительная скорость индентора – 3,7 м/с. На каждом образце выполнялось 14 измерений (по 7 измерений на двух противоположных гранях образца), по которым рассчитывались средние значения модуля упругости E_2 по формуле (1.73). Затем модуль упругости образцов определялся ультразвуковым методом. Измерение скорости распространения ультразвука в образцах осуществлялось при сквозном прозвучивании с помощью специального лабораторного оборудования. После проведения неразрушающих испытаний определялась прочность образцов на сжатие f_c . Нагружение образцов проводилось по тем же граням, которые испытывались прибором ИПМ-1Б.

Результаты определения модуля упругости бетонных образцов различной прочности методом динамического индентирования приведены на рисунке 1.82 (кривая 2). Кривая 1 – модуль упругости образцов, рассчитанный по результатам ультразвуковых испытаний.

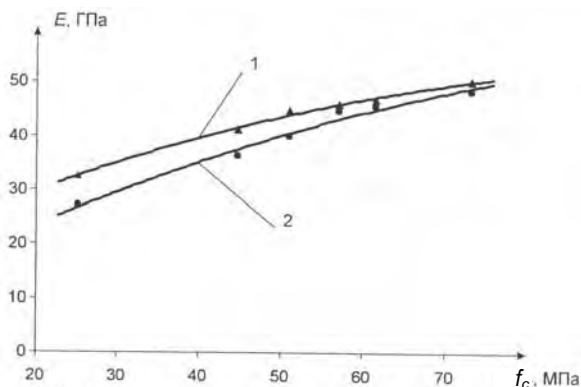


Рис. 1.82. Зависимости модуля упругости бетона от прочности на сжатие: 1 и 2 – ультразвуковой и динамический метод

Как видно из рисунка 1.82 характер изменения кривых 1 и 2 одинаков, но кривая 1, полученная ультразвуковым методом, дает более высокие значения модуля упругости E_{ult} . Это обусловлено тем, что модуль упругости соответствует минимальным деформациям, а поскольку деформации при индентировании значительно больше, то и величина модуля упругости будет меньше.

В первую очередь следует отметить, что нелинейный характер полученной кривой 1 хорошо согласуется с известным фактом замедления роста модуля упругости бетона с увеличением прочности на сжатие. Компенсировать это расхождение можно пересчетом с помощью следующей эмпирической зависимости

$$E_{ult} = 1380 \cdot E_{din}^{0,707} \quad (1.74)$$

Разработанная методика была опробована в рамках экспериментов по определению влияния температуры на физико-механические свойства бетона. На рисунке 1.83 приведена экспериментальная кривая изменения модуля упругости при увеличении температуры от 20 до 700°C. Образцы бетона размерами 100x100x100 мм выдерживали в термокамере при заданной температуре, охлаждали до комнатной температуры и испытывали методом динамического индентирования, ультразвуковым импульсным методом, а также сжатием на прессах по ГОСТ 10180-90. Чтобы наглядно сопоставить полученные результаты, значения характеристик представлены в

относительном выражении (приведены к значениям, полученным при температуре 20°C).

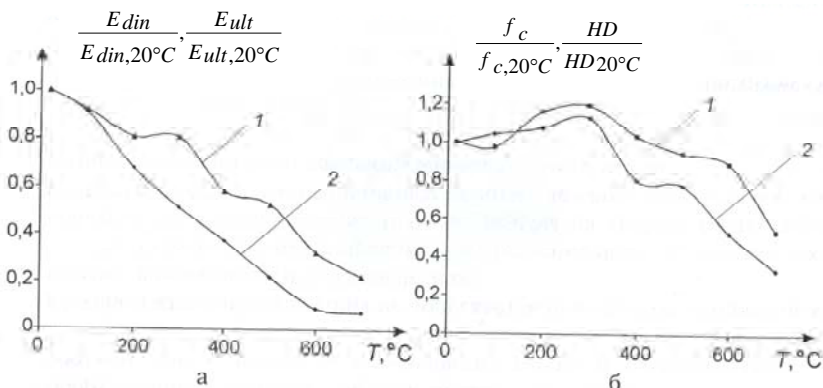


Рис. 1.83. Влияние температуры на модуль упругости (а) и прочностные характеристики (б) бетона

а: 1 и 2 – соответственно динамический и ультразвуковой модули упругости;

б: 1 – прочность на сжатие, 2 – динамическая твердость

Как следует из рисунка, воздействие высоких температур сопровождается значительным уменьшением модуля упругости бетона и может привести к снижению несущей способности объекта. Определение модуля динамическим (кривая E_{din}) и ультразвуковым (кривая E_{ult}) методами дает схожие данные – модуль падает уже при незначительном нагреве. В то же время определение прочностных характеристик (рис. 1.83) дает существенно отличающийся результат. Динамическая твердость HD , измеренная прибором ИПМ-1Б, в диапазоне 20...300°C несколько увеличивается и только после 300°C начинает снижаться. Это подтверждается данными измерения прочности на сжатие стандартным методом (кривая f_c). Таким образом, контроль только прочности бетона может привести к неверной оценке несущей способности конструкции.

Для исключения описанной неоднозначности результатов неразрушающего контроля может использоваться предлагаемый метод динамического индентирования с непрерывной регистрацией процесса удара, в частности, реализующие его приборы серии ИПМ-1Б. Как видно из рисунка 1.83, метод предоставляет возможность отдельного определения прочностных и упругих свойств бе-

тона. При этом исключается необходимость применения других методов контроля (например, ультразвукового).

1.5.4. Коэффициенты интенсивности напряжений высокопрочного бетона в зоне контакта матрицы и заполнителя при высоких температурах

Бетон, как конгломерат, обладает только одному ему присущими структурными особенностями, выявляемыми при сопоставлении со структурами цементного камня и цементно-песчаного раствора. В первую очередь, это новые объемы, заполненные жидкостью или газовой средой, возникающие на границе между цементным камнем и крупным заполнителем и расположенные обычно под его гранью в направлении градиента уплотнения: для вибрированного бетона под нижней гранью; для центрифугированного бетона – или под гранью, обращенной к наружной поверхности изделия (рис. 1.84). Возникновение этих полостей связано с отделением воды в результате седиментации в процессе формования изделия. Вследствие этого в затвердевшем бетоне возникают «контактные поры», способные существенным образом повлиять на долговечность бетонов.

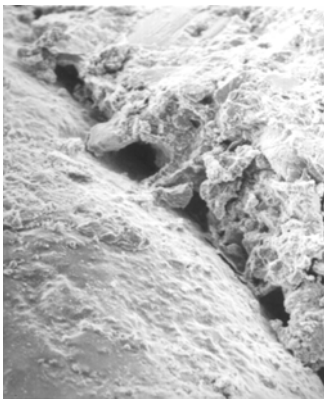


Рис. 1.84. Контактная зона с заполнителем в бетоне: макрофото, х 700

Трещины, образовавшиеся в цементном камне бетона в процессе его твердения, будут существенно способствовать разрушению материала, подвергаемого высокотемпературным воздействиям. При

переходе воды в пар в трещинах, расположенных на поверхности пор, или в радиальных трещинах на контакте «негидратированное зерно клинкера – гидратированная масса, возникает давление, которое приводит к разрушению структуры материала. Это положение, подтвержденное рядом экспериментальных исследований, не нашло, тем не менее, серьезного теоретического обоснования и не доведено до расчета.

Рассмотрим радиальные трещины (рис. 1.85) – трещины нормального отрыва, образовавшиеся из-за разности модулей упругости и коэффициентов линейного расширения зерна заполнителя и цементного камня.

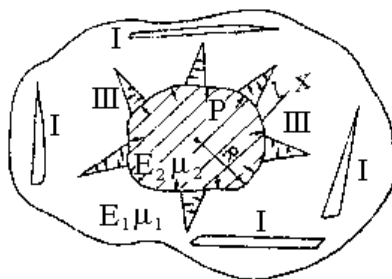


Рис. 1.85. Радиальные трещины возле заполнителя

Коэффициент интенсивности напряжений определим из выражения:

$$K_{I,t} = p\sqrt{\pi l} \frac{[1 - \alpha(r)]f(1/R)(M - R)^2}{(M - R)^2 - r^2} (1 + g), \quad (1.75)$$

где p – давление;

$$\alpha(r) = 2(1 - \mu_1)r / \left\{ r^2 + (1 - 2\mu_1)(M - R)^2 + \left[(M - R)^2 - r^2 \right] \cdot (1 - \mu_2) \cdot (M - R)E_1 / \left[(1 + \mu_1)(M - R - l)E_2 \right] \right\}; \quad (1.76)$$

$$g = \frac{(1,7 + 14\alpha_0) \cdot l}{M - 2R}, \quad (1.77)$$

где R – средний радиус зерна заполнителя; M – расстояние между зернами; l – длина радиальной трещины; μ_1 , E_1 – соответственно коэффициент Пуассона и модуль упругости Юнга матрицы; μ_2 , E_2 – то же заполнителя;

$$r = l + R; \quad \alpha_0 = G_1/G_2; \quad (1.78)$$

где G_1 – модуль сдвига матрицы; G_2 – модуль сдвига заполнителя;

$$f(l/R) = 2,26 - l/R \cdot 0,15 \quad (1.79)$$

Примем уровень нагрева $+300^\circ\text{C}$. Тогда коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве для радиальных трещин у зерна заполнителя при температуре $+300^\circ\text{C}$

$$K_{I,t} = 2,48838 \cdot 10^{-11} \sqrt{\pi \cdot 0,04} \cdot \frac{(1 - 6,2 \cdot 10^{-3}) \cdot 1,96(0,06 - 0,02)^2}{(0,06 - 0,02)^2 - 0,06^2} \cdot (1 + 17,96) = 2,606 \cdot 10^{-10} \text{ МН/м}^{3/2} \quad (1.80)$$

где $\tau = l + R = 0,04 + 0,02 = 0,06$ м;

$$\alpha(\tau) = 6,2 \cdot 10^{-3};$$

$$f(l/R) = 2,26 - l/R \cdot 0,15 = 1,96$$

Известно, что в бетоне на границе заполнителя с цементно-песчаным раствором в процессе его нагрева могут создаваться радиальные или тангенциальные растягивающие или сжимающие напряжения.

Разрушение бетона при нагреве может происходить от радиальных и тангенциальных растягивающих напряжений. Наибольшая интенсивность деструкции при нагреве наблюдается от радиальных растягивающих напряжений, которые могут быть инициаторами появления полостей на границе заполнителя с цементно-песчаным раствором.

Рассмотрим напряженное состояние в контактной трещине на границе крупного заполнителя и цементно-песчаного раствора при нагреве (рис. 1.86). Используем решение А. Перлмана и Дж. Си при всестороннем растяжении пластины с круговым включением и трещиной на линии раздела сред. Для нашего случая коэффициенты

интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге рассчитываются по формулам

$$\begin{aligned}
 K_{I,t} = & 2p(1-\alpha)^{-1}\sqrt{\pi R \sin \theta} \cdot \\
 & \cdot \{G_1(1+X_2)[G_1(1+X_2)+G_2(1+X_1)] \cdot \\
 & \cdot \varepsilon^{\beta(\theta+\pi)}\} / \{(G_1+G_2X_1)[G_2(1+X_1)+2G_1(1+X_2)] - \\
 & - G_2(1+X_1)(G_2+G_1X_2)(\cos \theta - 2\beta \sin \theta)\varepsilon^{-2\beta\theta}\}
 \end{aligned} \tag{1.81}$$

$$\begin{aligned}
 K_{II,t} = & 2pR^\beta(1+\alpha)^{-1}\sqrt{\pi R \sin \theta} \cdot \{G_1(1+X_2)[G_1(1+X_2)] + \\
 & G_2(1+X_1) \cdot (1-2\beta) \cdot \varepsilon^{\beta(\theta+\pi)}\} \cdot \\
 & \cdot \varepsilon^{-\beta \ln 2 \sin \theta} / \{(G_1+G_2X_1)[G_2(1+X_1)+2G_1(1+X_2)] - \\
 & - G_2(1+X_1)(G_2+G_1X_2)(\cos \theta - 2\beta \sin \theta)\varepsilon^{-2\beta\theta}\}
 \end{aligned} \tag{1.82}$$

где $\beta = \left(\frac{1}{2\pi}\right) \ln \alpha$; $\alpha = \frac{G_1+G_2X_1}{G_2+G_1X_2}$; $G = E/2(1+\mu)$ – мо-

дуль сдвига; E – модуль Юнга; μ – коэффициент Пуассона; $X = (3-4\mu)$ – для плоской деформации; $X = (3-\mu)/(1+\mu)$ – для обобщенного плосконапряженного состояния.

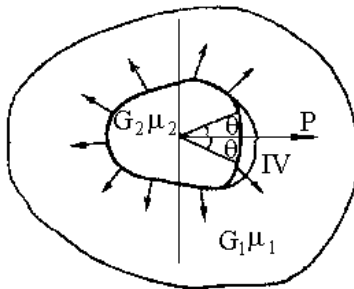


Рис. 1.86. Контактные трещины на границе «зерно заполнителя – матрица»

Коэффициент интенсивности напряжений от температурно-влажностного воздействия (+300°C) для околосерновых трещин составит:

$$\begin{aligned}
K_{I,t} &= 2 \cdot 2,48838 \cdot 10^{-11} (1 + 0,52)^{-1} \sqrt{\pi \cdot 0,02 \cdot \sin \frac{5\pi}{6}} \cdot \\
&\cdot \left\{ 24000(1 + 2,08) \cdot [24000(1 + 2,08) + 12480(1 + 2,81)] \cdot \right. \\
&\cdot \left. e^{\frac{3,5 \cdot 5\pi}{6} + \pi} \right\} / (24000 + 12480 \cdot 2,08) [12480(1 + 2,81) + \\
&+ 2 \cdot 24000(1 + 2,08)] - 12480(1 + 2,81)(12480 + 24000 \cdot 2,08) \cdot \\
&\cdot \left(\cos \frac{5\pi}{6} - 2 \cdot 2,48838 \cdot 10^{-11} \sin \frac{5\pi}{6} \right) \cdot e^{-2 \cdot 3,51 \cdot \frac{5\pi}{6}} = \\
&= 9,368 \cdot 10^{-5} \text{ МН/м}^{3/2}
\end{aligned} \tag{1.83}$$

$$\text{где } X_1 = \frac{3 - \mu_1}{1 + \mu_1} = \frac{3 - 0,3}{1 + 0,3} = 2,08;$$

$$X_2 = \frac{3 - \mu_2}{1 + \mu_2} = \frac{3 - 0,05}{1 + 0,05} = 2,81;$$

$$\beta = \frac{1}{2\pi} \ln \alpha = \frac{1}{2\pi} \ln 3,69 \times 10^9 = 3,51;$$

$$\begin{aligned}
\alpha &= (G_2 + G_1 X_2)(G_1 + G_2 X_1) = (24000 + 12480 \cdot 2,81) \cdot \\
&\cdot (12480 + 24000 \cdot 2,08) = 3,69 \cdot 10^9
\end{aligned}$$

Представленный подход является первым шагом для использования возможностей механики разрушения в построении теории температурной деструкции бетона и железобетона, базирующейся на особенностях структуры и текстуры.

Выводы :

1. Выполнены комплексные исследования влияния высоких температур на вязкость разрушения и хрупкость высокопрочного бетона.

2. Разработаны оригинальные методы экспериментального определения коэффициентов интенсивности напряжения при нормальном отрыве и поперечном сдвиге высокопрочного бетона, подвергнутого воздействию высоких температур.

3. Экспериментально определены значения прочностных, деформативных, силовых и энергетических параметров высокопрочного бетона в диапазоне температур от +100 до 700°С.

4. Разработан комплексный неразрушающий метод определения остаточной прочности и модуля упругости.

5. Впервые на основании экспериментальных исследований коэффициенты интенсивности напряжений при нормальном отрыве и модуля упругости произведен расчет энергии разрушения при нагреве высокопрочного бетона.

6. Экспериментально получены диаграммы деформирования высокопрочного бетона при сжатии в диапазоне температур 100-700°С.

7. Теоретически обосновано эффективное применение высокомодульных волокон для повышения вязкости разрушения высокопрочного бетона. При этом в экспериментальных исследованиях в выбранном рецептурно-технологическом диапазоне подтверждено существенное влияние дисперсного армирования только на коэффициент интенсивности напряжения при поперечном сдвиге.

8. На основе экспериментально-теоретических исследований разработаны Технические рекомендации к нормативным документам по оценке хрупкости высокопрочного бетона при воздействии высоких температур в диапазоне 100-700°С.

Библиографический список к главе 1

1. Choi Y.W., Kim Y.J., Shin H.Ch., Moon H.V.: An experimental research on the fluidity and mechanical properties of high-strength lightweight self-compacting concrete, *Cement and Concrete Research* 36 (2006). – P. 1595-1602.
2. Collepardi M., Collepardi S., Ogoumah Olagot J.J., Troli R.: Laboratory tests and field experiences of high performance SCCs, 3rd International Symposium on Self-Compacting Concrete, 17-20 August 2003 Reykjavik, Iceland. – P. 904-912.
3. Ding Y., Zhang Y., Thomas A.: The investigation on the workability of fibre cocktail reinforced self-compacting high performance concrete, *Construction and Building Materials* Volume: 22 Issue: 7, July, 2008. – P. 1462-1470.
4. Ding Y., Zhang Y., Thomas A.: The investigation on strength and flexural toughness of fibre cocktail reinforced self-compacting high performance concrete, *Construction and Building Materials*, Volume 23, Issue I, January 2009. – P. 448-452.
5. Li J., Yin J., Zhou S., Li Y.: Mix proportion calculation method of self-compacting high performance concrete, SCC'2005-China: Ist International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete, Zhiwu Yu, Caijun Shi, Kamal henri Khayat and Youjun Xie, RILEM Publications SARL 2005. – P. 199-205.
6. Ma J., Dietz J., Dehn F.: Ultra High performance compacting concrete, 3rd International Symposium on Self-Compacting Concrete, 17-20 August 2003 Reykjavik, Iceland. – P. 136-142.
7. Ma J., Dietz J.: Ultra High Performance Self Compacting Concrete, LACER II 2002. – P. 33-42.
8. Nielsson I., Wallevik O.H.: Mix design of HS-SCC and practical application, 3rd International Symposium on Self-Compacting Concrete, 17-20 August 2003 Reykjavik, Iceland – P. 506-513.
9. Okamura H., Ouchi M.: Self-compacting high performance concrete, *Progress in structural Engineering and Materials* 98 Vol. 1(4). – P. 378-383.
10. Ozbay E., Oztas A., Baykasoglu A., Ozbebek H.: Investigating mix proportions of high strength self compacting concrete by using Taguchi method, *Construction and Building Materials* 23 (2009). – P. 694-702.
11. Rougeau P., Maillard J.L., Mary-Dippe C.: Comparative study on properties of self-compacting and high performance concrete used in precast construction, International RILEM symposium on self-compacting concrete № 1, Stockholm, SUEDE (13/09/1999) 1999. – P. 251-261.
12. Sari M., Prat E., Labastire J.-F.: High strength self-compacting concrete Original solutions associating organic and inorganic admixtures, *Cement and Concrete Research* 29 (1999). – P. 813-818.
13. Sri Ravindrarajah R., Siladvi D., Adamopoulos B.: Development of High-Strength Self-Compacting Concrete with reduced segregation potential, 3rd International Symposium on Self-Compacting Concrete, 17-20 August 2003 Reykjavik, Iceland. – P. 530-532.
14. Tang C-W. et al.: Optimizing mixture for flowable high-performance concrete via rheology tests, *ACI Material Journal* 2001, November-December. – P. 493-502.
15. Urban M. Reologiczne podstawy uzyskiwania betonow samozagfyszczalnych o wysokiej wytrzymalosci, *Cement Wapno Beton* -5/2008.

16. Urban M. Samozageszczalne betony wysokiej wytrzymosci, Przegląd Budowlany 12/2006.

17. Urban M.: Betony wysokiej wytrzymosci o wlasciwosciach samozageszczalnych, 20. Konferencja Naukowo-Techniczna, Jadwisin 2006.

18. Van B.K., Montgomery D.: Mixture proportioning method for SCC HPC with minimum paste volume, Ist Int. RILEM Symp. on SCC, Stockholm, Sep. 13-14 1999, ed. RILEM Publ. S.A.R.L. – P. 373-384.

19. Xie Y., Liu B., Yin J., Zhou S.: Optimum mix parameters of HSSCC with ultrapulverized fly ash, Cement and Concrete Research V. 32 (2002). – P. 477-480.

20. Yin J., Xie Y., Yu Z.: Optimization of fabrication technology of Self-Compacting High Performance Concrete, First International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating SCC'2005-China, 26-28 May 2005, Changsha, Hunan, China. – P. 97-107.

21. Shaikh A.A.H., Arafat T.I. Ahmed A.E., Shaikh A.A.H., 1992 – «Residual compressive and bond strengths of limestone aggregate concrete subjected to elevated temperatures» Magazine of Concrete Research, 44 (159), Jun. – P. 117-125 (1992).

22. Akhtaruzzaman A.A., 1989 – «Behavior of foamed slag concrete at high temperatures». Cement and Concrete Research, Vol.19. – P. 345-354 (1989).

23. Леонович, С.Н. Оптимизация состава самоуплотняющегося высококачественного бетона = Optimization of self-compacting high performance concrete composition / С. Н. Леонович, Д. А. Литвиновский // Автомобильные дороги и мосты. – Мн.: БелдорНИИ, 2010. – №2. – С. 164-168.

24. Carrette G.G., Painter K.E., Malyotra V.M., 1982 – «Sustained high temperature effect on concrete made with normal Portland cement, normal Portland cement and slag, or normal Portland cement and fly ash». Concrete International, July. – P. 41-51 (1982).

25. Crook D.N., Murray M.J., 1970 – «Regain of strength after firing of concrete». Magazine of Concrete Research, Vol. 22, Sep. – P. 149-154 (1970).

26. Dias W.P.S., Khoury G.A., Sullivan P.J.E., 1990 – «Mechanical properties of hardened cement paste exposed to temperatures up to 700°C». ACI Materials J., Vol. 87, №2. – P. 160-166 (1990).

27. Felicetti R., Gambarova P.G., 1998 – «Effects of high temperature on the residual compressive strength of high-strength siliceous concretes». ACI Materials J., Vol. 95, №4. – P. 395-406 (1998).

28. Futumura F., Abe T., Shinohara Y., 1995 – Futumura «Mechanical properties of high strength concrete at high temperatures». In Wittmann F.H., ed., Proceeding of the Fourth Weimar Workshop on High Performance Concrete: Material Properties and Design, Weimar, Germany. – P. 237-254 (1995).

29. Hannant, D.J., 1964 – «Effects of heat on concrete strength». Engineering, Vol. 197, № 21. – P. 302 (1964).

30. Harada T., Takeda J., Yamane S., 1972 – «Strength, electricity and thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures». ACI SP 34: Concrete for Nuclear Reactors, Detroit, USA. – P. 377-406 (1972).

31. Guo Z.H., Li W., 1991 – «Experimental research of fire resistance and mechanical properties of concrete». Report of Dept. of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing, China, Jan (1991).

32. Jiang L., 1992 – «Experimental research of strength and deformation of concrete with different temperature-stress history». Thesis of Master Degree, Tsinghua University, Beijing, China, Jun (1992).
33. Khan M.R., Royles R., 1986 – «Post heat exposure behavior of reinforced concrete beams». Magazine of Concrete Research, Vol. 38, № 135, June. – P. 59-66 (1986).
34. Kittl P., Alarcon H., 1992 – «Dosification of a cement-talc-chemotte refractory mortar subjected to thermal shock». Cement and Concrete Research, Vol. 22. – P. 736-742 (1992).
35. Lankard D.R., Birkimer D.L., Fondiest F.F., 1971 – «Effect of moisture content on the structural properties of Portland cement concrete exposed to temperatures up to 500 F». ACI SP 25: Temperature and Concrete, Detroit, USA. – P. 59-102 (1971).
36. Lea F.C., 1920 – «The effect of temperature on some of the properties of materials». Engineering, Aug. – P. 293-298 (1920).
37. Lea F.C., Stradling R.E., 1922 – «The resistance of fire of concrete and reinforced concrete». Engineering, Sep. – P. 341-344, 380-382 (1922).
38. Li G.H., Zheng S.E., Yang Y.K., 1993 – «Experimental research on the properties of gravel concrete after high temperature». Concrete Journal (China), № 3. – P. 16-17, 39 (1993).
39. Malhotra H.L., 1956 – «The effect of temperature on the compressive strength of concrete». Magazine of Concrete Research. Aug. – P. 85-94 (1956).
40. Mohamad J., Hamoush S.A., 1997 – «The fracture toughness of concrete». Engineering Fracture Mechanics, Vol. 53, №3. – P. 425-432 (1996).
41. Mohanmedbhai G.T.G., 1986 – «Effect of exposure time and rate of heating and cooling on residual strength of heated concrete». Magazine of Concrete Research, 38 (136), Sep. – P. 151-158 (1986).
42. Miller A.L., Faulker H.F., 1927 – «A comparison of the effect of high temperatures on concretes of high alumina and ordinary Portland cements». Bulletin 43, University of Washington Experimental Station, She. – P. 5-23 (1927).
43. Morley P.D., Royles R., 1983 – «Response of the bond in reinforced concrete to high temperatures». Magazine of Concrete Research, Vol. 35, №123. – P. 67-74 (1983).
44. Philleo R., 1958 – «Some physical properties of concrete at high temperatures». Journal of the American Concrete Institute, Apr. – P. 857-864 (1958).
45. Pilakoutas K., Hafeez S., Dritsos S., 1994 – «Residual bond strength of polymer adhesive anchored reinforcement subjected to high temperatures». Materials and Structures, Vol. 27. – P. 527-531 (1994).
46. Saad M., Abo E.E.S.A., Hanna G.B., et.al, 1996 - «Effect of temperature on physical and chemical properties of concrete containing silica fume». Cement and Concrete Research, Vol. 26, №5. – P. 669-675 (1996).
47. Saemann J.C., Washa G.W., 1957 – «Variation of mortar and concrete properties with temperature». Journal of the ACI, Vol. 54, Nov. – P. 385-396 (1957).
48. Thienel K.C., Rostasy F.S., 1995 – «Strength of concrete subjected to high temperature and biaxial stress: experiments and modeling». Materials and Structures, Vol. 28. – P. 575-581 (1995).

49. Zoldners N.G., 1960 – «Effect of high temperatures on concrete incorporating different aggregates». Proceedings of American Society for Testing and Materials, Vol. 60. – P. 1087-1108 (1995).

50. Zhang, B. Study on fatigue damage in concrete pavements. / B. Zhang, Z. Zhu // J Chin. Civ. Eng. 19 (4) (1986). – P. 54-60.

51. Yu, Y. Stability analysis of vertical cracks on upstream face of diamond head buttressed dam at Zhexi Hydropower Station. / Yu Y., Zhang Y. // in: F.H. Wittmann (Ed.), Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete, Elsevier, Amsterdam, The Netherlands, 1986. – P. 597-606.

52. Bache, H.H. Model for strength of brittle materials built up of particles jointed at points of contact / Bache, H.H. // J Am. Ceram. Soc. 53 (12) (1979). – P. 654-658.

53. Bazant, Z.P. Concrete at High Temperatures: Material Properties and Mathematical Models. / Bazant Z.P., Kaplan M.F. // Longman, England, 1996.

54. RILEM Committee 44-PHT, in: U. Schneider (Ed.). Behaviour of Concrete at High Temperatures / Department of Civil Engineering, Kassel University, Kassel, Germany, 1985.

55. Schneider, U. Concrete at high temperatures – a general review / Fire Saf. J. 13 (1988). – P. 55-68.

56. Phan, L.T. Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature. / Phan L.T., Carino N.J. // J. Mater. Civ. Eng., ASCE 10 (1) (1998). – P. 58-64.

57. Zhang, B. Residual fracture properties of normal and high strength concrete subjected to elevated temperatures / Zhang B., Bicanic N., Pearce C.J., Balabanic G. // Mag. Concr. Res. 52 (2) (2000). – P. 123-136.

58. Zhang, B. Assessment of concrete brittleness subjected to elevated temperatures: Part 1 / Zhang B., Bicanic N., Pearce C.J., Balabanic G. // General introduction, ACI Mater. J. 97 (5) (2000). – P. 550-555.

59. Zhang, B. Assessment of toughness of concrete subjected to elevated temperatures: Part 2 / Zhang B., Bicanic N., Pearce C.J., Balabanic G. // Experimental investigations, ACI Mater. J. 97 (5) (2000). – P. 556-566.

60. Zhang, B. Fracture energy of high performance concrete at temperatures up to 450°C / Zhang B., Bicanic N. // Proceedings of the 4th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, Cachan, France, 28 May-1 June 2001, A.A. Balkenia Publishers, Lisse, The Netherlands, 2001. – P. 461-468.

61. Леонович, С.Н. Трещиностойкость и долговечность бетонных и железобетонных элементов в терминах силовых и энергетических критериев механики разрушения. – Минск: «Тыздзень», 1999. – 266 с.

62. Леонович, С.Н. Прочность конструкционных бетонов при циклическом замораживании-оттаивании с позиции механики разрушения. – Брест: издательство БрГТУ, 2006. – 380 с.

63. Леонович, С.Н. Высокопрочный бетон при высоких температурах: характеристики вязкости разрушения / С.Н. Леонович, Ю.В. Зайцев, Д.А. Литвиновский // Вестник отделения строительных наук. Вып. 14: в 2 т. Т.1 // РААСН, Ивановский государственный архитектурно-строительный университет. – Иваново, 2010.

64. Пухаренко, Ю.В. Высокопрочный сталефибробетон / Ю.В. Пухаренко, В.Ю. Голубев // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – №9. – С. 40-41.

65. Пухаренко, Ю.В. О вязкости разрушения фибробетона / Ю.В. Пухаренко, В.Ю. Голубев // Вестник гражданских инженеров. – 2008. – №3 (16). – С. 80–83.
66. Schneider, U., Leonovich, S. and oth. / Recommendation of RILEM TC 200-НТС: mechanical concrete properties at high temperatures – modeling and applications/ Part 1: Stress-strain relation. Material and Structures, Volume 40, Issue 9, Nov., 2007. – P. 855-864.
67. Асирян, А.М. Некоторые особенности взаимодействия компонентов в высокопрочных бетонах // Известия ВУЗов. Строительство, 2002. – №6. – С. 37-40.
68. Бабаев, Ш.Т. Особенности технологии получения и исследования свойства высокопрочного бетона с добавками суперпластификатора: Автореф. Дисс. ... канд. техн. наук. – М., 1980. – 21 с.
69. Баженов, Ю.М. Бетоны XXI века / Ресурсо- и энергосберегающие технологии строительных материалов, изделий и конструкций: Материалы Международной конференции. – Белгород, 1995. – С. 3-5.
70. Баженов, Ю.М. Высококачественный тонкозернистый бетон. // Строительные материалы, 2000. – №2. – С. 24-25.
71. Баженов, Ю.М. Новому веку – новые эффективные бетоны и технологии // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века, 2001. – №1. – С. 12-13.
72. Баженов, Ю.М. и др. Высокопрочный бетон на основе пластификаторов.// Бетон и железобетон. – 1978. – №9. – С. 18-19.
73. Батраков, В.Г. Модифицированные бетоны. – М.: Стройиздат, 1998. – 768 с.
74. Батраков, В.Г. Модификаторы бетона – новые возможности // Материалы 1-ой Всероссийской конференции по бетону и железобетону. – М.: 2001. – С. 184-197.
75. Батраков, В.Г. Применение суперпластификаторов в бетоне / В.Г. Батраков, Ф.М. Иванов, Е.С. Силина, В.Р. Фаликман // Строительные материалы и изделия. Реф. инф. (ВНИИС), вып.2, сер.7. – М.: 1988. – 59 с.
76. Батраков, В.Г. Пластифицирующий эффект суперпластификатора С-3 в зависимости от состава цемента / В.Г. Батраков, Т.Е. Тюрина, В.Р. Фаликман // Бетон с эффективными модифицирующими добавками / НИИЖБ. – М.: 1985. – С. 8-14.
77. Батраков, В.Г. Модифицирование бетоны в практике современного строительства / В.Г. Батраков, С.С. Каприелов, А.В. Шейнфельд, Е.С. Силина // Промышленное и гражданское строительство, 2002. – №9. – С. 23-25.
78. Берг, О.Я. Высокопрочный бетон / О.Я. Берг, Е.Н. Щербаков, Г.Н. Писанко. – М.: Стройиздат, 1971. – 208 с.
79. Волков, Ю.С. Применение сверхпрочных бетонов в строительстве // Бетон и железобетон, 1994. – №7. – С. 27-31.
80. Горчаков, Г.И. Состав, структура и свойства цементных бетонов. – М.: Стройиздат, 1976. – 145 с.
81. Дворкин, О.Л. Эффективность химических добавок в бетонах // Бетон и железобетон, 2004. – №3. – С. 23-24.
82. Зинов, И.А. Высокопрочный бетон с добавкой микрокремнезема / И.А. Зинов, С.П. Горбунов // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура, 1990.– №4. – С. 55.
83. Калашников, В.И. О влиянии молекулярных фракций суперпластификатора С-3 на клинкерные минералы портландцемента / В.И. Калашников, А.А. Бо-

рисов и др. // Материалы XXVI научно-практич. конф. – Пенза: ПДНТП, 1992. – С. 10-12.

84. Комар, А.А. Тяжелый бетон высокой прочности в раннем возрасте / К научно-практич. совещ. «Рост производительности труда решающее условие эффективности строительного производства»: Тез. Докл. Южно-Сахалинск, 1981. – С. 23-27.

85. Комар, А.А. Высокопрочные бетоны с комплексными добавками: Автореф. Дисс. канд. техн. наук. – М., 1981. – 21 с.

86. Комар, А.А. Комплексные добавки для высокопрочного бетона / А.А. Комар, Ш.Т. Бабаев // Бетон и железобетон, 1981. – №9. – С. 16-17.

87. Комохов, П.Г. О бетоне XXI века. – М.: Вестник РААСН. – №5. – 2001. – С. 9-12.

88. Лесовик, В.С. Концепция и методология оценки сырья стройиндустрии // Проблемы строительного материаловедения и новые технологии / Сб. докл. Междунар. конф. Белгород: БелГГАСМ, 1997. – Ч.5. – С. 24-29.

89. Лесовик, В.С. Стабилизация свойств строительных материалов на основе техногенного сырья./ Е.И. Евушенко // Известия ВУЗов, 2002. – №12. – С. 40-44.

90. Несветаев, Г.В. Оценка эффективности суперпластификаторов применительно к отечественным цементам./ Г.В. Несветаев, А.В. Налимова // Бетон и железобетон в третьем тысячелетии: Матер. II Междунар. Науч. Коф. – Ростов-на-Дону, 2002.

91. Несветаев, Г.В. Оценка эффективности суперпластификаторов для высокопрочных и высококачественных бетонов./ Г.В. Несветаев, А.В. Налимова, Г.В. Чмель // Известия ВУЗов. Строительство, 2003. – №9. – С. 38-41.

92. Ратинов, В.Б. Добавки в бетон. / В.Б. Ратинов, Г.И. Розенберг. – М.: Стройиздат, 1989. – 207 с.

93. Современные добавки для бетонов и краски с необычными свойствами. – Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века, 2003. – №4. – С. 11.

94. Фаликман, В.Р. Бетоны высоких технологий / Промышленное и гражданское строительство, 2002. – №9. – С. 20-22.

95. Фаликман, В.О. Новое поколение суперпластификаторов./ В.О. Фаликман, А.Я. Вайнер, Н.Ф. Башлыков // Бетон и железобетон, 2000. – №5. – С. 5-7.

96. Эккель, С.В. Высокопрочный бетон с комплексными химическими добавками для покрытий автомобильных дорог и аэродромов. Автореф. дис., канд. техн. наук. Союздорнии. – М., 1987. – С. 22.

97. Uchikawa, H. Influence of superplasticizer on hydration of fly ash cement / H. Uchikawa, S. Uchida, K. Ogawa // Silicat. Ind. – 1983. – №4. – P. 99.

98. Brameschuber, W., Schubert, P. Neue Entwicklungen bei Beton und Mauerwerk // Oster. Ingenieur-und Architekten-Zeitschrift. – P. 199-220.

99. Grube, P., Lemmer, C., Ruhl, M. Vom Gusbeton zum Selbstverdichtenden // Beton. – P. 243-249.

100. Schmidt, M. Möglichkeiten und crenzen von Hoch- und Ulrta – Hochfestem-Beton / M. Schmidt, R. Bomeman // Proc. 124IBAUSJL. – 200. Bd.1. – P. 1083-1091.

101. Kleingelhofer, P. Noue Betouverflissiger auf Basis Polycarboxylat / Proc. 13, IBAUSIL. Weimar, 1997. – Bd. 1. –P. 491-495.

102. Гельмиза, В.И. Оценка взрывообразного разрушения бетона. – В кн.: Огнестойкость строительных конструкций. Вып.8. – ВНИИПО МВД СССР, 1980. – С. 84-89.

103. Александровский, С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия. – М.: Стройиздат, 1966.

104. Аршинов, И.А. Кубиковая и призмная прочность тяжелых гидратных бетонов при температуре 100-300°C. В сб.: Технология и свойства тяжелых бетонов. Госстройиздат, 1962.

105. Жуков, В.В. и др. Взрывообразное разрушение бетона. – В кн.: Огнестойкость строительных конструкций. Вып. 4. – М.: ВНИИПО МВД СССР, 1976. – С. 42-54.

106. Жуков, В.В. Моделирование процесса разрушения влажного бетона при нестационарном нагреве // Бетон и железобетон. – 1981. – №9. – С. 36-37.

107. Жуков, В.В. Основы стойкости бетона при действии повышенных и высоких температур. – Дисс. д-ра техн. наук. – М., 1981. – 437 с.

108. Жуков, В.В. Термостойкость железобетонных конструкций / В.В. Жуков, Э.Ф. Панюков. – К.: Будивельник, 1991. – 224 с.: ил.

109. Ильин, Н.А. Огнестойкость железобетонных и каменных конструкций. Лекции для студентов специальности ПГС и СХС, Куйбышев, 1974.

110. Ильин, Н.А. Последствия огневого воздействия на железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1979. – №8. – С. 40-42.

111. Каприелов, С.С. Уникальные бетоны и технологии в практике современного строительства в России. В сб.: Проблемы современного бетона и железобетона / С.С. Каприелов, А.В. Шейнфельд, Г.С. Кардумян, Ю.А. Кисилева, О.В. Пригоженко // Минск, НП ООО «Скорпион», 2007 ч.2. – С. 105-121.

112. Куренков, А.Ф. Экспериментальная проверка метода расчета температурных усилий в створе железобетонных дымовых труб. В сб.: Исследования по жароупорному бетону и железобетону. – Госстройиздат, 1954.

113. Лермит, Р. Проблемы технологии бетона. – Госстройиздат, 1959.

114. Лыков, А.В. Тепло- и массообмен в процессах сушки. – Госэнергоиздат, 1956.

115. Милованов, А.Ф. Расчет жаростойких железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1975. – С. 230с.

116. Милованов, А.Ф. Расчет железобетонных конструкций на воздействие температуры / А.Ф. Милованов, Х.У. Камбаров. – Ташкент, Укитувчи, 1994. – 360 с.

117. Милованов, А.Ф. Расчет изгибаемых железобетонных элементов на поперечную силу в условиях воздействия высоких температур / А.Ф. Милованов, В.М. Прядко / Изд-во лит-ры по ст-ву. – М., 1965. – 136 с.

118. Милованов, А.Ф. Влияние повышенных температур на прочность и модуль упругости тяжелого бетона / А.Ф. Милованов, Н.И. Тупов. – Промышленность сборного железобетона, ТИ 1965, №9.

119. Михайлов, В.В. Предварительно напряженный железобетон. – Госстройиздат, 1963.

120. Мощанский, Н.А. Об изменении прочности бетона при его водонасыщении. – Гидротехническое строительство, 1965, №10.

121. Некрасов, К.Д. Жароупорный бетон. – Стройиздат, 1957.

122. Некрасов, К.Д. Тяжелый бетон в условиях повышенных температур / К.Д. Некрасов, В.В. Жуков, В.Ф. Гуляева. – М.: Стройиздат, 1972. – 128 с.

123. Несветаев, Г.В. К вопросу о свойствах бетона при действии высоких температур / Г.В. Несветаев, А.С. Пушенко // *Материалы международной научно-практической конференции «Строительство-2005»*, РГСУ, Ростов-на-Дону, 2005. – С. 34-35.

124. Несветаев, Г.В. Поведение конструкций из высокопрочного бетона в условиях пожара / Г.В. Несветаев, А.С. Пушенко // *Железобетон, строительные материалы и технологии в третьем тысячелетии*. Вып. 4, РГСУ, Ростов-на-Дону, 2005. – С.58-62.

125. Путанс, А.В. Усадка бетона при циклическом нагревании и охлаждении. В сб.: *Исследования по бетону и железобетону*. – Изд. ВН Латв. ССр, Рига, 1963.

126. Пушенко, А.С. Некоторые аспекты испытаний бетонов на огнестойкость / Сборник трудов международной конференции «Производство-Технология-Экология» (ПРОТЕК 2004), 15-17 сентября 2004, Т.3. – С. 777-780.

127. Пушенко, А.С. Влияние высоких температур при пожаре на свойства высокопрочного бетона / А.С. Пушенко, Д.В. Зуб, М.И. Лойленко // *Материалы международной научно-практической конференции «Строительство-2007»* ИСТИМ, РГСУ, Ростов-на-Дону, 2007. – С. 138-140.

128. Ройтман, В.М. Оценка огнестойкости конструкций с учетом взрывообразного разрушения / *Огнестойкость строительных конструкций*. – Вып.4. – М.: ВНИИПО МВД СССР, 1976. – С. 58-70.

129. Черепанов, Г.П. Механика хрупкого разрушения / Г.П. Черепанов, Л.В. Ершов. – М.: Наука, 1977. – 987 с.

130. Abrams, M.S.: *Compressive Strength of Concrete at Temperatures to 1600°F*, American Concrete Institute (ACI) SP 25, Temperature and Concrete, Detroit, Michigan, 1971.

131. Davis, R.E., Davis, H.E. *Flow of Concrete under the Action of Sustained Loads*, of the Amer. Concr. Inst., vol. 2, №7, 1931.

132. England, G.L., Ross, A.D. *Shrinkage, Moisture and Pore pressure in heated Concrete*. ACI. International Seminar on Concrete for Nuclear Reactors, 1970.

133. Gehler, W. *Hypothesen und Grunglagen fuer Schwinden und Kriechen des Betons*, Verlag Technik, Berlin, 1952.

134. Hannant, D.J. *Effects of heat on concrete strength*. “Engineering”, v.197, №5105, 1964.

135. Hertz, K.D. *Betonkonstruktioners brandtekniske egenskaber (Fire properties of concrete constructions) Part I of PhD Thesis*. Report No. 140. Institute of Building Design, now: Department of Civil Engineering, Technical University of Danmark, Lyngby, 1985.

136. Hertz, K.D. *Danish investigations on silica fume concretes at elevated temperatures*. ACI Materials Journal, 1992, 89, № 8. – P. 345-347.

137. Hertz, K.D. *Reinforcement data for fire safety design*. Magazine of Concrete Research, 2004, 56, №8. – P. 453-459.

138. Kalousek, G.L. *Fundamental Factors in the Drying Shrinkage of Concrete Block*. Journal of the American Concrete Institute, Proc. vol. 26, vol. 51, №3, 1954.

139. Kordina, K. Brandschutzforschung im Betonbau – Ergebnisse aus den Letzten Jahren. Vortraege der DBV-Arbeitstagung “Forschung” 7. November 1996 in Wiesbaden, Braunschweig, 1996.
140. Kordina, K., Meyer-Ottens, C., Richter, E. Beton Brandschutz Handbuch, 2. Auflage, Verlag Bautechnik, IBMB TU Braunschweig, Braunschweig.
141. Lehman, H., Malzig, G. Uber die Heissdrueckfestigkeit von Beton. Tonindustrie-Zeitung, №17, 1960.
142. Malhotra, H.L. The effect of temperature on the Compressive Strength of Concrete. Magazine of Concrete Research, London, №23 (8), 1956. – P. 85-94.
143. Paliga, K., Schaab, A.: Vermeidung zerstoerender Betonabplatzungen bei Tunnelbrendenden Bauingenieur, Organzeitschrift der VDI-Gesellschaft Bautechniks Special: Branzschutz, Pilkington, Band 77, Juli/August, 2002. – P. 353-360.
144. Roers, M., Mullen, H., Plueschke, C. Vergleichende Untersuchungen an hitzebestandigen Betonen auf Portlandcementbasos mit verschiedene.
145. Saemann, I.C., Wacha, G.W. Variaion of Mortar and Concrete Properties with temperature / Journal of the American Concrete Institute. №5, vol. 29, 1957.
146. Schneider, U., Diederichs, U., Ehm, C., Hinrichsmeyer, K.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Beitrag D3 im Arbeitsbericht 1981-1983 des Sonderforschungsbereichs 148 “Branderhalten von Bauteilen” der Technische Universitet Braunschweig, 1983.
147. Schneider, U., Diederichs, U., Horvath, J. Verhalten von Ultrahochfesten Betonen unter Brandbeanspruchung, - Beton und Stahbetonbau, Jahresinhaltverzeichnis 98, Jahrgang 2003, Heft 1 bis 12 (Januar bis December).
148. Stradling, R., Brady, F. Fire Resistance Construction. Building Research Special Report, №8, 1927.
149. Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im Baupraktischen einbauzustand. IBMB Technische Universitet Braunschweig, Heft 63, 1985.
150. Diederichs, U.; Ehm, C.; Thienel, K.-C.: Zum mehrachigen Festigkeitsund Verformungsverhalten von Beton bei hoher Temperatur. Forschungsarbiten 1984-1989, Heft 87. Braunschweig: 1994.
151. Милованов, А.Ф. Расчет жаростойких железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1975. – С. 230с.
152. Paliga, K. Entstehung und Vermeidung von Betonabplatzungen bei extremer Brandeinwirkung. Dissertation, Technische Universitaet Braunschweig, 2004.
153. Аршинов, И.А. Кубиковая и призмная прочность тяжелых гидратных бетонов при температуре 100-300°C. В сб.: Технология и свойства тяжелых бетонов. – Госстройиздат, 1962.
154. Мошанский, Н.А. Об изменении прочности бетона при его водонасыщении. – Гидротехническое строительство, 1965, №10.
155. Милованов, А.Ф., Тупов, Н.И. Влияние температуры на прочность и деформации бетона под нагрузкой. В сб.: Материалы секции VI конференции по бетону и железобетону, подготовленные НИИ бетона и железобетона. – Стройиздат, 1956.
156. Bazant, Z.P., Kaplan, M.F. Concrete at High Temperature: Material Properties and Mathematical Models, Longman Group Limited, 1996, London. – P. 1-20.

157. Anderberg Y & Thelandersson S. Stress and Deformation Characteristics of Concrete, 2-experimental Investigation and Material Behavior Model, Bulletin 54, University of Lund, Sweden, 1976.

158. Chang Y.F., Chen Y.H., Sheu M.S. and Yao G.C. Residual Stress-strain Relationship for Concrete after Exposure to High Temperatures, Cement and Concrete research, v.36, No.10, 2006. – P. 1999-2006.

159. Cheng Fu-Ping, Kodur V.K.R., Wang Tien-Chin. Stress-strain Curves for High Strength Concrete at Elevated Temperatures, Journal of Materials in Civil Engineering, V.16, No.1, 2004. – P. 84-90.

160. Khoury G.A. Effect of Fire on Concrete and Concrete Structures, Progress in Structural Engineering and Materials, V.2, No.4, 2000, 4. – P. 429-447.

161. U.: Concrete at high temperature – A general review, Fire Safety Journal, The Netherlands, 1988. – P. 55-68.

162. Harmathy T.Z. Thermal Properties of Concrete at Elevated Temperatures, Journal of Materials, 1970, V.5, No.1. – P. 47-74.

163. Harada T., Takeda J., Yamane S. and Furumura F. Strength, elasticity and thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures, In: ACI Special Publication, Concrete for Nuclear Reactors, Detroit SP 34, ACI (1972). – P. 377-406.

164. Marshall A.L. The Thermal Properties of Concrete, Building Science, V.7, 1972. – P. 167-174.

165. Hertz K.D. Concrete Strength for Fire Safety Design, Magazine of Concrete Research, V.57, No.8, 2005. – P. 445-453.

166. Youssef M.A., Mofteh M. General Stress-Strain Relationship for Concrete at Elevated Temperatures, Engineering Structures, V.29, 2007. – P. 2618-2634.

167. Shi X.D., Tan T.H. and Guo Z.H. Concrete Constitutive Relationships of Concrete Subjected to Different Stress-Temperature Paths, Journal of Structural Engineering, ASCE, V.127, No.12, 2002. – P. 1511-1518.

168. Freskakis G.N. Behavior of Reinforced Concrete at Elevated Temperature, Paper 3-4, Source: ASCE Conf. on Civ. Eng. and Nuclear Power 1, 1970. – P. 3-5-1 to 3-5-21.

169. Khoury G.A. Performance of Heated Concrete-Mechanical Properties. Contract NUC/56/3604A with Nuclear Installations Inspectorate, Imperial College, London, August 1996.

170. Malhotra H.L. Design of Fire-resisting Structures, London: Surrey University Press, 1982.

171. ТКП 45-2.02-110-2008 Строительные конструкции. Порядок расчета пределов огнестойкости. Приложение к «Оценка возможности хрупкого разрушения железобетонных и бетонных конструкций при пожаре».

172. Lie T.T. (Eds.) (1992) Structural Fire Protection. (Technical Report No.78). New York: American Society of Civil Engineers.

173. Бутт, Ю.М. Технология вяжущих веществ / Ю.М. Бутт, С.Д. Окороков, М.М. Сычев, В.В. Тимашев. – Высшая школа, 1965.

174. Леонович, С.Н. Определение энергетических и силовых параметров бетона по полностью равновесным диаграммам деформирования: Учебно-методическое пособие для студ. строительных спец. – Мн., 2005, БНТУ. – С. 64.

ГЛАВА 2. ПРОЧНОСТЬ И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ КОНСТРУКЦИОННЫХ БЕТОНОВ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ ЗАМОРАЖИВАНИИ–ОТТАИВАНИИ С ПОЗИЦИИ МЕХАНИКИ РАЗРУШЕНИЯ

ПЕРЕЧЕНЬ УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ

$f_{cm, cube}, f_{cm}, f_{ct, fl}$	– соответственно кубиковая прочность на сжатие, призмная прочность на сжатие и прочность бетона на растяжение при изгибе
E_{cm}	– модуль упругости бетона
K_I, K_{II}, K_{III}	– коэффициенты интенсивности напряжений соответственно при нормальном отрыве, поперечном сдвиге и продольном сдвиге
$K_{Ic}, K_{IIc}, K_{IIIc}$	– критические значения K_I, K_{II}, K_{III}
f_{crc}^o, f_{crc}^v (R_{crc}^o, R_{crc}^v)	– характеристические соответственно нижний и верхний уровни напряжений микротрещинообразования (по О.Я. Бергу)
σ	– нормальное напряжение
$\varepsilon = \Delta l / l_0$	– относительное удлинение
σ_c	– теоретическая прочность материала в исходном ненагруженном состоянии
G	– поток энергии, движущий трещину, отнесённый к единице площади трещины
γ	– эффективная плотность поверхностной энергии
l	– длина трещины
δA_F	– работа внешних сил
δQ	– общий внешний приток тепла
ν	– коэффициент Пуассона
r_{pl}	– радиус пластической зоны в вершине трещины
δ_{cr}	– критическое раскрытие трещины (критерий Леонова–Панасюка–Дагдейла)
J	– джей–интеграл (интеграл Черепанова–Райса)
K_I^{\max}, K_I^{\min}	– соответственно наибольшее и наименьшее значения коэффициента интенсивности напряжений в цикле
$R(t, \tau)$	– ядро ползучести
W_y	– критическое значение энергии неупругого гистерезиса
$R(\tau_I), R(t, \tau)$	– прочность бетона при кратковременном и длительном нагружении соответственно

$C(t, \tau)$	– мера ползучести бетона
P	– нагрузка, разрушающая образец
B	– толщина образца
d	– высота либо ширина образца
a	– глубина надреза
$Y(l, b)$	– К-тарировка
W_c	– энергозатраты на квазистатическое деформирование вплоть до деления образца на части
W_i	– энергозатраты, необходимые на инициирование квазистатического разрушения
W_F	– энергозатраты на квазистатическое разрушение
W_m	– энергозатраты на микротрещинообразование
W_e	– энергозатраты на упругое деформирование
G_i, \tilde{G}_F	– соответственно удельные энергозатраты на инициирование квазистатического разрушения и само разрушение
λ	– относительная длина начального надреза
l_{cr}	– критическая длина трещины
Δv	– дифференциальный коэффициент поперечной деформации
dT/dP	– изменение температуры преобразования под действием давления
R_h	– радиус цилиндрической поры
$G_{E,w}$	– свободная энтальпия образования зародышей кристалла «лед–вода»
D^*	– эффективный коэффициент диффузии
$\bar{\lambda}$	– показатель среднего размера пор
μ_s	– коэффициент продольного армирования
$\mu_{s, cir}$	– коэффициент поперечного спирального армирования
ε_n	– полная линейная деформация железобетонного элемента
α_{bt}	– коэффициент температурного расширения бетона
α_{st}	– коэффициент температурного расширения арматуры
β_{si}	– коэффициент, учитывающий изменение модуля упругости арматуры при действии температуры
$\Delta \varepsilon_{sti, n}$	– составляющая деформаций арматуры, обусловленная деформациями бетона в полосе между трещинами
$N_s, M_s, \varepsilon_{os}, H_s$	– соответственно погонные продольная сила и изги-

	бающий момент, линейная деформация и изменение кривизны срединной поверхности в меридианальном направлении
$N_0, M_0, \varepsilon_{o\theta}, H_0$	– аналогичные величины в кольцевом направлении
G_{If}, G_{IIf}	– соответственно удельные эффективные энергозатраты на статическое разрушение бетона по механизму нормального отрыва и поперечного сдвига
G_{Ii}^{st}	– удельные энергозатраты на статическое разрушение до момента начала движения магистральной трещины в арматурной стали
W_{red}	– приведенный момент сопротивления
l_{bg}	– единичная длина трещины
Q_d	– объемная деформация дилатации
$\varepsilon_{cx}, \varepsilon_{cy}$	– деформации ползучести бетона вдоль осей «X» и «Y»
t_{SL}	– проектируемый срок службы (годы)
P_o	– контрольное значение вероятности разрушения

2.1. Структурные аспекты прочности, трещиностойкости и долговечности бетона

На протяжении длительного времени остается актуальным вопрос обеспечения прочности и трещиностойкости железобетонных конструкций в условиях естественного или технологического воздействия отрицательных температур. Выдвинут ряд гипотез, объясняющих физические закономерности морозной деструкции, накоплен большой экспериментальный материал, позволяющий ввести нормативные требования по проектированию железобетонных конструкций, которые эксплуатируются в условиях низкотемпературных воздействий.

Однако данные многочисленных исследований конструкций зданий и сооружений, технологических эстакад, мостовых конструкций, которые эксплуатируются в районах с суровыми климатическими условиями, показывают, что значительная часть из них имеет внешние дефекты, повреждения, изменения показателей свойств материала, что является косвенным свидетельством снижения их эксплуатационных качеств.

Это означает, что с одной стороны, явно недостаточно существующей системы расчётных, конструктивных и организационно-технологических мер по предотвращению морозной деструкции железобетонных конструкций, а с другой – практически невозможно учесть расчетным путем влияние всех факторов её определяющих. Дальнейшее накопление экспериментальных данных о поведении конструкций в условиях циклического замораживания–оттаивания и разработка на их основе моделей, позволяющих наиболее адекватно оценить морозную деструкцию железобетона, является весьма актуальной задачей.

Коллективом научных работников под руководством Ю.В. Зайцева были проведены исследования, позволившие создать математический аппарат, моделирующий процесс трещинообразования и разрушения композиционных материалов с различными исходными структурами. Этот подход позволяет расчетным путем определять как деформативные, так и прочностные характеристики бетона в тесной связи с его макроструктурой.

Е.А. Гузевым, К.А. Пирадовым, С.Н. Леоновичем проведены экспериментальные и теоретические исследования влияния макро-

структуры бетона на его морозостойкость, а также предложены методики на основе механики разрушения бетона для расчета железобетонных элементов при циклическом замораживании–оттаивании.

В настоящем исследовании экспериментально подтверждается возможность и целесообразность оценки последствий температурно-влажностных воздействий для различных бетонных элементов с использованием основных параметров механики разрушения. При этом, исходя из практической необходимости, применены ускоренные режимы внешних воздействий.

Целью работы являлось определение закономерностей изменения прочности, деформативности, трещиностойкости обычного, модифицированного, напрягающего, высокопрочного и центрифугированного бетона, подвергаемого циклическому замораживанию и оттаиванию, и разработка на их основе методик экспериментальной оценки морозостойкости эксплуатируемых конструкций и предложений по методике их расчета.

Объект исследования – бетон железобетонных конструкций, подвергаемых силовым, температурным и влажностным воздействиям. Предметом исследования являются процессы разрушения бетона микро- и макротрещинами при напряженно-деформированном состоянии, возникшем в результате циклического замораживания–оттаивания.

Была принята и экспериментально подтверждена гипотеза о взаимосвязи стойкости бетона при циклическом замораживании–оттаивании и коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге параметров, характеризующих структуру материала.

Закономерности сопротивления образованию и развитию трещин исследуются методами механики разрушения. В качестве методов экспериментального исследования трещиностойкости бетона приняты испытания по равновесной и неравновесной схеме.

Научная новизна работы наряду с уже опубликованными данными [289] заключается в следующем:

– впервые получены результаты экспериментальных и теоретических исследований коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве K_{Ic} и поперечном сдвиге K_{IIc} напрягающего бетона при циклическом замораживании – оттаивании;

– впервые получены экспериментальные данные по накоплению остаточных деформаций деструктивного расширения для напрягающего бетона при циклическом замораживании–оттаивании;

– на основе результатов экспериментальных исследований предложены критериальные значения коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве K_{Ic} и поперечном сдвиге K_{IIc} для оценки морозостойкости бетона;

– на основе полученных закономерностей (уменьшение сечения, прочность, деформативность и трещиностойкость бетона) предложены методы расчета сечений нормальных к продольной оси сжатых и изгибаемых железобетонных элементов при циклическом замораживании–оттаивании.

Полученные результаты позволили разработать методику прогноза стойкости бетона эксплуатируемых конструкций при воздействии циклических отрицательных температур, с использованием коэффициентов интенсивности напряжений, определенных на основе метода отрыва со скалыванием.

Проанализированы авторские результаты экспериментальных исследований различных видов армирования на морозостойкость железобетонных конструкций.

Представлена оценка напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций в условиях ЦЗО с учетом неоднородности прочностных, деформативных и теплофизических свойств бетона, а также проанализирован вероятностный метод расчета долговечности железобетонных конструкций при морозном воздействии.

Предпринята попытка впервые количественно оценить методами механики разрушения интенсивность деструктивного механизма в соответствии с классическими гипотезами: о гидростатическом давлении воды, об общем кристаллизационном давлении, о давлении дополнительного кристалло- льдообразования, о гидравлическом давлении.

Изложены современные представления о механизмах морозного разрушения на макроскопическом и на микроскопическом уровнях и современные методы испытаний.

Представленный материал базируется на фундаментальных подходах научной школы д.т.н., профессоров Гузеева Е.А. и Пирадо-

ва К.А. Предполагается, что «в XXI веке основной нормируемой характеристикой бетона будет энергия, затрачиваемая на разрушение его структуры, и ее рабочий параметр – критический коэффициент интенсивности напряжений».

Отличительной чертой данной монографии является системное рассмотрение основополагающего свойства конструкционных бетонов (обычного, высокопрочного, модифицированного, напрягающего, центрифугированного) – морозостойкости в логической последовательности: капиллярно-поровая структура

бетона, образцы бетона, железобетонная конструкция в соответствии с фундаментальной предпосылкой д.т.н., профессора Иванова Ф.М. Это удалось реализовать только благодаря единому методическому подходу – механике разрушения (теории трещин), при этом на всем пути исследования от микроструктуры композита (бетона) до расчета конгломерата (железобетона) при комплексном силовом и циклическом температурно-влажностном воздействии пользоваться единой терминологией, едиными дефинициями: энергетическими и силовыми параметрами с ясным физическим смыслом, успешно применяемыми в смежных областях науки и техники. Параллельно на всех уровнях сложности структуры бетона и железобетона анализировались наиболее эффективные методы экспериментальной оценки свойств материала и конструкции. К разряду успешных находок можно отнести изложенный в монографии метод экспериментальной оценки остаточной морозостойкости бетона эксплуатируемых железобетонных конструкций по коэффициенту интенсивности напряжений, определенному способом отрыва со скалыванием.

Прочность и деформации при кратковременном нагружении. Структура бетона грубо неоднородна, поскольку крупный заполнитель и растворная часть бетона различаются как по прочности, так и по упругим и реологическим характеристикам. Так, прочность зерен щебня тяжелых бетонов составляет 100...300 МПа, прочность негидратированных зерен цементного клинкера примерно 300 МПа, прочность кристаллических сростков цементного камня составляет до нескольких сотен МПа. К «врожденной» неоднородности бетона добавляются усадочные микротрещины в растворной части, а также между цементным камнем и крупным заполнителем. Структура бе-

тона изобилует дефектами, определяющими в значительной мере его поведение под влиянием нагрузок. Ввиду того, что бетон представляет собой неоднородное тело, внешняя нагрузка создает в бетонном элементе сложное напряженное состояние. В подвергнутом сжатию бетонном элементе усилия концентрируются на более прочных частицах, обладающих более высоким модулем упругости, что приводит к возникновению контактных усилий в плоскости контакта крупного заполнителя и цементного камня, стремящихся нарушить связь между ними [16].

Одновременно в местах ослабления порами, микротрещинами наблюдается концентрация сжимающих и растягивающих напряжений. Поскольку бетон содержит большое количество пор, пустот и микротрещин, растягивающие напряжения у одного дефекта накладываются на соседние. В результате в бетонном образце, подвергнутом осевому сжатию, возникают как продольные сжимающие, так и поперечные растягивающие напряжения. В связи с тем, что сопротивление бетона на растяжение на порядок ниже сопротивления сжатию, вторичные растягивающие напряжения, возникающие при осевом сжатии бетона, достигают предела прочности в отдельных местах и приводят к образованию локальных микротрещин, параллельных направлению действия внешней нагрузки [16, 56]. Первоначально микротрещины развиваются по границам между крупным заполнителем и цементным камнем, либо по цементному камню. С увеличением уровня нагрузки микротрещины развиваются и объединяются в макротрещины, пролегающие как по границам цементного камня и крупного заполнителя, так и через цементный камень и крупный заполнитель, и после достижения критических размеров приводят к разрушению бетона [16, 56].

Из вышеизложенного следует, что процесс разрушения бетона при нагружении носит неоднородный характер, обусловленный сущностью структуры бетонной массы, состоящий из компонентов с различными физико-механическими свойствами. Постепенное деформирование и разрушение можно охарактеризовать как процесс образования и развития микротрещин. Развитие микротрещин, их преобразование в макротрещины и последующая фрагментация материала на отдельные части при разрушении зависят от многих факторов, как, например: количество и тип заполнителя, вид зерен, ус-

ловия твердения, водоцементное отношение, размеры образцов, возраст, режим нагружения и др.

В общем случае процесс разрушения можно считать непрерывным; в нем ни характерные уровни напряжений R_{crc}^o и R_{crc}^v , ни предел прочности не являются проявлением внезапных изменений свойств материала. Предел прочности можно считать составной частью непрерывного процесса разрушения.

Таким образом, разрушение при сжатии носит кинетический характер. С точки зрения микромеханики разрушения в этом процессе можно условно выделить три стадии, наступающие последовательно по мере роста сжимающей нагрузки или количества циклов нагружения. Первоначально происходит равновесное развитие единичных, не взаимодействующих между собой микротрещин, зародившихся на дефектах материала при первом нагружении. Дальнейшее накопление повреждений связано с развитием системы взаимодействующих трещин, при котором усиливающиеся парные или множественные взаимодействия соседних микротрещин приводят к качественному изменению характера их развития – от равновесного к нестабильному. Наиболее вероятное направление этих микротрещин совпадает с направлением действующего внешнего усилия.

В таком неоднородном теле, как бетон, объективные прочности отдельных локальных участков образцов характеризуются определенной кривой распределения, ветви которой распространяются в обе стороны от среднего значения. При приложении к образцу внешней нагрузки кривая распределения фактических величин напряжений начинает смещаться в сторону минимальных величин f_{ct} .

На отдельных малых участках преодолевается предел прочности бетона на отрыв, и в образце образуются микротрещины, которые развиваются с увеличением количества циклов нагружения или уровня нагрузки. При достижении границы R_{crc}^v сопротивление отрыву в поперечном направлении преодолевается лишь в локальных участках образования микротрещин. Поэтому первоначальные микроразрушения не приводят к заметному изменению прочности. Дальнейшее развитие микротрещин сопровождается кажущимся увеличением объема тела. Слияние микротрещин приводит к обра-

зованию видимых макротрещин и, в дальнейшем, к разрушению. Условие прочности определяется некоторой суммарной критической длиной макротрещин.

К настоящему времени накоплен достаточно большой экспериментальный материал, позволяющий описать общий характер деформирования бетона при кратковременном статическом сжатии, который может быть представлен в виде зависимости σ – ε . Форму диаграммы деформирования связывают как с первоначальной структурой бетона, зависящей от вида и соотношения его компонентов, так и с изменениями, происходящими в структуре бетона при его нагружении.

В экспериментальных работах [20] было установлено, что при сжатии образуются три типа трещин: на поверхности контакта цементно-песчаной матрицы и зерен крупного заполнителя, проходящие через матрицу и проходящие через зерна крупного заполнителя. При этом в определенных условиях контактные трещины образуются в еще ненагруженном бетоне [20], однако их число и размеры не велики.

При начальных стадиях нагружении картина трещин мало меняется. В этом диапазоне напряжений диаграмма деформирования практически линейна. Акустические методы исследования показывают, что происходит ликвидация локальных напряжений и уплотнение материала. Конец этого участка назван О.Я. Бергом первой параметрической точкой, или границей микротрещинообразования R_{crc}^o . Многие исследователи связывают это напряжение также с границей линейной ползучести, когда деформации ползучести линейно зависят от внешних напряжений.

При дальнейшем росте напряжений начинается более интенсивный рост деформаций, трещины увеличиваются в размере. Диаграмма деформирования перестает быть линейной, однако объем материала не увеличивается.

Конец этого участка был назван О.Я. Бергом второй параметрической точкой или верхней границей микротрещинообразования R_{crc}^v . При более высоких уровнях нагружении начинается интенсивное развитие трещин в матрице с образованием непрерывных трещин, которые с ростом напряжений вызывают разрушение во всей структуре бетона. Непосредственное измерение размеров и

числа трещин на разных уровнях напряжения при осевом сжатии для обычного бетона показало, что для всех уровней общая длина контактных трещин больше, чем трещин в матрице.

Обобщая имеющуюся информацию, можно сказать, что большинство исследователей сходится в том, что форма диаграммы деформирования (на ее восходящем участке) при кратковременном сжатии не зависит или мало зависит от В/Ц, и связана с количеством заполнителей. При этом для бетона существенно только количество крупного заполнителя, а количество песка в матрице не оказывает существенного влияния. Диаграмма сжатия цементного камня может быть линейной, так и нелинейной, а для раствора и бетона – она всегда нелинейная. Степень нелинейности увеличивается с ростом количества заполнителя.

Интересные экспериментальные исследования влияния нескольких факторов на трещиностойкость бетонов выполнены С.Н. Леоновичем и А.Я. Лихачевским [89,90,94,95,97,98,99,102, 108], где варьировались: расход и марка цемента, В/Ц, вид и состояние поверхности крупного заполнителя и его количество. Величины K_{Ic} и G_{Ic} определялись по равновесной методике. При этом получались диаграммы деформирования с ниспадающими участками в координатах "нагрузка–прогиб". Площадь, ограниченная диаграммой, и есть энергия разрушения, поэтому по очертанию диаграмм можно судить о трещиностойкости бетона (рис. 2.1-2.4).

Интересны трехмерные диаграммы зависимости параметров трещиностойкости от двух факторов (рис. 2.5, 2.6 для тяжелых и рис. 2.7 для легких бетонов). Величина энергии разрушения изменяется по-разному в зависимости от вида заполнителя. Однако для аглопорита как и для тяжелого заполнителя существует некий экстремум его объемного содержания, после которого значения K_{Ic} начинают уменьшаться. Эта тенденция наблюдается практически независимо от прочности растворной части R_{mp} .

В [196] сделана попытка обобщения многочисленных опубликованных экспериментальных данных. Несмотря на большой разброс в них, отмечается: с увеличением В/Ц K_{Ic} уменьшается; с увеличением сроков твердения образцов до 14-21 дня K_{Ic} увеличивается, дальнейшее увеличение сроков твердения незначительно влияет на величину K_{Ic} ; энергия разрушения водонасыщенных образцов несколько ниже, чем образцов равновесной с окружающей средой

влажности в условиях лаборатории; K_{Ic} и G_{Ic} , цементно-песчаных растворов и бетонов выше, чем цементного камня, и их значения растут с увеличением крупности, количества и прочности заполнителя.

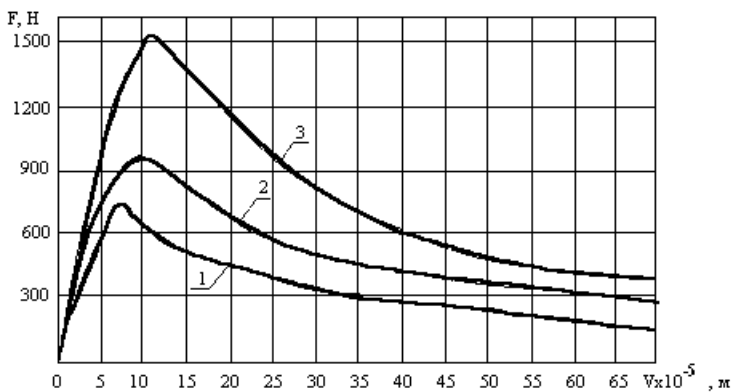


Рис. 2.1. Полностью равновесные диаграммы деформирования тяжелых бетонов на цементах различных марок: 1 – бетон на цементе марки 400; 2 – марки 500; 3 – на шлакопортландцементе марки 300 [90]

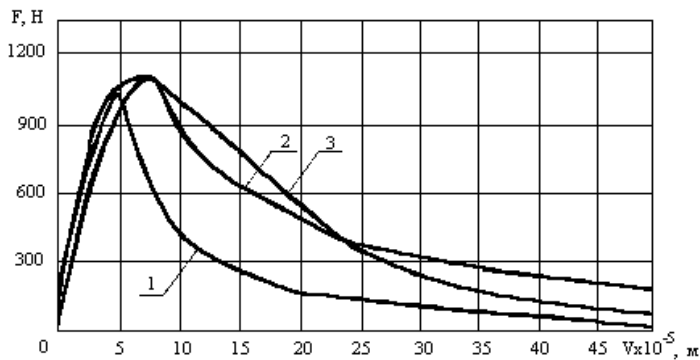


Рис. 2.2. Полностью равновесные диаграммы деформирования тяжелых бетонов на гранитном щебне: 1 – цементно-песчаный раствор (ЦПР) – 100 %; 2 – ЦПР – 50 %; 3 – ЦПР – 25 %; щебень – 75 % [90]

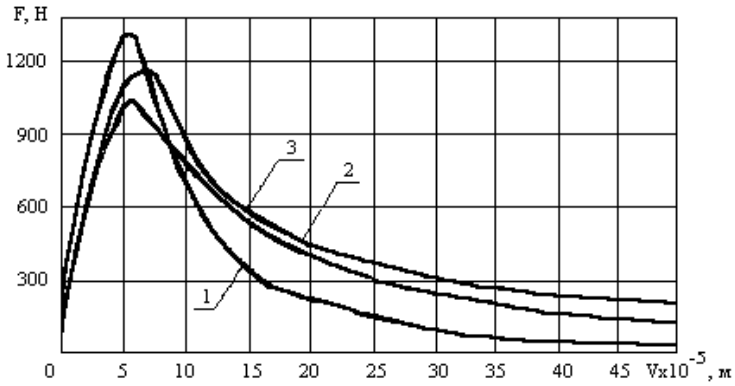


Рис. 2.3. Полностью равновесные диаграммы деформирования тяжелых бетонов на гравии: 1 – цементно-песчаный раствор (ЦПР) – 100 %; 2 – ЦПР – 50 %, гравий – 50 %; 3 – ЦПР – 25 %, гравий – 75 % [90]

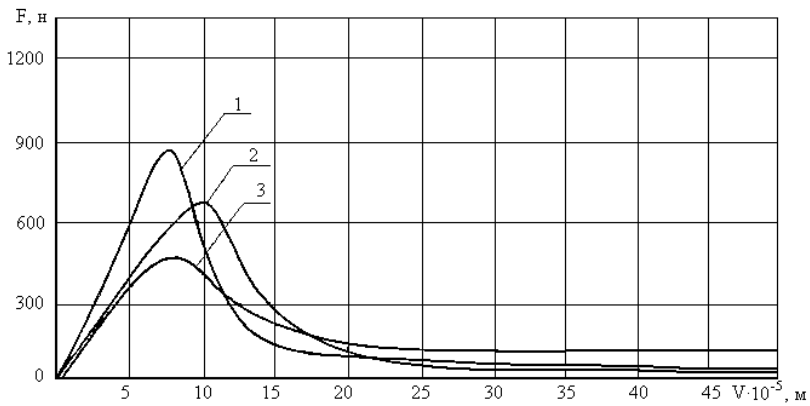


Рис. 2.4. Полностью равновесные диаграммы деформирования керамзитобетона состава К'. 1 – цементно-песчаный раствор (ЦПР)– 100 %, $\varphi = 0$; 2 – ЦПР – около 50 %, керамзит – около 50 %, $\varphi = 0,365$; 3 – ЦПР – около 25 %, керамзит – около 75 %, $\varphi = 0,633$ [90]

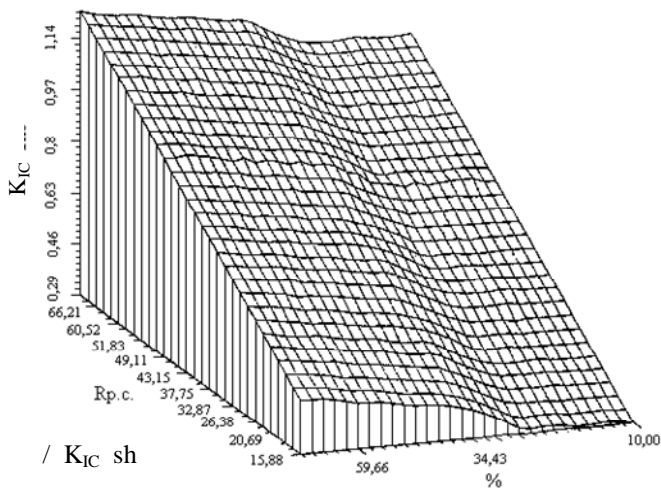


Рис. 2.5. K_{IC} бетона на гранитном щебне в зависимости от прочности растворной составляющей и объемного содержания гранитного щебня [289]

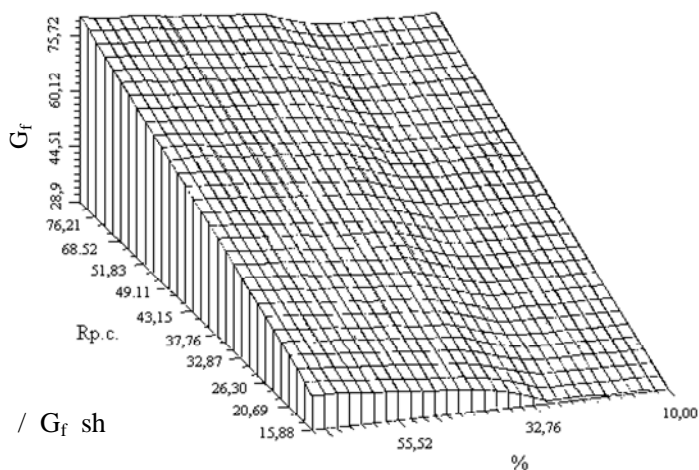


Рис. 2.6. G_f бетона на гранитном щебне в зависимости от прочности растворной составляющей и объемного содержания гранитного щебня [289]

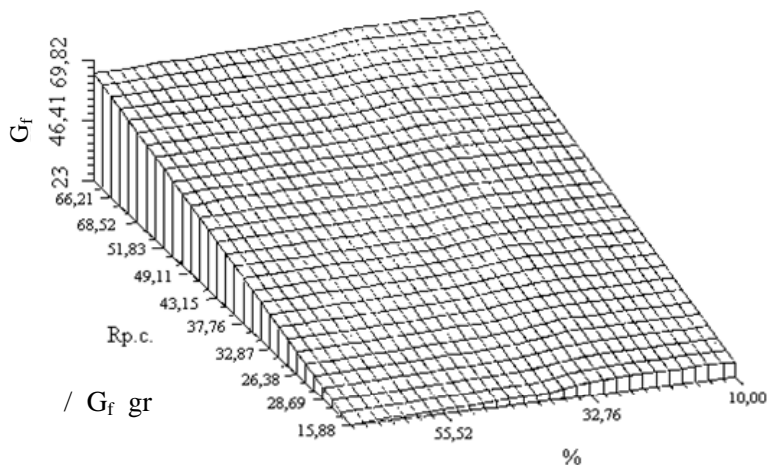


Рис. 2.7. G_f бетона на гравии в зависимости от прочности растворной составляющей и объемного содержания гравия [289]

Для удобства восприятия литературные данные из следующих источников: 11, 12, 13, 21, 28, 29, 30, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 52-61, 63, 64, 65, 67, 68, 73, 74, 78, 79, 80, 82-117, 119, 121, 122, 125-129, 132-139, 143-150, 153-158, 161-172, 174-180, 182-189, 191-289, 291, 292, 300, 301, 302, 303, 304 по влиянию технологических факторов на K_{Ic} и G_{Ic} бетонов сведены в таблицу 2.1. Из анализа данных таблицы следует, что исследователи неоднозначно оценивают характер влияния факторов 1–6 на основные характеристики трещиностойкости. Неоднозначность этой оценки не позволяет варьированием одного или нескольких факторов добиваться требуемой трещиностойкости бетонов. Малоизученность характера влияния остальных факторов делает весьма затруднительной точную оценку их воздействия на K_{Ic} и G_{Ic} .

Отметим также, что в процессе экспериментов варьированию подвергался один из факторов, тогда как другие оставались либо неизменными, либо их изменение не учитывалось.

Таблица 2.1 – Влияние на K_{Ic} и G_{Ic} технологических факторов по данным опубликованных исследований

№ п/п	Технологические факторы	Влияние на значения					
		K_{Ic}			G_{Ic}		
		Технологических факторов при их увеличении					
		Увеличивает	Уменьшает	Не влияет	Увеличивает	Уменьшает	Не влияет
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Активность цемента	[56, 148]		[95, 114]			[95, 114]
2	Степень гидратации цемента		[26, 196]	[221, 256]	[196]	[196]	[256]
3	Водоцементное отношение		[201, 226, 279]	[260]			
4	Прочность и вид заполнителя		[137]	[73]	[196, 264]		
5	Объем заполнителя бетона: тяжелого	[144, 183, 196, 208, 234, 256, 258, 260, 261]	[183]	[114]	[196, 258, 261, 264]		[234]
	легкого		[95, 234, 258, 261, 279]	[95, 114]		[234, 258, 261]	[95, 114]
6	Максимальный размер заполнителя	[144, 196, 222, 233, 260, 276, 279]		[144]	[196]		
7	Содержание песка	[56, 191]	[56, 148, 191, 260]				

1	2	3	4	5	6	7	8
8	Пористость, плотность и водопоглощение заполнителя						[201]
9	Возраст бетона	[73, 196, 224, 233, 260]		[223, 259]			[259]
10	Влажность					[196, 214]	
11	Содержание воздуха		[260]				
12	Количество крупных пор					[207]	
13	Максимальный размер пустоты пор		[201]			[201]	
14	Температура нагрева	[196]					

Температурно-влажностные воздействия. Влияние на сопротивление деформированию и разрушению цементного раствора и бетона. Железобетонные конструкции работают в сооружениях, технологических агрегатах и зданиях в широком диапазоне температур от минус 174°С до плюс 1200°С. Тепловые воздействия на бетон вызывают изменение его температурных деформаций, что эквивалентно силовым нагружениям. Бетон – конструкционный композитный материал, состоящий из компонентов с различными модулями упругости, различной теплоемкостью, температуропроводностью. В его монолитной структуре и, в первую очередь, в матрице (цементном камне) возникают значительные деформации, вплоть до предельных. Температурные деформации и градиенты напряжений влияют на физико-механические свойства бетона и, главным образом, на свойства цементной матрицы [39].

Прочностные и деформативные свойства бетона существенно зависят от его температурного состояния. В состоянии глубокого охлаждения при температуре ниже 120 К (–150°С) бетон представляет собой практически упругое тело с прочностью, близкой к 100 МПа (рис. 2.8, 2.9, 2.10). С повышением температуры деформативность

увеличивается, прочность понижается, возрастает роль структурных дефектов в композитном материале [129].

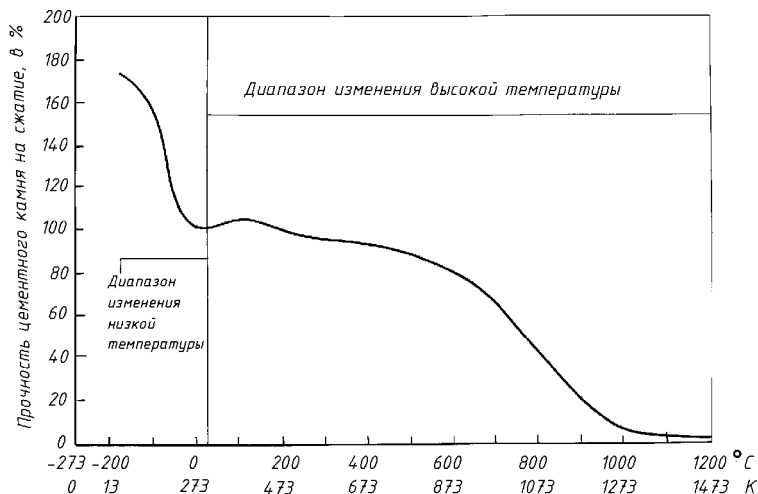


Рис. 2.8. Прочность на сжатие цементного камня при разных температурах [39]

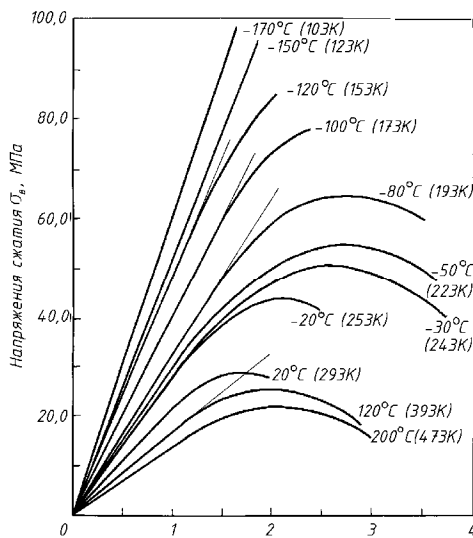


Рис. 2.9. Диаграмма сжатия σ - ϵ бетона естественной влажности при низкой и повышенной технологических температурах [39]

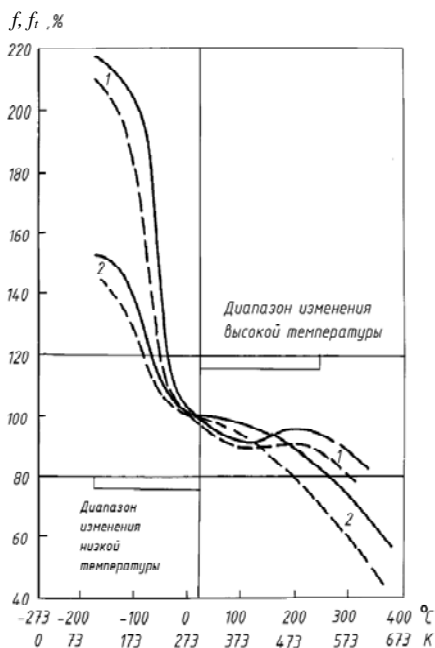


Рис. 2.10. Влияние технологической температуры на прочность:
 1 – бетон естественной влажности; 2 – высушенный бетон;
 при сжатии; – при растяжении [39]

В пределах всего диапазона температур, воздействующих на бетон, его сопротивление механическому деформированию при сжатии и растяжении существенно зависит от содержания влаги в капиллярно-поровой структуре цементного камня, а также от физического состояния влаги: жидкость, пар, лед. По этому параметру температурная шкала поведения бетона по предложению Гузеева Е.А. условно разделяется на три диапазона: диапазон I – низкие температуры до 273 К (0°C); диапазон II – климатические и повышенные температуры – от 273 до 373 К (0°...100°C) и диапазон III – высокие технологические температуры от 373 до 1473К (+100°...1200°C) [39].

В климатическом диапазоне температур имеет место нестационарный режим (день, ночь, зима, лето), в диапазонах I и III режимы температур в подавляющем большинстве случаев стационарны.

Таблица 2.2 – Влияние на трещиностойкость и сопротивляемость бетона разрушению вида и размера заполнителя

Вид композита	Исследуемые параметры									
	f_{cm} , МПа	f_{ct} , МПа	$f_{ct,fl}$, МПа	$E_{cm} \cdot 10^4$, МН/м ²	G_i , Н/м	G_F , Н/м	J , Н/м	K_i , МН/м ^{3/2}	K_e , МН/м ^{3/2}	
Серия "SSH" 1. Цементный камень 2. Мелкозернистый бетон 3. Бетон со щебнем фракции 5-10 мм 4. Бетон со щебнем фракции 5-20 мм			1,31	0,7	5,41	17,64	3,65	0,2	0,16	
			2,11	1,219	9,11	39,39	6,24	0,33	0,27	
			4,74	2,055	21,77	142,4	13,3	0,67	0,57	
			4,77	1,71	28,12	130,4	17,59	0,69	0,55	
Серия "ЛГ" 1. ЦЩПР (ЩЦ-40) 2. Щ 1/1 3. Щ 1/3 4. ГЦПР 5. Г 1/1 6. Г 1/3	17,2	0,83	1,44	2,67	5,24	17,5	2,63	0,38	0,34	
	18,3	0,857	1,47	2,75	8,79	31,4	5,06	0,49	0,43	
	26,2	0,891	1,53	3,2	9,16	30,7	5,38	0,54	0,49	
	21,2	1,07	1,84	2,93	9,09	20,8	4,59	0,46	0,41	
	20,9	0,93	1,60	2,92	7,2	37,8	4,79	0,46	0,41	
	15,9	0,8	1,38	2,57	4,6	26,7	2,43	0,32	0,28	

Таблица 2.3 – Параметры трещиностойкости, прочности, деформативности бетона

Вид композиита	Номер соста- ва	Компоненты (кг/м ³)					В/Ц	Прочность, МПа		Трещины $a_0 \times 10^3$, м	$E_{d,уп}$ 10^{-3} , МПа	K_{fc} , МПа м ^{1/2}
		Цемент	Песок	Щебень	Вода	f _{ct,сh}		f _{ct}				
									3			
1	2											
Цементный камень Мелкозерни- стый бетон Бетон	1	1350	–	–	540	0,4	2,82	35,2	5,03	–	–	0,20
	2	1097	549	–	439		3,35	47,1	–	–	–	–
	3	900	900	–	360	0,4	3,72	48,8	11,56	25,1	0,4	0,4
	4	757	1135	–	264		3,04	43,9	21,91	29,01	0,45	0,45
	5	660	1321	–	264		2,52	38,9	36,28	28,0	0,48	0,48
	6	586	1465	–	234		2,30	34,1	38,28	27,6	0,45	0,45
	7	515	1540	–	206		2,14	33,4	40,37	–	–	0,43
	8	543	272	1313	217		1,72	39,9	51,4	33,9	0,39	0,39
	9	592	296	1196	237		1,62	35,7	52,16	31,2	0,37	0,37
	10	408	612	1195	163		2,48	37,0	49,18	36,7	0,55	0,55
	11	438	631	1092	175	0,4	2,74	34,7	52,87	35,7	0,63	0,63
	12	503	705	871	201		3,37	43,9	49,53	23,2	0,75	0,75
	13	390	975	871	156		3,1	34,5	50,99	32,5	0,7	0,7
	14	441	1100	645	176		2,23	33,0	50,27	30,7	0,5	0,5
Цементный камень Мелкозерни- стый бетон	1	1116	–	–	614	0,55	2,26	23,5	6,34	–	–	0,18
	2	765	765	–	421		2,73	34,2	27,17	–	–	0,45
	3	682	1023	–	375		2,18	33,1	38,91	20,2	0,43	0,43
	4	608	1217	–	335		2,19	30,0	38,55	22,1	0,43	0,43
	5	544	1361	–	299	0,55	2,0	29,1	44,54	24,7	0,42	0,42
	6	485	1454	–	266		1,92	29,7	39,17	26,1	0,38	0,38
	7	440	1539	–	242		1,73	26,04	43,5	22,7	0,39	0,39

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Бетон	8	294	735	1195	162		2,39	30,7	54,9	31,4	0,56
	9	362	904	871	199		2,43	31,3	55,02	30,2	0,57
Цементный камень	10	312	1093	754	172	0,55	1,9	23,0	56,09	28,9	0,46
	11	275	962	978	171		2,09	26,1	59,54	32,5	0,51
	1	950	–	–	665	0,7	163	1662	1761	–	0617
Мелкозерни- стый бетон	2	565	1130		395		1,55	23,0	28,14	19,5	0,26
	3	501	1253		351		1,4	21,0	45,92	20,9	0,3
Бетон	4	461	1382		322	0,7	1,35	20,5	43,02	22,7	0,28
	5	416	1457		291		1,28	20,0	44,5	23,0	0,27
	6	388	1551		271		0,97	18,0	45,1	20,7	0,26
	7	225	786	1195	157,5		1,7	25,9	58,17	–	0,41
	8	241	845	1092	169	0,7	1,95	26,9	60,59	–	0,48
	9	260	908	978	182		2,0	23,5	62,5	–	0,5
Бетон	10	226	1019	378	158		1,81	20,4	61,81	22,1	0,45
	11	241	1086	871	169		1,71	22,0	66,21	–	0,44
	12	258	1160	754	180		1,41	16,8	68,19	–	0,36

Таблица 2.4 – Характеристики прочности и трещиностойкости конструкционных материалов

№ пп	Материал	Схема нагружения	f_{ct} , МПа	f_{emb} , МПа	G_{Ics} Н/М	K_{Ics} МН/М ^{3/2}	K_{Ics} МН/М ^{3/2}
1	2	3	4	5	6	7	8
1.	Цементный камень	Растяжение при раскис- львании; Трехточечный изгиб, равновесное испытание с надрезом	2,82	35,5	–	0,17-0,2	–
2.	Мелкозернистый бетон $\delta = 3$ мм В/Ц = 0,4 В/Ц = 0,55 В/Ц = 0,70 Мелкозернистый бетон $\delta = 3$ мм В/Ц = 0,55 – " – – " – – " – В/Ц = 0,70	Растяжение при раскис- львании Трехточечный изгиб, равновесное испытание с краев надрезом	1,62-3,3 1,87- 2,73 0,97- 1,55 2,11	35,7-43,9 26,0-34,5 18,0-23,0 –	– – 5,98	0,37-0,75 0,39-0,45 0,2-0,26 0,27	– – –
3.	Песчаник мелкозерни- стый $\delta = 0,1$ мм	Внед. сжатие призмы Внецентр. растяжение компактного образца с трещиной	1,29 9,7	– 137,0	–	0,106 0,6	– –
4.	Песчаник сухой влажный					0,6 0,4	
5.	Граунг	Трехточечный изгиб образца с краевой тр-й Внецентр. растяж.				1,17-0,17 1,01-1,07	

1	2	3	4	5	6	7	8
6.	Габбро	Трехточечный изгиб образца с краевой тр-й Внецентрен. растяж.				1,89-0,14 1,01-1,07	
7.	Керамика	Внецентрен. растяж.				4,33-0,06	
8.	Бетон $\delta = 5; 20$ В/Ц = 0,4 В/Ц = 0,55 В/Ц = 0,7 Бетон $\delta = 20$ мм В/Ц = 0,5	Растяжение при расклевывании Трехточечный равно-весный изгиб	1,62-3,37 1,9-2,43 1,4-2,0 4,77	35,7-43,9 23,0-31,3 16,8-23,5	17,73	0,37-0,75 0,46-0,57 0,36-0,5 0,55	
9.	Бетон $\delta = 10$ В/Ц =	Внецентр. сжатие призмы	3,12			0,22	
10.	Бетон $\delta = 10$ В/Ц = 0,5	Внецентр. сжатие кубы срез трехточечн. плиты	2,2	33,1-38,3		0,306-0,337	3,76-3,78
11.	Сталь 3 40x20xГ 2 Ø 22 80С	Трехточечный изгиб	250 340 480 66,0	500 600 800 1060	40,2 103	22,0 93,0 30-45 39,7-40,6	- - - -

1	2	3	4	5	6	7	8
12.	<p>Железобетон Бетон $\delta = 10$ мм Сталь 35 ГС $\mu = 0,9\%$; 1 \emptyset 8 $\mu = 1,8\%$; 2 \emptyset 8 $\mu = 2,8\%$; 2 \emptyset 10 Бетон $\delta = 10$ мм Фибра Ст. 3 1% 2% Бетон $\delta = 10$ мм Арми- рование: 1 \emptyset 4; $\mu = 0,25\%$ 1 \emptyset 8; $\mu = 1,0\%$ 1 \emptyset 10; $\mu = 1,5\%$</p>	<p>Трехточечный изгиб, статическое нагружение</p> <p>Плита с двумя надреза- ми срез трехточечный</p> <p>Плита с двумя надреза- ми срез трехточечный</p>	<p>2</p> <p>2,1-3,1</p> <p>2,22</p>	<p>22-25</p> <p>22,67</p>	<p>3060- 3730 1707- 3620 1770- 2910 35,2- 37,1 36,4- 37,3 38,3</p>	<p>9,2 8,5 8,1 0,38-0,59 0,49-0,6 0,506 0,306 0,306</p>	<p>3,3-5,55 6,83 3,26-3,55 4,9-6,23 4,3-5,47</p>

Таблица 2.5 – Результаты испытаний бетона по равновесной и неравновесной схемам

Вид и размеры образцов	Длина инцид. надреза, мм	$f_{ср.н}$, МПа	$E_{ср.н} \cdot 10^{-4}$, МПа	J, Н/М	$K_{I, II}$, МН/м ^{3/2}	K_{Ic} , R_b	Схема испытаний
Бетон состава 1:1,63:3,41; В/Ц = 0,6;	15	5,66	3,81	21,37	0,63	0,9	Трехточечный изгиб с упругим кольцом - равновесные
$R_{ц} = 38,2$ МПа; Песок М-2,14;	25	5,47	3,71	20,96	0,54	0,88	
Щебень 5...10 мм. Размеры: 50x50x320 мм $f_{ср.н} = 25,2$ МПа	35	5,97	3,79	20,53	0,48	0,88	
Мелкозернистый бетон состав 1:3; В/Ц = 0,85;	15	2,77		7,85	0,36		Трехточечный изгиб – не равновесные
$R_{ц} = 38,2$ МПа; Песок М-2,14;	25	1,46		5,22	0,31		
$f_{ср.н} = 17,7$ МПа. Размеры: 70x70x280 мм	35	2,31		3,89	0,27		

Таблица 2.6 – Исследования инвариантности параметров разрушения бетона

Размеры инициирующих адресов	Параметры разрушения										Вид испытаний	Особенность испытаний
	$f_{сдв}$, МПа	$E_{сж} \cdot 10^{-4}$, МПа	G_i , Н/м	G_f , Н/м	$G_{сж}$, Н/м	$G_{сж}$, Н/м	$G_{сж}$, Н/м	J_1 , Н/м	K_1 , Н/м ^{3/2}	K_c , Н/м ^{3/2}		
1. Без надреза	4,6	2,4	73,31	333,3	343,3	—	—	—	1,33	—	Не равно-весн.	Без разгрузки
2. $a_0 = 35$ мм; $a_{от} = 5$ мм	6,28	2,58	40,58	133,3	147,1	—	—	—	1,02	—	—	—
3. Без надреза	4,62	2,4	76,3	293,4	296,9	—	—	—	1,36	—	Равно-весн.	—
4. $a_0 = 35$ мм; $a_{от} = 5$ мм	6,37	2,36	35,1	138,1	144,8	29,25	21,67	21,67	0,91	0,83	—	—
5. $a_0 = 35$ мм; $a_{от} = 5$ мм	6,55	2,4	34,5	138,2	144,1	29,2	21,67	21,67	0,92	0,83	—	С разгр.
6. $a_0 = 25$ мм; $a_{от} = 5$ мм	4,84	2,3	39,3	143,3	152,2	30,94	20,66	20,66	0,96	0,86	—	—
7. $a_{от} = 45$ мм; $a_{от} = 5$ мм	7,51	2,4	36,7	129,7	138,5	28,24	22,58	22,58	0,95	0,83	—	—
8. $a_{от} = 35$ мм; $a_{от} = 5$ мм	6,48	2,3	34,8	136,9	143,7	28,1	21,06	21,06	0,9	0,81	—	—

Физические процессы в композитной структуре бетона при понижении или повышении температуры и изменении физического состояния воды в порах и капиллярах, контактной зоне матрицы и зерен показаны на схеме рис. 2.11.

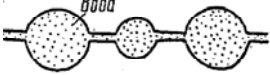
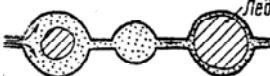



При переходе из нормальных условий 293 К (+20°C) при повышении или понижении температуры изменяется степень заполнения влагой порового пространства цементного камня. Во многих исследованиях влажность бетона 2,8...3 % определена как критическая. Ее уменьшение при нагреве вызывает рост уровня структурных напряжений от увеличения капиллярных сил, а после испарения свободной воды переход ее в пар порождает напряжения от его давления. Нагрев выше 473 К вызывает значительное тепловое расширение заполнителей и разложение гидроалюминатов кальция.

При увлажнении бетона, насыщении структуры водой от 1 до 5 % развиваются процессы набухания. При этом понижается уровень структурных напряжений от капиллярных сил.

С понижением температур в диапазоне 272...253 К (-1...-20°C) происходит переход воды в капиллярах 10^{-1} ... 10^{-3} мм в лед. При его расширении до 9 % вода вытесняется в мелкие капилляры 10^{-4} ... 10^{-5} мм.

Дальнейшее понижение температуры вызывает сокращение объемов льда, увеличение его прочности, прочности матрицы и бетона (рис. 2.11). При этом определяющее значение имеет количество льда в структуре цементного камня и бетона, их пористость, способность к водонасыщению. Так, при температуре 212 К (-61°C) в бетоне В/Ц = 0,5 с влажностью 3,3 % прочность повышается на 18 %, с влажностью 4,38 % – на 60 %, а при $W = 5,06$ % – на 90 %. Соответственно повышаются и упругие свойства: модуль упругости – на 4, 18 и 26 %.

Повышение температуры вызывает деформации расширения льда и матрицы. Появление воды и перенапряжение в мелких капиллярах, возрастание деформаций, расширение на 2...3 % (рис. 2.12–2.14) приводят к понижению упругости и прочности до первоначального уровня в водонасыщенном состоянии в климатическом диапазоне II и существенно влияют на свойства бетона при циклическом замораживании – оттаивании.

Изменение температуры, °С	Заполнение капилляров	Схема пор и капилляров	Состояние бетона
1	2	3	4
1 0 ... +20	Все мелкие поры наполнены водой.		Температурные деформации, прочность на сжатие и деформации от нагрузки не меняются.
2 -20 ... 0	Лед в больших порах. Лед вытесняет воду. Лед сжимается сильнее, чем матрица. Вода переходит в лед.		Температурные деформации и прочность на сжатие увеличиваются, напряжения возрастают.
3 -60 ... -20	Лед в мельчайших порах. Лед расширяется. Появляются напряжения. Возникают трещины.		Температурные деформации расширения. Незнач. увел. прочн. на сжатие. Возникают растягив. Напряж. Образ. макротрещин.
4 -60 ... -60	Лед сжимается сильнее, чем матрица. Уменьшение напряж. Лед в микропорах и трещинах. Матрица сжимается.		Температурные деформации. Большое увеличение прочн. на сжатие. Отсутствие растягивающих напряж.
5 -170 ... -90	Лед сокращается сильнее, чем матрица и отделяется от стенок пор. Матрица сжимается.		Температурные деформации. Незначительное увеличение прочности на сжатие, падение напряжений.




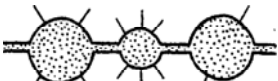
1	2	3	4
6 -60 ... -170	Матрица расширяется. Лед расширяется сильнее, чем матрица. Лед заполняет все поры.		Температурные деформации расширения.
7 -20 ... -60	Лед расширяется сильнее, чем матрица. Происходит перемещение воды. Большое общее расширение.		Температурные деформации расширения.
8 0 ... -20	Лед тает. Наблюдаются разрушения.		Температурные деформации сжатия.
9 +20 ... 0	Лед весь растаял. Матрица расширилась.		Температурные деформации расширения.

Рис. 2.11. Схема заморзания и оттаивания воды в порах бетона естественной влажности [39]

Нагревание бетона до 293...377 К (+20°С...+100°С) сопровождается удалением воды из пор и капилляров $10^{-1} \dots 10^{-3}$ мм, дополнительной гидратацией C_3S и других минералов в зонах их обнажения в микродефектах, температурной усадкой и расширением цементного камня и заполнителей, повышением упругих свойств бетона вследствие возрастания величины капиллярных сил, упрочением структурных контактов. Деформации усадки и расширения находятся в пределах 1 % (рис. 2.13–2.15).

Дальнейший нагрев до 373...473 К (+100 ... +200°С) сопровождается удалением воды из мелких пор $10^{-4} \dots 10^{-5}$ мм и геля C_2S , образованием пара, кристаллизацией $Ca(OH)_2$, усадкой цементного камня и расширением заполнителей до $\epsilon = 1,4 \%$, разрывом контактов и связей в кристаллической решетке, появлением микротрещин и их развитием, понижением прочности на 10...20 % [39].

Нагрев бетона выше 673...873 К (400...600°С) сопровождается развитием физико-химических процессов в цементном камне: дегидратацией гидросиликата и гидроалюмината кальция; переходом α в β модификацию кварца, вторичной гидратацией окиси кальция, сокращением объемов в цементном камне и расширением заполнителей [128].

Суммарные объемные деформации расширения возрастают (рис. 2.12 и 2.13) упругость и прочность структуры понижается на 40...80 % вследствие возрастания количества дефектов, трещин (рис. 2.14).

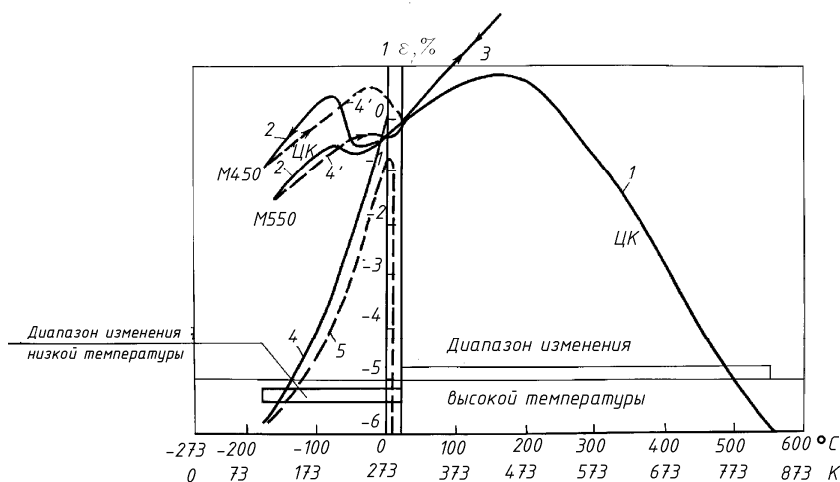


Рис. 2.12. Температурно-усадочные деформации цементного камня (ЦК) и льда (Л): 1 — нагревание; 2 — замораживание и 4* оттаивание ЦК естественной влажности; 3 — повторный нагрев и охлаждение сухого ЦК; 4 — замораживание и 5 — оттаивание льда: M450, M550 марки цемента [39]

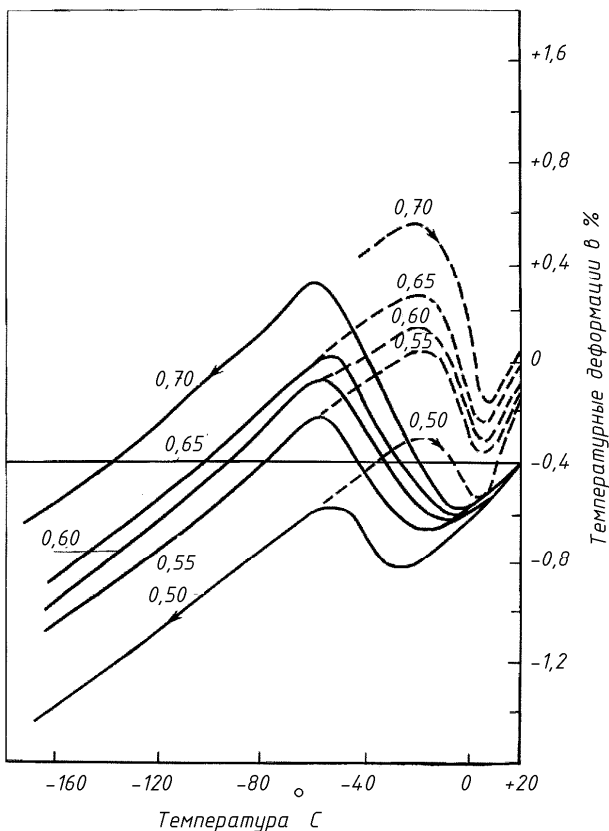


Рис. 2.13. Температурные деформации раствора состава 1:3 с В/Ц = 0,5; 0,55; 0,6; 0,65 и 0,70 после влажного хранения: --- при замораживании до минус 170°С (103 К) и ---- оттаивания до 20°С (293 К) [39]

Подходы к решению проблемы взаимосвязи между размерами пор и температурой замерзания на основе расчетов подкрепляется множеством низкотемпературных измерений на цементном камне посредством дифференциального термического анализа.

В результате этих измерений была осуществлена классификация размеров пор с учетом типа воды в порах (табл. 2.7).

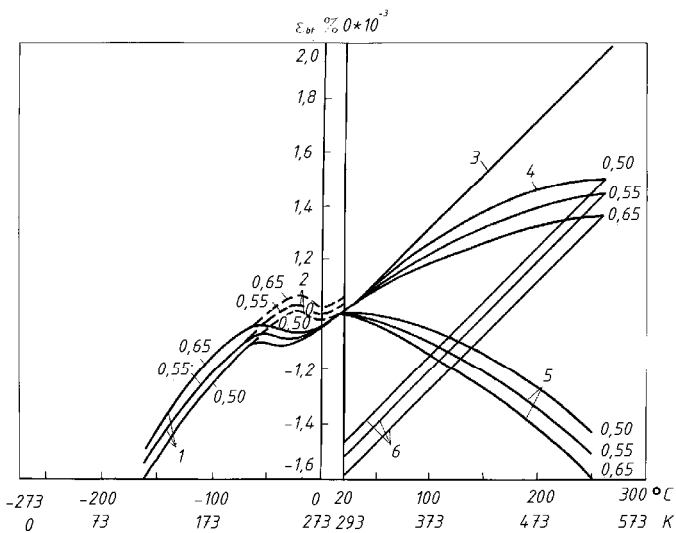


Рис. 2.14. Температурно-усадочные деформации тяжелого бетона:
 1 – при замораживании; 2 – при оттаивании α_b ; 3 – при нагреве сухого бетона $\alpha_{II} = \alpha_b - \alpha_{cs}$; 4 – при нагреве бетона естественной влажности α_b ; 5 – усадочные деформации α_{cs} ; 6 – при охлаждении бетона естественной влажности [39]

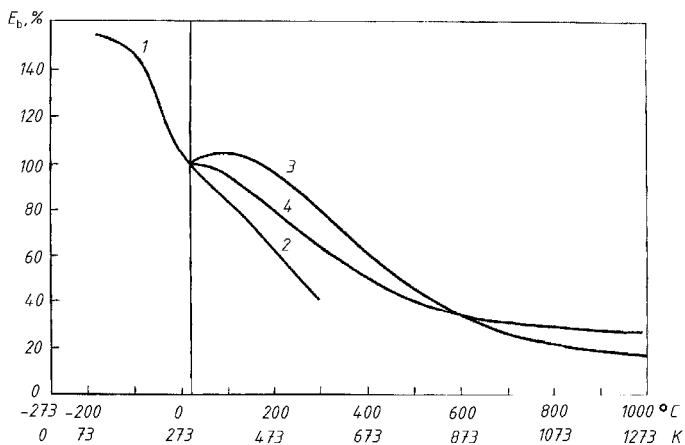


Рис. 2.15. Влияние технологической температуры на модуль упругости тяжелого бетона: 1 – при низких; 2 – при повышенных температурах: на портландцементе (3) и на глиноземистом цементе (4) при высоких температурах [39]

Таблица 2.7 – Классификация размеров пор и модификаций воды

Тип пор	Размер пор	Вода в порах
Макро капилляры	$1 \text{ мм} > R_h > 30 \text{ мк}$	Макроскопическая вода высокой подвижности; точка замерзания до -20°C в соответствии с зависимостью «радиус пор – точка замерзания»
Мезо капилляры	$30 \text{ мк} > R_h > 1 \text{ мк}$	Макроскопическая вода средней подвижности; точка замерзания до -20°C в соответствии с зависимостью «радиус пор – точка замерзания»
Микро капилляры	$1 \text{ мк} > R_h > 30 \text{ нм}$	Макроскопическая вода низкой подвижности; точка замерзания до -20°C в соответствии с зависимостью «радиус пор – точка замерзания»
Мезо капилляры	$30 \text{ нм} > R_h > 1 \text{ нм}$	Предструктурированная вода; переходы фаз замерзания при -24°C ; -31°C и -39°C
Микро гелевые поры	$R_h < 1 \text{ нм}$	Структурированная вода; переход фаз замерзания при -90°C

Для достижения поставленной цели необходимо решение следующих задач:

- Экспериментально исследовать механизм сопротивления обычного бетона и бетона, модифицированного суперпластификатором и воздухововлекающей добавкой, при силовых и низкотемпературных воздействиях, используя для анализа силовые (коэффициенты интенсивности напряжения) и энергетические параметры механики разрушения – интегральные характеристики структуры бетона, его трещиностойкости и долговечности;

- Выявить степень и характер влияния вяжущего – обычного портландцемента и напрягающего цемента на изменение параметров (характеристик) прочности – f_{cm} , f_{ct} , f_l и трещиностойкости – K_{Ic} , K_{IIc} под воздействием циклического замораживания и оттаивания, в том числе напрягающего бетона, модифицированного суперпластификатором;

- Получить на основе комплексного эксперимента многопараметричную оценку морозостойкости бетона (по изменению кубиковой $f_{c,cube}$ и призменной f_{cm} прочности на сжатие, прочности на растяжение при изгибе $f_{ct,fl}$; по накоплению остаточных деформаций деструктивного расширения; по изменению скорости ультразвука – динамического модуля упругости), в зависимости от его структуры;
- Разработать методику оценки морозостойкости бетона эксплуатируемых железобетонных конструкций по изменению коэффициента интенсивности напряжений при нормальном отрыве, определенному методом отрыва со скалыванием;
- Обосновать методику инженерного расчета сечений нормальных к продольной оси сжатых и изгибаемых железобетонных элементов, эксплуатируемых в условиях циклического замораживания–оттаивания методики, базирующуюся на модели послойного снижения прочности бетона (послойной потери сечения). Для этого на основании результатов собственных экспериментальных исследований построить зависимости уменьшения сечения элементов из обычного, модифицированного и центрифугированного напрягающего бетона при циклическом замораживании и оттаивании;
- На основе экспериментальных данных предложить эмпирические зависимости для расчета сечений нормальных к продольной оси сжатых и изгибаемых железобетонных элементов при циклическом замораживании – оттаивании, которые бы учитывали прочностные ($f_{c,cube}$, $f_{ct,fl}$), деформационные (E_{cm}), силовые (K_{Ic} , K_{IIc} , K_c) характеристики обычного, модифицированного и напрягающего бетона;
- Выявить влияние армирования на стойкость железобетонных элементов при циклическом замораживании–оттаивании;
- Произвести оценку напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в условиях ЦЗО с учетом неоднородности прочностных, деформативных, теплофизических свойств бетона;
- Выполнить расчет железобетонных элементов при ЦЗО на основе энергетической концепции Гриффитса;
- Сформулировать функцию предельного состояния и обосновать возможность вероятностного метода расчета долговечности железобетонных конструкций при морозном воздействии;

- Разработать предложения по подбору состава бетона по трещиностойкости и морозостойкости;
- Проанализировать существующие гипотезы морозной деструкции с позиции механики разрушения.

2.2. Методика экспериментальных исследований бетонов на обычном, модифицированном и напрягающем цементе

2.2.1. Составы и виды бетонов. Опытные образцы

Составы и виды бетонов. Исследования были проведены на шести составах бетона. Первые три состава (серия 1, 2 и 3) были изготовлены на обычном портландцементе, а остальные – на напрягающем цементе (серия 4, 5 и 6).

Серия 1, 2 и 3. Обычные тяжелые бетоны изготовлены на рядовом портландцементе марки М 500.

Составы бетона подбирались таким образом, чтобы получить различные структурные характеристики материалов при близких расходах составляющих в бетонных смесях и прочностных показателях бетона. Характер поровой структуры цементного камня изменяли с помощью модификации бетонных смесей добавками: пластифицирующей С-3 и воздухововлекающей СНВ. Бетонные смеси уплотняли вибрированием на лабораторной виброплощадке с частотой 50 Гц и амплитудой 0,4 мм. Твердение образцов происходило в нормально-влажностных условиях при температуре 20°C и относительной влажности 95 %. Возраст образцов к моменту испытаний составлял не менее 28 сут. Составы бетонов, свойства цемента и заполнителей для изготовления опытных образцов серий 1-3, приведены в табл. 2.8-2.11, 2.13.

Серия 4, 5 и 6. Составы бетонов для изготовления образцов серий 4, 5 и 6 были подобраны на напрягающем цементе. Образцы уплотнялись на лабораторной виброплощадке с частотой 50 Гц и амплитудой 0,4 мм и твердели в условиях идентичных серии 1. Возраст образцов перед испытаниями составлял не менее 28 сут. Составы бетонов для изготовления опытных образцов и характеристики применяемых материалов приведены в табл. 2.8, 2.12, 2.13.

Таблица 2.8 – Составы бетонных смесей

Номер серии	Расход составляющих, кг на 1 м ³ бет. смеси						$\rho_0^{\text{расч}}$, кг/м ³	Удобоуклад. бетонной смеси		(В/Ц)
	Ц	П	Щ	В	С-3	СНВ		ОК, см	Ж, с	
Серия 2	465	655	1160	165	3,72	-	2445	-	5-10	0,355
Серия 3	528	620	1100	195	-	0,3	2350	-	5-10	0,369
Серия 4*	455	680	1120	180	-	-	2435	1,0	-	0,395
Серия 5**	440	695	1130	175	-	-	2440	1,7	-	0,397
Серия 6*	490	670	1110	175	4,00	-	2445	2,0	-	0,357

* – составы бетона соответственно на напрягающем цементе НЦ-20;

** – составы бетона на напрягающем цементе НЦ-40.

Таблица 2.9 – Химический состав цемента (серия 1, 2 и 3) (%)

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	Cl-ион
21,05	5,1	3,9	64,6	0,7	2,6	0,15	0,8	0,005

Таблица 2.10 – Минералогический состав цемента (серия 1, 2 и 3) (%)

C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	КН	п	Р	CaO _{св}
57	17	6,3	14,2	0,91	2,35	1,35	0,2

Таблица 2.11 – Физико-механические характеристики обычного цемента (серия 1, 2 и 3)

Нормальная плотность, НГ, %	Сроки схватывания, ч-мин		Удельная поверхность, S _{уд} , см ² /г	Равн. изм объема	Предел прочности при изгибе, МПа	Предел прочности при сжатии, МПа
	начало	конец				
24,0	1–45	2–50	2850	выдерж.	6,2	53,2

Таблица 2.12 – Физико-механические характеристики напрягающего цемента (серия 4, 5 и 6)

Нормальная плотность, НГ, %	Сроки схватывания, ч-мин		Удельная поверхность, S _{уд} , см ² /г	Равн. изм объема	Предел прочности при изгибе, МПа	Предел прочности при сжатии, МПа
	начало	конец				
24,5	1–15	3–00	3500	выдерж.	6,7	58,3

Таблица 2.13 – Основные физико-механические характеристики заполнителей

Вид заполнителя	Размер фракции, мм	Насыпная плотность, кг/м ³	Плотность зерен, кг/м ³	Пустотность, %	Содержание пылевидных частиц, %	Содержание глины в комках, %	Марка по дробности кг/см ²
Щебень	5–20	1420	2670	53,2	0,8	Нет	1200
Песок	0–2,5	1520	2650	42,6	1,8	Нет	–

Экспериментальные образцы для проведения исследований.

Для проведения исследований коэффициентов интенсивности напряжения при нормальном отрыве и поперечном сдвиге применяли образцы двух типов: тип А и тип Б (рис. 2.16). Опытные образцы-кубы с ребром 150 (100) мм (тип А) и образцы пластины, размером 150x150x75(100x100x50) мм (тип Б) имеют по два надреза, которые являются инициаторами трещин.

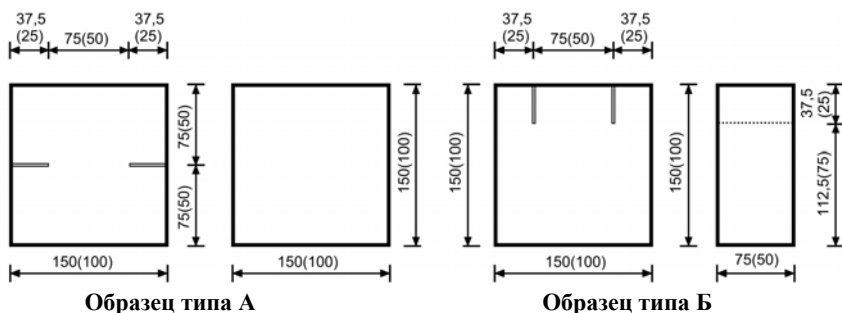


Рис. 2.16. Опытные образцы

2.2.2. Методика испытаний на циклическое замораживание–оттаивание и оценка морозной деструкции бетона

Испытания на стойкость при циклическом замораживании и оттаивании производились в климатической камере КТК-800. Опытные образцы перед низкотемпературными испытаниями в течение 96 часов находились в воде. Были приняты следующие условия испытаний образцов при циклическом замораживании–оттаивании: образцы, имеющие температуру +20⁰С, помещались в климатиче-

скую камеру и охлаждались до температуры -10°C в камере; замораживание образцов от температуры -10°C до -50°C происходило в течение 2 часов, выдержка образцов при температуре -50°C – 4 часа, подъем температуры от -50°C до -10°C – 1 час, оттаивание образцов при температуре воды в емкости 20°C – 17 часов [302].

Такой режим испытаний (при температуре замораживания -50°C) позволил ускорить испытание на морозостойкость. По экспериментальным данным ускорение морозной деструкции при снижении температуры замораживания до -50°C может быть принято с $K = 10$ [302], $F_{станд} = K \cdot F_{ускор.}$, т.е. один ускоренный цикл замораживания–оттаивания при $t = -50^{\circ}\text{C}$ соответствует 10 стандартным циклам замораживания–оттаивания при $t = -20^{\circ}\text{C}$.

Для оценки морозной деструкции бетона в процессе испытаний применяли следующие неразрушающие методы контроля:

1. метод измерения скорости прохождения УЗИ – прибор «УК-14ПМ»;
2. метод измерения динамического модуля упругости – прибор «ИЧМК»;
3. метод измерения скорости прохождения УЗИ – прибор «ОСА-1М-100»;
4. метод измерения остаточных деформаций образцов переносной мессурой при ЦЗО.

Прибор ультразвуковой УК-14ПМ предназначен для измерения времени распространения продольных ультразвуковых колебаний и длительности фронта первого вступления принятого сигнала.

Через каждые пять ускоренных циклов замораживания–оттаивания выполнялись механические испытания не менее трех образцов с последующим расчетом коэффициентов интенсивности напряжений.

При проведении исследований на обычном портландцементе были использованы три серии образцов с разными характеристиками структуры порового пространства бетона, которое достигалось путем применения химических добавок – суперпластификатора С-3 и воздухововлекающей добавки СНВ. Составы бетонов приведены в таблице 2.8.

Образцы подвергали испытанию на морозостойкость в возрасте 28 суток. Количество образцов для проведения испытаний по исследуемым показателям приведено в табл. 2.14 и 2.15. Перед низко-

температурными испытаниями опытные образцы находились в воде в течение 96 часов. Определение коэффициентов интенсивности напряжений было проведено на образцах, которые выдерживались при комнатной температуре не менее 4 часов после извлечения их из емкости для оттаивания (рис. 2.17 и 2.18).

Таблица 2.14 – Количество образцов для проведения исследований на обычном тяжелом бетоне

Вид образцов	Назначение образцов	Количество образцов, шт			
		Контроль-ных	Основ-ных	Всего для 1-ой серии	Всего для 3-х серий
Кубы 100 мм	Прочность на сжатие ($f_{c, cube}$)	3	18	21	63
Кубы 150 мм	Коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве (K_{Ic})	3	18	21	63
Плиты 150x150 b=75мм	Коэффициент интенсивности напряжений при поперечном сдвиге (K_{Ic})	3	18	21	63
Кубы 100 мм	Скорость УЗИ (V)	6	6	6	18
Призмы 100x100 L=400мм	Динамический модуль упругости (E_{cm})	6	6	6	18
Кубы 100 мм	Структурные характеристики (W, D^*, λ, α)	6	–	6	18
				Итого: 87	Всего: 261

В процессе низкотемпературных циклических испытаний через пять циклов производилась выемка опытных образцов, которые затем испытывались на осевое сжатие до разрушения (рис. 2.19).

В процессе испытаний на стойкость при ЦЗО через определенное количество циклов производилась выемка опытных образцов, которые затем были испытаны на растяжение при изгибе по четырехточечной схеме согласно [304].

Таблица 2.15 – Количество образцов для проведения исследований на напрягающем бетоне

Вид образца	Назначение образцов	Количество образцов, шт			
		Контроль-ных	Основных	Всего для 1-ой серии	Всего для 3-х серий
Кубы 100 мм	Прочность на сжатие ($f_{c, cube}$)	3	18	21	63
Призмы 100x100 L=400мм	Прочность на растяжение при изгибе ($f_{ct,fl}$)	3	15	18	54
Кубы 100 мм	Коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве (K_{Ic})	6	30	36	108
Плиты 100x100 b=50 мм	Коэффициент интенсивности напряжений при поперечном сдвиге (K_{IIc})	12	60	72	216
Призмы 100x100 L=400мм	Остаточные деформации	6	6	6	18
	Скорость УЗИ (V)	6	6	6	18
	Динамический модуль упругости (E_{cm})	6	6	6	18
Кубы 100 мм	Структурные характеристики (W, D^*, λ, α)	6	–	6	18
				Итого: 171	Всего: 513

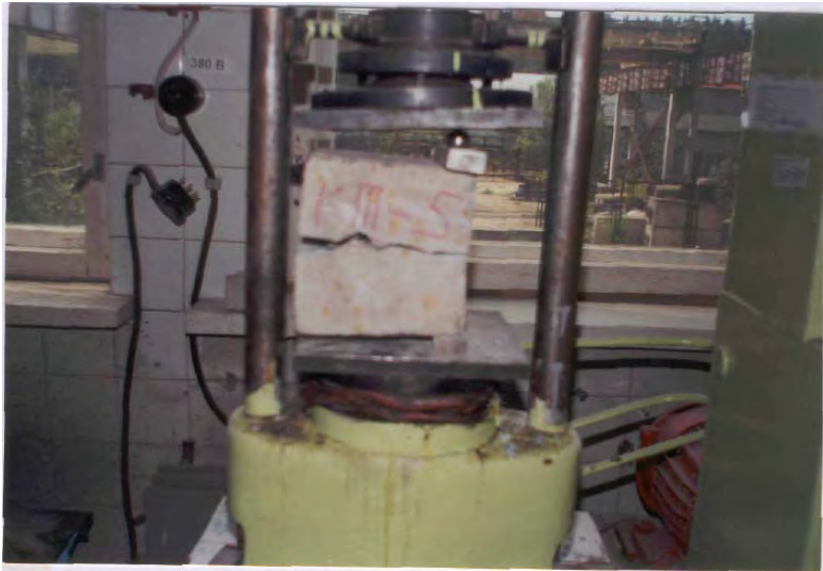


Рис. 2.17. Разрушение бетонного образца при испытании на нормальный отрыв

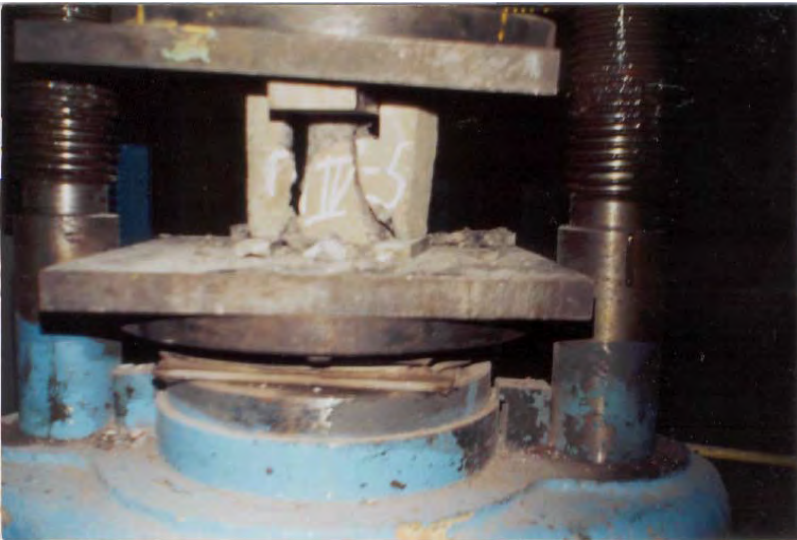
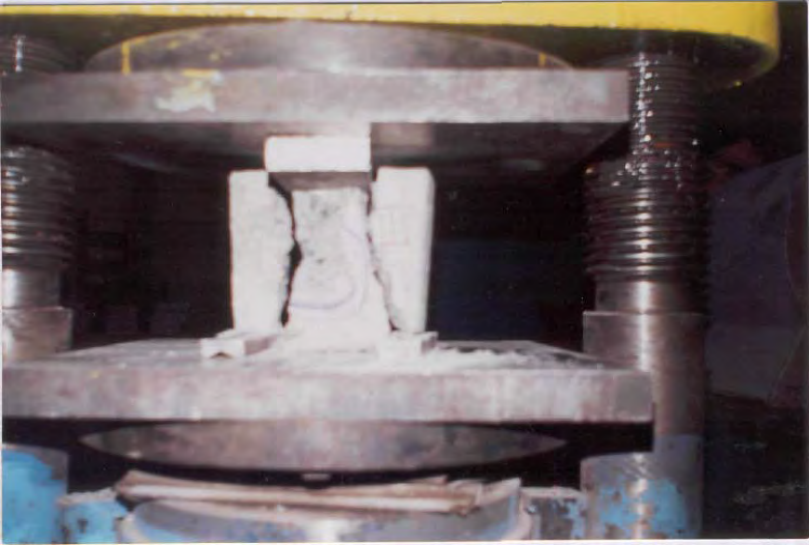


Рис. 2.18. Разрушение бетонного образца при испытании на поперечный сдвиг



Рис. 2.19. Испытание образцов бетона на прочность при сжатии

Прочность бетона на растяжение при изгибе является одной из достаточно чувствительных характеристик материала для оценки

деструкции бетона при циклическом замораживании–оттаивании (рис. 2.20).

Экспериментально были исследованы три серии образцов на напрягающем цементе (серии 4, 5 и 6 составы, которых приведены в таблице 2.8). Для экспериментального определения прочности бетона на растяжение при изгибе, использовались следующие опытные образцы:

- для определения прочности на растяжение при изгибе $f_{ct,fl}$ – образцы–призмы размером 100x100x400 мм;

- для определения K_{Ic} и структурных характеристик – образцы–кубы с ребром 100 мм, выпиленные из образцов–призм 100x100x400 мм с надрезами (рис. 2.16);

- для определения K_{Ic} – образцы, полученные при испытании образцов типа А (половинки 50x100x100 мм) с надрезами (рис. 2.16).

Таким образом, все силовые, прочностные, деформационные и структурные параметры при ЦЗО определялись на одном и том же образце, что исключительно важно для оценки морозной деструкции напрягающего бетона.

В экспериментах производилось сквозное прозвучивание образцов прибором УК-14ПМ (рис. 2.21).

Стенд акустический ОСА-1М-100 для испытания образцов в форме куба выполнен в виде настольного прибора, основным конструкционным элементом которого является камера с закрепленными датчиками для ультразвукового контроля. Камера предназначена для размещения образцов и обеспечения акустического контакта между преобразователями и образцом (рис. 2.22).

Надежный контакт между преобразователем и образцом обеспечивается при заполнении камеры водой. Прибор имеет несколько каналов для производства измерений, т.е. последовательно можно включать в работу различные установленные в камере датчики.



Рис. 2.20. Испытание образцов–призм на растяжение при изгибе



Рис. 2.21. Сквозное прозвучивание образцов прибором УК-14ПМ



Рис. 2.22. Акустический стенд ОСА-1М-100

Неразрушающий контроль бетона в процессе испытаний ультразвуковыми методами (прибор УК-14ПМ и ОСА-1М-100) производился в соответствии с требованиями ГОСТ 26134-84 и ГОСТ 17624-87. При использовании в процессе исследований резонансного метода (прибор ИЧМК) обработка результатов опытов производилась по Методическим рекомендациям, разработанным кафедрой «Строительные материалы и изделия» БНТУ (рис. 2.23).



Рис. 2.23. Прибор ИЧМК для определения динамического модуля упругости

Для определения температуры в теле бетона при различных этапах испытаний использовался прибор КСП-4 – автоматический потенциометр. С этой целью в образцы (в центре, 1/4 толщины и 10 мм от поверхности) при изготовлении устанавливались хромель-копелевые термопары (рис. 2.24, 2.25 и 2.26).

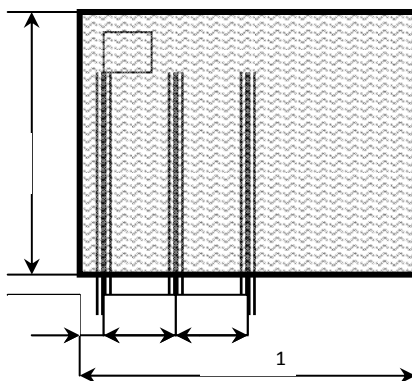


Рис. 2.24. Схема расположения термопар в образце

Контроль неразрушающими методами производился на каждом цикле замораживания и оттаивания образцов. Обработку результатов опытов производили по действующим нормативным документам и рекомендациям на конкретный вид испытаний.

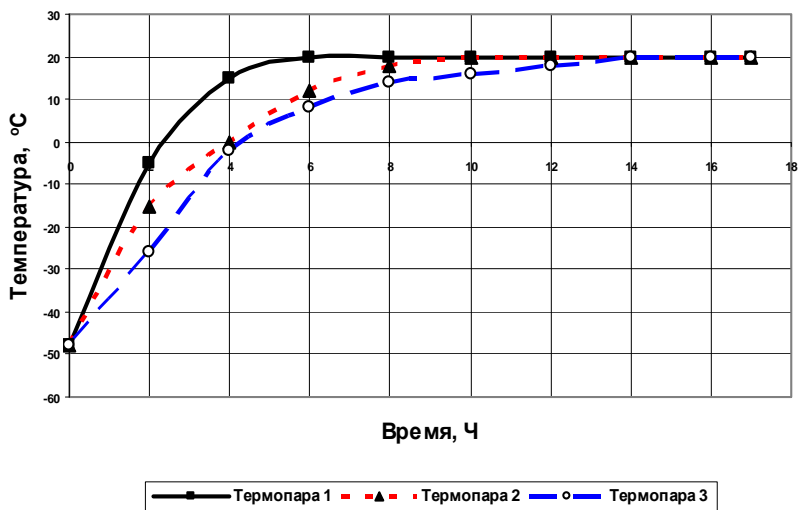
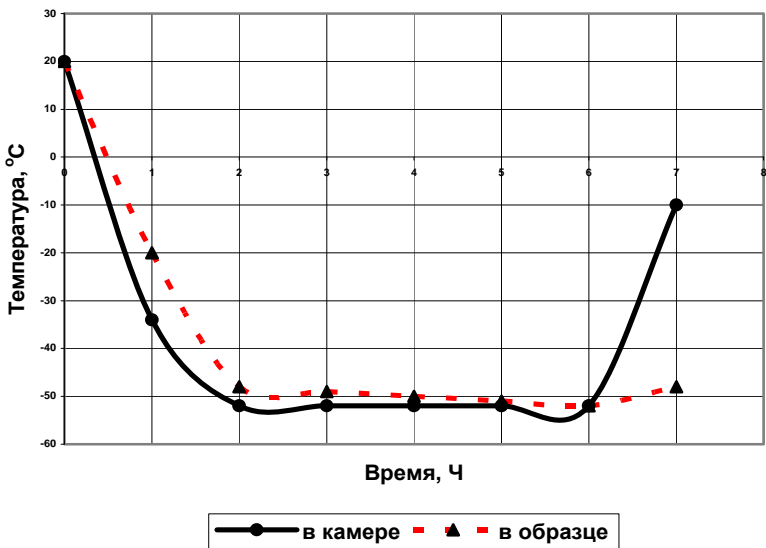


Рис. 2.25. Изменение температуры
 а) при замораживании; б) при оттаивании



Рис. 2.26. Прибор КСП-4 для контроля температуры

Методика исследований капиллярно-пористой структуры бетона. Перед началом опытов на стойкость при циклическом замораживании–оттаивании была определена капиллярно-пористая структура материала для каждой серии образцов. Структуру материала оценивали по методике, изложенной в [302], а также по электропроводности водонасыщенных образцов, которая характеризует сквозную пористость.

Сущность метода определения показателей пористости образцов по кинетике их водопоглощения заключается в следующем:

- 1) Кинетика водопоглощения бетона характеризуется приращением его массы во времени;
- 2) Кривые водопоглощения описываются следующим уравнением:

$$W_t = W_m \left[1 - e^{-(\lambda t)\alpha} \right], \quad (2.1)$$

где W_t и W_m – соответственно, максимальное водопоглощение образца и водопоглощение образца за время t , в процентах по массе; e – основание натурального логарифма, равное 2,718; t – время водопоглощения, ч; λ – показатель среднего размера открытых капиллярных пор, равный пределу отношений ускорения процесса поглощения к его скорости, определяемый по номограммам; α – показатель однородности размеров открытых капиллярных пор, определяемый по номограммам;

3) Полный объем пор бетона определяли при помощи прибора Ле-Шателье путем измерения средней плотности образцов и плотности измельченного в порошок бетона.

4) Объем открытых капиллярных пор бетона численно равен объемному поглощению воды образцом.

5) Объем открытых некапиллярных пор определяли по формуле:

$$\Pi_{мз} = (V - V_1) / V \times 100, \text{ см}^3 \quad (2.2)$$

где V и V_1 – соответственно объем образца, определенный по ГОСТ 12730.1-78, см^3 и определенный по ГОСТ 12730.4-78, см^3

6) Объем условно-замкнутых пор бетона определяли как разницу между полным объемом пор, объемом открытых капиллярных пор и объемом открытых некапиллярных пор:

$$\Pi_з = \Pi_n - \Pi_o - \Pi_{мз}, \quad (2.3)$$

Сущность метода определения сквозной пористости бетона по электропроводности заключается в следующем:

1) Перенос агрессивного вещества или жидкости внутрь бетона описывается следующим уравнением:

$$\delta c / \delta t = D * \delta c / \delta x^2, \quad (2.4)$$

где D^* – эффективный коэффициент диффузии вещества.

2) Связь эффективного коэффициента диффузии с молекулярным может быть выражена зависимостью:

$$D^* = DK_1K_2K_3, \quad (2.5)$$

где K_1, K_2, K_3 – соответственно, коэффициенты, зависящие от извилистости капилляров их размеров и уменьшения сечения диффузного потока твердой фазой.

3) На основании представлений о зависимости электропроводности капиллярно-пористого тела от его «сквозной пористости» при полном насыщении жидкостью пор бетона эффективный коэффициент диффузии можно определить по следующей зависимости:

$$D^* = D(R_o / R_w), \quad (2.6)$$

где R_o и R_w – соответственно, сопротивление жидкой фазы в образце и сопротивление водонасыщенного образца, Ом.

Методика определения остаточных деформаций. В работах [22, 23] приведены графики температурных деформаций насыщенного водой цементного камня, полученные различными авторами (рис. 2.27).

Деформации образцов при воздействии знакопеременных температур в водонасыщенном состоянии характеризуют степень накопления повреждений в структуре бетона. На основании зависимости [87] между значениями относительных остаточных деформаций и морозостойкости материала в данной работе было проведено исследование по накоплению остаточных деформаций образцов–призм размером 100×100×400 мм из бетона на напрягающем цементе. Показания фиксировали после каждого цикла замораживания–оттаивания переносной мессурой лаборатории самонапряженных конструкций БГТУ (база 300 мм, цена деления 0,01 мм) по реперам, установленным в тело бетона на специальном компаунде (рис. 2.28).

Методика испытания бетона конструкций, эксплуатируемых в условиях циклического замораживания–оттаивания, методом отрыва со скалыванием. Комплекс экспериментальных исследований включал следующие мероприятия:

- испытание бетона методом отрыва со скалыванием прибором – гидравлическим прессом–насосом самоцентрирующимся (ГПНС) (рис. 2.29);
- отбор проб бетона для определения степени его водонасыщения и особенностей микро- и макроструктуры;
- высверливание бетонных кернов на различной глубине колонн и перекрытий (от сильно поврежденного бетона при ЦЗО на периферии до практически неразрушенного в середине массива элемента) и их последующие климатические и прочностные испытания.

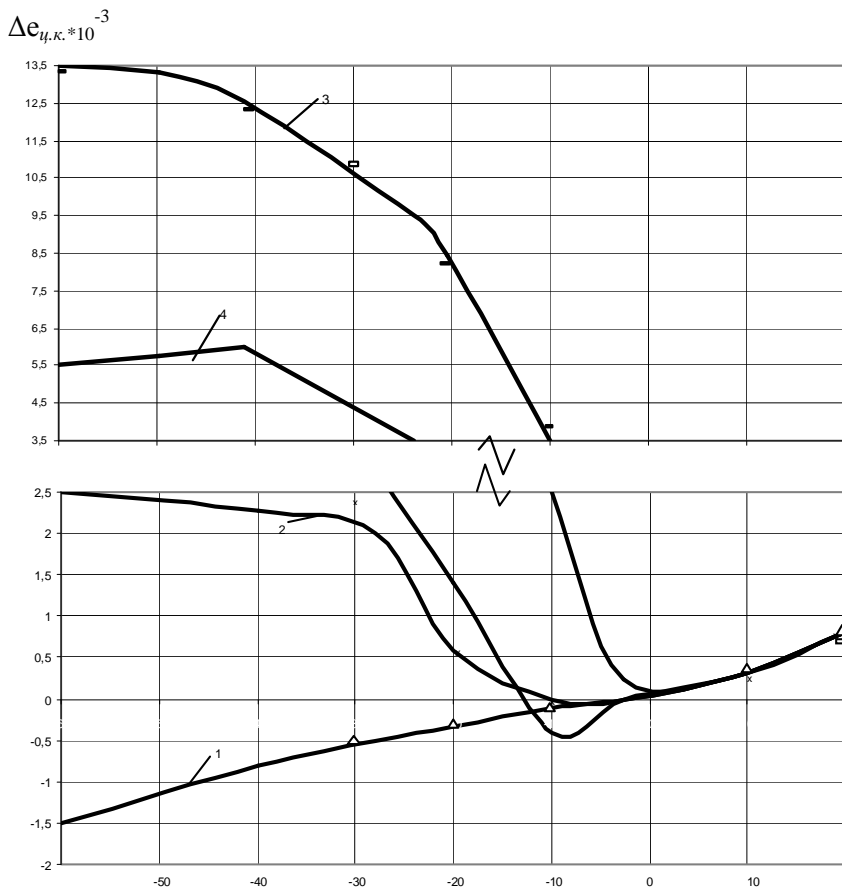


Рис. 2.27. Графики температурных деформаций насыщенного водой цементного камня [22, 23]:

1, 2, 3 – теоретические кривые температурных деформаций цементного камня В/Ц = 0.3; 0.5 и 0.6 ($K_{нт} = 0.27$);

4 – теоретическая кривая по данным А.М. Подвального

Δ , \times – экспериментальные данные Г.Д. Диброва и В.И. Фоменко для цементного камня с В/Ц = 0.3 и 0.5 ;

– то же А.Ф. Тарасова и К.Г. Красильникова при В/Ц = 0.6



Рис. 2.28. Переносная мессура для определения деформации образцов



Рис. 2.29. Определение прочности бетона прибором ГПНС

Выводы :

1. В соответствии с планом экспериментальных исследований выбраны исходные материалы для опытных образцов и определены их основные свойства.

2. Произведен расчет составов обычного, модифицированного и напрягающего бетона (по три состава на обычном и напрягающем портландцементе) для исследования силовых, прочностных, деформационных и структурных характеристик бетона в процессе испытаний на циклическое замораживание–оттаивание. Варьируемыми параметрами были: вид и расход цемента, водоцементное отношение, вид добавки. Из этих шести составов бетона были изготовлены опытные образцы и определены основные физико-механические характеристики бетона. Составы подбирались таким образом, чтобы получить различные структурные характеристики бетонов при близких расходах составляющих в бетонных смесях и прочностных показателях бетона.

3. Для решения поставленных задач в опытах принята методика многопараметричной экспериментальной оценки силовых, прочностных, деформационных и структурных характеристик бетона при циклическом замораживании–оттаивании и использован комплекс неразрушающих методов контроля морозной деструкции бетона: две разновидности ультразвукового импульсного метода, резонансный метод и метод по накоплению остаточных деформаций деструктивного расширения.

4. В качестве основного метода исследования трещиностойкости бетона и вязкости его разрушения приняты методы равновесных и неравновесных испытаний по ГОСТ 29167-91.

5. Для оценки морозной деструкции бетона эксплуатируемых при ЦЗО конструкций принят метод отрыва со скалыванием, который включал:

- испытание бетона методом отрыва со скалыванием прибором – гидравлическим прессом–насосом самоцентрирующимся (ГПНС);

- отбор проб бетона для определения степени его водонасыщения и особенностей микро- и макроструктуры;

- высверливание бетонных кернов на различной глубине колонн и перекрытий (от сильно поврежденного бетона при ЦЗО на периферии, до практически неразрушенного в середине массива элемента) и их последующие климатические и прочностные испытания.

2.3. Результаты экспериментальных исследований силовых, прочностных, деформационных и структурных характеристик обычного и модифицированного бетона при циклическом замораживании–оттаивании

2.3.1. Изменение коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге при ЦЗО

Через определенное количество циклов замораживания–оттаивания производились механические испытания образцов с последующим расчетом коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве (K_{Ic}) и поперечном сдвиге (K_{IIc}).

Определение коэффициентов интенсивности напряжений проводили на образцах, которые выдерживались при комнатной температуре не менее 4 часов после извлечения их из емкости для оттаивания

Результаты по определению КИН приведены в таблице 2.16 и на рисунках 2.30, 2.31.

Таблица 2.16 – Коэффициенты интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге различных бетонов при циклическом замораживании–оттаивании

Кол-во циклов	Серия 1		Серия 2		Серия 3	
	K_{Ic} , МПа	K_{Ic} , МПа	K_{Ic} , МПа	K_{Ic} , МПа	K_{Ic} , МПа	K_{Ic} , МПа
	\sqrt{m}	\sqrt{m}	\sqrt{m}	\sqrt{m}	\sqrt{m}	\sqrt{m}
0	0,92	7,65	0,842	6,22	0,72	11,23
10	0,996	9,51	0,904	8,27	0,938	13,1
15	0,938	8,45	1,08	8,21	1,01	12,8
20	0,727	5,73	0,959	6,71	1,08	12,7
23	0,599	4,63	0,704	5,76	1,08	12,7
25	0,4876	3,825	0,606	4,98	1,05	9,99
27	–	–	–	–	0,903	8,9

Коэффициент вариации в серии 1 из трех образцов – для 0 циклов 6%;
для 25 циклов 8%.

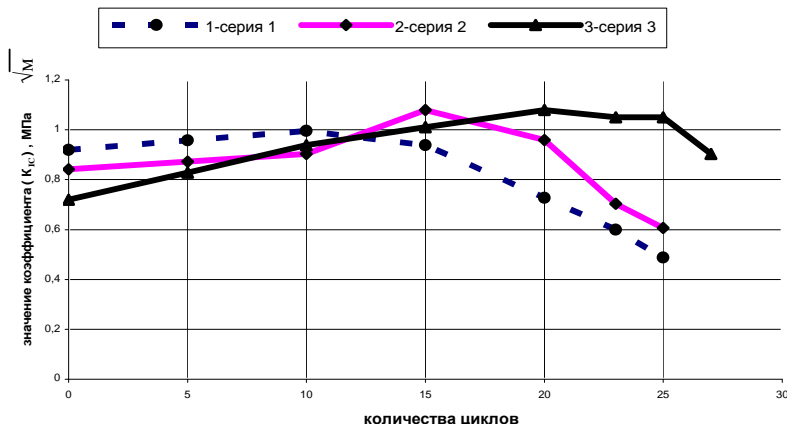


Рис. 2.30. Изменение коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве (K_{Ic}) при увеличении количества циклов замораживания–оттаивания

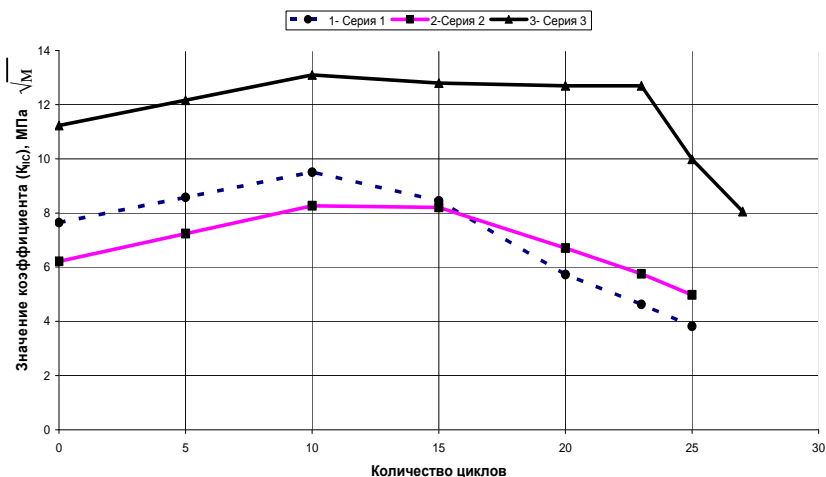


Рис. 2.31. Изменения коэффициентов интенсивности напряжений при поперечном сдвиге (K_{IIc}) при увеличении количества циклов замораживания–оттаивания

Анализ результатов, приведенных в таблице 2.16 и на рисунках 2.30 и 2.31, показал, что коэффициенты интенсивности напряжений (КИН) при нормальном отрыве и поперечном сдвиге для трех серий образцов имеют различные значения, однако наблюдается определенная закономерность в изменении КИН. В циклических низкотемпературных испытаниях после 10-20 циклов замораживания–оттаивания образцов значения КИН увеличиваются, а затем их значения начинают уменьшаться, что свидетельствует о накоплении значительного количества дефектов в структуре материала. Так, например, для серии 1 (бетон без добавок) максимальная величина КИН при нормальном отрыве составляет $0,996 \text{ МПа}\sqrt{м}$ после 10 циклов замораживания–оттаивания, при начальной величине – $0,92 \text{ МПа}\sqrt{м}$. Максимальное значение КИН при определенном количестве циклов замораживания–оттаивания образцов может служить критерием для оценки сопротивляемости структуры бетона циклам замораживания–оттаивания. Экспериментальные исследования показали, что характер изменения КИН при нормальном отрыве (K_{Ic}) и поперечном сдвиге (K_{IIc}) при циклических испытаниях является тождественным, т.е. изменение величины K_{Ic} (увеличение–

уменьшение) ведет к увеличению–уменьшению величины $K_{Ис}$ и на-оборот.

2.3.2. Изменение прочности на сжатие бетонных образцов при циклическом замораживании и оттаивании

В процессе низкотемпературных циклических испытаний через определенное количество циклов производилась выемка опытных образцов для испытания на осевое сжатие для оценки характера изменения прочности бетона. Результаты испытаний приведены в таблице 2.17 и на рисунке 2.32.

Прочности контрольных образцов серий 1, 2 и 3 отличались от 12,4 до 14,1 %, что связано с разными характеристиками поровой структуры материала. Наибольшее увеличение прочности образцов (20,6 %) за счет продолжающейся гидратации цемента при циклических испытаниях наблюдалось в серии 3, где применялась воздухововлекающая добавка СНВ, наименьшее (8,8 %) – в серии 1 (без добавок). Следовательно, чем выше плотность и количество резервных пор в материале за счет применения воздухововлекающих добавок, тем большее влияние оказывают положительно действующие циклы замораживания–оттаивания. Ускорение гидратации при циклических испытаниях можно объяснить увеличением скорости диффузии воды в микропорах, в зернах клинкера цемента за счет давления, создаваемого замерзающей водой.

Таблица 2.17 – Изменение прочности на сжатие ($f_{c,cube}$) образцов при циклическом замораживании–оттаивании

Количество циклов	Серия 1, ($f_{c,cube}$), МПа	Серия 2, ($f_{c,cube}$), МПа	Серия 3, ($f_{c,cube}$), МПа
0	34,0	44,5	40,3
5	35,5	46,5	44,5
10	37,0	48,4	48,6
15	31,5	41,2	47,7
20	26,5	34,7	42,7
25	23,2	30,4	41,8
27	–	–	38,2
Коэффициент вариации в серии 1 из трех образцов – для 0 циклов 6,4 %. до 25 циклов 8,2 %. для 25 циклов 9,2 %			

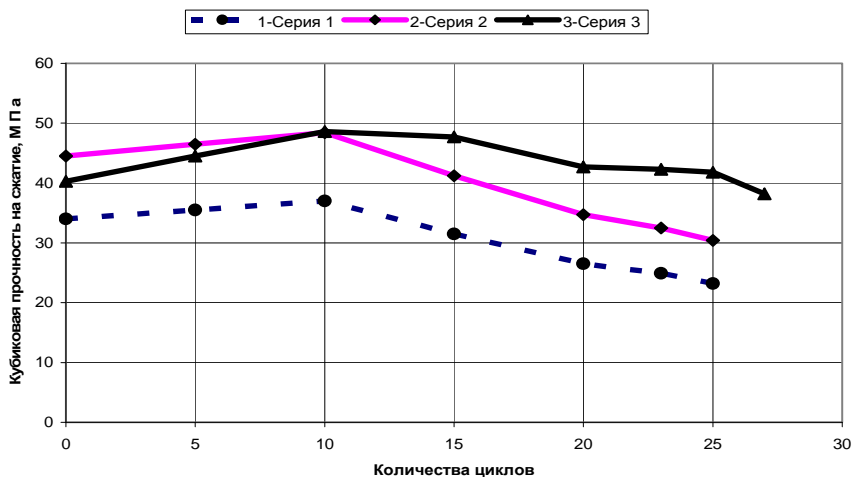


Рис. 2.32. Изменение прочности на сжатие образцов кубов при увеличении количества циклов замораживания–оттаивания

2.3.3. Скорость распространения ультразвука и динамический модуль упругости образцов бетона при циклическом замораживании–оттаивании

Оценку морозной деструкции проводили двумя разновидностями ультразвукового импульсного метода на образцах–кубах размером 100x100x100 мм и образцах–призмах размером 100x100x400 мм.

По результатам прозвучивания образцов–призм определяли динамический модуль упругости. Измерения производили через два цикла испытаний. Результаты испытаний представлены в таблице 2.18 и на рисунке 2.33.

Зафиксирован различный характер изменения скорости распространения ультразвука для трех серий образцов. Например, после 20 ускоренных циклов замораживания–оттаивания скорость ультразвука в бетоне соответственно состава 1 изменилась с 3356 до 2674 м/с (снизилась на 20,3%); состава 2 с 3390 до 3546 м/с (возросла на 4,6%); состава 3 с 3257 до 3460 м/с (возросла на 6,2 %).

Таблица 2.18 – Изменение времени и скорости распространения ультразвука для образцов-кубов с ребром 100 мм в процессе ЦЗО

Кол-во циклов	Серия 1		Серия 2		Серия 3	
	t, мкс	V, м/с	t, мкс	V, м/с	t, мкс	V, м/с
0	29,8	3356	29,5	3390	30,7	3257
2	29,6	3378	28,9	3460	29,9	3344
4	30,1	3322	28,7	3484	29,3	3413
6	31,1	3215	28,5	3509	29,0	3448
8	32,0	3125	28,5	3509	28,8	3472
10	31,4	3185	28,5	3509	28,8	3472
12	34,1	2933	28,3	3534	28,6	3497
14	32,2	3106	28,3	3534	28,9	3460
16	33,7	2967	28,2	3546	29,1	3436
18	34,0	2941	28,2	3546	29,0	3448
20	37,4	2674	28,2	3546	28,9	3460
22	–	–	–	–	29,2	3425
24	–	–	–	–	28,9	3460
26	–	–	–	–	29,7	3367

Максимальная погрешность измерения времени УЗИ – $\pm 5,6$ мкс

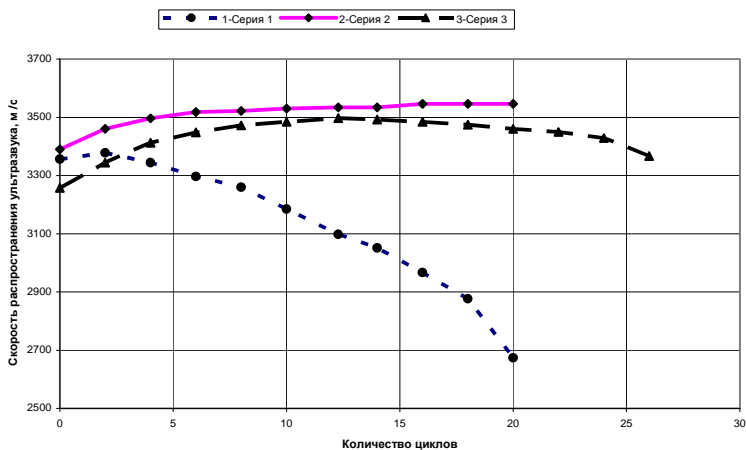


Рис. 2.33. Изменение скорости распространения ультразвука при увеличении количества циклов замораживания–оттаивания

Результаты расчета динамического модуля упругости бетона по скорости прохождения ультразвуковых волн через призмы размером 100×100×400 мм приведены в таблице 2.19 и на рисунке 2.34.

Таблица 2.19 – Изменение скорости распространения ультразвука и динамического модуля упругости для образцов–призм 100×100×400 мм в процессе ЦЗО

Кол-во циклов	Серия 1		Серия 2		Серия 3	
	V, м/с	E _{см} , МПа	V, м/с	E _{см} , МПа	V, м/с	E _{см} , МПа
0	4500	49600	4499	49600	3656	32700
2	4420	47800	4505	49700	3703	33510
4	4515	49900	4561	49800	3853	36300
6	4525	50100	4509	51100	3881	36900
8	4571	51100	4520	52600	3860	37500
10	4592	51600	4420	53400	3952	38200
12	4355	51500	4350	53600	3913	39000
14	4532	50300	4608	52000	3903	38200
16	4387	49100	4527	50200	3883	38600
18	4420	48000	4665	49000	3986	38900
20	4425	43600	4640	46000	3886	37700
22	–	–	4116	41500	3928	37800
24	–	–	–	–	3972	38600
26	–	–	–	–	3929	37800

Погрешность измерения скорости УЗИ – ± 40 м/с

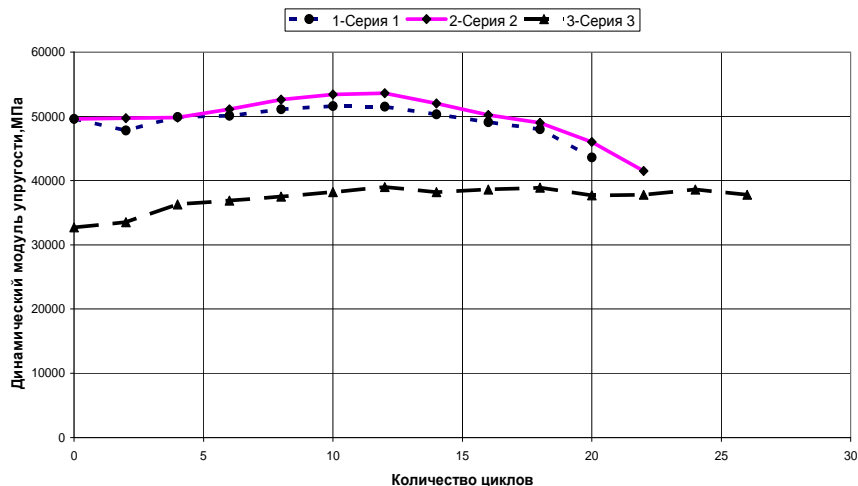


Рис. 2.34. Характер изменения динамического модуля упругости при увеличении количества циклов замораживания–оттаивания

Динамический модуль упругости бетонов различной структуры и ЦЗО изменялись также по-разному. Для первой серии образцов после 20 циклов он снизился с 49600 до 43600 МПа (на 12,1 %). Бетон серии 2 к 20 циклу показал снижение динамического модуля упругости с 49600 лишь до 46000 МПа (на 7,3 %), тогда как к 22 циклу уже показывал резкое снижение этого показателя до 41500 МПа. Для серии 3 за счет воздухововлечения характерно достаточно низкое начальное значение динамического модуля упругости, равное 32700 МПа, которое, однако, в течение 26 циклов возрастало и составило – 37800 МПа, что на 15,6 % выше начального значения.

Динамический модуль упругости бетона при испытаниях на ЦЗО определялся также резонансным методом на образцах размером 75x75x150 мм.

При некоторой разности абсолютных значений динамического модуля упругости, определенного ультразвуковым и резонансным методами, тенденция изменения деформационных характеристик бетона при циклическом замораживании–оттаивании остается одинаковой.

2.3.4. Изменение массы и водопоглощения образцов в процессе циклических испытаний

При испытании для оценки изменения водопоглощения после каждого цикла замораживания–оттаивания производилось взвешивание образцов. Эти опыты просты, но их результаты качественно характеризуют морозную деструкцию бетона и пригодны для сравнительной оценки стойкости бетона при ЦЗО. По водонасыщению и деформациям набухания при начальном 96-часовом водонасыщении можно судить о начальной дефектности структуры бетона различных составов. Прирост водонасыщения свидетельствует о микротрещинообразовании в бетоне в результате деструктивных процессов, и чем выше степень морозного разрушения, тем выше степень водонасыщения. Поэтому необходимо учитывать дополнительное заполнение трещин и пор водой, например, при ультразвуковых исследованиях, когда скорость ультразвука после ряда циклов замораживания–оттаивания не снижается. Это свидетельствует

о заполнении микродефектов водой, что увеличивает упругие свойства среды, через которую проходят ультразвуковые сигналы.

Данные по изменению водопоглощения образцов приведены в таблице 2.20 и на рисунке 2.35.

Таблица 2.20 – Прирост в поглощении воды образцами в процессе ЦЗО [%]

Кол-во циклов	Серия 1	Серия 2	Серия 3
1	2	3	
0	0	0	0
1	0,12	0,10	0,37
2	0,23	0,19	0,94
3	0,46	0,26	1,56
4	0,52	0,42	2,23
5	0,74	0,51	2,50
6	0,76	0,56	2,69
7	0,81	0,60	2,73
8	0,93	0,62	2,75
9	1,0	0,64	2,75
10	1,06	0,66	2,76
11	1,09	0,70	2,78
12	1,11	0,74	2,79
13	1,13	0,80	2,83
14	1,16	0,85	2,93
15	1,19	0,90	3,15
16	1,21	0,94	3,46
17	1,23	0,97	3,75
18	1,25	1,0	4,19
19	1,27	1,04	4,56
20	1,29	1,08	4,87
21	–	–	5,06
22	–	–	5,16
23	–	–	5,25
24	–	–	5,31
25	–	–	5,39
26	–	–	5,48
Взвешивание образцов производилось с погрешностью 0,01 %			

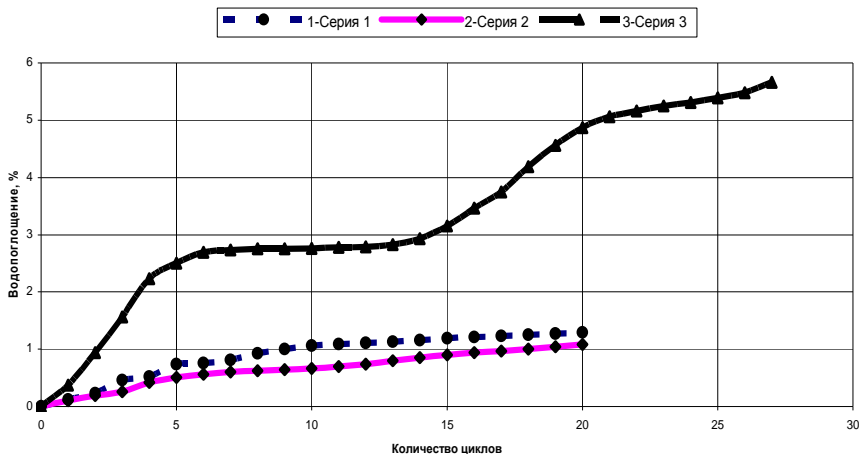


Рис. 2.35. Водопоглощения бетона при попеременном замораживании–оттаивании

Анализ показал, что характер водонасыщения образцов бетона различный, и например, степень водонасыщения образцов серий 1, 2, 3 после 20 ускоренных циклов замораживания–оттаивания была соответственно 1,29; 1,08 и 4,87%.

2.3.5. Исследование капиллярно-пористой структуры бетона

Капиллярно-пористая структура бетона всех серий (контрольных и подвергнутых циклическому замораживанию–оттаиванию) исследовалась по кинетике водопоглощения и по методике определения коэффициента диффузии хлор-ионов, основанной на взаимосвязи электропроводности бетона с характеристиками пористости и градиентами химического потенциала вещества.

На основе анализов структуры бетона получены экспериментальные данные по интегральной и сквозной пористости бетона образцов различных серий, что позволит представить ее в виде пяти-уровневой соподчиненной системы, пригодной для расчета–прогноза долговечности бетона в соответствии с подходом [289]. Результаты исследований приведены в таблице 2.21.

Таблица 2.21 – Характеристики поровой структуры серий образцов

Номер серии	Водопоглощение по массе $W_m, \%$	Средняя плотность бетона $\rho_{cp}, \text{кг/м}^3$	Водопоглощение по объему $W_o, \%$	Показатель среднего размера пор λ	Показатель однородности пор α	Эффективный коэффициент диффузии $D^* \times 10^{-8}, \text{см}^2/\text{с}$
№ 1	5,6	2320	12,99	1,6	0,6	12,4
№ 2	4,3	2365	10,17	1,1	0,3	3,3
№ 3	4,9	2290	11,22	1,3	0,45	6,2
Взвешивание образцов производилось с погрешностью 0,01%.						

Анализ таблицы 2.21 показал, что бетоны трех серий образцов значительно отличаются по характеристикам поровой структуры. Наибольший объем открытых капиллярных пор имеет бетон серии 1, наименьший – бетон с пластифицирующей добавкой серии 2. Четко прослеживается связь между объемом открытых капиллярных пор и эффективным коэффициентом диффузии хлор-ионов, который характеризует наличие сквозных незамкнутых пор в структуре материала. Показатели среднего размера капиллярных пор и однородности пор по размерам для разных серий образцов отличаются не существенно, это свидетельствует о том, что дифференциальная кривая распределения капиллярных пор по размерам должна носить аналогичный характер для всех трех исследованных серий образцов.

2.3.6. Анализ результатов экспериментальных исследований обычного и модифицированного бетона при ЦЗО

Для обычного бетона потеря 5 % прочности на сжатие, соответствующая марке по морозостойкости, наступила через 140 стандартных циклов. Такое же снижение других основных показателей произошло: скорости ультразвука – через 150 циклов, коэффициента интенсивности напряжений при нормальном отрыве – через 170 циклов, коэффициента интенсивности напряжений при поперечном сдвиге – через 180 циклов. С учетом фактора ускорения можно констатировать, что снижение коэффициентов интенсивности напря-

жений и скорости ультразвукового импульса являются не менее корректными (чувствительными) параметрами для оценки морозостойкости обычного бетона, чем снижение прочности на сжатие. Показательно, что 20 % снижение f_c , K_{Ic} и K_{IIc} происходит соответственно через 190, 200 и 190 стандартных циклов, т.е. коэффициенты интенсивности напряжений можно использовать для оценки морозостойкости обычного бетона наряду с прочностными показателями. Ультразвуковой импульсный метод дает хорошую сходимость с показателями прочности при 5%-ной их потере и может быть использован для стандартной оценки морозостойкости бетона, однако в дальнейшем разуплотнение структуры бетона при ЦЗО фиксируется приближенно. Это происходит из-за предусмотренной стандартом методики испытаний на ЦЗО, согласно которой оттаивание происходит в воде. Возникающие при ЦЗО многочисленные микротрещины заполняются водой, что увеличивает скорость прохождения ультразвукового импульса через водонасыщенный бетон. Это становится совершенно ясным из анализа кинетики водопоглощения приведенном на графике (рис. 2.35), где водопоглощение обычного бетона после 50 стандартных циклов ЦЗО составляет 0,74 %, а после 200 – 1,29 %. В расчетном параметре динамического модуля упругости погрешность учитывается дважды: во-первых, динамический модуль E_{cm} зависит от скорости ультразвука; во-вторых, динамический модуль E_{cm} зависит от плотности бетона, которую надо вводить не с учетом дополнительного водонасыщения при оттаивании, а с учетом снижения от разрушения (морозной деструкции).

Для бетона, модифицированного суперпластификатором С-3, потеря 5 % прочности на сжатие произошла через 140 стандартных циклов ЦЗО. Такое же снижение других оценочных показателей наступило: скорости ультразвука – через 140 циклов, коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге – через 220 и 230 ЦЗО соответственно. Как для обычного, так и для модифицированного бетона ультразвуковой импульсный метод дает идеальную сходимость с показателями прочности при 5 %-ной их потере. Коэффициенты интенсивности напряжений K_{Ic} и K_{IIc} вначале существенно возрастают в течение 120-150 циклов. Это так называемый «конструктивный период», сущность которого многие исследователи объясняют дополнительной гидрата-

цией цементного камня в возникших при ЦЗО микротрещинах, заполняемых водой при оттаивании. Исходя из таких представлений, можно предположить, что параметры K_{Ic} и K_{IIc} «чувствительны» к возрастающей трещиностойкости в начальный период, однако этот эффект на показатели прочности на сжатие влияния не оказывает. Затем происходит резкое снижение коэффициентов интенсивности напряжений, достигая к 250-270 циклам замораживания–оттаивания 70 % от начальных значений K_{Ic} , K_{IIc} , f_c . Таких же относительных значений достигает к этому моменту прочность образцов и скорость прохождения ультразвука. Расчетный параметр динамического модуля упругости для оценки морозостойкости модифицированного суперпластификатором бетона обладает теми же недостатками, как и для обычного бетона, т.е. завышает марку по морозостойкости.

Для бетона, модифицированного воздухововлекающей добавкой СНВ, потеря 5% прочности на сжатие, соответствующая марке по морозостойкости, наступила через 270 стандартных циклов, тогда как коэффициент интенсивности напряжений при поперечном сдвиге K_{IIc} достиг такого снижения за 240 циклов. Коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве K_{Ic} и скорость прохождения ультразвука к этому моменту превышали еще начальные значения. Для бетона серии 3 с равномерно распределенными замкнутыми воздушными порами идеальным параметром для оценки морозной деструкции является K_{IIc} . Кинетику морозного разрушения качественно характеризует водопоглощение, которое достигло после 260 циклов в бетоне серии 3 значения 5,48%. Характер разрушения при ЦЗО бетона с порами вовлеченного воздуха обеспечил ему такую высокую морозостойкость. Возникающие и развивающиеся с периферии бетонного образца микротрещины «натываются» на демпферы – поры вовлеченного воздуха. Требуется еще некоторое количество циклов, чтобы при оттаивании заполнить пору влагой, а при замораживании «накачать» дополнительное количество энергии для старта из этой замкнутой, круглой в сечении поры новой трещины, которая, в свою очередь, развиваясь при ЦЗО, «наткнется» на следующий демпфер. Для такого бетона K_{Ic} и скорость прохождения ультразвука оказались чересчур «чувствительными» к дополнительному водонасыщению бетона.

Анализ показал, что сравнение кинетики морозной деструкции обычного бетона серии 1 и модифицированного бетона серии 2 и 3

позволяет сделать вывод, что одним из способов повышения морозостойкости бетона марки F270 является применение воздухововлекающих добавок. Модифицирование бетона суперпластификатором при водоредуцирующем действии, улучшило начальные прочностные (повышение примерно на 20 %) и структурные параметры ($D^* = 3,3 \times 10^{-8} \text{ см}^2/\text{с}$, $W_o = 10,17 \%$), однако марка по морозостойкости по сравнению с обычным бетоном не изменилась (F140).

Выводы :

1. Выполнены экспериментальные исследования силовых, прочностных, деформативных и структурных характеристик обычного и модифицированного бетона при циклическом замораживании–оттаивании, которые позволили заключить, что коэффициенты интенсивности напряжений являются приемлемыми характеристиками для оценки стойкости при ЦЗО обычного и модифицированного бетона.

2. Сравнение кинетики морозной деструкции обычного бетона серии 1 (F 140), модифицированных суперпластификатором С-3 бетонов серии 2 (F 140) и воздухововлекающей добавкой СНВ бетонов серии 3 (F 270) позволяет сделать вывод, что одним из способов повышения морозостойкости бетона является применение воздухововлекающих добавок.

3. Модифицированный воздухововлекающей добавкой бетон серии 3 характеризовался водопоглощением по объему 11,22 % (12,99 % – для обычного бетона), эффективным коэффициентом диффузии $6,2 \times 10^{-8} \text{ см}^2/\text{с}$ ($12,4 \times 10^{-8} \text{ см}^2/\text{с}$ – для обычного бетона) и значительным водопоглощением (5,48 %) на момент исчерпания образцами морозостойкости. Последнее идентифицирует механизм морозного разрушения бетона, насыщенного равномерно распределенными по объему демпферами – порами вовлеченного воздуха, развитие трещин морозного разрушения в котором энергетически невыгодно. Сущность этого деструктивного механизма состоит в последовательном (с периферии) разрушении бетона, интенсивность которого определяет водонасыщение пор вовлеченного воздуха через развивающиеся морозные трещины.

4. Модифицирование бетона суперпластификатором, используя его водоредуцирующее действие (серия 2), незначительно повысило его начальную прочность (увеличение примерно на 20 %) и заметно

улучшило структурные параметры ($D^* = 3,3 \times 10^{-8} \text{ см}^2/\text{с}$, $W_o = 10,17 \%$), однако марка по морозостойкости в сравнении с обычным бетоном не изменилась (F 140).

5. Ультразвуковой импульсный метод, как для обычного, так и для модифицированного бетона дает хорошую сходимость с показателями прочности образцов при 5%-ной потере. В дальнейшем снижение скорости прохождения ультразвука «запаздывает» ввиду заполнения морозных микротрещин при оттаивании опытных образцов в воде.

6. Расчетный параметр динамического модуля упругости E_{cm} будет завышать морозостойкость, если не корректировать исходные параметры скорости прохождения ультразвука и плотности бетона, принимая во внимание дополнительное его водонасыщение при оттаивании в воде.

2.4. Результаты экспериментальных исследований силовых, прочностных, деформационных и структурных характеристик для бетонов на напрягающем цементе при циклическом замораживании–оттаивании

2.4.1. Определение коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге при ЦЗО

Теория морозостойкости напрягающего бетона должна содержать количественное описание возникновения и развития внутреннего разрушающего давления, соотнося его с характеристиками трещиностойкости напрягающего бетона, опираясь на данные о структуре его порового пространства.

Результаты испытаний по определению коэффициентов интенсивности напряжений приведены в таблице 2.22 и на рисунках 2.36 и 2.37.

Таблица 2.22 – Коэффициенты интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге бетонов на напрягающем цементе при циклическом замораживании–оттаивании

Кол-во циклов	Серия 4		Серия 5		Серия 6	
	K_{Ic} МПа \sqrt{M}	K_{IIc} МПа \sqrt{M}	K_{Ic} МПа \sqrt{M}	K_{IIc} МПа \sqrt{M}	K_{Ic} МПа \sqrt{M}	K_{IIc} МПа \sqrt{M}
0	1,22	5,22	1,14	5,48	0,97	4,94
15	0,94	4,96	0,67	4,95	0,97	4,94
20	0,50	4,76	0,56	4,82	0,99	4,14
35	0,46	3,82	0,56	4,76	0,45	4,02
45	0,43	3,78	0,52	4,45	0,42	3,96
60	0,34	2,68	0,50	3,35	0,29	3,59

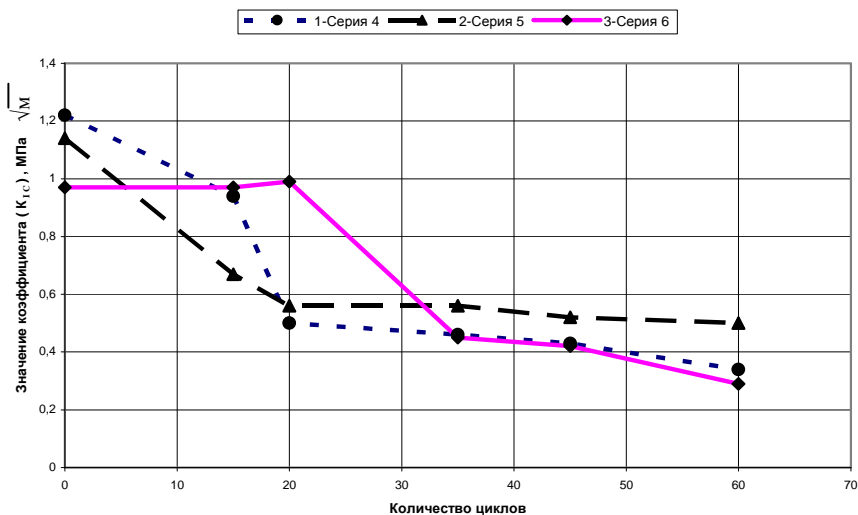


Рис. 2.36. Изменение коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве (K_{Ic}) при увеличении количества циклов замораживания–оттаивания

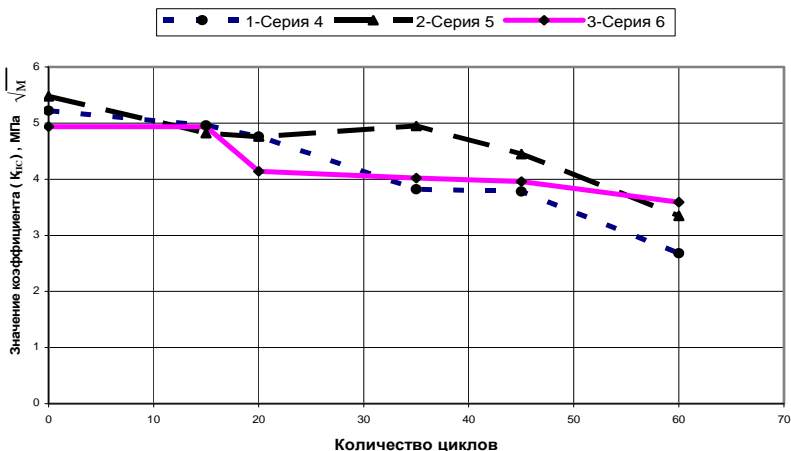


Рис. 2.37. Изменение коэффициентов интенсивности напряжений при поперечном сдвиге ($K_{Ис}$) при увеличении количества циклов замораживания–оттаивания

2.4.2. Прочность на растяжение при изгибе образцов размером $100 \times 100 \times 400$ мм бетона на напрягающем цементе в процессе циклического замораживания–оттаивания

В процессе испытаний на стойкость при ЦЗО через определенное количество циклов производилась выемка опытных образцов для испытания на растяжение при изгибе по четырехточечной схеме согласно [302, 303].

Прочность бетона на растяжение при изгибе является одной из достаточно чувствительных характеристик материала для оценки деструкции бетона при циклическом замораживании–оттаивании.

Результаты этих испытаний приведены в таблице 2.23 и на рисунке 2.38.

Из данных, приведенных в таблице 2.23, следует, что прочность бетона на растяжение при изгибе уменьшается с увеличением количества циклов замораживания и оттаивания. Снижение прочности образцов после 60 ускоренных циклов для серии 4 составили 29,3 %, для серии 5 – 50,3 %, для серии 6 – 47,5 %.

Таблица 2.23 – Изменение прочности на растяжение при изгибе бетона на напрягающем цементе в процессе циклического замораживания–оттаивания

Количество циклов	Серия 4	Серия 5	Серия 6
	$f_{ct,fl}$, МПа	$f_{ct,fl}$, МПа	$f_{ct,fl}$, МПа
0	2,76	3,12	3,18
15	2,46	3,0	2,88
20	2,44	2,40	2,64
35	2,40	2,20	2,55
45	2,32	2,12	2,34
60	1,95	1,55	1,67

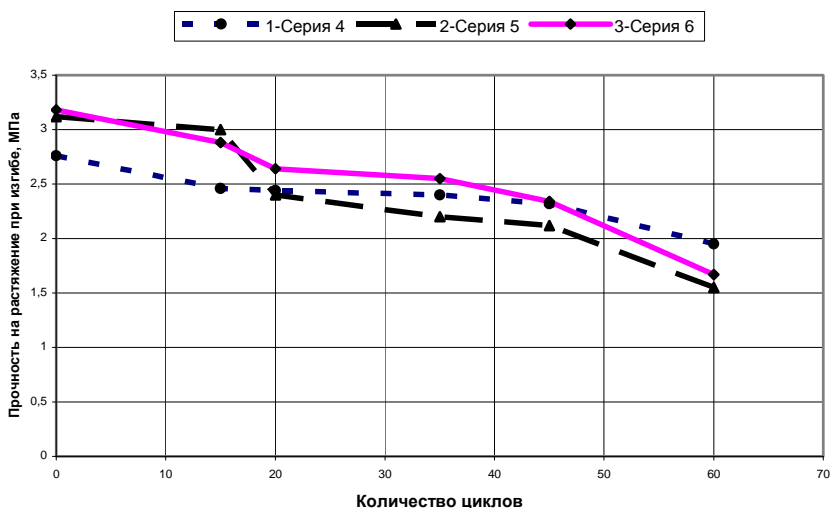


Рис. 2.38. Изменение прочности на растяжение при изгибе при увеличении количества циклов замораживания–оттаивания

2.4.3. Остаточные деформации бетонных образцов–призм, изготовленных на напрягающем цементе в замороженном (-50°C) и оттаявшем ($+20^{\circ}\text{C}$) состоянии

Деформации образцов при воздействии знакопеременных температур в водонасыщенном состоянии характеризуют степень накопления повреждений в структуре бетона. На основании установленной зависимости [87] между значениями остаточных деформаций и

морозостойкости материала были проведены исследования по накоплению остаточных деформаций образцов–призм размером 100×100×400 мм из бетона на напрягающем цементе. Показания фиксировались после каждого цикла замораживания–оттаивания переносной мессурой лаборатории самонапряженных конструкций БГТУ (база 300 мм, цена деления 0,01 мм) по реперам, установленным в тело бетона на специальном компаунде.

Таблица 2.24 – Остаточные деформации опытных образцов–призм в замороженном (–50°С) и оттаявшем (+20°С) состоянии

Кол-во циклов	Замороженные образцы (–50°С), ϵ_{res} , 1×10^{-5}			Насыщенные образцы (+20°С), ϵ_{res} , 1×10^{-5}		
	Серия 4	Серия 5	Серия 6	Серия 4	Серия 5	Серия 6
0	0	0	0	0	0	0
5	–26	–25	–23	–35	–25	–44
10	–55	–45	–40	–70	–45	–80
15	–68	–53	–53	–82	–64	–105
20	–80	–55	–60	–90	–75	–120
25	–70	–48	–46	–68	–68	–111
30	–65	–25	–30	–45	–60	–100
35	–48	0	–2	–25	–50	–83
40	–25	25	20	–10	–40	–75
45	5	50	25	10	–25	–58
50	45	75	30	25	–5	–40
55	75	80	37	33	3	–25
60	105	100	55	40	10	–10

Примечание: + – деформация расширения
 – – деформации укорочения

Как свидетельствуют данные в таблице 2.24 и на рисунках 2.39, 2.40 для всех трех серий опытных образцов бетона на напрягающем цементе характерен длительный прирост остаточных деформаций укорочения в замороженном и, особенно, в оттаявшем состоянии, что определяет продолжительность так называемого «конструктивного периода». Для образцов серий 4, 5 и 6, деформации деструктивного расширения начинают возрастать после 40...60 ускоренных циклов, что свидетельствует о значительном разрушении при ЦЗО.

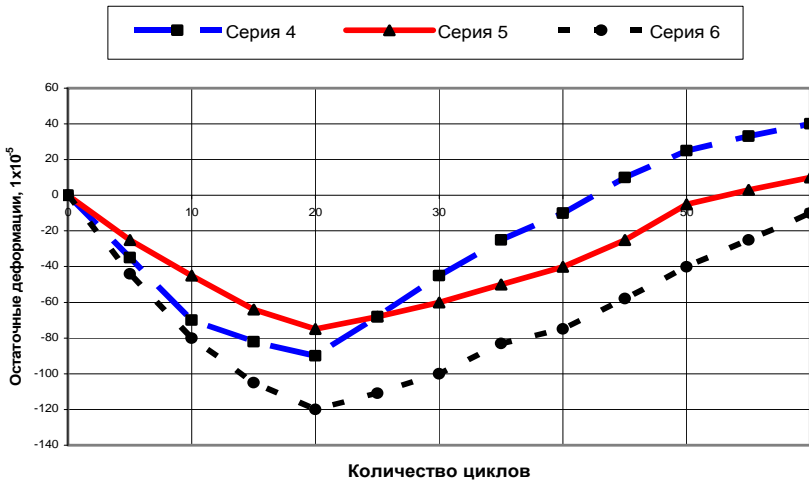


Рис. 2.39. Остаточные деформации образцов–призм в оттаившем состоянии после n циклов замораживания–оттаивания

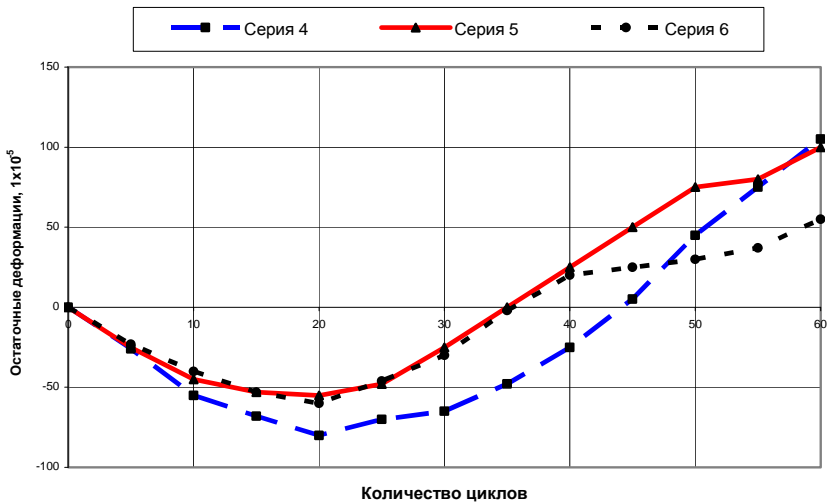


Рис. 2.40. Остаточные деформации замороженных образцов–призм при n-ном цикле замораживания

2.4.4. Скорость распространения ультразвука и динамический модуль упругости при циклическом замораживании–оттаивании

Оценку морозной деструкции бетонов всех составов производили на образцах–призмах 100×100×400 мм методом сквозного продольного прозвучивания ультразвуковым прибором УК-14ПМ. Измерения производили через пять циклов испытаний. Результаты испытаний представлены в таблице 2.25 и на рисунках 2.41 и 2.42.

Зафиксирован различный характер изменения скорости распространения ультразвука и динамического модуля упругости для трех серий образцов. Например, при 60 ускоренных циклах замораживания–оттаивания скорость ультразвука в бетоне состава 4 изменилась с 4405 до 3984 м/с (снизилась на 9,6 %); состава 5 с 4968 до 4689 м/с (снизилась на 5,6 %); состава 6 с 4957 до 4711 м/с (снизилась на 5,0 %).

Таблица 2.25 – Изменение скорости распространения ультразвука и динамического модуля упругости в процессе циклического замораживания–оттаивания

Кол-во циклов	Серия 4		Серия 5		Серия 6	
	V, м/с	E _{см} , МПа	V, м/с	E _{см} , МПа	V, м/с	E _{см} , МПа
0	4405	47501	4968	60419	4957	60152
5	4396	47307	4944	59837	5006	61374
10	4390	47178	4896	58681	5044	62282
15	4390	47178	4908	58969	5063	62752
20	4348	46280	4908	58969	4905	58896
25	4376	46878	4908	58969	4905	58896
30	4251	44238	4860	57821	4902	58825
35	4338	46067	4860	57821	4884	58393
40	4269	44613	4870	58059	4872	58107
45	4255	44321	4870	58059	4820	56873
50	4107	41292	4870	58059	4767	55629
55	4061	40372	4728	54722	4750	55233
60	3984	38855	4689	53823	4711	54330

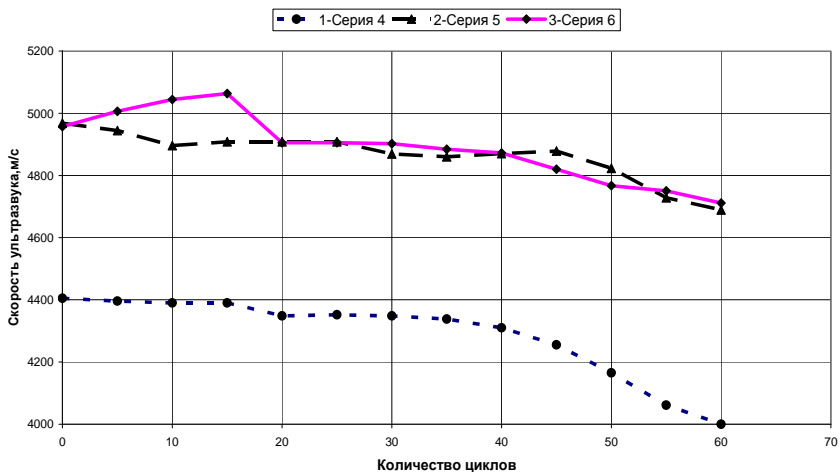


Рис. 2.41. Изменение скорости распространения ультразвука при увеличении количества циклов замораживания–оттаивания

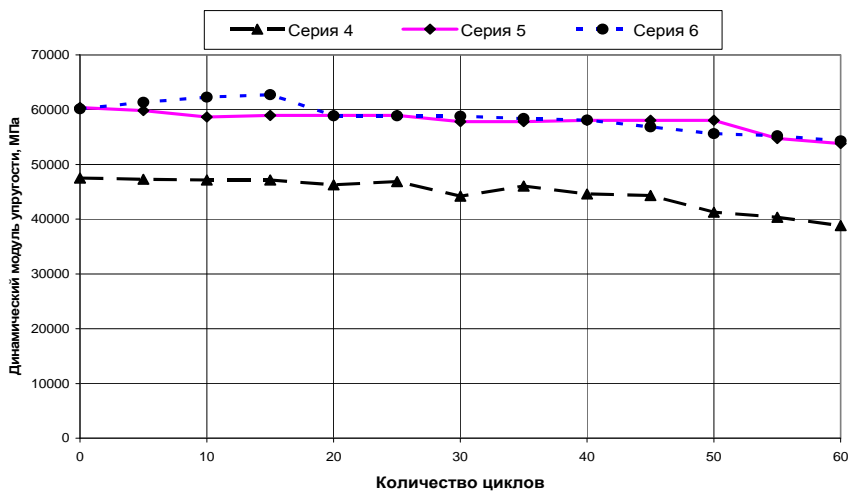


Рис. 2.42. Изменение динамического модуля упругости при увеличении количества циклов замораживания–оттаивания

2.4.5. Исследование капиллярно-пористой структуры бетона

Капиллярно-пористая структура бетона всех серий образцов исследовалась по кинетике водопоглощения, а также методом определения коэффициента диффузии хлор-ионов, основанном на взаимосвязи электропроводности бетона с характеристиками пористости (сквозная пористость бетона).

На основе анализа структуры получены данные по интегральной и сквозной пористости бетона трех серий образцов на напрягающем цементе. Результаты исследований приведены в таблице 2.26.

Таблица 2.26 – Характеристики поровой структуры образцов

Номер серии	Водопоглощение по массе $W_m, \%$	Средняя плотность бетона $\rho_{ср}, \text{Г/М}^3$	Водопоглощение по объему $W_o, \%$	Показатель среднего размера пор, λ	Показатель однородности пор, α	Эффективный коэффициент диффузии $D^* \times 10^{-8}, \text{см}^2/\text{с}$
№ 4	3,9	2410	9,4	0,8	0,7	2,8
№ 5	3,2	2430	7,8	0,8	0,65	1,3
№ 6	2,85	2460	7,0	0,45	0,8	0,9

Данные таблицы 2.26 показали, что бетоны на напрягающем цементе трех серий образцов отличаются от образцов на обычном портландцементе. Бетоны на напрягающем цементе характеризуются низким водопоглощением, высокой средней плотностью структуры и имеют низкие значения эффективного коэффициента диффузии, что свидетельствует о значительно меньшем количестве незамкнутых пор в структуре материала (по сравнению с образцами на обычном портландцементе).

2.4.6. Анализ результатов экспериментальных исследований напрягающего бетона при ЦЗО

Снижение прочности на сжатие на 5 %, соответствующее марке по морозостойкости, бетона серии 4 произошло после 400 стандартных циклов замораживания–оттаивания. Это соответствует 5 % снижению скорости прохождения ультразвука. К этому моменту

прочность на растяжение составила 0,85 от начального значения, коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве – 0,4 от начального значения, а кривая остаточных деформаций пересекла нулевую отметку после длительного этапа деформаций укорочения. Принятый ранее комплексный критерий

$K_c = \sqrt{K_{Ic}^2 + K_{IIc}^2}$ для оценки морозостойкости напрягающего бетона оказался более чувствительным, чем его прочность на растяжение $f_{ct,fl}$.

Для образцов серии 5 исчерпание морозостойкости наступило через 450 циклов замораживания оттаивания. Это соответствует 20 % снижению комплексного критерия K_c от начальных значений, и 5 % снижению скорости прохождения ультразвука. Однако прочность на растяжение $f_{ct,fl}$ и K_{Ic} составили соответственно 0,7 и 0,45 от начальных значений, а уровень остаточных деформаций $+50 \times 10^{-5}$.

Марка по морозостойкости напрягающего бетона образцов серии 6 составила F 400. Ультразвуковой импульсный метод дает корректную оценку, так как прочность на растяжение $f_{ct,fl}$ и K_{Ic} после 400 стандартных циклов замораживания–оттаивания составили соответственно 0,75 и 0,45, а уровень остаточных деформаций $+20 \times 10^{-5}$.

Выводы :

Выполнен комплекс экспериментальных исследований силовых, прочностных, деформативных и структурных характеристик напрягающего бетона при циклическом замораживании–оттаивании.

Реализована оригинальная комплексная методика многопараметричной экспериментальной оценки морозной деструкции напрягающего бетона на одних и тех же образцах, а не на образцах–близнецах, вносящих из-за неоднородности бетона дополнительную погрешность. На бетонных призмах размером 100x100x400 мм при ЦЗО замерялись остаточные деформации, скорость прохождения ультразвукового импульса. Затем призмы испытывались на четырехточечный изгиб с определением прочности бетона $f_{ct,fl}$. Из двух полученных при изгибе призмы фрагментов выпиливались кубы размером 100x100x100 мм. В них устраивались надрезы для определения K_{Ic} (схема 1). Полученные при фрагментации кубов пластины – половинки размером 50x100x100 мм со специально выпол-

ненными надрезами испытывались для получения величины K_{Ic} (схема 2).

Для всех трех серий образцов из напрягающего бетона морозостойкость составила F400...F450. Прочность бетона на растяжение $f_{ct,d}$ и коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве K_{Ic} составляли к моменту исчерпания морозостойкости соответственно 0,7...0,85 и 0,4...0,45 от начальных значений. Уровень остаточных деформаций деструктивного расширения при ЦЗО варьировался от 0 до 50×10^{-5} .

Опыты показали, что высокая морозостойкость напрягающего бетона определялась сформированной структурой, характеризующейся низким водопоглощением $W_o = 7,0...9,4\%$ (12,99 % – для обычного бетона; 10,17...11,22 % – для модифицированного бетона), низким эффективным коэффициентом диффузии $D^* = (0,9...2,8) \times 10^{-8} \text{ см}^2/\text{с}$ ($12,4 \times 10^{-8} \text{ см}^2/\text{с}$ – для обычного бетона; $3,3...6,2 \times 10^{-8} \text{ см}^2/\text{с}$ – для модифицированного бетона).

Структура напрягающего бетона определяет механизм морозной деструкции с характерным длительным конструктивным периодом. Тогда при ЦЗО фиксируются остаточные деформации укорочения.

Выполненные исследования позволяют заключить, что напрягающий бетон в определенном рецептурно – технологическом диапазоне может характеризоваться морозостойкостью, по крайней мере, не ниже, чем бетон на портландцементе сходного состава. При этом исследовалась минимальная морозостойкость при испытаниях образцов без кондукторов, создающих обжатие.

2.5. Результаты экспериментальных исследований силовых, энергетических, прочностных, деформационных и структурных характеристик высокопрочных вибрированных и центрифугированных бетонов

2.5.1. Исследование трещиностойкости высокопрочного вибрированного бетона

Высокопрочными бетонами (High-Strength Concrete) согласно терминологии *fib* считаются все бетоны прочностью на сжатие в цилиндрах от 60 до 130 МПа (72 ÷ 156 МПа в кубах).

Проведены равновесные испытания высокопрочных виброравномерных бетонов на составах БелНИИС.

Применялись: а) портландцемент ПЦ 600-ДО Старооскольского завода с минералогическим составом: $C_3S = 60\%$, $C_2S = 15\%$, $C_3A = 8\%$, $C_4AF = 14\%$; плотность зерен цемента – 3220 кг/м^3 , удельная поверхность – $290 \text{ м}^2/\text{кг}$, коэффициент нормальной плотности $K_{нз} = 0,251$; б) Волковыский бездобавочный портландцемент ПЦ 500-ДО с минералогическим составом: $C_3S = 58\%$, $C_2S = 19\%$, $C_3A = 4,5\%$, $C_4AF = 15,8\%$ и $K_{нз} = 0,24$.

В качестве тонкодисперсного наполнителя использовался шлак Белорусского металлургического завода. Размолотый до получения удельной поверхности $250 \text{ м}^2/\text{кг}$ шлак улучшил реологические характеристики бетонной смеси, что облегчило процесс укладки и формирования изделий. В качестве крупного заполнителя применен гранитный щебень ОАО «Гранит» (Микашевичи) фракции 5-20 мм марки 1200. В качестве мелкого заполнителя применен природный необогащенный песок Заславльского карьера с модулем крупности $M_{кр} = 2,47$ и песок карьера "Волма" с $M_{кр} = 2,54$. Плотность зерен и плотность песка в виброуплотненном состоянии составили соответственно 2600 и 1850 кг/м^3 для Заславльского карьера и 2650 и 1900 кг/м^3 — для карьера "Волма".

Составы бетонной смеси рассчитаны с заданной подвижностью (ОК, см) для возможности формирования изделий различной конфигурации. Для улучшения удобоукладываемости бетонной смеси с низким водоцементным отношением применен суперпластификатор С-3, выпускаемый на Мозырском СЖБ № 12. Количество С-3 варьировалось от $0,85$ до $1,2\%$ от массы цемента в расчете на сухое вещество.

На трехточечный изгиб с получением полностью равновесных диаграмм деформирования были испытаны образцы серий ВБ-1, ВБ-2. Диаграммы представлены на рисунке 2.43; расчетные прочностные, деформативные, силовые и энергетические характеристики бетона приведены в таблице 2.27. Для силовых и энергетических параметров трещиностойкости коэффициент вариации составляет $6...9\%$, что свидетельствует о стабильности полученных показателей.

Проведение равновесных механических испытаний образцов с искусственной трещиной в бетоне позволило добиться стабильного

характера развития и продвижения магистральной трещины вплоть до полного разрушения. Это подтверждают результаты испытаний в таблице 2.27 и плавные, без срывов ниспадающие ветви полностью равновесных диаграмм деформирования (рис. 2.43).

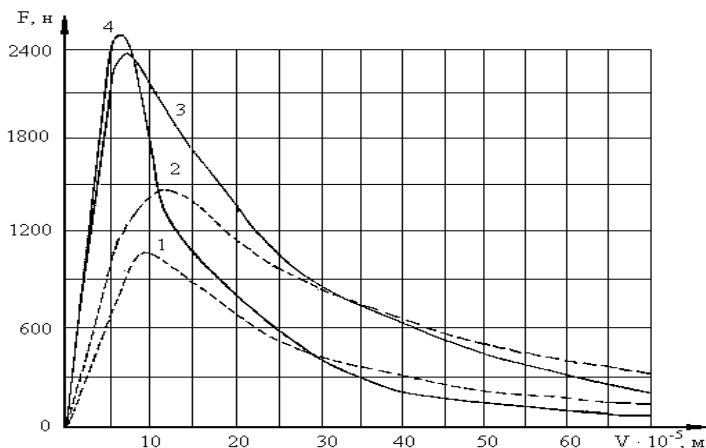


Рис. 2.43. Полностью равновесные диаграммы деформирования: 1 – серия 1.1.0; 2 – 5.2.0; 3 – ВБ – 1; 4 – ВБ – 2 [87]

Анализ численных значений параметров проводили с учетом двух этапов (стадий) деформирования и разрушения бетона: 1 – докритическая стадия разрушения (до момента начала движения магистральной трещины) по параметрам W_m , W_i , G_e , G_i , J_i , K_i ; 2 – закритическая стадия разрушения (с момента старта трещины и до полного разрушения образца) по параметрам W_l , G_F .

Для сравнения в таблице 2.27 приведены результаты испытаний, выполненных авторами ранее для бетона прочностью 35,8 и 52,4 МПа (составы 1.1.0 и 5.2.0).

Для высокопрочного бетона серий ВБ-1 и ВБ-2 характерно значительное повышение прочности на растяжение, которая составляет соответственно 2,88 и 3,02 МПа, прочность на растяжение по сравнению с образцами серий 1.1.0 и 5.2.0 выросла почти в 2,5 раза. Увеличение модуля упругости E_{cm} даже по сравнению с модифицированным бетоном серии 5.2.0 составило 15 %.

Таблица 2.27 – Прочностные, деформативные, силовые и энергетические характеристики высокопрочного вибрированного бетона [87]

Серия образцов	Прочностные и деформативные характеристики, МПа				Силовые и энергетические параметры трещиностойкости											
	$f_{c,cubes}$ МПа	f_{cm} Па	f_{ct} МПа	$E_{cm} \times 10^{-4}$ МПа	$W_m \times 10^{-2}$ Н.М	$W_a \times 10^{-2}$ Н.М	$W_i \times 10^{-2}$ Н.М	$W_i \times 10^{-2}$ Н.М	$W_i \times 10^{-2}$ Н.М	G_p Н/М	G_p Н/М	G_p Н/М	J_p Н/М	K_p МН/М ^{3/2}	K_{cp} МН/М ^{3/2}	X
1.1.0	35,8	27,8	1,23	3,66	0,96	4,96	5,91	22,35	9,67	44,7	5,78	0,59	0,54			
5.2.0	52,4	44,7	1,26	3,642	5,14	6,20	11,34	32,40	17,72	60,3	12,0	0,80	0,59			
ВБ-1	67,5	39,5	2,88	3,94	3,84	5,81	9,65	50,14	16,15	93,24	11,29	0,80	0,62	0,444		
ВБ-2	75,0	43,0	3,02	4,18	1,02	5,84	6,86	31,01	11,44	61,12	6,41	0,69	0,64	0,28		

Анализ первого этапа деформирования (восходящая ветвь ПРДД) позволяет констатировать, что энергозатраты на стадии микротрещинообразования и формирования концевой зоны магистральной трещины W_m не возросли, т.е. диссипативные процессы развития и слияния микротрещин до инициирования квазистатического разрушения в обычном и высокопрочном бетоне происходят без значительных различий. Энергозатраты на упругое деформирование в высокопрочном бетоне серий ВБ-1 и ВБ-2 составили соответственно $W_e = 5,81 \cdot 10^{-2}$ и $5,84 \cdot 10^{-2}$ Нхм и возросли по сравнению с бетоном серии 1.1.0 более чем на 17 %, т.е. высокопрочный бетон обладает более высокими упругими свойствами.

Комплексная оценка трещинообразования (способности бетона сопротивляться образованию трещин – докритическая стадия деформирования) производилась по параметрам G_i , J_i , K_i . Удельные энергозатраты на инициирование квазистатического разрушения G_i составили 16,15 Н/м и возросли на 67 %. Квазистатический джей-интеграл J_i – величина, характеризующая работу пластической деформации и разрушения, а также поле напряжений и деформаций при упругопластическом деформировании вблизи вершины трещины – возрос в 2 раза. Квазистатический коэффициент интенсивности напряжений K_i высокопрочного бетона также выше аналогичного показателя обычного бетона (на 36 %), т.е. для высокопрочного бетона характерно значительное увеличение (в 1,5...2 раза) способности сопротивляться образованию трещин.

Анализ сопротивляемости высокопрочного бетона развитию трещин (закритическая стадия деформирования – ниспадающая ветвь) выполнялся по параметрам W_1 , G_F . Энергозатраты на локальное статическое деформирование в зоне магистральной трещины W_1 высокопрочного бетона составили $50,14 \times 10^{-2}$ Нхм и возросли в 2,2 раза. Удельные эффективные энергозатраты на статическое разрушение высокопрочного бетона $G_F = 93,24$ Н/м, что выше аналогичного показателя обычного бетона (44,7 Н/м) в 2,1 раза, т.е. сопротивляемость высокопрочного бетона развитию трещин (трещиностойкость) выше в 2 раза по сравнению с обычным бетоном. Следует только подчеркнуть, что это увеличение по сравнению с образцами серии 5.2.0 (модифицированный суперпластификатором С-3 бетон с использованием водоредуцирующего действия) не столь значительно, а для серии ВБ-2 просто не существенно.

Хрупкость высокопрочного бетона оценивали по критерию хрупкости χ Черепанова–Райса. Хрупкость образцов бетона серии ВБ-1 выше по сравнению с образцами серий 1.1.0 и 5.2.0 соответственно в 2,4 и 3,1 раза.

2.5.2. Исследование разрушения, трещиностойкости и морозостойкости высокопрочного центрифугированного бетона

Для анализа взаимосвязи между структурой бетона и его трещиностойкостью и долговечностью приняты как модельные бетоны центробежного формования. И.Н. Ахвердовым [6...10] разработаны формулы для расчета пористости анизотропного неоднородного бетона и предложены технологические приемы по ее изменению в виде послойного центрифугирования.

Анизотропия центрифугированного бетона выражается неоднородностью структуры цементного камня.

Действие центробежной силы тем значительнее, чем больше радиус и плотность зерна. В связи с этим более крупные зерна прижимаются к наружной поверхности изделия, а мелкие распределяются ближе к внутренней поверхности изделия. Поэтому центрифугированный бетон отличается от вибрированного неоднородным распределением зерен заполнителя по высоте изделия. При надлежаще подобранном составе бетона на внутренней поверхности стенки элемента образуется корка шлама толщиной 0,5...2 мм, затем идет слой цементного камня, далее мелкозернистый бетон и затем бетон обычной текстуры.

Такая неоднородность снижает прочность центрифугированного бетона по сравнению с равномерным распределением зерен заполнителя по всему сечению элемента.

С целью повышения стойкости центрифугированных железобетонных конструкций в условиях циклического замораживания и оттаивания (ЦЗО) была исследована морозостойкость бетона центробежного формования, модифицированного суперпластификатором С-3 и комплексным модификатором С-3 + ПАЩ-1. Полученные результаты сравнивались с бетоном без добавок при условии равной подвижности исходных бетонных смесей. Для выявления механизма повышения морозостойкости бетона с добавками были изучены характеристики структуры порового пространства центри-

фугированного бетона в сравнении с вибрированным [82, 83, 84, 86, 87, 88]. Структуру бетона оценивали по кинетике водопоглощения, по анализам микроструктуры на оптическом микроскопе (интегральная и дифференциальная пористость), на сканирующем электронном микроскопе (особенности микроструктуры), по изотермам сорбции. Исследования проведены на образцах центрифугированного и вибрированного бетона того же состава без добавок (серия КЦ-1), с добавкой суперпластификатора С-3 в количестве 0,7 % от массы цемента (серия КЦ-3), с комплексным модификатором С-3 + ПАЩ-1 (0,7 % + 0,3 %) (серия КЦ-4). Ввиду анизотропии структуры и текстуры центрифугированного бетона по толщине стенки анализы на оптическом и сканирующем электронном микроскопах проводили по слоям бетона.

Показатель среднего размера пор $\bar{\lambda}$ центрифугированного бетона серии КЦ-3 с добавкой С-3 в 4 раза меньше по сравнению с бетоном серии КЦ-1 без добавок, что свидетельствует о снижении капиллярной пористости, характеристикой которой является $\bar{\lambda}$, т.е. возможно повышение морозостойкости, определяемой размерами и количеством капиллярных пор.

Результаты испытаний подтверждают повышенную морозостойкость бетона с добавкой суперпластификатора. Марка по морозостойкости центрифугированного бетона серии КЦ-3 составила F 600, тогда как серия КЦ-1 – только F 100. В основе этого эффекта лежит снижение В/Ц на 25 % (при равной подвижности бетонных смесей без добавок и с С-3).

Для образцов серии К4 (вибрированные) и КЦ-4 (центрифугированные) $\bar{\lambda}$ составил соответственно 0,5 и 1,14, а морозостойкость соответствовала марке F600 и F400.

Вирированные образцы серии К1 и К3 характеризовались марками по морозостойкости соответственно F100 и F300. Несколько меньшая морозостойкость центрифугированного бетона с комплексной добавкой определяется избыточным воздуховлечением.

Характеристики пористости по оптическому методу подтверждают сделанный ранее вывод об уменьшении капиллярной пористости в центрифугированном бетоне с суперпластификатором и комплексной добавкой. Выявлено различие в структуре контактной

зоны на границе с заполнителем для образцов серии КЦ-1; серий КЦ-3, КЦ-4. У образцов серии КЦ-1 прилегание неплотное (зазоры до 200...500 мкм, цепочкообразные поры). Во всех случаях нарушение сцепления наблюдается по контакту к наружной поверхности. Контактная зона образцов КЦ-3 и КЦ-4 отличается плотным прилеганием растворной части к крупному и мелкому заполнителю.

При центрифугировании в процессе отжатия шлама при уплотнении бетонной смеси образуются радиально направленные каналы и неравномерно распределяется заполнитель по толщине стенки изделия. Пути миграции влаги в растворной части внутреннего слоя – радиально направленные каналы, в наружном и среднем слоях огибают крупный и мелкий заполнитель. Неплотное сцепление по контакту с заполнителем и его ориентации к наружной поверхности выявленные связаны с уплотнением под воздействием центробежной силы цементного теста и цементного раствора в промежутках между зернами мелкого и крупного заполнителя к отделению воды именно у обращенных в наружную сторону поверхностей.

В бетонных смесях с добавками снизилось водосодержание за счет пластифицирующего эффекта ($В/Ц$ приблизилось к $K_{н.с}$). Количество свободной жидкости в смеси с добавками значительно меньше, и при центрифугировании фильтрационные каналы или не образовались вообще, либо стали более тонкими. В этом причина плотной контактной зоны в образцах серий КЦ-3 и КЦ-4. Равномерное распределение заполнителя по толщине стенки указывает на изменение процессов уплотнения в бетоне с использованием суперпластификатора С-3 при формовании центрифугированием. В этом случае меньшую роль играет отжатие и движение свободной воды в уплотняемой смеси и большую – перемещение связанной массы цементного раствора.

Повышается вязкость цементного теста, исключается сепарация в процессе центрифугирования и получается более однородный бетон. Этот эффект для центрифугированного бетона наблюдается в определенном рецептурно-технологическом диапазоне, но сам процесс весьма технологичен.

Анализ характеристик структуры бетона по изотермам сорбции (табл. 2.28) свидетельствует о более значительном разуплотнении при ЦЗО среднего и внутреннего слоев.

Таблица 2.28 – Характеристики структуры слоев бетона, полученные по изотермам сорбции

Серия образцов	Наименование зоны	Пористость, %	
		П, %	П, %
КЦ-3 (ЦЗО)	Н	14,09	11,31
	С	15,49	12,83
	В	33,22	26,96
КЦ-4	Н	14,34	11,18
	С	15,40	12,38
	В	20,61	16,66
КЦ-4 (ЦЗО)	Н	14,28	11,92
	С	18,24	15,07
	В	27,04	22,11

Примечание. Н, С, В – соответственно наружный, средний и внутренний слой центрифугированного бетона по толщине стенки

Это хорошо коррелируется с данными, характеризующими свойства наружного и внутреннего слоев, полученными по полностью равновесным диаграммам деформирования (табл. 2.29; рис. 2.44, 2.45, 2.46).

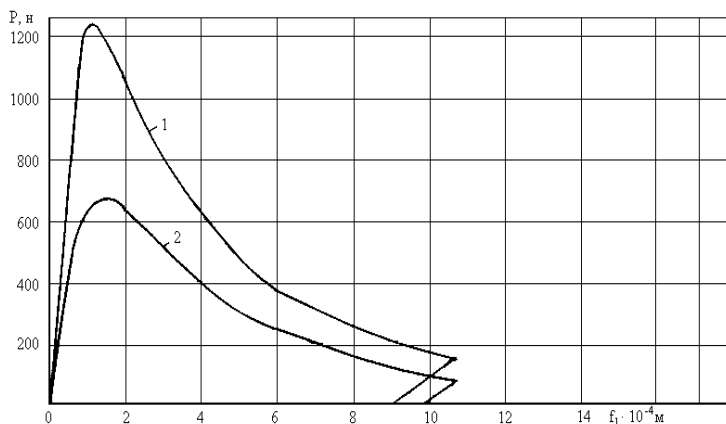


Рис. 2.44. Полностью равновесные диаграммы деформирования центрифугированного бетона серии КЦ1:

- 1 – при инициирующем надрезе во внутреннем слое призмы;
- 2 – при инициирующем надрезе в наружном слое призмы [87]

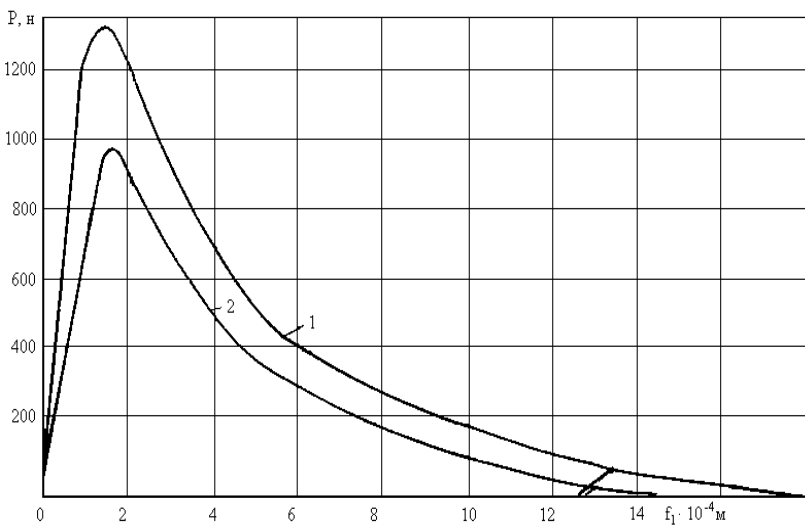


Рис. 2.45. Полностью равновесные диаграммы деформирования центрифугированного бетона серии КЦ3:

- 1 – при инициирующем надрезе во внутреннем слое призмы;
- 2 – при инициирующем надрезе в наружном слое призмы [87]

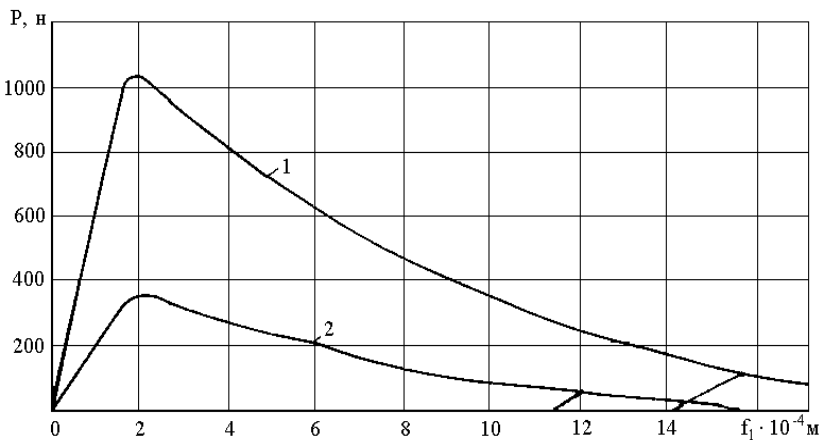


Рис. 2.46. Полностью равновесные диаграммы деформирования центрифугированного бетона серии КЦ1; подвергнутого ЦЗО:

- 1 – при инициирующем надрезе во внутреннем слое призмы;
- 2 – при инициирующем надрезе в наружном слое призмы [87]

Прочность на растяжение при изгибе наружного слоя центрифугированного бетона без добавок (серия КЦ-1) $f_{ct,fl}$ составляет 5,27 МПа и больше, чем внутреннего слоя (3,21 МПа) в 1,64 раза. Модуль упругости бетона наружного и внутреннего слоев отличается соответственно в 1,57 раза. Трещиностойкость по показателям G_F и K_i наружного слоя (165,8 Н/м, 1,14 Мн/м^{3/2}) выше, чем внутреннего (111,53 Н/м, 0,83 Мн/м^{3/2}) соответственно в 1,49 и 1,37 раза (табл. 2.29).

Центрифугированный бетон серии КЦ-1 при ЦЗО снизил показатели наружного слоя и внутреннего слоев соответственно: по прочности $f_{ct,fl}$ в 1,22 и 1,93 раза; по модулю упругости E_{cm} в 1,92 и 2,53 раза; по коэффициенту интенсивности напряжений K_i (силовой параметр трещиностойкости) в 1,31 и 1,94 раза (табл. 2.29).

Сравнение прочностных, деформативных характеристик, силовых, энергетических параметров разрушения центрифугированных бетонов серии КЦ1 (бетон без добавок) и КЦ-3 (модифицированный суперпластификатором С-3 бетон) свидетельствует о положительном эффекте водоредуцирующего действия суперпластификатора, о сближении в свойствах наружного и внутреннего слоев модифицированного бетона (табл. 2.29). Если показатели $f_{ct,fl}$, E_{cm} , K_i наружного слоя серии КЦ-3 относительно КЦ-1 выросли незначительно (2...4 %), то прирост соответствующих показателей внутреннего слоя составил 43 %, 36 %, 20 %. Для образцов серии КЦ-3 характеристики прочности, деформативности и трещиностойкости наружного и внутреннего слоев бетона отличаются только на 16...18 %, что говорит о достаточно хорошей однородности бетона по толщине стенки изделия.

Некоторые результаты исследований структуры центрифугированного бетона по слоям, выполненные с оптическим и сканирующим электронным микроскопах, представлены на рисунках 2.47–2.50.

Как свидетельствует приведенный анализ исследований методами механики разрушения, их результаты удовлетворительно сопоставимы с данными выполненных анализов текстуры и структуры центрифугированного бетона, подтверждают выдвинутые ранее гипотезы и расширяют область разработанных рекомендаций не только на прочность и деформативность, но и на трещиностойкость и долговечность центрифугированного бетона.

Таблица 2.29 – Прочностные, деформативные, энергетические и силовые параметры высокопрочного центрифугированного бетона [87]

Серия образца	Слой образца	W_c н.м.	W_i н.м.	W_e н.м.	W_c %	W_m %	W_e %	W_i %	$E_{cm} \cdot 10^{-4}$ МН/М ²	f_{ct} МН/М ²	G_i МН/М ²	G_f МН/М ²	$K_{1,2}$ МН/М ^{3/2}	χ_1
КЦ-1 (конт)	Нар.	0,0595	0,0973	0,575	6,57	10,35	83,08	4,30	5,27	30,03	165,80	1,14	0,64	
	Вн.	0,0371	0,0698	0,342	9,56	10,84	79,6	2,74	3,21	25,15	111,53	0,83	0,88	
КЦ-1 (ЦЗО)	Нар.	0,094	0,1089	0,764	1,98	12,3	85,8	2,24	4,32	33,60	231,17	0,867	0,161	
	Вн.	0,0379	0,047	0,229	6,58	13,9	79,5	1,08	1,66	16,95	77,28	0,428	0,474	
КЦ-3	Нар.	0,057	0,0985	0,641	6,47	8,89	84,64	4,43	5,47	30,40	185,12	1,16	0,73	
	Вн.	0,059	0,0753	0,405	3,79	14,79	81,42	3,72	4,60	27,12	140,38	1,00	0,256	

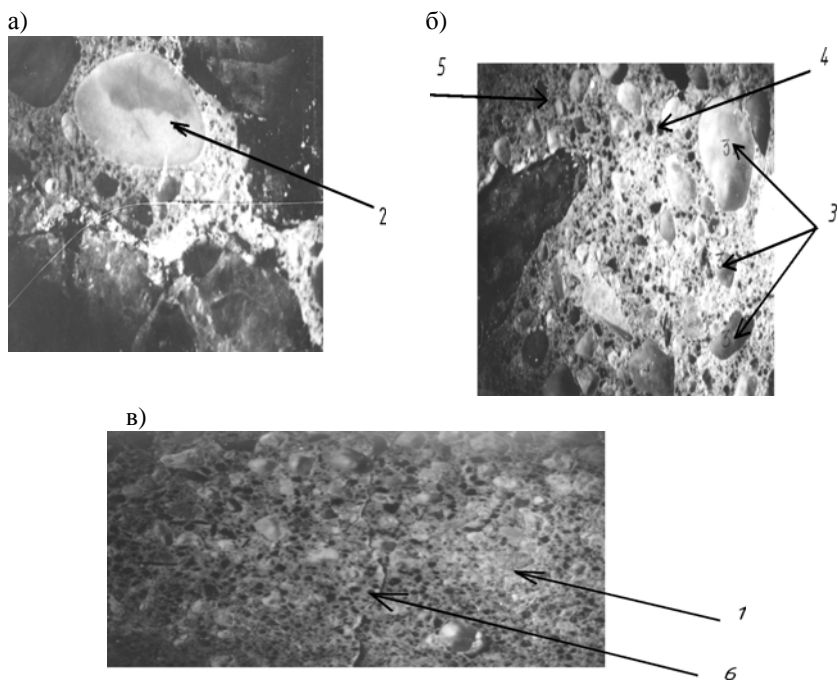


Рис. 2.47. Структура центрифугированного бетона серии КЦ1 (без добавок), макрофото, х20: а, б, в – наружный, средний и внутренний слой; 1 – цементный камень; 2 – крупный заполнитель; 3 – мелкий заполнитель; 4 – поры; 5 – дефектный участок контакта; 6 – канал миграции влаги [65]

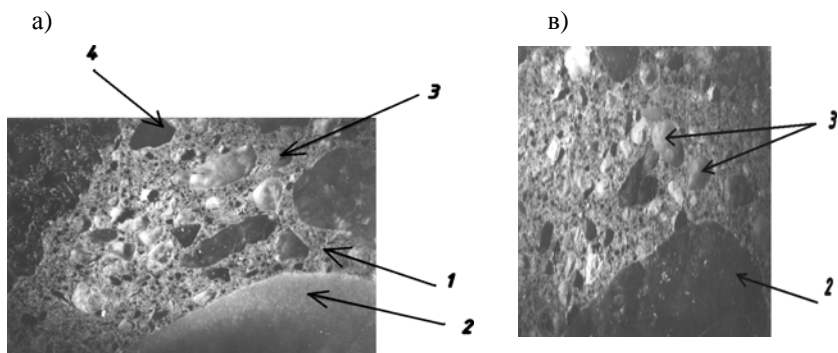


Рис. 2.48. Структура центрифугированного бетона серии КЦ3 (с добавкой С-3), макрофото, х20: а – наружный слой; в – внутренний слой. Средний слой (б) не показан ввиду однородного распределения заполнителя по толщине стенки [65]

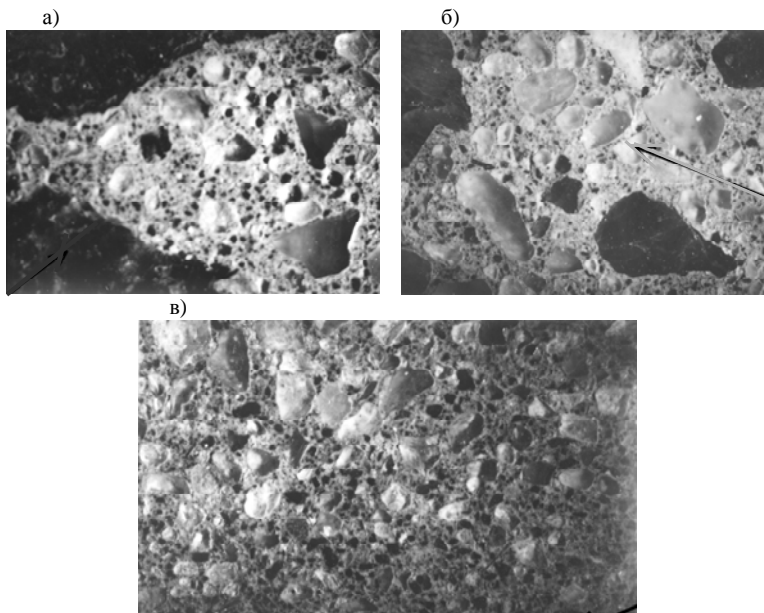


Рис. 2.49. Структура центрифугированного бетона серии КЦ4 (с добавкой С-3 + ПАЩ – 1), макрофото, х20:
а, б, в – наружный, средний и внутренний слой [65]

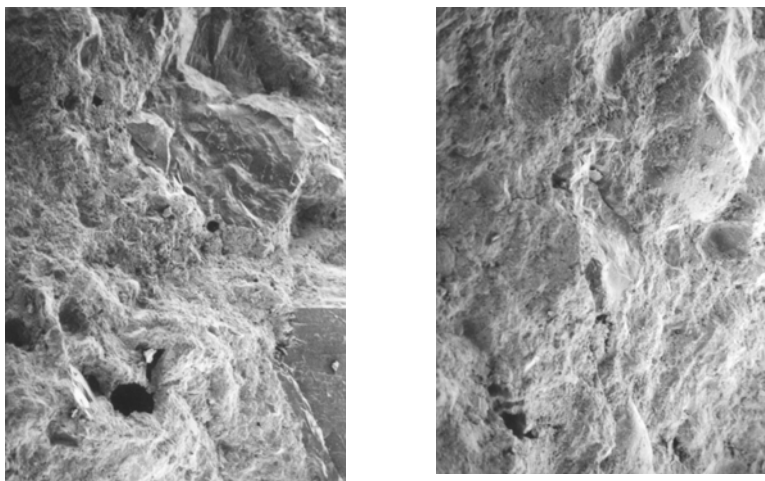


Рис. 2.50. Структура центрифугированного бетона серии КЦ1 (без добавки), макрофото, х20

2.5.3. Определение морозостойкости центрифугированного бетона неразрушающими методами

Оценка морозостойкости бетона только по изменению его прочностных характеристик в испытаниях на сжатие недостаточно информативна и надежна ввиду пониженной однородности бетона по морозостойкости по сравнению с однородностью по прочности. Это связано с тем, что в структуре бетона есть значительное число таких дефектов и микродефектов, которые не влияют на прочность, но проявляются в процессе насыщения бетона водой и его замораживания.

В исследованиях морозной деструкции центрифугированного бетона применены неразрушающие методы: по накоплению остаточных деформаций и ультразвуковой импульсный метод (рис. 2.51).

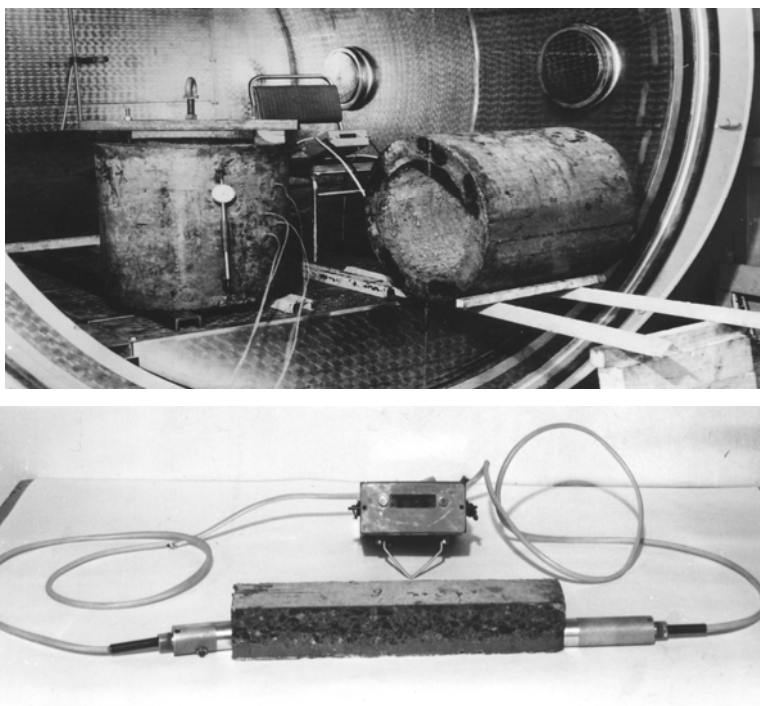


Рис. 2.51. Замер накопленных остаточных деформаций и времени прохождения ультразвукового сигнала в кольцевом элементе и выпиленной призме [86]

В таблице 2.30 и на рисунке 2.52 приведены данные по накоплению остаточных деформаций центрифугированных бетонов серий КЦ-1, КЦ-3, КЦ-4 в процессе Ц30, замеренных на базе 300 мм в меридианальном направлении по высоте фрагментов кольцевого сечения.

Метод оценки степени морозной деструкции по накоплению остаточных деформаций является одним из ускоренных методов для определения минимальной морозостойкости вибрированного бетона.

Таблица 2.30 – Деформации деструктивного расширения бетона центрифугированных образцов кольцевого сечения при циклическом замораживании и оттаивании [87]

№ цикла	Остаточные деформации, $\epsilon \times 10^{-5}$		
	Серия образцов		
	КЦ-1	КЦ-3	КЦ-4
1	4,4	4,2	-1
10	244,4	7,8	21,1
15	442,8	16,2	68,5
20	711,8	–	119,8
25	–	70,2	167,0

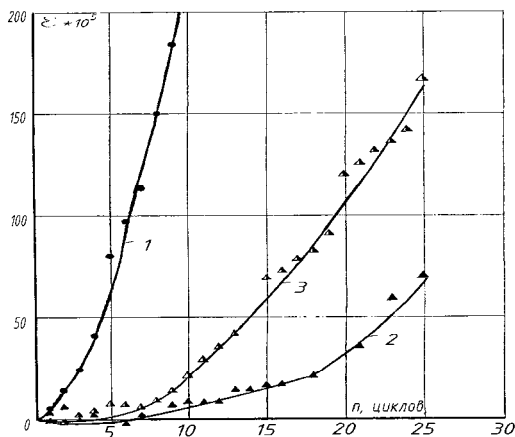


Рис. 2.52. Характер накопления продольных остаточных деформаций в бетоне центрифугированных образцов кольцевого сечения при Ц30: 1 – серия КЦ1; 2 – серия КЦ3; 3 – серия КЦ4 [86]

Если для тяжелого бетона принять усредненное значение предельных остаточных деформаций $\varepsilon = 1 \times 10^{-3}$ (0,1 %), то предел исчерпания морозостойкости центрифугированных бетонных образцов кольцевого сечения наступит: для серия КЦ-1 – через 6 циклов замораживания и оттаивания по ускоренной методике ($\varepsilon = 97,2 \times 10^{-5}$), КЦ-3 более чем через 25 циклов ($\varepsilon = 70,2 \times 10^{-5}$), для КЦ-4 – через 19...20 циклов ($\varepsilon = 90,8...119,8 \times 10^{-5}$). Снижение призмной прочности на 15 % образцов серий КЦ-1, КЦ-3, КЦ-4 при ЦЗО происходило соответственно через 5, 30 и 20 циклов. Такое совпадение свидетельствует о том, что определение морозостойкости бетонов по накоплению остаточных деформаций применимо для ускоренной оценки морозостойкости бетона центробежного формования, как и для обычного тяжелого бетона, может быть рекомендована величина предельных остаточных деформаций $\varepsilon = 1 \times 10^{-3}$.

Оценка кинетики морозной деструкции ультразвуковым импульсным методом производилась путем продольного прозвучивания ультразвуковым прибором "Бетон-12" центрифугированных образцов кольцевого сечения в оттаянном состоянии при постоянной положительной температуре [83, 86].

Изменение скорости прохождения ультразвуковых волн через бетон различных серий при ЦЗО показано на рисунке 2.53.

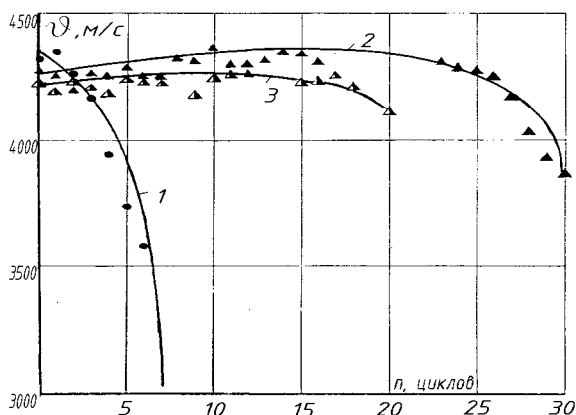


Рис. 2.53. Измерение скорости продольных ультразвуковых волн в бетоне центрифугированных образцов кольцевого сечения при ЦЗО: 1 – серия КЦ1; 2 – серия КЦ3; 3 – серия КЦ4 [86]

Преимущество ультразвукового импульсного метода состоит в возможности проследивать характер морозного разрушения постоянно на одних и тех же образцах, тем самым, учитывая их "предысторию" до Ц30.

Скорость ультразвука в сухих образцах серии КЦ-3 была на 7,1 % выше, чем в образцах серии КЦ-1, что соответствовало относительно большей прочности на 17,8 % и указывало на разницу в капиллярно-пористой структуре бетонов. Полученные результаты свидетельствуют о том, что оценка степени развития морозных деструктивных процессов в центрифугированном бетоне, несмотря на дополнительное водонасыщение в результате микротрещинообразования в бетоне при Ц30, вполне допустима, так как между скоростью ультразвуковых волн и его прочностными и деформативными показателями, силовыми и энергетическими параметрами существует корреляционная связь.

2.5.4. Классы бетона по энергии разрушения B_G

Обоснован теоретически и экспериментально подход к определению показателей качества бетона по трещиностойкости (вязкости разрушения) в связи с назначением бетонных и железобетонных конструкций, условиями их работы.

Классы бетона B_G и характеристики трещиностойкости хрупкости и вязкости разрушения K_i и G_i находятся в прямой зависимости от количества и пористости матричной части бетона (цементного камня и мелкого заполнителя), вида фракции и количества крупного заполнителя (щебня, гравия осадочных или изверженных пород).

В зависимости от назначения железобетонных конструкций и условий их работы следует установить показатели качества бетона по его трещиностойкости.

Трещиностойкость (вязкость разрушения) бетона – это способность бетона сопротивляться началу движения и развития трещин при механических и других воздействиях.

Класс бетона по трещиностойкости B_G назначается в случаях, когда показатель вязкости разрушения – хрупкость имеет главенствующее значение и контролируется на производстве.

Для исследованных бетонов класс по трещиностойкости приведен в таблице 2.31.

Таблица 2.31

Класс по прочности	В 20						В 30						В 40													
	осадочные породы		изверженные породы		квар пес.	осадочные породы		изверженные породы		квар пес.	осадочные породы		изверженные породы		квар пес.	осадочные породы		изверженные породы								
	до 40		до 80		1-5	20		40		80	1-5		20		40		80	1-5		20		40		80		
	5-20		40		80		20		40		80		1-5		20		40		80		1-5		20		40	
Класс по энергии разрушения	BG - 90						BG - 105						BG - 120													
Значен $K_{сc}$, МПа $M^{1/2}$	0,26	0,25	0,3	0,33	0,4	0,45	0,5	0,32	0,38	0,42	0,45	0,48	0,53	0,58	0,41	0,42	0,48	0,55	0,56	0,65	0,65	0,75	0,75	0,75	0,75	
Средн. значен. $K_{сc}$, МПа $M^{1/2}$	0,33						0,45						0,54													
Удельные энерготрат. на разрушение G_f Н/М	28	33	60	80	80	100	130	38	70	80	100	100	130	155	80	70	100	88	140	150	200	200	200	200	200	
α_F	0,01	0,028	0,047	0,073	0,03	0,05	0,08	0,01	0,028	0,047	0,073	0,03	0,05	0,08	0,01	0,028	0,047	0,03	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,08	
	15,0						25,0						35,0													

По результатам испытаний бетонных образцов определяют основные характеристики: силовые – в терминах коэффициентов интенсивности напряжений (K) и энергетические – в терминах удельных энергозатрат (G) и джей-интеграла, по которым устанавливается класс бетона по трещиностойкости.

Удельные энергозатраты на разрушение бетонов принимаются по таблице 2.31 или вычисляются по эмпирической зависимости

$$G = \alpha_F (f_{c,cube} + \Delta C / g)^{0,7}, \quad (2.7)$$

где $f_{c,cube}$ – прочность бетона кубиковая, МПа; ΔC – 8 МПа; g – 10 МПа; α_F – принимается в зависимости от вида и фракции заполнителя.

Для оптимальных составов (по $K_{не}$, В/Ц, фракции песка, щебня, гравия и т.д.) можно нормировать параметры механики разрушения для данного класса бетона по прочности (табл. 2.32)

$$G_i = 0,8496 + 0,3951 f_{c,cube}, \quad (2.8)$$

$$G_F = 17,177 + 0,9795 f_{c,cube}, \quad (2.9)$$

$$J_i = -0,4125 + 0,2752 f_{c,cube}, \quad (2.10)$$

$$K_i = 0,1513 + 0,01727 f_{c,cube}, \quad (2.11)$$

$$K_{IC} = 0,0827 + 0,01767 f_{c,cube}. \quad (2.12)$$

Таблица 2.32 – Параметры трещиностойкости тяжелого бетона в зависимости от прочности бетона

Параметры трещиностойкости	Класс бетона по прочности на сжатие											
	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
G_i	4,8	5,8	6,8	8,8	18	12,7	14,7	16,7	18,6	20,6	22,6	24,6
G_F	27	29	32	37	42	47	51	56	61	66	71	76
J_i	2,3	3	3,7	5,1	6,5	7,8	9,2	10,6	12	13,3	14,7	16
K_i	0,3	0,37	0,41	0,5	0,59	0,67	0,76	0,84	0,93	1,0	1,1	1,6
K_{IC}	0,26	0,3	0,35	0,44	0,52	0,61	0,7	0,79	0,88	0,97	1,05	1,1

Бетон – материал упругопластический, свойства которого могут изменяться в широком диапазоне в зависимости от технологических

приемов изготовления и методов испытаний. Была выявлена чувствительность силовых и энергетических параметров трещиностойкости к различным технологическим переделам и условиям испытаний.

Бетоны на плотных и пористых заполнителях имеют единую физико-химическую основу. В обоих случаях модель бетона может быть представлена в виде структурно-неоднородной двухкомпонентной твердой системы. В исследованиях процесса механического разрушения материалов нередко используется аналогия между явлениями поглощения энергии при нагреве тела до его полного расплавления и высвобождения внутренней энергии материала при механическом нагружении тела вплоть до разрушения. Такая аналогия соответствует термодинамической теории прочности твердых систем, основанной на феноменологических представлениях, согласно которым теплота плавления и временное сопротивление монокристаллов при хрупком разрушении являются величинами одного порядка.

На основе указанной аналогии И.Н. Ахвердовым были получены формулы для определения прочности бетонов. При этом было сделано допущение, что энергетическое состояние нагруженного бетонного элемента может быть описано функцией его потенциальной энергии, расходуемой при образовании поверхностей разрушения.

Для бетона на плотных заполнителях

$$R_b = R_{pc}(1 - K_z/K_{cц} \alpha_{кз} R_{pc}/(R_{pc} + R_{кз}) E_{pc}/(E_{pc} + E_{кз})) \quad (2.13)$$

Для бетона на пористых заполнителях

$$R_b = R_{pc}(1 - K_z/K_{cц} \alpha_{кз} (R_{pc} - R_{кз})/R_{pc} (E_{pc} - E_{кз})/E_{pc}) \quad (2.14)$$

Коэффициент сцепления зерен заполнителя с цементным камнем $K_{cц}$ зависит от относительного водосодержания цементного геля в диапазоне $X = 0,876 \dots 1,65$, значения K_z изменяются в пределах от 0,95 до 0,6.

Анализ формулы показывает, что при $R_{кз}$ больше R_{pc} зерна заполнителя оказываются недогруженными, поэтому влияние их на прочность бетона, по мнению И.Н. Ахвердова, несущественно. Напряжения от сжимающей нагрузки практически полностью воспринимаются цементным камнем.

Влияние зерен крупного заполнителя на кинетику деформирования бетона и образования в нем трещин неоднозначно, так как эти процессы зависят от соотношения пределов прочности и модулей упругости цементного камня (растворной, составляющей) и заполнителей [6...10].

Исследования автора позволили получить выражения для определения силовых и энергетических параметров разрушения бетона на щебне и гравии с учетом концентрации крупного заполнителя, его прочности и растворной составляющей.

В таблицах 2.33...2.37 представлены показатели трещиностойкости G_f , K_{Ic} бетонов на щебне и гравии в зависимости от прочности мелкозернистого бетона и объемной концентрации крупного заполнителя.

Таблица 2.33 – Вязкость разрушения G_f бетона на щебне

Объемная концентрация щебня φ , %	Удельные эффективные энергозатраты на статическое разрушение G_f , Н/м					
	15	25	37	50	60	70
Прочность растворной составляющей R_{pc} , МПа						
10	28,9	36,5	45,7	55,6	63,2	70,9
20	29,2	38,8	46	55,9	63,5	71,2
30	29,5	37,2	46,3	56,2	63,8	71,5
40	34,3	42	51,1	61	68,7	76,3
50	35,8	43,4	52,5	62,5	70,1	77,7
60	37,2	44,8	54	63,9	71,5	79,4
70	38,6	46,2	55,4	65,3	72,9	80,6

Таблица 2.34 – Критический коэффициент интенсивности напряжений K_{Ic} бетона на щебне

Объемная концентрация щебня φ , %	Критический коэффициент интенсивности напряжений K_{Ic} , МН/м ^{3/2}					
	15	25	37	50	60	70
Прочность растворной составляющей R_{pc} , МПа						
10	0,295	0,432	0,597	0,776	0,914	1,051
20	0,3	0,438	0,603	0,782	0,919	1,057
30	0,305	0,443	0,608	0,787	0,925	1,062
40	0,392	0,53	0,695	0,874	1,011	1,149
50	0,418	0,555	0,721	0,899	1,037	1,175
60	0,444	0,581	0,746	0,925	1,063	1,2
70	0,469	0,607	0,772	0,951	1,089	1,226

Таблица 2.35 – Вязкость разрушения G_f бетона на гравии

Объемная концентрация щебня φ , %	Удельные эффективные энергозатраты на статическое разрушение G_f , Н/м					
	15	25	37	50	60	70
Прочность растворной составляющей R_{pc} , МПа						
10	28,5	36,2	45,3	55,2	62,9	70,5
20	28,5	36,1	45,3	55,2	62,8	70,4
30	28,4	36	45,2	55,1	62,7	70,3
40	25,4	33,1	42,2	52,1	59,8	67,4
50	24,6	32,3	41,4	51,3	59	66,6
60	23,8	31,5	40,6	50,5	58,2	65,8
70	23	30,7	39,8	49,7	57,4	65

Таблица 2.36 – Критический коэффициент интенсивности напряжений K_{IC} бетона на гравии

Объемная концентрация щебня φ , %	Критический коэффициент интенсивности напряжений K_{IC} , МН/м ^{3/2}					
	15	25	37	50	60	70
Прочность растворной составляющей R_{pc} , МПа						
10	0,288	0,425	0,59	0,769	0,907	1,045
20	0,286	0,424	0,588	0,768	0,905	1,043
30	0,285	0,423	0,587	0,767	0,904	1,042
40	0,232	0,369	0,534	0,713	0,851	0,988
50	0,217	0,355	0,519	0,699	0,837	0,971
60	0,203	0,341	0,505	0,685	0,823	0,96
70	0,189	0,327	0,491	0,671	0,809	0,946

Таблица 2.37 – Влияние мелкого заполнителя на трещиностойкость бетона

Объемное содержание мелкого заполнителя, %	Значения коэффициентов		
	m_1	m_2	n
Менее 10 %	0,25	0,006	1,0
10 ... 20 %	0,20	0,007	1,1
20 ... 30 %	0,15	0,008	1,15
30 ... 40 %	0,14	0,009	1,1
40 ... 50 %	0,13	0,01	1,05
50 ... 60 %	0,12	0,01	0,85
Более 60 %	0,11	0,01	0,5

К настоящему времени накоплен определенный экспериментальный материал по основным параметрам механики разрушения и

прежде всего по K_c . Для мелкозернистого бетона получены закономерности, представляющие собой выражения [57]

$$K_{Ic} = m_1 \cdot f_{ct} \quad (2.15)$$

$$K_{Ic} = m_2 \cdot f_{c,cube} \quad (2.16)$$

где f_{ct} , $f_{c,cube}$ – в МПа; K_{Ic} – МН/м^{3/2}, где значения m_1 , m_2 в зависимости от содержания мелкого заполнителя (табл. 2.37).

Представляет интерес нормировать значения K_{ic} мелкозернистого бетона в зависимости от несколько других параметров, а именно: от содержания мелкого заполнителя и значения K_{ic} ц.к. для цементного камня

$$K_{ic\text{ц.к.}} = n K_{icP.C} \quad (2.17)$$

В исследованиях установлена связь между параметрами, характеризующими трещиностойкость цементного камня и бетона на заполнителе различной формы: щебня и гравия.

Проектирование бетонов с заданными характеристиками трещиностойкости ставит задачу определения влияния технологических параметров компонентов бетонной смеси, а также некоторых внешних факторов на основании характеристики трещиностойкости. Сформулированы следующие основные закономерности влияния технологических параметров на величину K_{Ic} :

- увеличение прочности заполнителя увеличивает K_{Ic} ;
- увеличение В/Ц уменьшает значения K_{Ic} ;
- увеличение объема тяжелого заполнителя увеличивает, а легкого – уменьшает величину K_{Ic} ;
- рост максимального размера зерна крупного заполнителя увеличивает значения K_{Ic} .

Выводы :

Экспериментальные исследования направлены на выявление закономерностей сопротивления бетона развитию микро-, а затем и макротрещин из структурных дефектов пор, капилляров и пустот, сформировавшихся на этапе изготовления композита, в результате последующих силовых и тепловлажностных воздействий в пределах всего температурного диапазона.

В качестве основного метода исследования трещиностойкости бетона, вязкости его разрушения принят метод испытания по пол-

ностью равновесной схеме с построением диаграмм деформирования на восходящей и нисходящей ветвях.

Исследования проведены на трех видах бетонов: обычном вибрированном – серия А, высокопрочном вибрированном – серия Б и центрифугированном – серия В.

Технологические параметры бетона (количество цемента, его активность, водоцементное отношение, химические пластификаторы) в определенной закономерности влияют на формирование уровня активных связей в цементном камне и бетоне и соответствующей структуры пустот с ее реактивными внутренними силами, что проявляется в величинах энергетических и силовых параметров.

Результаты выполненных экспериментальных исследований свидетельствуют, что важным фактором в процессе старта и движения микромагистралей при формировании зоны предразрушения являются поры геля. Чем выше содержание гелевых пор в объеме цементного камня, тем больше требуется затрат энергии на инициирование и страгивание магистральной трещины. Гелевые поры можно рассматривать как структурные образования, тормозящие продвижение трещин, объемы, поглощающие упругую энергию и требующие затрат на их преодоление.

В экспериментальных исследованиях получено подтверждение существенного влияния адгезионных сил, возникающих в контактной зоне цементно-песчаной матрицы и зерен заполнителей с различной плотностью и шероховатостью поверхности на кинетику сопротивления структуры бетона развитию трещиновидных дефектов и разрушение. На полностью равновесных диаграммах деформирования (ПРДД) четко обозначены уровни и структуры дефектов от количества заполнителей и характер движения магистральной трещины по структуре бетона, матрице и зернам заполнителей. Чем больше зерен заполнителя щебня ($\varphi_{щ}$) с развитой поверхностью на пути движения трещины, тем выше вязкость разрушения и энергозатраты. Адгезионный фактор – слабое сцепление цементно-песчаного раствора с относительно гладкой поверхностью зерен щебня проявился в обратном: чем больше слабых плоскостей контакта матрицы и зерен ($\varphi = 0,63$), тем меньше затраты энергии на старт магистральной трещины $G_i = 4,61$ Н/м против $7,21$ Н/м при содержании зерен $\varphi_{щ} = 0,375$.

При комплексной оценке способности бетона сопротивляться образованию трещин (докритическая стадия формирования) по параметрам G_i , J_i , K_i и из развития (закритическая стадия) по характеристикам W_s , G_f установлено, что трещиностойкость высокопрочного бетона в 1,5...2 раза выше по сравнению с обычным бетоном.

В опытах получил подтверждение факт единообразного характера разрушения бетона с образованием трещин в структуре при ЦЗО.

Обоснован теоретически и экспериментально подход к определению класса бетона по трещиностойкости (вязкости разрушения) B_G , который назначается как класс B_t по прочности на растяжение в случаях, когда показатель – хрупкость, вязкость разрушения имеет главенствующее значение.

Реализовано нормирование бетона в соответствии с разработанной нами методологией, строящейся в определенной последовательности:

нормирование значений параметров трещиностойкости в зависимости от классов бетона по прочности;

нормирование параметров трещиностойкости бетона в зависимости от прочности растворной составляющей и объемной концентрации крупного заполнителя;

нормирование трещиностойкости мелкозернистого бетона в зависимости от свойств цементного камня и объемной концентрации мелкого заполнителя.

2.6. Экспериментальное определение остаточной морозостойкости бетона эксплуатируемых конструкций

2.6.1. Прогноз морозостойкости бетона в эксплуатируемых железобетонных конструкциях

Данная глава посвящена актуальной проблеме оценки остаточной морозостойкости железобетонных конструкций, эксплуатируемых в условиях ЦЗО.

Проблема прогноза морозостойкости бетона в эксплуатируемых железобетонных конструкциях наподобие оценки прочности неразрушающими методами еще ожидает своего решения. Это объясняется, с одной стороны, отсутствием приемлемых экспериментальных методик, с другой стороны, отсутствием инновационных моде-

лей морозной деструкции бетона и корректных критериев ее оценки. Оценка морозостойкости по потере прочности на сжатие возникла более века назад в эпоху первых шагов в развитии портландцементного бетона и прочно укоренилась в нормативной базе до сегодняшнего дня. Эта методика удобна для производственного контроля морозостойкости бетона ввиду унификации опытных образцов и прессового оборудования, как и при прочностных испытаниях. Огромную ценность представляет накопленный за многие годы экспериментальный и производственный материал по морозостойкости бетона, определенной по этой методике. Однако в последние десятилетия эта методика совершенствовалась исключительно путем ужесточения количественного критерия потери прочности при циклическом замораживании–оттаивании (25 %, 15 %, 5 %), хотя каждое изменение приводило к потере значимости предыдущего экспериментального материала. В последние годы большинство исследований сфокусировалось на ускоренной оценке морозостойкости, основанной на реальной или мнимой корреляции предлагаемых критериев с критерием потери прочности. При этом недостаточно развиваются физические модели морозной деструкции и физические критерии ее оценки.

Конструктору для расчета несущей способности эксплуатируемой железобетонной конструкции достаточно, как минимум, знать прочность бетона на сжатие. Для оценки конструкции сделать выбор приемлемого неразрушающего метода не просто. Методы пластической деформации и упругого отскока дают завышенные значения прочностных характеристик замороженного бетона. Ультразвуковой импульсный метод завышает прочность водонасыщенного бетона. При этом разрушенная под воздействием ЦЗО поверхность затрудняет качественный контакт ультразвуковых датчиков с бетоном, что искажает результаты. Целесообразно в такой ситуации использовать метод отрыва со скалыванием с последующей корректировкой полученных значений прочности с учетом параметров отрицательной температуры и влажности бетона конструкций. Серьезным аргументом в пользу отрыва со скалыванием является возможность одновременного определения этим методом коэффициента интенсивности напряжений – силового параметра, характеризующего способность бетона сопротивляться образованию и развитию трещин. Это параметр приемлем для оценки остаточной мо-

розостойкости бетона, поскольку учитывает структуру бетона и особенности развития трещин при морозной деструкции.

2.6.2. Разработка метода прогноза морозостойкости бетона по коэффициентам интенсивности напряжений

Коэффициенты интенсивности напряжений при нормальном отрыве K_{Ic} и поперечном сдвиге K_{IIc} являются для обычного бетона корректными («чувствительными») показателями в оценке морозостойкости (рис. 2.54). При оценке морозной деструкции бетона, модифицированного суперпластификатором С-3, коэффициенты интенсивности напряжений (K_{Ic} , K_{IIc}) очень «чувствительны» в начальный, «конструктивный» период (период роста прочности при начальном ЦЗО) к возрастающей трещиностойкости. Затем после некоторого количества циклов, начиная с относительных значений 0,8...0,7 от начальных, снижаются также, как и прочностные показатели (рис. 2.55). При оценке морозостойкости бетона, модифицированного воздухововлекающей добавкой СНВ, коэффициенты интенсивности напряжений при поперечном сдвиге K_{IIc} оказываются более «чувствительными» параметрами, чем прочность на сжатие (рис. 2.56).

Подобная тенденция наблюдается и для бетона на напрягающем цементе (рис. 2.57, 2.58, 2.59).

Исходя из принятой рабочей гипотезы о том, что $K_c = \sqrt{K_{Ic}^2 + K_{IIc}^2}$ является «чувствительной» интегральной характеристикой бетона был выполнен анализ изменения K_c для бетона серий 1-6 при ЦЗО (рис. 2.54–2.59). Этот параметр адекватно отражает кинетику морозной деструкции бетона, в особенности, для бетона с маркой по морозостойкости выше F200.

Морозостойкость определяется структурой бетона, характеристиками которой могут служить силовые и энергетические параметры механики разрушения – критические коэффициенты интенсивности напряжений (КИН) при нормальном отрыве K_{Ic} и поперечном сдвиге K_{IIc} , а также энергия разрушения G_c . Так как все дефекты в структуре бетона по принятой гипотезе представляют собой трещины (с различными параметрами и радиусами кривизны

в вершинах), то каждый такой дефект характеризуется своим значением K_{Ic} и K_{IIc} .

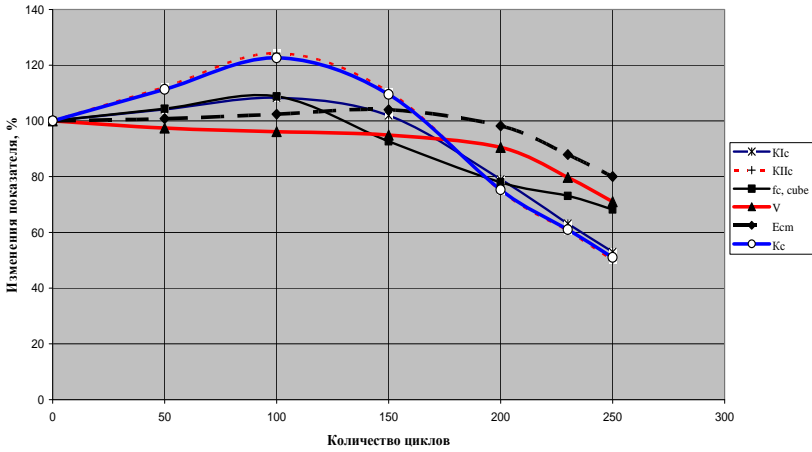


Рис. 2.54. Изменение коэффициентов интенсивности напряжений, прочности, скорости прохождения ультразвука, динамического модуля упругости и критического коэффициент интенсивности напряжений при ЦЗО образцов Серии 1

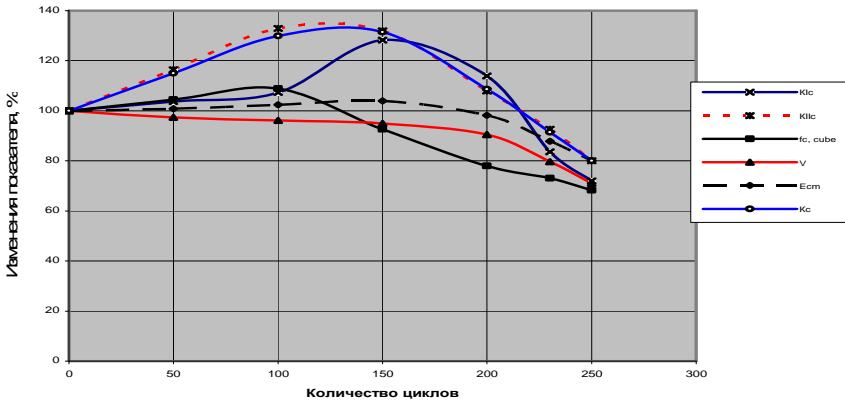


Рис. 2.55. Изменение коэффициентов интенсивности напряжений, прочности, скорости прохождения ультразвука, динамического модуля упругости и критического коэффициент интенсивности напряжений при ЦЗО образцов Серии 2

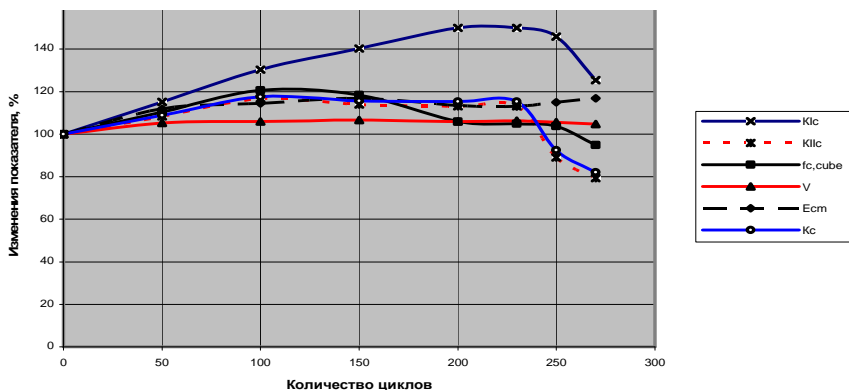


Рис. 2.56. Изменение коэффициентов интенсивности напряжений, прочности, скорости прохождения ультразвука, динамического модуля упругости и критический коэффициент интенсивности напряжений при ЦЗО серии 3

Существующие методы определения морозостойкости бетона требуют проведения объемных и длительных экспериментальных исследований в условиях лаборатории. Сегодня при огромных объемах строительства из монолитного бетона этого недостаточно. Необходимо в производственных условиях оценивать качество изделий или конструкций с позиции обеспечения требуемой морозостойкости, т.е. необходим такой критерий, который был бы корректен при его определении и позволял бы судить о стойкости бетона к циклическим низкотемпературным воздействиям. Выполненные экспериментальные исследования показали, что морозостойкость может быть спрогнозирована теоретически по результатам определения критического коэффициента интенсивности напряжений K_{Ic} .

Используя экспериментальные данные, можно предложить, как пробную, зависимость (2.18), полученную на основании обработки собственных экспериментальных данных для прогнозируемой морозостойкости бетона эксплуатируемых конструкций в зависимости от значений коэффициентов интенсивности напряжений (табл. 2.38, рис. 2.60).

$$F(N) = 303.85K_{Ic}^2 - 153.49K_{Ic} + 136.31 \quad (2.18)$$

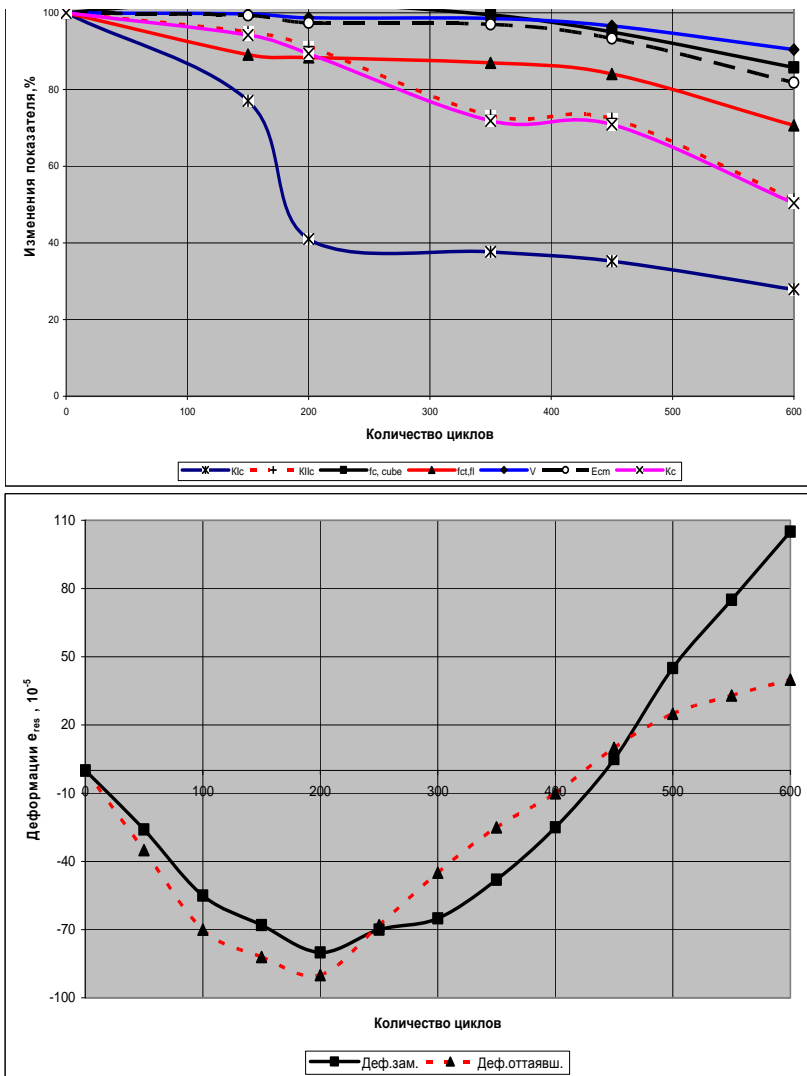


Рис. 2.57. Изменение коэффициентов интенсивности напряжений, прочности, скорости прохождения ультразвука, динамического модуля упругости и накопления деформации образцов–призм в замороженном и оттаявшем состоянии Серии 4

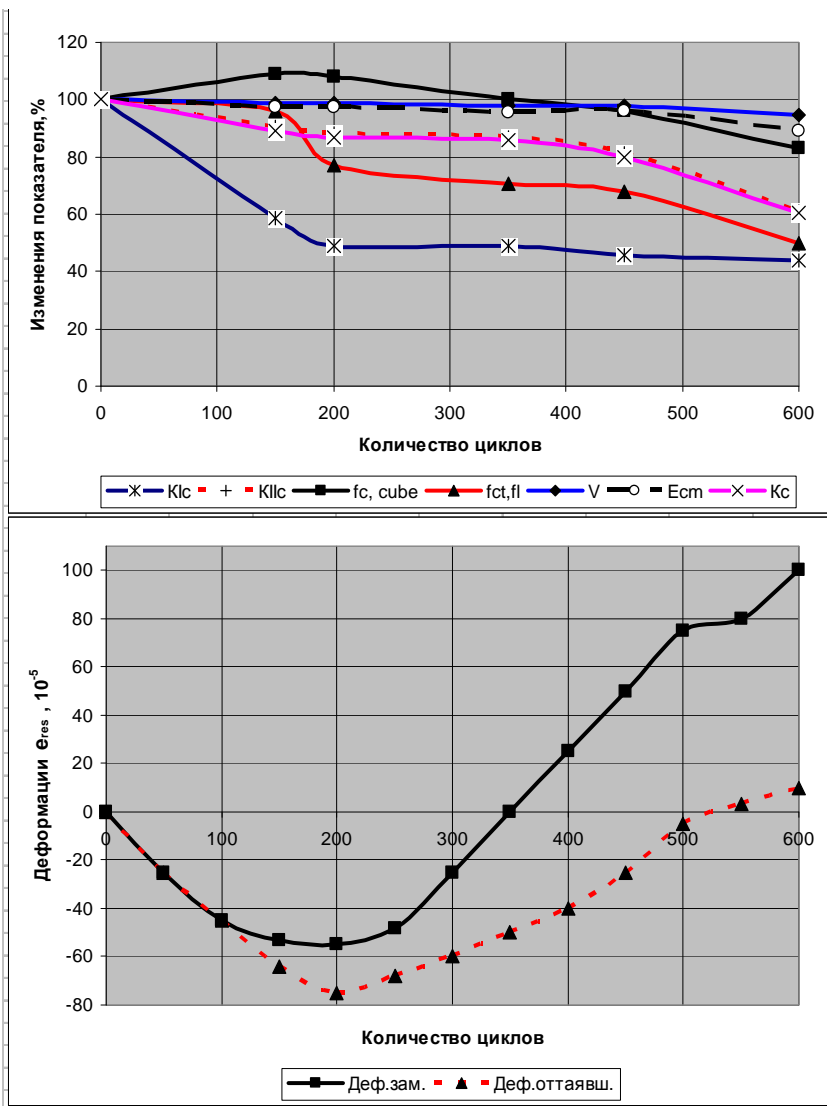


Рис. 2.58. Изменение коэффициентов интенсивности напряжений, прочности, скорости прохождения ультразвука, динамического модуля упругости и накопления деформации образцов-призм в замороженном и оттаявшем состоянии Серии 5

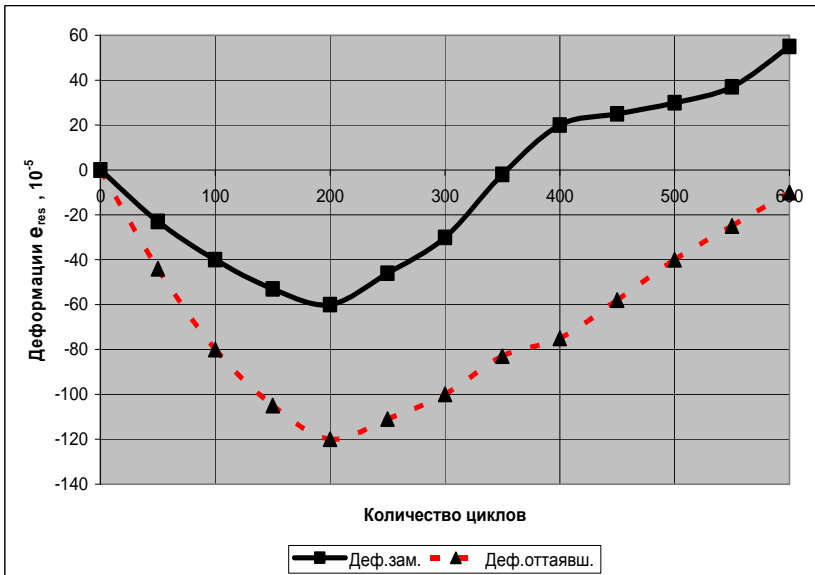
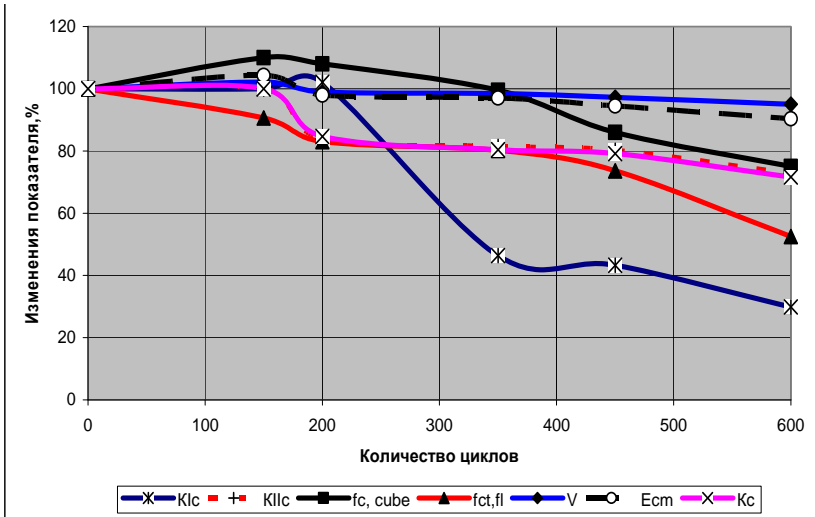


Рис. 2.59. Изменение коэффициентов интенсивности напряжений, прочности, скорости прохождения ультразвука, динамического модуля упругости и накопления деформации образцов-призм в замороженном и оттаявшем состоянии Серии 6

Таблица 2.38 – Ожидаемая морозостойкость опытных образцов бетона в зависимости от значения коэффициентов интенсивности напряжений

Наименование показателя	Ожидаемая марка по морозостойкости F					
	≤F50-F100	F100-F150	F150-F200	F200-F250	F250-F300	≥F300
K_{Ic} , МПа $\sqrt{м}$	≤ 0,5	0,5..0,7	0,7...0,8	0,8...0,95	0,95-1,0	>1,00

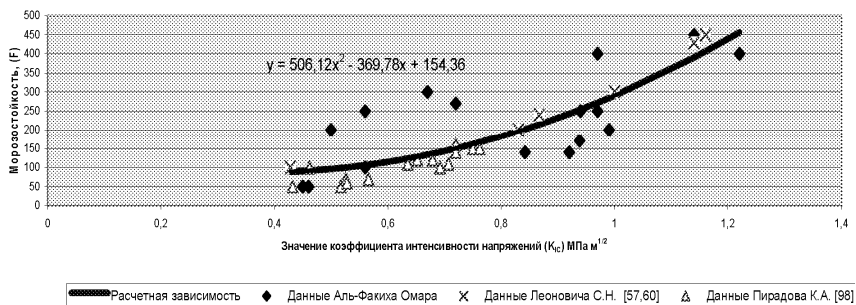


Рис. 2.60. Зависимость морозостойкости (F) от коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве (K_{Ic})

2.6.3. Методика определения коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве способом отрыва со скалыванием

В соответствии с принятыми направлениями исследований были выполнены испытания бетона конструкций при ЦЗО методом отрыва со скалыванием.

В условиях эксплуатации возможно определение K_{Ic} методом отрыва со скалыванием.

Зафиксировав усилие вырыва анкерного устройства, был произведен расчет прочности бетона по градуировочной зависимости.

$$R = m_1 \cdot m_2 \cdot P, \quad (2.19)$$

где m_1 – коэффициент, учитывающий максимальный размер крупного заполнителя в зоне вырыва; m_2 – коэффициент пропорциональности при переходе от усилия вырыва, кН, к прочности бетона, МПа; P – усилие вырыва анкерного устройства, кН.

Задаваясь распределением главных напряжений по длине образующей конуса разрушения в виде параболы пятой степени, тогда нормальные напряжения σ_r при старте трещины определяется из

$$\sigma_r = \frac{3P(\cos^2(90 - \alpha) - \sin 2(90 - \alpha))}{2\pi l^3(1 + \frac{r}{l \operatorname{tg} \alpha})}, \quad (2.20)$$

где P – усилие вырыва; α – угол между образующей конуса разрушения и осью шпура; $\alpha = \operatorname{arctg}(R/l)$.

Величину K_{Ic} рекомендуется определять на основе решения о полукруговом диске с краевой трещиной, когда круговая граница защемлена, по зависимости

$$K_{Ic} = \sigma_r \sqrt{2\pi l [0,8 / ((R/l)^3 - 1) + 0,7]} \quad (2.21)$$

2.6.4. Сравнение результатов лабораторных исследований морозостойкости бетона с экспериментальными данными, полученными методом отрыва со скалыванием

Выполнена диагностика железобетонных конструкций холодильника хладокомбината. Комплекс инженерных обследований проводился в помещениях и холодильных камерах.

Уровень морозной деструкции определяется тем, что железобетонные конструкции в холодильных камерах эксплуатируются перманентно при отрицательной температуре (от -22°C до -27°C) с очень редкими и короткими периодами оттаивания. Дефекты, зафиксированные в вестибюлях, проявились более значительно. Причиной этого является частое и резкое изменение температуры и влажности (ЦЗО) ввиду частого перемещения продукции из холодильных камер к лифтам и обратно.

Таким образом, конструкции в холодильных камерах и вестибюлях подвергались различному, однако достаточно точно определенному количеству циклов замораживания и оттаивания. Этим объект исследования положительно отличается от достаточно неопределенных знакопеременных температурных воздействий при эксплуатации железобетонных конструкций при атмосферных условиях.

Были определены прочностные и деформационные характеристики бетона на отобранных образцах. Произведен пересчет этих

характеристик при фиксированных значениях температуры и влажности, что позволило идентифицировать реальное напряженно-деформированное состояние в конструкциях при эксплуатационных условиях (реальной степени водонасыщения бетона и отрицательной температуре) и при оттаивании.

Результаты испытаний по определению коэффициента интенсивности напряжений методом отрыва со скалыванием и остаточной морозостойкости образцов–кернах приведены в таблице 2.39.

По предложенной эмпирической зависимости была определена морозостойкость бетона с использованием экспериментально определенного коэффициента интенсивности напряжений при нормальном отрыве. Результаты расчета морозостойкости, опытные данные по определению остаточной морозостойкости и бетона, отклонения и коэффициент вариации расчетных результатов от экспериментальных приведены в таблице 2.39.

Таблица 2.39 – Расчетная, определенная по коэффициенту интенсивности напряжений при нормальном отрыве, и экспериментальная остаточная морозостойкость бетона

Опытные образцы (керны)	Коэффициент интенсивности напряжений, $\text{МПа} \sqrt{M}$	Экспериментальная остаточная морозостойкость по образцам–кернам	Расчетная остаточная морозостойкость по зависимостям	Отклонение расчетной морозостойкости от экспериментальной, % $(100-(\text{Гр}3/\text{Гр}4) \times 100)$	Коэффициент вариации
К1	0,64	160	125	-28	21,6
К2	0,98	250	278	+10,1	9,4
К3	0,83	200	196	-2,04	1,67
К4	0,90	220	231	+4,8	4,5
К5	0,98	250	278	+10,1	9,4
К6	0,75	190	161	-18	13,5
К7	0,68	170	137	-24,1	18
К8	0,6	150	115	-30,4	23,6
К9	0,6	150	115	-30,4	23,6
К10	0,75	190	161	-18	13,5
К11	0,68	170	137	-24,1	18
К12	0,53	130	100	-30	22,7

Анализ данных таблицы 2.39 показывает, что морозостойкость бетона, определенная по предложенным эмпирическим зависимостям отличается от фактической морозостойкости, определенной прямыми испытаниями образцов–кернов, не более чем на 30,4 %, что свидетельствует о применимости предложенного метода прогноза морозостойкости.

На рисунках 2.60 и 2.61 приведены результаты математической обработки экспериментальных данных полученных Аль-Факих О., Леоновичем С.Н. Обработка экспериментальных данных позволила получить зависимость морозостойкости от коэффициента интенсивности напряжений при нормальном отрыве (рис. 2.60) и результаты сравнения расчетных и экспериментальных значений остаточной морозостойкости бетона (рис. 2.61).

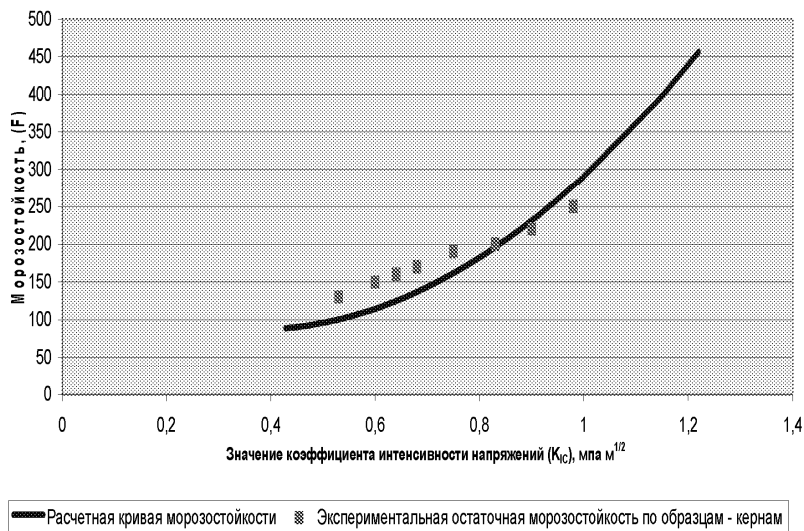


Рис. 2.61. Сравнение расчетной и экспериментальной морозостойкости для образцов–кернов

По отобранным в конструкциях опытным образцам было определено фактическое водопоглощение и пористость бетона.

Результаты лабораторных испытаний бетона сведены в таблицу 2.40.

Таблица 2.40 – Показатели пористости

№ образца	W_{\max} , % по массе	$W_{\text{об min}}$, %	W_{\max} , %	X_1	λ	α
1–1	5,5	3,0	3,7	1,05	1,0	0,3
1–2	1,5	0,6	0,66	0,5	0,5	0,01
1–3	4,1	2,3	2,3	0,85	0,85	0,01
1–4	2,8	1,3	1,3	0,6	0,6	0,01
1–5	2,6	1,5	1,6	0,95	0,6	0,1

Примечание: X_1 – показатель среднего размера пор; λ – показатель пор с учетом α ; α – степень однородности пор по размерам

Выводы :

Предложена методика неразрушающего контроля остаточной морозостойкости бетона эксплуатируемых ЦЗО железобетонных конструкций на основе метода отрыва со скалыванием.

В качестве критерия оценки морозостойкости принят коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве. С учетом структуры бетона и особенностей развития трещин при морозной деструкции.

Расчет коэффициента интенсивности напряжений при нормальном отрыве произведен на основе классического решения механики разрушения о полукруговом диске с краевой трещиной при распределении главных напряжений по длине образующей конуса разрушения в виде параболы пятой степени. В расчетные формулы входит экспериментально определенное методом отрыва со скалыванием усилие вырыва, геометрические размеры конуса разрушения в зависимости от вида анкерного устройства.

Подобраны зависимости прогнозируемой морозостойкости бетона от значений коэффициентов интенсивности напряжений из метода отрыва со скалыванием. Расчетные значения морозостойкости отличаются от экспериментальных данных на $-30,4 \pm 10,1$ %, что свидетельствует о пригодности полученных эмпирических зависимостей при коэффициенте вариации 1,67–23,6 %.

Методика апробирована на реальных железобетонных конструкциях при ЦЗО.

2.7. Влияние армирования на стойкость железобетонных элементов при ЦЗО

2.7.1. Влияние продольного армирования на морозостойкость центрифугированного железобетонного элемента кольцевого сечения

Результаты исследований о влиянии добавок и состава бетонной смеси на структуру и морозостойкость центрифугированного бетона были первым шагом в изучении морозостойкости железобетонных центрифугированных элементов кольцевого сечения. Изучение особенностей работы бетона в железобетонных центрифугированных конструкциях и стойкости самих конструкций при ЦЗО и водосоленасыщении позволило обеспечить необходимую стойкость сооружений. Совместная работа бетона и арматуры в условиях температурно-влажностных воздействий зависит еще и от особенностей армирования.

Переход к четвертому наиболее сложному уровню комплексности структуры согласно Ф.М. Иванова [51,65,66] – железобетонной конструкции – предполагает рассмотрение и учет новых сложных процессов, которые могут вызывать разрушающее действие.

Предметом изучения здесь являются степень массивности, форма конструкции, влияние напряженного состояния бетона на его стойкость, взаимодействие бетона и арматуры, неоднородность температурных деформаций в бетоне и другие параметры [51,65,66].

В программе исследований было предусмотрено испытание на ЦЗО армированных продольной арматурой элементов.

Армирование только продольными стержнями ЖБК не применяется, но оценка влияния на стойкость только продольного армирования правомочна для выявления влияния каждого вида армирования: продольного и поперечного. Центрифугированные железобетонные образцы кольцевого сечения диаметром 500 мм и высотой $h = 500$ мм, армированные продольными стержнями 12Ø12А-III, были подвергнуты испытанию на морозостойкость в термобаровлагокамере СТБВК-8000 по аналогичной методике для бетонных образцов. После каждого цикла ультразвуковым импульсным методом оценивалось нарушение структуры бетона в фрагменте центрифуги-

гированной конструкции. Данные замеров остаточных деформаций в продольном направлении свидетельствовали как о морозной деструкции бетона, так и о перераспределении усилий между арматурой и бетоном.

Исчерпание морозостойкости определялось по потере прочности на осевое сжатие.

Изменение призмной (кольцевой) прочности в армированных элементах кольцевого сечения серии КЦ2 в зависимости от количества циклов замораживания и оттаивания представлен в таблице 2.41 и на рисунке 2.62(в).

Таблица 2.41 – Призмная прочность бетона железобетонных образцов при ЦЗО

Серия опытных образцов	Кол-во ускоренных циклов, п	Весовая влажность, W, %	Разрушающее усилие, N_u , кН	Призмная прочность бетона f_{cm} , МПа	$\frac{N_u(n)}{N_u(o)}$	$\frac{f_{cm}(n)}{f_{cm}(o)}$
КЦ2 $\delta = 70\text{мм}$	0	3,94	4600	44,07	1	1
	5	4,05	4080	39,27	0,887	0,891
	10	4,09	3984	37,41	0,866	0,849
	15	–	3910	35,80	0,85	0,812
	17	–	3477,6	32,53	0,756	0,738

Результаты испытаний на осевое сжатие свидетельствуют о положительном влиянии симметричного продольного армирования на морозостойкость центрифугированных железобетонных конструкций. При $\mu_s = 1,3\%$ для образцов серии КЦ2 момент исчерпания морозостойкости наступил через 10...15 циклов замораживания и оттаивания по ускоренной методике, для бетонных образцов он соответствовал 5 циклам. Влажность армированных образцов после 96 часов насыщения в 5%-ном растворе NaCl $W = 3,94\%$ была равна влажности насыщения бетонных образцов КЦ1 ($W = 4,15\%$), что подтверждает хорошее уплотнение бетона при центробежном формировании и при наличии продольных арматурных стержней.

В таблице 2.42 и на рисунке 2.62(а,б) представлены данные по накоплению остаточных деформаций и изменению скорости продольных ультразвуковых волн в ходе циклического замораживания и оттаивания в центрифугированных образцах серий КЦ1 (бетон-

ные) и КЦ2 (железобетонные, армированные симметричной продольной арматурой 12Ø12А-III).

Таблица 2.42 – Накопление остаточных деформаций и изменение скорости продольных ультразвуковых волн при циклическом замораживании и оттаивании бетонных (серия КЦ1) и армированных симметричной продольной арматурой (серия КЦ2) центрифугированных образцов кольцевого сечения

Количество ЦЗО, циклов	Остаточные деформации, $\varepsilon \cdot 10^5$		Скорость ультразвука V , м/с V_n / V_0	
	Серия образцов			
	КЦ1	КЦ2	КЦ1	КЦ2
0	–	–	4324/1	4256/1
1	4,4	0,64	4350/1,01	4254/1
2	13,8	1,71	4264/0,99	4254/1
3	23,7	4,89	4165/0,96	4132/0,97
4	41,1	7,36	3944/0,91	4026/0,95
5	79,8	12,76	3741/0,87	4030/0,95
6	97,2	15,53	3581/0,83	3931/0,92
7	122,9	21,07	2722/0,63	3850/0,91
8	150,2	27,45	2515/0,58	–
9	184,6	32,65	2300/0,53	–
10	240,4	55,15	2297/0,53	3746/0,88
11	262,96	64,69	2108/0,49	–
12	298,5	68,09	1832/0,42	–
13	325,5	76,27	1439/0,33	–
14	358,4	89,2	1549/0,36	–
15	442,8	92,9	1417/0,33	–

Примечание. V_n – скорость ультразвука в бетоне после n циклов; V_0 – то же перед испытанием на ЦЗО после насыщения образца в течение 96 часов в 5%-ном растворе NaCl

Анализ данных таблицы 2.42 показывает, что симметричная продольная арматура сдерживает накопление продольных деформаций деструктивного расширения центрифугированного бетона при ЦЗО. Это приводит к возникновению в арматуре дополнительного напряжения растяжения, а в бетоне – напряжения сжатия.

Определение НДС в центрифугированном железобетонном элементе кольцевого сечения при знакопеременных температурных воздействиях и водонасыщении является задачей весьма сложной ввиду большого количества значимых факторов и ее решение тре-

бует постановки специальных численных и лабораторных экспериментов.

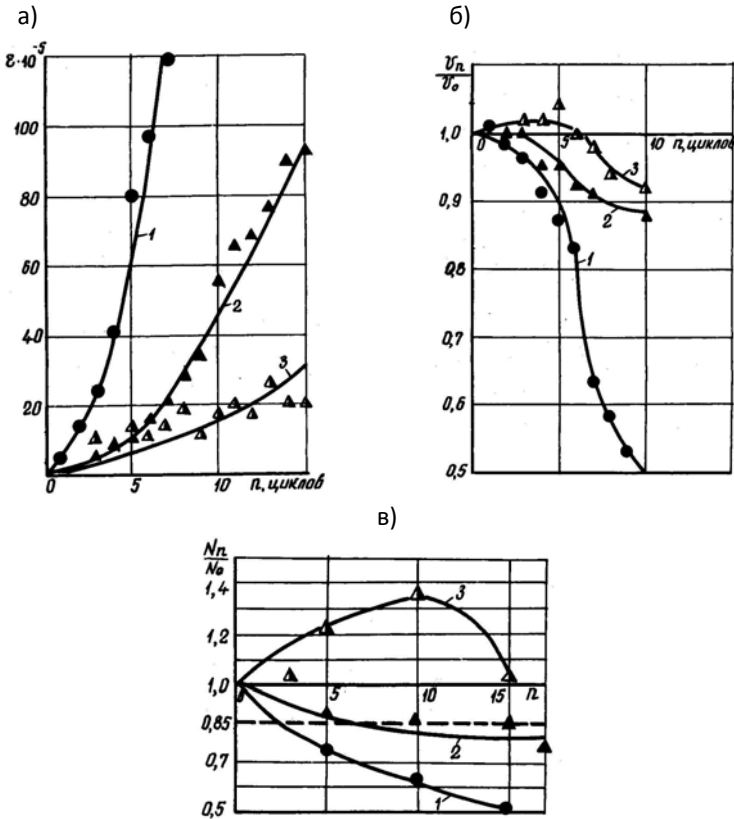


Рис. 2.62. Накопление остаточных деформаций (а), изменение скорости ультразвука (б) и несущей способности (в) при ЦЗО:
 1 – серия КЦ1; 2 – серия КЦ2; 3 – серия КЦ3

Из полученных данных можно сделать заключение, что некоторое обжатие центрифугированного бетона, вызванное сдерживающим влиянием арматуры на развитие продольных остаточных деформаций бетона при ЦЗО, способствует повышению морозостойкости элемента. В пределах исчерпания морозостойкости после 10 циклов величина остаточных деформаций бетона образцов серии КЦ2 составила $55,2 \cdot 10^{-5}$. Величина напряжения обжатия симмет-

рично армированного центрифугированного бетона при ЦЗО составляет 1,5 МПа или около $0,04f_{cm}$.

Эти данные хорошо коррелируются с представлениями для вибрированного бетона в работах [15–20, 51,65,66,140]. В опытах А.А. Гончарова и Ф.М. Иванова [51] было выявлено увеличение морозостойкости бетона при нагружении в пределах $0,3 f_{cm}$ и значительное ее снижение при нагружении более $0,7 f_{cm}$.

Отмеченное явление нашло объяснение в представлениях о природе разрушения бетона О.Я. Берга [16–20]. Нарушение структуры бетона в процессе нагружения оказывает влияние на сопротивление многократному замораживанию и оттаиванию конструкций в напряженном состоянии. Микротрещины под нагрузкой задолго до разрушения бетона заполняются водой, что при замораживании приводит к увеличению растягивающих усилий в бетоне в результате действия поперечных сил при осевом сжатии.

Обжатие же до уровня f_{crc}^o приводит к уплотнению структуры бетона и способствует повышению его стойкости.

Продольная арматура препятствовала деструктивному расширению центрифугированного бетона при ЦЗО и приводила к напряжениям обжатия $0,04...0,072 f_{cm}$ в пределах исчерпания морозостойкости, а симметричное расположение арматуры по кольцевому сечению предполагало равномерность обжатия. Небольшое равномерное обжатие способствовало уплотнению структуры центрифугированного бетона, о чем свидетельствует незначительное увеличение его водонасыщения в процессе ЦЗО (табл. 2.41) (после 96 часов насыщения в 5%-ном растворе NaCl (0 циклов) влажность бетона W 3,94 %, то после 10 циклов 4,09 %).

Уплотнение структуры и невысокое водонасыщение предопределили замедление морозной деструкции армированных центрифугированных образцов и по данным продольного прозвучивания прибором «Бетон-12» (табл. 2.42).

После 6 циклов замораживания и оттаивания скорость ультразвука в бетоне серии КЦ1 уменьшилась на 17 %, а КЦ2 – только на 8 %. Соответствующее снижение скорости после 10 циклов составило 47 % и 12 %.

В продольно армированных центрифугированных образцах деструктивные факторы в ходе испытаний преобладали над конст-

руктивными, однако положительное влияние симметричного продольного армирования оказалось существенным. Только к 17 циклу после нарушения сцепления бетона и арматуры это влияние снизилось, значительно снизилась прочность армированного элемента.

Построены графики зависимости $\sigma - \epsilon$ по результатам испытаний на осевое сжатие образцов серии КЦ2 после ЦЗО по ускоренной методике. Деформации железобетонных образцов серии КЦ2 при ЦЗО больше деформаций бетона контрольных образцов при одинаковой сжимающей нагрузке. При величине сжимающих напряжений 24,3 МПа (50 % от разрушающих армированного фрагмента) через 5,10,15 ЦЗО продольные деформации возросли соответственно на 4,2 %, 22,9 %, 35,4 % по отношению к деформациям контрольных образцов. При такой же относительной величине сжимающих напряжений в серии КЦ1 после 5 ЦЗО продольные деформации увеличились на 37,5 %, после 10 циклов – на 162,5 % по отношению к деформациям контрольных бетонных образцов. Поперечные деформации образцов серии КЦ2 при напряжениях сжатия 24,3 МПа после 5 циклов возросли на 18,2 %, а после 10 циклов – на 36,4 %, что свидетельствует о положительном влиянии продольного армирования.

Анализ результатов исследований позволяет сделать вывод, что симметричное продольное армирование центрифугированного элемента кольцевого сечения при $\mu_s = 1,3$ %, создавая невысокий уровень обжатия бетона (0,04–0,072) f_{cm} и, тем самым, уплотняя его структуру, способствует повышению долговечности конструкции в условиях ЦЗО. В продольной арматуре железобетонного центрифугированного элемента возникают дополнительные растягивающие напряжения.

Влияние симметричного продольного армирования будет определяться толщиной защитного слоя бетона, процентом армирования и диаметром продольной арматуры.

Для предотвращения возникновения продольных трещин при ЦЗО целесообразным при одинаковом проценте армирования признано применение арматурных стержней меньшего диаметра [100]. Необходимо проведение натурных и численных экспериментов по определению оптимального симметричного продольного армирова-

ния железобетонных конструкций в суровых климатических условиях.

2.7.2. Влияние продольного и поперечного спирального армирования на морозостойкость центрифугированного железобетонного элемента кольцевого сечения

Наряду с исследованиями влияния на морозостойкость технологических факторов и продольного армирования были испытаны опытные образцы, армированные продольной арматурой из 12 стержней $\varnothing 12AIII$ и поперечной арматурой в виде спирали из проволоки $\varnothing 5BpI$ с шагом 70 мм.

Данные опыты были поставлены для изучения влияния продольного стержневого и поперечного спирального армирования на морозостойкость центрифугированных железобетонных конструкций при ЦЗО.

Методика низкотемпературных испытаний была аналогична испытаниям бетонных образцов кольцевого сечения (серии КЦ1, КЦ3, КЦ4) и армированных продольной арматурой (серия КЦ2), включая и использование неразрушающих методов: ультразвукового импульсного метода и по накоплению остаточных деформаций. Критерием исчерпания морозостойкости являлась потеря прочности железобетонного образца.

Результаты испытаний на осевое сжатие центрифугированных образцов серии КЦ5 через определенное число циклов замораживания и оттаивания, приведенные в таблице 2.43 и на рисунке 2.62(в), свидетельствуют о существенном повышении к 10 циклу прочности и о некотором увеличении модуля упругости опытных образцов.

Ключ к пониманию этого, на первый взгляд парадоксального факта, может быть найден при сравнительном анализе накопления при ЦЗО остаточных деформаций в образцах серии КЦ1 (бетонные образцы), КЦ2 (армированные только продольной арматурой $\mu_s = 1,3 \%$), КЦ5 (армированные продольной стержневой и поперечной спиральной арматурой; $\mu_s = 1,52 \dots 1,58 \%$, $\mu_{s,cir} = 0,45 \%$). Эти данные приведены в таблице 2.44 и представлены на рисунке 2.62(а). Бетон этих образцов был одного состава и одинаковой морозостойкости. Различие образцов заключалось только в характере их армирования.

Таблица 2.43 – Изменение прочности железобетонных образцов серии КЦ5 при ЦЗО

Серия образцов	Количество ускоренных циклов, п	Весовая влажность, W, %	Разрушающее усилие, N_u , кН	$\frac{N_u(n)}{N_u(o)}$
КЦ5 $\sigma = 65$ мм	0	4,04	3992	1
	3	4,25	4032	1,01
	5	–	4870	1,22
	10	4,19	5429	1,36
	15	–	4041	1,01

Таблица 2.44 – Накопление остаточных деформаций продольных ультразвуковых волн образцов серии КЦ5 при циклическом замораживании и оттаивании

№ цикла	Остаточные деформации, $\varepsilon \cdot 10^5$			Скорость ультразвука $V, \text{ м/с } V_n/V_0$
	Серия образцов			
	КЦ5	КЦ2	КЦ1	КЦ5
0	–	–	–	4280/1
1	4,5	0,6	4,4	4286/1
2	–	1,7	13,8	4282/1
3	10,2	4,9	23,7	4366/1,02
4	8,7	7,4	41,1	4360/1,02
5	10,0	12,8	79,8	4451/1,04
6	10,7	15,5	97,2	4288/1,0
7	13,7	21,1	122,9	4194/0,98
8	18,1	27,5	150,2	4023/0,94
9	11,9	32,7	184,6	–
10	16,7	55,2	240,4	3941/0,92
11	19,7	64,7	263,0	–
12	16,7	68,1	298,5	–
13	25,6	76,3	325,5	–
14	20,2	89,2	358,4	–
15	24,9	92,9	442,8	–

Примечание: 1. Деформации расширения от водонасыщения в течение 96 часов составили для серий образцов: КЦ5 – $20,4 \cdot 10^{-5}$, КЦ2 – $33,6 \cdot 10^{-5}$, КЦ1 – $49,1 \cdot 10^{-5}$; 2. V_n, V_0 – см. табл. 2.42

После 10 циклов замораживания и оттаивания остаточные деформации бетона серии КЦ1 составили $240,4 \cdot 10^{-5}$, КЦ2 –

$55,2 \cdot 10^{-5}$, а серии КЦ5 – только $16,7 \cdot 10^{-5}$. К этому моменту бетон неармированных образцов (КЦ1) исчерпал свою морозостойкость и снижение его призмочной прочности составило 37,4 %. В бетоне образцов КЦ2 за счет обжатия деструктивные процессы замедлены и прочность образцов после 10 циклов уменьшилась только на 13,4 %, образцы серии КЦ5 имели повышение прочности на 22 % по сравнению с контрольными образцами.

Значительное снижение остаточных деформаций и существенный прирост прочности свидетельствуют о перераспределении усилий в ходе ЦЗО между бетоном и продольной и поперечной спиральной арматурой, а также о возникновении в бетоне центробежного формирования сложнапряженного состояния.

Сложнапряженное состояние будет состоянием трехосного сжатия. Продольная и поперечная спиральная арматура, сдерживая развитие деформаций деструктивного расширения в продольном направлении центрифугированного образца кольцевого сечения, способствует возникновению напряжений сжатия в бетоне в продольном направлении σ_1 . Положительный эффект такого обжатия исследован на образцах серии КЦ2. Деформации деструктивного расширения бетона при морозном воздействии развиваются в объеме. Образец кольцевого сечения стремится расширяться в поперечном направлении, причем как в радиальном, так и в тангенциальном. При этом, продольная и поперечная спиральная арматура препятствуют развитию деформаций в радиальном направлении, что обусловлено эффектом бокового обжатия бетона (эффект обоймы), т.е. имеется радиальная составляющая напряжений сжатия бетона σ_3 (рис. 2.63).

Возможности расширения центрифугированного бетона в тангенциальном направлении ограничены ввиду его совместной работы со спиральной арматурой, которая, удлиняясь по мере накопления остаточных деформаций бетона, получала дополнительные напряжения растяжения и приводила, тем самым, к возникновению в бетоне дополнительных напряжений сжатия σ_2 (рис. 2.63).

Эффект влияния продольной и поперечной спиральной арматуры при ЦЗО, аналогичен эффекту предварительного напряжения арматуры. Иницирует обжатия морозное разрушение центрифугированного бетона, а именно, возникновение в нем деформаций дест-

руктивного расширения. Бóльшее количество циклов до нарушения сцепления арматуры и бетона приводит к большому обжатию и, соответственно, к более существенному увеличению прочности и трещиностойкости образцов.

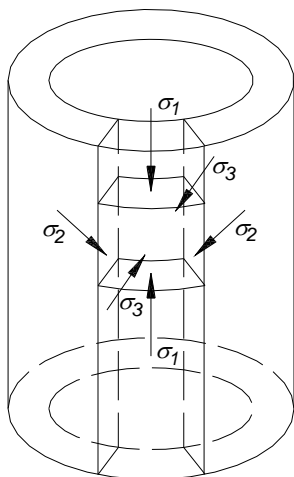


Рис. 2.63. Напряженное состояние в бетоне образцов серии КЦ5 при ЦЗО

Коэффициент продольного армирования железобетонных образцов серии КЦ5 составлял $\mu_s = 1,52 \dots 1,58 \%$. Коэффициент поперечного спирального армирования определялся из соотношения

$$\mu_{s,cir} = \frac{2 \cdot r_{s,cir} \cdot A_{s,cir}}{(R^2 - r^2) \cdot s} \cdot 100, \quad (2.22)$$

где R , r , $r_{s,cir}$ – соответственно наружный и внутренний радиус образца и радиус спирали; $A_{s,cir}$ – площадь сечения проволоки; s – шаг спирали.

Для образцов серии КЦ5 коэффициент поперечного армирования был равен

$$\mu_{s,cir} = \frac{2 \cdot 22,5 \cdot 0,196}{(25^2 - 18,6^2) \cdot 7} \cdot 100 = 0,45 \%$$

Напряженное состояние трехосного сжатия обуславливает более высокую прочность бетона, что и было выявлено при испытаниях

на осевое сжатие. Прочность образцов после 5 циклов замораживания и оттаивания увеличилась на 22 %, а после 10 циклов – на 36 % по сравнению с контрольными образцами.

Последующее снижение этого показателя до начального значения после 15 циклов указывает на нарушение совместной работы арматуры и бетона в результате морозного разрушения контактной зоны и исчезновения объемного обжатия.

Фрмирование образца симметричной продольной стержневой ($\mu_s = 1,3 \%$) и спиральной поперечной арматурой ($\mu = 1,52 \dots 1,58 \%$, $\mu_{s,cir} = 0,45 \%$) оказывает положительное влияние на стойкость фрагмента железобетонной центрифугированной конструкции кольцевого сечения при ЦЗО: уменьшается накопление остаточных деформаций, существенно увеличивается прочность фрагмента, возникает эффект напряженного состояния трехосного сжатия.

Возникновение напряженного состояния будет зависеть от коэффициентов продольного и поперечного армирования и их соотношения, а также морозостойкости бетона. Необходим специальный численный эксперимент для проверки влияния коэффициентов продольного и поперечного армирования на напряженно-деформированное состояние фрагмента при ЦЗО.

Выводы :

Симметричное продольное армирование центрифугированного фрагмента кольцевого сечения $\mu_s = 1,31 \%$ уменьшает накопление остаточных деформаций в результате их сдерживания продольной арматурой.

Противодействие деструктивному расширению способствует повышению стойкости центрифугированных железобетонных элементов при ЦЗО. Предел исчерпания их морозостойкости соответствует марке не ниже F200, в то время как для бетонных фрагментов она была лишь F100.

Симметричное продольное и поперечное спиральное армирование ($\mu_s = 1,55 \%$, $\mu_{s,cir} = 0,45 \%$) положительно влияет на стойкость центрифугированной конструкции кольцевого сечения. Это влияние выражается в резком уменьшении величины остаточных деформаций, а также в существенном росте прочности.

Прирост прочности при ЦЗО центрифугированного железобетонного элемента, армированного продольной и поперечной спи-

ральной арматурой ($\mu_s = 1,55 \%$, $\mu_{s,cir} = 0,45 \%$), является следствием возникновения трехосного сжатия в бетоне.

Эффект трехосного обжатия постепенно уменьшается по мере накопления деструктивных нарушений по контакту арматуры с бетоном. При этом само наличие такого обжатия является важным резервом прочности при ЦЗО, отдавая момент исчерпания морозостойкости и обеспечивая марку по морозостойкости F300.

2.8. Гипотезы морозной деструкции и механика разрушения бетона

2.8.1. Механизмы морозного разрушения

Рассматриваются последние достижения в области механики разрушения бетона с точки зрения их возможного приложения для расчета долговечности бетонных и железобетонных элементов при ЦЗО.

Проблема обеспечения требуемой морозостойкости или проектной долговечности бетонных и железобетонных элементов при ЦЗО остается актуальной как в теоретическом, так и в практическом плане. Этой проблеме посвящены труды И.Н. Ахвердова, В.Г. Батракова, Г.И. Горчакова, Ф.М. Иванова, О.В. Кунцевича, В.М. Москвина, С.В. Шестоперова [6-10, 4, 118, 22, 23, 51, 140]. Усилия большинства специалистов в течение последних десятилетий «были нацелены на поиски, во-первых, ускоренной оценки этой интегральной характеристики материала и, во-вторых, на нахождение объективных закономерностей между изменением различных свойств бетонов и их долговечностью».

Теоретические же основы проблемы в виде гипотез деструктивных процессов при попеременном замораживании и оттаивании бетонов, сформулированных в середине прошлого века Т.С. Пауэрсом, А.Р. Коллинзом, А.В. Кордоном и др. [330], остаются неизменными. Подвергаясь время от времени критике со стороны тех или иных исследователей за несоответствие экспериментальным данным, они своей неизменностью демонстрируют удручающий разрыв между теорией и современной практикой.

Объединить в единую теорию долговечности бетона и железобетона при ЦЗО гигантский объем сведений по натурным (лаборатор-

ным) испытаниям на морозостойкость и результаты исследований структуры (текстуры) бетона способна теория трещин или механика разрушения бетона. Данная глава посвящена количественной оценке вклада различных механизмов деструкции (общее кристаллизационное давление льда, гидростатическое давление воды, давление дополнительного кристаллообразования, гидравлическое давление и т.д.) в общий процесс разрушения при ЦЗО.

Неодинаковые коэффициенты температурного расширения.

Среди известных до сих пор механизмов, которые приводят к повреждениям при воздействии мороза и размораживающих солей, необходимо различать те, которые сопровождаются макроскопическими напряжениями и такие, которые обуславливают изменения в микроскопической структуре цементного камня.

Коэффициенты температурного расширения α_T компонентов бетона «цементный камень» и «заполнитель» могут быть очень разными. Эти различия в значительной степени зависят от влажностной характеристики цементного камня и от типа заполнителя (табл. 2.45).

Таблица 2.45 – Коэффициенты температурного расширения цементного камня и заполнителя [322, 332]

Коэффициенты температурного расширения ($10^{-6}/\text{K}$)		
Цементный камень		
	Шлакопортландцемент	Портландцемент
Сухой, относительная влажность 30 %	9,0 – 10,6	9,4 – 10,5
Высушенный на воздухе, относительная влажность 65 %	15,8 – 17,3	20,7 – 24,4
Водонасыщенный, относительная влажность 100 %	9,3 – 10,0	10,2 – 11,0
Заполнитель		
Известняк	3,5 – 6,5	
Кварц*	10,0 – 12,5	

При больших разностях температур вследствие различий в коэффициентах температурного расширения α_T возникают напряжения в пределах прочности бетона на растяжение. При разности тем-

ператур 40 К, могут возникнуть напряжения растяжения $> 6 \text{ Н/мм}^2$. Однако экспериментального доказательства действия этого механизма разрушения в бетоне не было получено. Появление повреждений бетона вследствие различных коэффициентов температурного расширения « α_T » компонентов бетона может быть исключено.

Однако при неблагоприятных условиях (быстро возникающие большие перепады температур, несоответствующие заполнители) возможно усиление повреждения в результате воздействия мороза.

Необходимо учитывать различия в коэффициентах температурного расширения цементного камня и льда. Здесь различия еще более значительные, чем у заполнителя и цементного камня. В то время как цементный камень в зависимости от содержания влаги имеет коэффициент температурного расширения $\alpha_T 10\text{--}24 \cdot 10^{-6}/\text{К}$, для льда нижнее предельное значение этого показателя может составлять $50 \cdot 10^{-6}/\text{К}$. Расчеты показывают, что уже при разности температур 15 К эти различия приводят к напряжениям растяжения, сопоставимым с напряжениями растяжения в бетоне.

Напряжения вследствие разного температурного расширения цементного камня и льда могут усиливаться дополнительно процессами на микроскопическом уровне.

Сначала охлаждение, следующее за образованием льда, приводит к тому, что лед сжимается намного сильнее цементного камня. При более длительных периодах замерзания вода из небольших пор может проникать в возникающее промежуточное пространство. При нагревании системы лед расширяется сильнее, чем цементный камень, вследствие чего создается значительно напряжение растяжения на стенках пор (рис. 2.64).

Различные коэффициенты температурного расширения льда и цементного камня играют существенную роль в реальных повреждениях при воздействии мороза. Исследования в низкотемпературном диапазоне с помощью растрового электронного микроскопа показывают, что возникающие напряжения могут вызвать повреждения структуры.

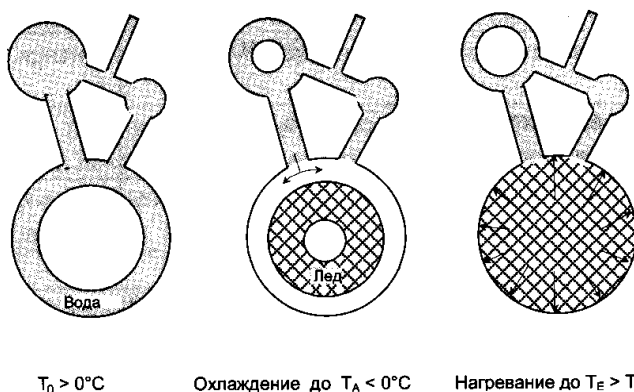


Рис. 2.64. Увеличение заполненной льдом поры при охлаждении [317]

Послойное замерзание. Модель послойного замерзания была сначала предложена для замерзания бетона в присутствии размораживающей соли (рис. 2.65). При применении размораживающих солей имеет место эффект солевого градиента в результате в поверхностных зонах бетона точка замерзания понижается сильнее, чем в массиве. С другой стороны, при замерзании низкие температуры возникают сначала на поверхности бетона, внутренние зоны охлаждаются медленно. Взаимодействие перепадов концентрации соли и температуры может привести к образованию льда сначала на поверхности бетона и во внутренней зоне, в то время как промежуточный слой остается незамерзшим. Если при дальнейшем охлаждении замерзает и этот промежуточный слой, то это приводит к отслаиванию поверхностного слоя.

В этом смысле модель соответствует наблюдаемым повреждениям. Однако возникает вопрос, какими же должны быть при практических условиях солевые и температурные градиенты, которые не приводят к образованию замерзшего внутреннего слоя.

Послойное замерзание бетона может иметь место и при воздействии только мороза. В данном случае причиной этого явления может быть неоднородность бетона при его приготовлении. Свойства бетона: водоцементное отношение, пористость, прочность, модуль упругости, коэффициент температурного расширения изменяются при переходе от внутренней зоны к поверхности (ранее рассмотренный центрифугированный бетон).

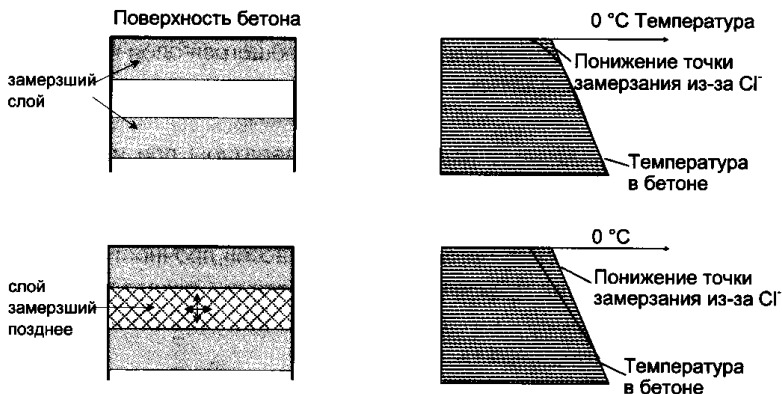


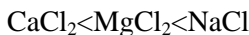
Рис. 2.65. Послойное замораживание бетона вследствие действия размораживающей соли [322]

Быстрое понижение температуры

Максимальное напряжение растяжения σ_{\max} при резком понижении температуры ΔT выражается следующим образом

$$\sigma_{\max} = 0,24 \cdot \Delta T \quad (\sigma_{\max} \text{ в Н/мм}^2; \Delta T \text{ в К}) \quad (2.33)$$

Возникающее понижение температуры сильно зависит от применяемой размораживающей соли. При наиболее часто используемых хлоридах понижение температуры усиливается в следующей последовательности



В лабораторных условиях максимальное понижение температуры при использовании NaCl в эвтектической концентрации и толщине слоя льда 2 мм составило 14 К. При этом согласно расчетам с помощью формулы (2.33) возникают напряжения растяжения, которые соответствуют прочности на растяжение бетонов низких классов прочности. Однако испытания в условиях практической эксплуатации показали, что максимальное понижение температуры составило не более 4,3 К, что объясняется более низкой концентрацией соли и меньшей толщиной льда.

Быстрое понижение температуры в качестве первичной причины повреждения бетона при воздействии мороза и размораживающей соли на практике можно исключить.

Омос. Процесс замерзания зависит от размера пор и это приводит к различным концентрациям раствора. В то время как незамерзший раствор в более мелких порах имеет исходную концентрацию, концентрация раствора в более крупных порах повышается вследствие начавшегося замерзания. Этот перепад концентраций приводит к процессу диффузии, которая протекает в том же направлении, что и диффузия от перепада давления пара (жидкость движется от мелких пор к крупным). Капиллярный эффект при применении размораживающих солей может усиливаться возникающим перепадом концентраций поровой жидкости.

Осмотическое давление в качестве первичной причины повреждений может быть исключено [322].

Термодинамическая модель. В термодинамической модели Зетцера [332] впервые учитывается влияние поверхностных сил на повреждение при воздействии мороза. Давления, обусловленные этими поверхностными напряжениями тем выше, чем меньше гидравлический радиус поры. Вытекающие отсюда различия давлений между заполненными льдом порами разной величины могут привести к значительным напряжениям в микроструктуре цементного камня. Максимальные возникающие перепады давления $\Delta P_{\text{замерз.}}$ можно определить по следующей формуле

$$\Delta P_{\text{замерз.}} \approx 1,22 \cdot \Delta T \quad (\Delta P_{\text{замерз.}} \text{ в Н/мм}^2; \Delta T \text{ в К}) \quad (2.34)$$

Максимальные перепады давлений могут составить до 37 Н/мм².

Термодинамическая модель, которая подкреплена рядом основополагающих исследований и согласуется с рядом эффектов, возникающих при воздействии на цементный камень мороза (расширение при разной температуре, зависимость масштаба повреждения от градиента охлаждения и т.д.). Вследствие специфики пор цементного камня, главным образом это гелевые и капиллярные поры, и повреждения бетона при воздействии мороза и размораживающей соли имеют существенное влияние.

2.8.2. О структуре бетона и не только о ней

В исследованиях коррозионной стойкости бетонов, проводимых на образцах, мы оперируем, согласно классификации Ф.М. Иванова [51,65,66] на третьем уровне сложности структуры, определение

которого наиболее полно дано П.А. Ребиндером: «...под структурой твердого тела следует понимать не только строение кристаллической решетки, но и дисперсную структуру обычного мелкозернистого поликристаллического твердого тела, представляющего собой сrostок отдельных более или менее беспорядочно расположенных кристалликов различных размеров». В дальнейшем будет рассматриваться структура порового пространства – несколько условная характеристика строения капиллярно-пористого тела, имеющая, однако, доминирующее значение для исследования процессов деструкции при ЦЗО.

Капиллярные поры. Наиболее интересен с позиций морозостойкости третий уровень дисперсности ($d \leq 10^4$ Нм). Поры с таким усредненным диаметром относятся к категории капилляров. В капиллярных порах поверхность жидкости принимает форму, обусловленную силами поверхностного натяжения и почти неискаженную силами тяжести. Значения поверхностного натяжения воды и ее вязкости в гидрофильных капиллярах диаметром $d \leq 10^2$ Нм соответствуют данным для свободной воды. В таких порах возможна капиллярная конденсация влаги (рис. 2.47).

Эти поры признаны наиболее опасными для бетона в связи с протеканием процессов с сильным влиянием на его долговечность, морозо- и морозосолестойкость. По аналогии можно принять, что капилляры сообщаются друг с другом как непосредственно, так и посредством «пор геля», т.е. капилляров надмолекулярного размера («изолированные капилляры»), и прерываются условно-замкнутыми порами, в том числе и заполненными газовой фазой. При этом доля пересекающихся друг с другом капилляров растет, а доля условно-замкнутых пор уменьшается с увеличением водоцементного отношения.

Трещины на границе матрицы с заполнителем. В исследованиях, выполненных под руководством Ф.М. Иванова [51,65,66], было зафиксировано, что разрушение бетона при ЦЗО может происходить в результате напряжений на границе заполнителя с окружающей его оболочкой. Эти напряжения в бетоне на границе заполнителя с цементно-песчаным раствором создаются в результате разности температурных деформаций между вышеупомянутыми

компонентами бетона при понижении температуры до -20°C . В работах [171,172] А.М. Подвальный рассматривает эти напряжения на трех уровнях: в цементном камне на границе непрогидратировавших зерен клинкера; в цементно-песчаном растворе на границе мелкого заполнителя; в бетоне на границе непрогидратировавших зерен клинкера, мелкого и крупного заполнителей. Возникновение и развитие трещин «контактной зоны» существенно снижает морозостойкость бетона и долговечность конструкций из него (рис. 2.66, 2.67).

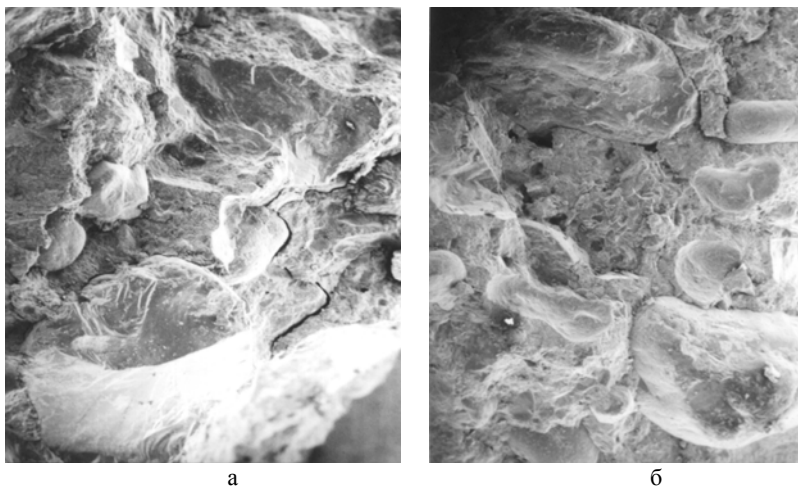


Рис. 2.66. Структура центрифугированного бетона серии КЦ1 после 20 циклов замораживания и оттаивания (ЦЗО) по ускоренной методике, макрофото, $\times 45$: а, б – наружный, внутренний слои [65]

Поры в цементном камне с трещинами. В результате усадочных деформаций цементного камня, разности коэффициентов температурных и влажностных деформаций составляющих цементного камня формируются и развиваются трещины. Эти трещины образуются как внутри цементного камня, на его поверхности, так и на поверхности открытых и закрытых пор. На поверхности поры может быть несколько трещин, ось которых перпендикулярна касательной плоскости в месте появления трещин, а длина значительно больше ширины их раскрытия. Влияние этих дефектов вполне оп-

ределенно приводит к снижению морозостойкости бетона (рис. 2.68).

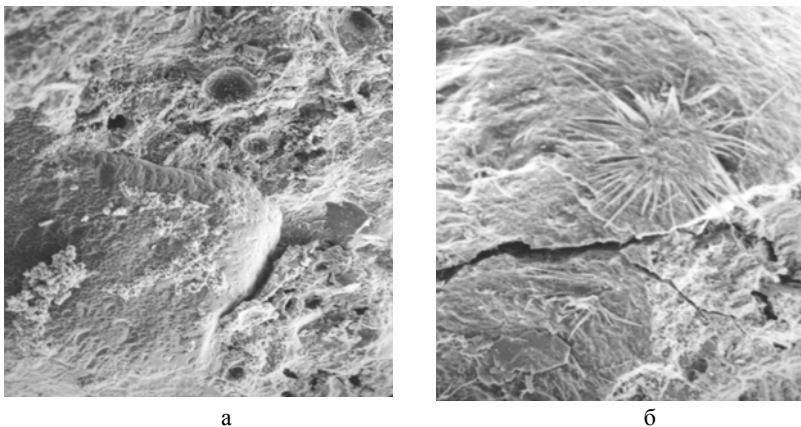


Рис. 2.67. Контактная зона с заполнителем в среднем слое центрифугированного бетона серии КЦ1: а – до ЦЗО, макрофото, х 700, б – после 20 ЦЗО, макрофото, х 1500 [65]

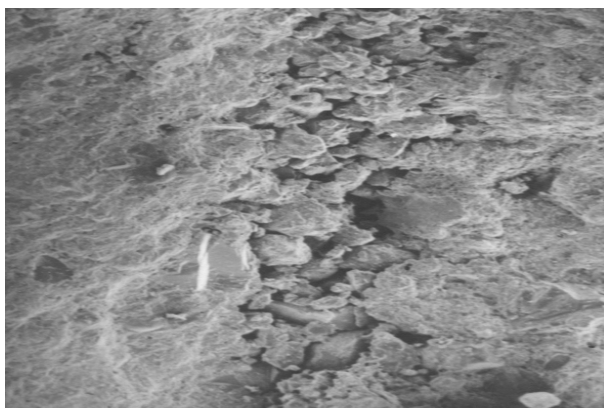


Рис. 2.68. Разрезанный участок цементного камня из внутреннего слоя центрифугированного бетона серии КЦ1, стереопара х 100 [65]

2.8.3. Гипотеза о гидростатическом давлении воды

Силы поверхностного натяжения жидкости в капиллярах.

Вернемся к рассмотрению капилляра, не повторяя выполненной Т. Пауэрсом [330] количественной оценки гидростатического давления в поре (капилляре) цементного камня при ЦЗО, при этом дополнив механизм воздействия некоторыми значимыми факторами и введя в обиход силовые и энергетические критерии механики разрушения.

Капиллярный эффект. Не все повреждения при воздействии мороза следует объяснять вытеснением воды из зоны замерзания. Наблюдаемые факты, когда при охлаждении цементного камня происходят не только расширение, но на определенных фазах замерзания также и усадка, и что непрерывное расширение происходит и при постоянных минусовых температурах, нельзя объяснять только действием гидравлического давления.

Причиной вышеупомянутых явлений является капиллярный эффект, который обусловлен зависимостью точки замерзания от размера пор. Во время замерзания вода сначала замерзает в крупных капиллярных порах, в то время как в более мелких гелевых порах она остается в жидком состоянии. Так как давление пара над водой выше, чем над льдом (рис. 2.69), то возникает термодинамическое неравновесное состояние, которое создает движущую силу для перемещения воды из более мелких в более крупные поры или на открытую льдом поверхность бетона.

Наряду с гидравлическим давлением капиллярный эффект является второй важной причиной повреждений на микроскопическом уровне при воздействии мороза.

Созданные искусственно воздушные поры не только обеспечивают пространство для вытесняемой воды, но и оказывают еще и такое положительное влияние как создание пространства для образующегося льда.

Какой из двух механизмов – гидравлическое давление или капиллярный эффект – является доминирующим при образовании повреждений под воздействием мороза, точно не установлено. Это зависит от таких факторов как: скорость охлаждения, количество гелевых пор, протекание процессов диффузии.

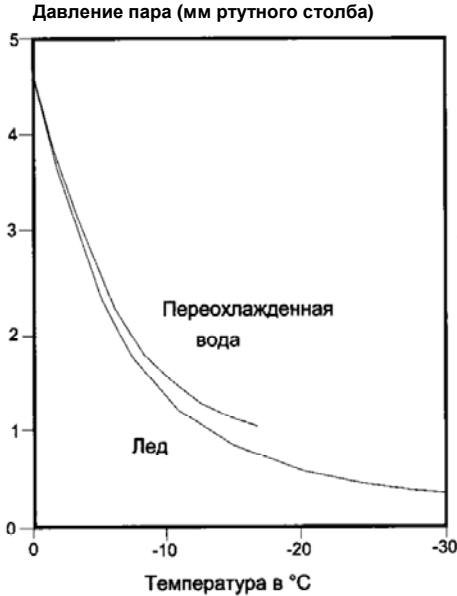


Рис. 2.69. Давление в порах льда и переохлажденной воды в зависимости от температуры [322]

В первую очередь, принципиально важным является то, что жидкость в капилляре удерживается силами поверхностного натяжения, величина которых определяется по формуле

$$P_c = \pi \sigma a_c \cos \theta, \quad (2.35)$$

где σ – поверхностное натяжение жидкости; θ – угол смачивания или краевой угол на границе «жидкость – стенка капилляра»; a_c – диаметр капилляра

или с учетом температуры

$$P_c = \sigma_0 \pi a_c \cos \theta (1 - t/370), \quad (2.36)$$

где критическая температура $t_k = 370^\circ\text{C}$ (для воды, $\sigma_0 = 0,076 \text{ Н/м}$ (при $t = 0^\circ\text{C}$)).

Точка приложения сил P_c (рис. 2.70) зависят от влажности W и определяются из выражения

$$b_c = l_c / 2 (1 - W/100), \quad (2.37)$$

где l_c – длина капилляра.

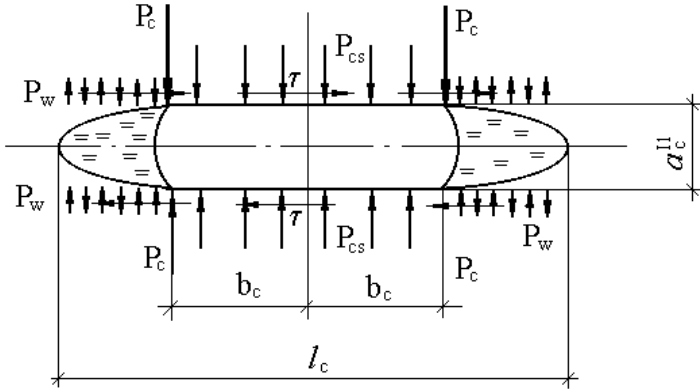


Рис. 2.70. Система сил, действующих на заполненный водой капилляр

Таким образом, с одной стороны совершенно однозначно констатируется «фиксация» жидкости в капиллярах цементного камня в определенных местах силами поверхностного натяжения воды, что, несомненно, обуславливает направленность деструктивного процесса при ЦЗО, а с другой стороны, определяется вклад этих сил в напряженно-деформированное состояние в капилляре в терминах коэффициентов интенсивности напряжений (КИН) при нормальном отрыве и поперечном сдвиге. Используя решение Ирвина [232] для случая действия на берегах трещины нескольких нормальных сосредоточенных сил, коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве от действия капиллярных сил определится по формуле

$$K_1 = 2P_c \sqrt{\frac{l_c}{2}} / \sqrt{\pi \left(\frac{l_c^2}{4} - b_c^2 \right)} \cdot g_c \quad (2.38)$$

или с учетом (2.36) и (2.37)

$$K_1 = 4\sqrt{\pi}/\sqrt{2} \cdot a_c \cdot \cos \theta \times \\ \times \sigma_0 (1-t/t_k) / g_c \sqrt{l_c \left[1 - (1-W/100)^2 \right]} \quad (2.39)$$

Таким образом, коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве от капиллярных сил определяется геометрическими размерами капилляра a_c , l_c , его заполнением влагой W и уг-

лом смачивания θ , поверхностным натяжением при 0°C σ_0 и температурой t , расстоянием между капиллярами g_c .

Гидростатическое давление жидкости и деформации кристаллической системы в области капилляра. На капилляр, содержащий влагу (в жидком состоянии), при изменении температуры действует следующая система сил (рис. 2.70): P_c – от ранее упомянутого капиллярного давления; P_w – от изменения объема жидкости при изменении температуры; P_{cs} – от температурного деформирования кристаллической системы.

Последнее следует пояснить. На самом деле, анализируя напряженно-деформированное состояние в капилляре необходимо учитывать температурное деформирование гидратированной массы или кристаллической системы, окружающей капилляр. На наш взгляд, это более значимый фактор, чем дискутируемая проницаемость – непроницаемость стенок пор – капилляров цементного камня. (Принимаются по аналогии с Т. Пауэрсом для решения рассматриваемого круга задач непроницаемыми). Таким образом, коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве при изменении температуры $K_{I,t}$ будет определяться из выражения

$$K_{I,t} = K_{I,t}^c - K_{I,t}^w + K_{I,t}^{cs}, \quad (2.40)$$

где $K_{I,t}^c$, $K_{I,t}^w$, $K_{I,t}^{cs}$ – коэффициенты интенсивности напряжений соответственно от капиллярных сил, изменения объема жидкости и температурного деформирования кристаллической системы. В свою очередь, используя решения Дж. Си [273] для КИН при нормальном отрыве при действии постоянной нормальной нагрузки интенсивностью σ на симметричных концевых участках трещины и Г.П. Черепанова [192] и В.В. Панасюка [146-149], при действии на берегах трещины постоянной нормальной (σ) и сдвигающей (τ) нагрузки, формулы для определения коэффициентов интенсивности напряжений от температурного расширения воды, замкнутой капиллярными силами в вершинах капилляра, и от температурного расширения кристаллической системы имеют соответственно вид

$$K_{I,t}^w = \alpha_{t,w} \cdot \Delta t \cdot E_w \sqrt{\pi l_c / 2} \cdot [1 - (2/\pi) \arcsin(2b_c/l_c)], \quad (2.41)$$

$$K_{I,t}^{cs} = \alpha_{t,cs} \cdot \Delta t \cdot E_{cs} \cdot \sqrt{\pi l_c / 2}, \quad (2.42)$$

где $\alpha_{t,w}$, $\alpha_{t,cs}$ – коэффициенты температурного расширения воды и кристаллической системы E_w , E_{cs} – модули упругости.

Таким образом, коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве в капилляре с водой, удерживаемой силами поверхностного напряжения, при изменении температуры будет определяться по формуле

$$K_{I,t} = \frac{(4\sqrt{\pi}/\sqrt{2}) \cdot a_c \cdot \cos \theta \cdot \sigma_0 (1-t/t_k)}{g_c \sqrt{l_c} [1-(1-W/100)^2]} - \alpha_{t,w} \cdot \Delta t \cdot E_w \cdot \sqrt{\pi l_c / 2} \cdot [1-(2/\pi) \times \arcsin(2b_c/l_c)] + \alpha_{t,cs} \cdot \Delta t \cdot E_{cs} \sqrt{\pi l_c / 2} \quad (2.43)$$

а при поперечном сдвиге

$$K_{II,t} = [\sigma_0 \pi a_c \cdot \cos \theta (1-t/t_k) + \alpha_{t,cs} \cdot \Delta t \cdot E_{cs} \cdot l_c \cdot g_c - 2\alpha_{t,w} \Delta t \cdot E_w g_c \cdot (l_c / 2 - b_c)] \sqrt{\pi l_c} / \sqrt{2g_c^2} \quad (2.44)$$

Перерастание капилляра при ЦЗО в трещину будет происходить при достижении КИН критического значения K_{Ic} цементного камня, которое можно оценить по формуле К.А. Пирадова

$$K_{Ic}^{cs} = -0,015 + 0,133 C/W + 0,006 R_2 - 0,08 W, \quad (2.45)$$

где R_2 – активность цемента.

Аналитический расчет может быть произведен и для краевого незамкнутого капилляра (рис. 2.71). Выражение для вычисления КИН составлено, используя решение, полученное с помощью специальной аппроксимации сингулярного интегрального уравнения В.В. Панасюком, М.П. Савруком, А.П. Дацышин [146-149] и имеет вид:

$$K_{I,t} = \sqrt{2c} \cdot P_c / \sqrt{\pi l_c} [1-(b_c/l_c)^c] - 2P_w \sqrt{l_c/\pi} \cdot \arccos(b_c/l_c) \cdot [1+0,1215(1-b_c/l_c)] + 3,523 \alpha_{t,cs} \Delta t \cdot E_{cs} \sqrt{l_c/\pi} \quad (2.46)$$

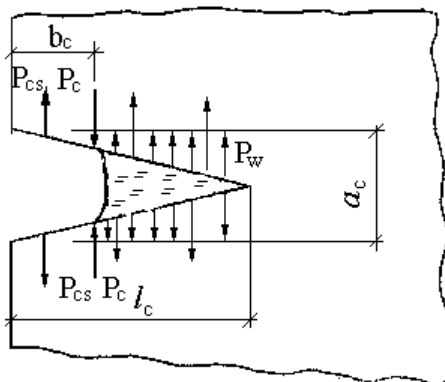


Рис. 2.71. Система сил, действующих на незамкнутый капилляр в первом температурном диапазоне

2.8.4. Гипотеза об общем кристаллизационном давлении

Гипотеза об общем кристаллизационном давлении льда предложена А.Р. Коллинзом, по мнению которого разрушение бетона морозом происходит вследствие сегрегации льда внутри его слоев, что вызывает давление растущих кристаллов льда в полостях и пустотах бетона. То есть происходит непосредственное локальное воздействие кристаллизующегося льда на стенки пор, и в этих зонах возникают местные перенапряжения, способные вызвать разрушения в наиболее слабых элементах структуры конгломерата.

Давление кристаллизации. Под кристаллизацией следует понимать процесс, при котором из пересыщенного раствора выделяется растворенная фаза и переходит в твердое состояние. Если свободная кристаллизация затруднена вследствие геометрии пор, то могут возникнуть следующие давления: гидростатическое давление кристаллизации, линейное давление роста кристаллов, давление гидратации (точнее: давление кристаллизации вследствие гидратации).

Под гидростатическим давлением кристаллизации понимают давление, которое возникает, если объем вновь образовавшегося кристалла и остаточного раствора больше, чем объем пересыщенного раствора. При воздействии мороза и размораживающей соли давление льда, которое представляет собой гидростатическое давление кристаллизации, является определяющим.

Кристаллизация размораживающей соли теоретически могла бы привести к высоким давлениям кристаллизации. При двойном пересыщении раствора выкристаллизовывающийся NaCl может создать теоретическое давление кристаллизации до 65 Н/мм^2 . Однако такое давление кристаллизации может возникнуть только тогда, когда имеется пересыщенный раствор. Образование пересыщенного раствора можно также исключить, в том числе и при охлаждении ниже 0°C .

Линейное давление роста кристаллов – это результат того, что кристаллы, у которых направление роста становится предпочтительным, в состоянии продолжать рост, преодолевая сопротивление. Кристаллы, образовавшиеся в пористом пространстве цементного камня, могут при соответствующем росте оказывать давление на противоположные стенки пор. Существуют разные точки зрения относительно влияния линейного давления роста кристаллов на повреждения при воздействии мороза и размораживающей соли. При этом влияние возможного нового образования гидратов (внутри цементного камня) часто остается без внимания.

Под давлением гидратации следует понимать давление, которое может возникнуть, когда безводная фаза или фаза с небольшим содержанием воды при увеличении объема переходит в фазу с большим содержанием воды. Однако оно ограничивается гидростатическим давлением кристаллизации, так как здесь имеют место только давления, которые возникают вследствие гидратации, т.е. во влажных условиях. Однако гидростатические давления кристаллизации могут возникать также вследствие высыхания.

Давление гидратации не влияет на разрушение структуры бетона вследствие роста кристаллов льда или возможного образования кристаллов размораживающей соли, поскольку NaCl не может образовывать гидратных соединений [332].

Рассмотрим систему сил, действующих на заполненный льдом капилляр (рис. 2.72). Силы P_i определяются давлением льда на стенки капилляра; P_{cs} – сжатием кристаллической системы, τ – напряжениями, возникающими от действия сил в капиллярах, ориентированных параллельно силам P . Коэффициенты интенсивности напряжений при снижении температуры в капилляре, заполненном льдом $K_{I,t}$ и $K_{II,t}$ определяется из выражений:

$$K_{I,t} = K_{I,t}^i + K_{I,t}^{cs} = \alpha_{t,i} \cdot \Delta t \cdot E_i \sqrt{\pi l_c / 2} \cdot$$

$$\times [1 - (2/\pi) \arcsin(2b_c / l_c)] + \alpha_{t,cs} \cdot \Delta t \cdot E_{cs} \sqrt{\pi l_c / 2}$$
(2.47)

$$K_{II,t} = [2\alpha_{t,i} \Delta t \cdot E_i (l_c / 2 - b_c)^2 + \alpha_{t,cs} \Delta t \cdot$$

$$\cdot E_{cs} \cdot l_c \cdot g_c] \sqrt{\pi l_c / 2} / g_c^2$$
(2.48)

где $\alpha_{t,i}$ и $E_{t,i}$ соответственно коэффициент температурного расширения и модуль упругости льда.

О гипотезе об общем кристаллизационном давлении льда высказывается мнение, что одностороннее давление льда вследствие пластических его деформаций не может быть высоким, не может превышать предел упругости льда.

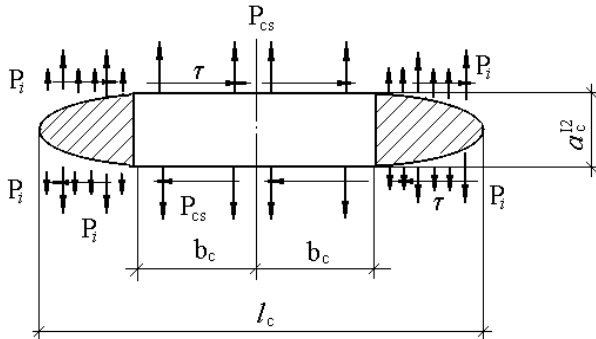


Рис. 2.72. Система сил, действующих на заполненный льдом капилляр

Рассчитаем коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве в соответствии с формулой (2.47) при следующих исходных данных: $W = 4,5\%$; $l_c = 10^{-3}$ м; $\Delta t = 30^\circ\text{C}$; $\alpha_{t,i} = 50 \cdot 10^{-6}$ 1/град; $E_i = 3 \cdot 10^2$ МПа.

$$K_{I,t} = (50 \cdot 10^{-6}) \cdot 30 \cdot 300 \cdot \sqrt{(\pi \cdot 10^{-3}) / 2} \cdot$$

$$\times [1 - (2/\pi) \arcsin(9,56 \cdot 10^{-4} / 10^{-3})] +$$

$$+ \arcsin(9,56 \cdot 10^{-4} / 10^{-3}) + 11,5 \cdot 10^{-6} \cdot 30 \cdot$$

$$\cdot 12000 \sqrt{(\pi \cdot 10^{-3}) / 2} = 0,16737 \text{ МН/м}^{3/2}$$
(2.49)

При исходных данных для краевой открытой трещины (рис. 2.73) КИН будет:

$$\begin{aligned}
 K_{I,t} &= 2\alpha_{t,i} \cdot \Delta t \cdot E_i \cdot \sqrt{l_c/\pi} \cdot \arccos(b_c/l_c) \cdot \\
 &\cdot [1 + f(b_c/l_c)] + 3,523\alpha_{t,cs} \cdot \Delta t \cdot E_{cs} \sqrt{l_c/\pi} = 2(50 \cdot 10^{-5}) \cdot \\
 &\cdot 30 \cdot 300 \sqrt{10^{-3}/\pi} \cdot \arccos(4,78 \cdot 10^{-4}/10^{-3})(1 + 0,063) + \\
 &+ 3,523 \cdot 11,5 \cdot 10^{-6} \cdot 30 \cdot 1200 \cdot \sqrt{10^{-3}/\pi} = 0,2786 \text{ МН/м}^{3/2}
 \end{aligned}
 \tag{2.50}$$

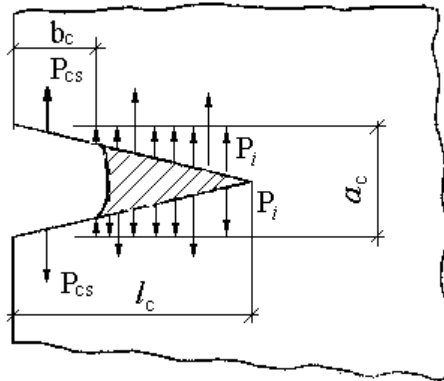


Рис. 2.73. Система сил, действующих на незамкнутый капилляр, заполненный льдом

Из этого следует, что в результате расчета получены совершенно конкретные значения КИН, анализ которых способен выявить стадию морозной деструкции.

2.8.5. Гипотеза о давлении дополнительного кристаллольдообразования

Гипотеза о давлении дополнительного кристаллольдообразования в капиллярных порах была предложена Т.С. Пауэрсом [330] и получила дальнейшее развитие в работе А.В. Кордона. Основное ее содержание заключается в следующем: при замораживании лед появляется вначале в крупных капиллярных порах. Наступает такой момент, когда вся вода в крупных капиллярах перешла в лед (твердое состояние), однако в порах геля она еще в жидком состоянии.

При дальнейшем снижении температуры (не доводя до температуры замерзания воды в порах геля) вода в этих порах приобретает потенциальную энергию для движения ее в капиллярные поры, что объясняется большой свободной энергией льда в капиллярах. Поступившая из пор геля вода при замораживании увеличивает размеры находящихся в капиллярах кристаллов льда, что может создать давление на стенки капилляров, превышающее их прочность, и стать источником разрушения бетона.

Для количественного описания механизма разрушения бетона в соответствии с данной гипотезой можно использовать аппарат предыдущего раздела, введя поправку на увеличение влажности в капилляре в результате переноса влаги из гелевых пор (на изменение точек приложения капиллярных сил b_{c2})

$$\begin{aligned}
 b_{c2} &= \left[l_c \left(2a_{c1}^2 (1 - W / 100) / 2 + a_{c2}^2 - a_{c1}^2 \right) \right] / 2a_{c2}^2 \pm \\
 &\pm l_c / 2 (1 - \Delta W / 100) = \\
 &= l_c / 2 \left[\left(1 - (a_{c1} / a_{c2})^2 \right) \cdot W / 100 \pm (1 - W / 100) \right]
 \end{aligned}
 \tag{2.51}$$

где ΔW – изменение влажности; знак « \leftarrow » – при увеличении W , « \rightarrow » – при уменьшении; a_{c1} , a_{c2} – соответственно капилляра в первоначальном состоянии и после изменения влажности ΔW .

2.8.6. Гипотеза гидравлического давления

Согласно Т.С. Пауэрсу [330] первоначально замерзающая вода в поверхностных полностью водонасыщенных слоях бетона, закупоривая выходящие на поверхность капилляры, приводит к отжатию еще не замерзшей воды в менее водонасыщенные слои внутри тела бетона. Естественно, отжимаемая вода встречает сопротивление тонкопористой структуры бетона, в результате возникает гидравлическое давление – источник напряженного состояния и последующего разрушения бетона.

Эта гипотеза в наибольшей степени была подвергнута всесторонней критике, однако занимает видное место в разработке физической теории морозостойкости бетона, так как выдвигаются на ее основе новые принципиально важные дефиниции: «критическая степень водонасыщения бетона», «критическая толщина оболочки цементного камня» и т.д.

Положительное гидравлическое давление определяется из выражения:

$$P = 32 \cdot n \cdot \eta \cdot \frac{\Delta W}{Q} \cdot \frac{dT}{dl} \cdot \frac{\lambda(1 + \Pi_i)}{\Pi_i^2} \cdot \frac{1}{d_i^2}, \quad (2.52)$$

где ΔW – увеличение объема воды при переходе ее в лед; Q – скрытая теплота плавления льда; $\frac{dT}{dl}$ – температурный градиент; λ – теплоемкость материала; n – коэффициент капилляров ($n = 1.4 \dots 1.5$); η – вязкость воды при данной температуре; l – длина капилляров; Π_i – остаточная пористость; d_i – расчетный диаметр.

Анализ замораживания как нестационарного температурного процесса показал, что способность структуры фильтровать воду в этих условиях зависит от остаточной пористости, т.е. количество капилляров с расчетным диаметром d_i , меньшим, чем диаметр капилляров, в которых вода замерзает при данной температуре 0°C .

Выражение (2.52) получено в соответствии с законом Дарси и предположением, что поток воды, фильтрующий через капилляры, может быть определен из условия равенства увеличения объема льда в единицу времени, который в свою очередь пропорционален потоку, уносящему расплавленный лед.

Напряжения в структуре, возникающие в результате гидравлического давления в каждом капилляре, рассчитываются, используя решения Ляме, применяемые для прочности материалов. Приняв по аналогии расчетную схему как узел (связку), что позволяет учесть взаимодействие давлений, появляющиеся в каждом из близлежащих капилляров:

$$\sigma = P \frac{(a-b)^2}{b^2 - a^2}, \quad (2.53)$$

где a и b – геометрические размеры узла капилляров.

Гидравлическое давление. Вследствие отличающейся плотности воды при переходе фаз «вода – лед» происходит увеличение объема примерно на 9 %, т.е. эквивалентный объем воды должен быть вытеснен. Если в непосредственной близости от места образования льда нет соответствующего пространства для этой вытесняемой во-

ды (свободные от воды поры, поверхность), то возникает внутреннее давление, которое, согласно Пауэрсу, обозначается как гидравлическое давление.

Повреждение от мороза происходит только тогда, когда гидравлическое давление превышает прочность бетона на растяжение.

Величина гидравлического давления зависит от длины пути, проходимого вытесняемой водой до ближайшего свободного от воды пространства для расширения. Исходя из этого, Пауэрс объясняет положительное влияние порообразователей тем, что они обеспечивают дополнительное пространство для расширения. Он рассчитал, каким может быть максимальный путь от места образования льда до границы пространства для расширения (фактор расстояния) для того, чтобы гидравлическое давление не превысило прочность бетона на растяжение.

Гидравлическое давление зависит также от количества замерзающей воды и от скорости охлаждения при замерзании. Большие гидравлические давления возникают тогда, когда бетон имеет вытянутую систему капиллярных пор и высокую степень водонасыщения, а скорость образования льда высокая. Однако, гидравлическое давление может привести к повреждениям и в том случае, когда содержание воды в порах менее 91 %. Пауэрс объясняет это тем, что жидкость сначала замерзает в более крупных порах. Когда начинается процесс замерзания жидкости в более мелких порах, то вытеснение воды через уже образовавшийся лед крупных пор затруднено. При полном блокировании вытесняемой воды гидравлическое давление теоретически может достигать 200 Н/мм^2 (рис. 2.74).

Однако фактические давления значительно ниже, так как образование льда никогда не происходит скачкообразно и вода в порах цементного камня замерзает не сразу, а при разных температурах. Тем не менее, необходимо считаться с кратковременными пиковыми напряжениями, когда вода в капиллярах окружена льдом или когда вход в поры закрыт, а в порах имеется жидкая фаза.

Созданная Паурсом в 40-е годы теория гидравлического давления сегодня повсеместно признается. Эта теория послужила исходным пунктом для ряда требований к бетонам с высокой морозостойкостью и высокой устойчивостью к воздействию мороза и размораживающей соли. Предложенный Паурсом [330] максимальный

фактор расстояния 0,25 мм и сегодня является основой для изготовления и оценки пористых бетонов.

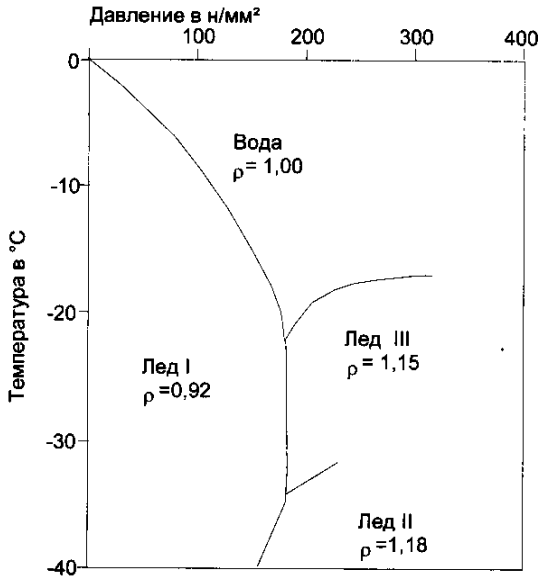


Рис. 2.74. Фазовая диаграмма Н₂О при постоянных объемах [330]

Гидравлическое давление – один из важнейших факторов на микроскопическом уровне, обуславливающих появление повреждений при воздействии мороза и размораживающей соли.

Проанализируем напряженное состояние в капилляре от гидравлического давления воды, занимающей меньше половины длины капилляра (рис. 2.75). Воспользуемся решением ДжСи и П. Париса [273] при действии постоянной нагрузки на внутреннем участке верхнего и нижнего берегов трещины. Откуда КИН от действия гидравлического давления воды составит

$$K_{I,t} = \sigma \sqrt{\frac{l_c}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \arcsin\left(\frac{2b_c}{l_c}\right) + \sqrt{1 - (2b_c/l_c)^2} \right]} \quad (2.53)$$

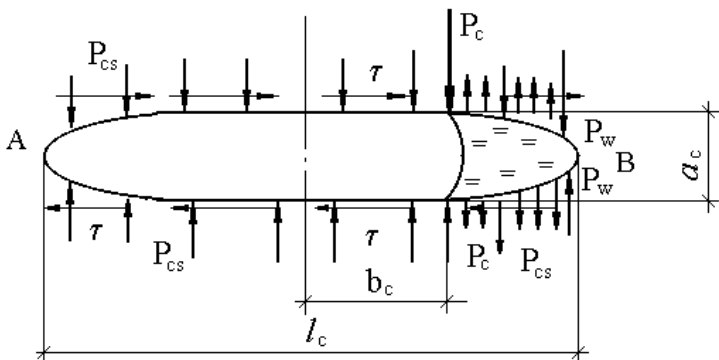


Рис. 2.75. Система сил, действующих на несимметрично заполненный водой капилляр

2.8.7. Трещины в зоне контакта матрицы и заполнителя

Бетон, как конгломерат, обладает одному ему присущими структурными особенностями, выявляемыми при сопоставлении со структурами цементного камня и цементно-песчаного раствора. В первую очередь, это новые объемы, заполненные жидкостью или газовой средой, возникающие на границе между цементным камнем и крупным заполнителем и расположенные обычно под его нижней гранью (для вибрированного бетона) или под гранью, обращенной к наружной поверхности изделия (для центрифугированного бетона). Возникновение этих полостей связано с отделением воды в результате седиментации в процессе формования изделия. Вследствие этого в затвердевшем бетоне возникают «контактные поры», способные существенным образом повлиять на долговечность бетонов (рис. 2.65-2.67).

Кроме того, трещины, образовавшиеся в цементном камне бетона в процессе его твердения, будут способствовать разрушению материала, подвергаемого ЦЗО. При переходе воды в лед часть ее сжимается в трещины, расположенные на поверхности пор, или в радиальные трещины на контакте «негидратированное зерно клинкера – гидратированная масса». При этом в трещинах возникает гидростатическое давление, которое приводит к разрушению структуры материала. Это положение, подтвержденное рядом экспери-

ментальных исследований, в том числе выполненных под руководством С.В. Шестопова, не нашло, тем не менее, серьезного теоретического обоснования и не доведено до расчета.

Рассмотрим радиальные трещины (рис. 2.76) – трещины нормального отрыва, образовавшиеся из-за разности модулей упругости и коэффициентов линейного расширения негидратированного зерна и гидратированной массы.

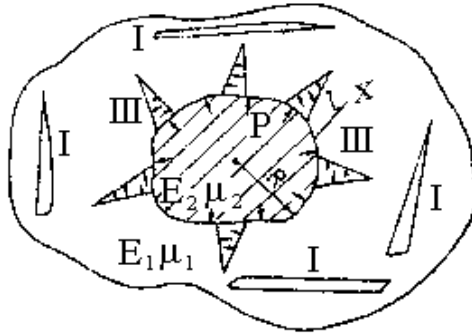


Рис. 2.76. Радиальные трещины в гидратированной массе

Коэффициент интенсивности напряжений определим из выражения:

$$K_{I,t} = p \sqrt{\pi l} \frac{[1 - \alpha(r)] f(l/R) (M - R)^2}{(M - R)^2 - r^2} (1 + g), \quad (2.54)$$

где p – давление;

$$a(r) = 2(1 - \mu_1) r / \left\{ r^2 + (1 - 2\mu_1)(M - R)^2 + \left[(M - R)^2 - r^2 \right] \cdot (1 - \mu_2) \cdot (M - R) E_1 / \left[(1 + \mu_1)(M - R - l) E_2 \right] \right\}$$

$$g = \frac{(1.7 + 14\alpha_0) \cdot l}{M - 2R}; \quad r = l + r; \quad \alpha_0 = G_1 / G_2;$$

где G_1 – модуль сдвига матрицы; G_2 – модуль сдвига заполнителя;

$$f(l/R) = 2.26 - (l/R) \cdot 0.15;$$

R – средний радиус негидратированного зерна; M – расстояние между зёрнами; l – длина радиальной трещины.

Примем температурный перепад, характеристики матрицы и льда как в прежнем примере, тогда коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве для радиальных трещин у негидратировавшего зерна клинкера при -20°C будет

$$\begin{aligned}
 K_{I,t} &= 2.48838 \cdot 10^{-11} \sqrt{\pi \cdot 0.04} \cdot \\
 &\cdot \frac{(1 - 6.2 \times 10^{-3}) \cdot 1.96(0.06 - 0.02)^2}{(0.06 - 0.02)^2 - 0.06^2} \cdot (1 + 17.96) = \quad (2.55) \\
 &= 2.606 \cdot 10^{-10} \text{ МН/м}^{3/2}
 \end{aligned}$$

где $a(\tau) = 6.2 \cdot 10^{-3}$; $\tau = l_{crc} + R = 0.04 + 0.02 = 0.06$ м;

$$f(l_{crc}, R) = 2.26 - l_{crc}/R \cdot 0.15 = 1.96$$

Известно, что в бетоне на границе заполнителя с цементно-песчаным раствором в процессе испытания его на морозостойкость могут создаваться радиальные или тангенциальные растягивающие или сжимающие напряжения.

Разрушение бетона при ЦЗО может происходить от радиальных и тангенциальных растягивающих напряжений. Наибольшая интенсивность морозной деструкции наблюдается [171,172] от радиальных растягивающих напряжений, которые могут быть инициаторами появления полостей на границе заполнителя с цементно-песчаным раствором, которые потом заполняются водой. При переходе воды в лед в образовавшихся полостях происходит интенсивное разрушение бетона. Эта задача уже иллюстрировалась в данной главе при анализе гипотезы гидростатического давления.

Рассмотрим напряженное состояние в контактной трещине на границе крупного заполнителя и цементно-песчаного раствора при ЦЗО (рис. 2.77). Используем решение А. Перлмана и Дж. Си [273] при всестороннем растяжении пластины с круговым включением и трещиной на линии раздела сред. Для нашего случая коэффициенты интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге рассчитываются по формулам

$$\begin{aligned}
 & K_{I,t} = 2p(1-\alpha)^{-1} \sqrt{\pi R \sin \theta} \cdot \\
 & \cdot \left\{ G_1(1+X_2)[G_1(1+X_2) + G_2(1+X_1)] \times \varepsilon^{\beta(\theta+\pi)} \right\} / \\
 & / \left\{ (G_1 + G_2 X_1)[G_2(1+X_1) + 2G_1(1+X_2)] - \right. \\
 & \left. - G_2(1+X_1)(G_2 + G_1 X_2)(\cos \theta - 2\beta \sin \theta) \varepsilon^{-2\beta\theta} \right\}, \quad (2.56)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & K_{II,t} = 2pR^\beta (1+\alpha)^{-1} \sqrt{\pi R \sin \theta} \cdot \\
 & \cdot \left\{ G_1(1+X_2)[G_1(1+X_2)] + G_2(1+X_1) \cdot \right. \\
 & \cdot (1-2\beta) \times \varepsilon^{\beta(\theta+\pi)} \times \varepsilon^{-\beta \ln 2 \sin \theta} \left. \right\} / \\
 & / \left\{ (G_1 + G_2 X_1)[G_2(1+X_1) + 2G_1(1+X_2)] - \right. \\
 & \left. - G_2(1+X_1)(G_2 + G_1 X_2)(\cos \theta - 2\beta \sin \theta) \varepsilon^{-2\beta\theta} \right\}, \quad (2.57)
 \end{aligned}$$

где $\beta = \left(\frac{1}{2\pi} \right) \ln \alpha$; $\alpha = \frac{G_1 + G_2 X_1}{G_2 + G_1 X_2}$;

$G = E/2(1 + \mu)$ – модуль сдвига; E – модуль Юнга; μ – коэффициент Пуассона; $X = (3 - 4\mu)$ – для плоской деформации; $X = (3 - \mu)/(1 + \mu)$ – для обобщенного плосконапряженного состояния.

Задачи о дугообразных трещинах на контуре кругового включения, а также о трещинах на контуре жесткого эллиптического и квадратного включений рассмотрены в работах [146-149, 192], что дает возможность их использования при расчете напряженного состояния в бетоне при ЦЗО с различными видами заполнителей.

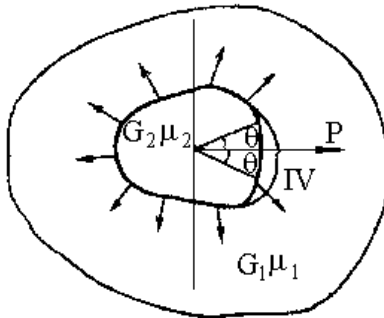


Рис. 2.77. Контактные трещины на границе «негидратированное зерно – гидратированная масса»

Коэффициент интенсивности напряжений от температурно-влажностного воздействия (-20°C) для околосерновых трещин составит:

$$\begin{aligned}
 K_{I,t} &= 2 \cdot 2.48838 \cdot 10^{-11} (1+0.52)^{-1} \cdot \sqrt{\pi \cdot 0.02 \cdot \sin \frac{5\pi}{6}} \cdot \\
 &\cdot \left\{ 24000(1+2.08) \cdot [24000(1+2.08) + 12480(1+2.81)] \cdot \right. \\
 &\cdot \left. e^{3.5 \frac{5\pi}{6} + \pi} \right\} / (24000 + 12480 \cdot 2.08) \cdot \\
 &\cdot [12480(1+2.81) + 2 \cdot 24000(1+2.08)] - \\
 &- 12480(1+2.81) \cdot (12480 + 24000 \cdot 2.08) \cdot \\
 &\cdot \left(\cos \frac{5\pi}{6} - 2 \cdot 2.48838 \cdot 10^{-11} \sin \frac{5\pi}{6} \right) \cdot e^{-2 \cdot 3.51 \cdot \frac{5\pi}{6}} = \\
 &= 9.368 \cdot 10^{-5} \text{ МН/м}^{3/2},
 \end{aligned} \tag{2.58}$$

$$\text{где } X_1 = \frac{3 - \mu_1}{1 + \mu_1} = \frac{3 - 0.3}{1 + 0.3} = 2.08;$$

$$X_2 = \frac{3 - \mu_2}{1 + \mu_2} = \frac{3 - 0.05}{1 + 0.05} = 2.81;$$

$$\beta = (1/2\pi) \ln \alpha = (1/2\pi) \ln 3.69 \cdot 10^9 = 3.51;$$

$$\begin{aligned}
 \alpha &= (G_2 + G_1 X_2)(G_1 + G_2 X_1) = (24000 + 12480 \cdot 2.81) \cdot \\
 &\cdot (12480 + 24000 \cdot 2.08) = 3.69 \cdot 10^9
 \end{aligned}$$

Представленный подход и иллюстрационные задачи убедительно демонстрируют значительные возможности механики разрушения в создании законченной теории морозной деструкции бетона и железобетона, базирующейся на особенностях структуры и текстуры.

2.8.8. Воздействующие факторы

Вопрос о механизмах повреждения бетона при воздействии мороза и размораживающей соли крайне сложен и не может быть объяснен исключительно увеличением объема воды при замерзании.

Хотя еще не существует единой теории о механизме повреждения, тем не менее, имеется довольно хороший обзор важнейших воздействующих факторов (табл. 2.46).

Таблица 2.46 – Важнейшие факторы, влияющие на морозостойкость бетона и на его стойкость к воздействию мороза и размораживающей соли

Состав бетона	Технологические факторы	Факторы окружающей среды
Водоцементное отношение	Последующий уход за бетоном	Поступление влаги
– Добавка	– Уплотнение	– Температурные условия
– Заполнитель	– Транспортировка	– Размораживающее средство
– Цемент	– Защитные меры	

В то время как на факторы окружающей среды влиять нельзя (внешние воздействующие факторы), оптимизированный состав бетона, а также соответствующая технология изготовления и укладки бетона (внутренние воздействующие факторы) способствуют обеспечению высокой устойчивости бетона к воздействию мороза и размораживающей соли.

Водоцементное отношение. Влияние водоцементного отношения (В/Ц) на стойкость бетона к воздействию мороза и размораживающей соли тесно связано с образующейся системой пор. По отношению к массе цемента при полной гидратации в зависимости от минералогического состава цемента около 25 % воды затворения связывается химически (образование гидратных фаз) и около 15 % – физически (адсорбция в порах цементного камня). Поэтому с физико-химической точки зрения водоцементное отношение 0,40 было бы достаточным для того, чтобы гидратировать все количество цемента в бетоне. Однако существует технологическое требование удобоукладываемости бетона, так что в большинстве случаев используются бетоны с водоцементным отношением более 0,40. Количество воды, которое при более высоких водоцементных отношениях не связывается ни химически, ни физически и может испаряться при температурах менее 100°С, приводит к образованию капиллярных пор. Образуются ли в цементном камне капиллярные

поры, и если образуются, то каков их объем, это, наряду со степенью гидратации зависит от водоцементного отношения.

Капиллярные поры имеют большое значение для стойкости бетона к воздействию мороза и размораживающей соли. При испытаниях на стойкость к воздействиям мороза и размораживающей соли замерзает исключительно вода в капиллярных порах, так что объем капиллярных пор оказывает решающее влияние на количество образующегося льда (рис. 2.78). Наряду с этим поступление воды или водяного пара из окружающей среды внутрь бетона происходит преимущественно через систему капиллярных пор, поэтому водопроницаемость бетона увеличивается с увеличением объема капиллярных пор. Особенно сильное увеличение водопроницаемости наблюдается тогда, когда капиллярные поры связаны друг с другом (непрерывность). Согласно Пауэрсу [330] переход от прерывности к непрерывности пор происходит при объеме капиллярных пор примерно 25 %. Для того, чтобы поддерживать объем пор ниже этого предельного значения, водоцементное отношение при полной гидратации не должно превышать 0,60. Если исходить из практических условий гидратации, то степень гидратации даже при хорошем последующем уходе никогда не достигает 100 %. Для портландцементных бетонов следует исходить из степени гидратации 75-80 %. Для того, чтобы исключить непрерывность системы капиллярных пор, водоцементное отношение не должно быть выше 0,50 (рис. 2.79).

Заполнитель. Тип и качество применяемых заполнителей может оказывать существенное влияние на стойкость бетона к воздействию мороза и размораживающей соли. Несоответствующие заполнители могут привести к локальным отслоениям на поверхности бетона и к образованию сквозных трещин.

В качестве причин повреждения возможны: гидравлическое давление, капиллярный эффект, осмотическое давление, давление кристаллизации.

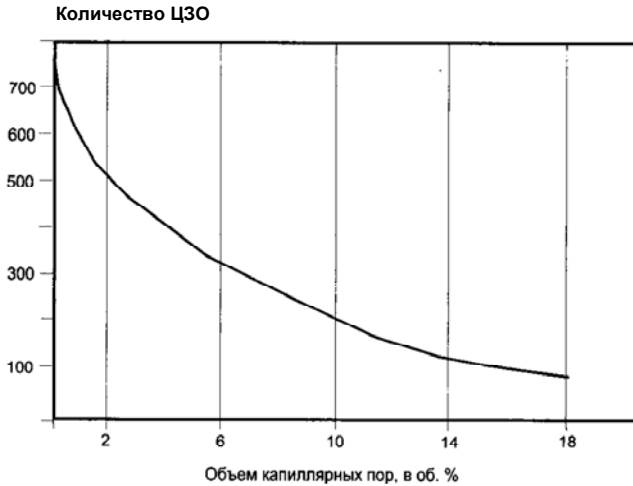


Рис. 2.78. Связь между морозостойкостью (количество циклов «замораживание–оттаивание» до 50% снижения динамического модуля упругости) и капиллярной пористостью [322]

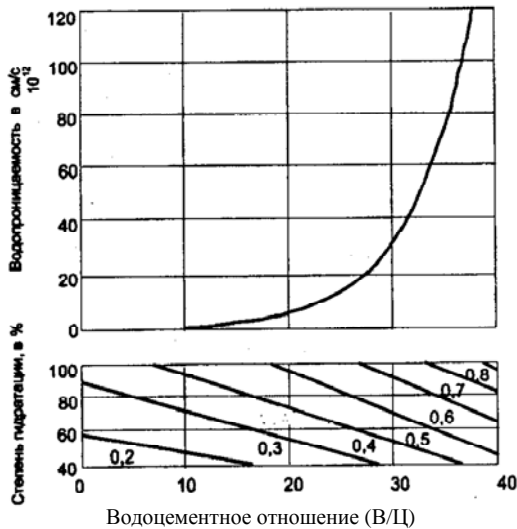


Рис. 2.79. Зависимость водопроницаемости цементного камня от водоцементного отношения, степени гидратации и объема капиллярных пор [330]

При локальных отслаиваниях повреждение в большинстве случаев обуславливается восприимчивыми к морозу заполнителями, которые находятся вблизи поверхности и при высоком насыщении разрушаются (рис. 2.80). Так как прочность заполнителя при растяжении значительно превосходит прочность при растяжении цементного камня, повреждения могут возникать и тогда, когда заполнитель сам не повреждается в результате воздействия мороза. В этом случае соответствующее расширение заполнителя приводит к отслаиванию расположенного выше над ним слоя цементного камня и к выкрашиванию целых зерен заполнителя.

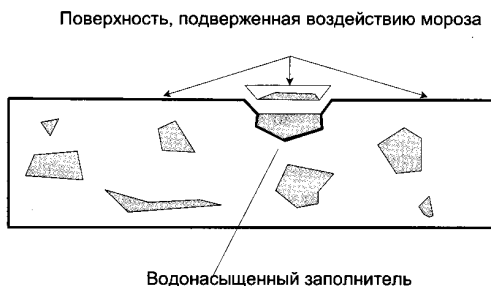


Рис. 2.80. Локальное откалывание из-за вспучивания [322]

Искусственные воздушные поры. Испытанным методом повышения стойкости бетона к воздействию мороза и размораживающих солей является создание искусственных воздушных пор (рис. 2.81-2.86).

Для создания искусственных воздушных пор используются преимущественно порообразующие добавки. При этом в большинстве случаев речь идет об органических соединениях с физическим принципом действия. Наряду с этим в качестве основы для порообразующих добавок применяются также жирные кислоты, алкиловые сульфаты и полигликольэфирсульфаты спиртов жирного ряда.

Снижение прочности бетона является отрицательным побочным явлением, сопутствующим искусственному порообразованию. На 1 % введенного воздуха прочность бетона при сжатии уменьшается на 1,5-2 Н/мм². Так как большинство порообразующих добавок оказывают также пластифицирующее действие, потеря прочности может частично компенсироваться за счет более низкого водоцементного отношения без изменения удобоукладываемости бетона.

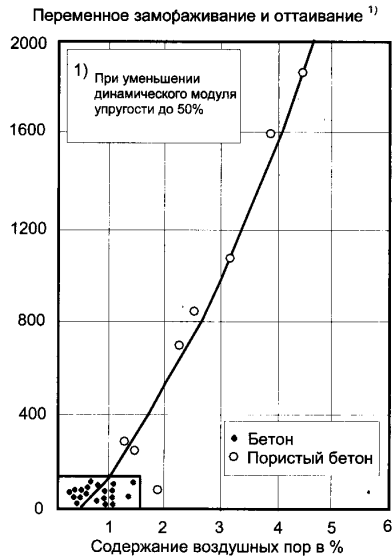


Рис. 2.81. Зависимость между морозостойкостью и содержанием пор в бетоне [324]

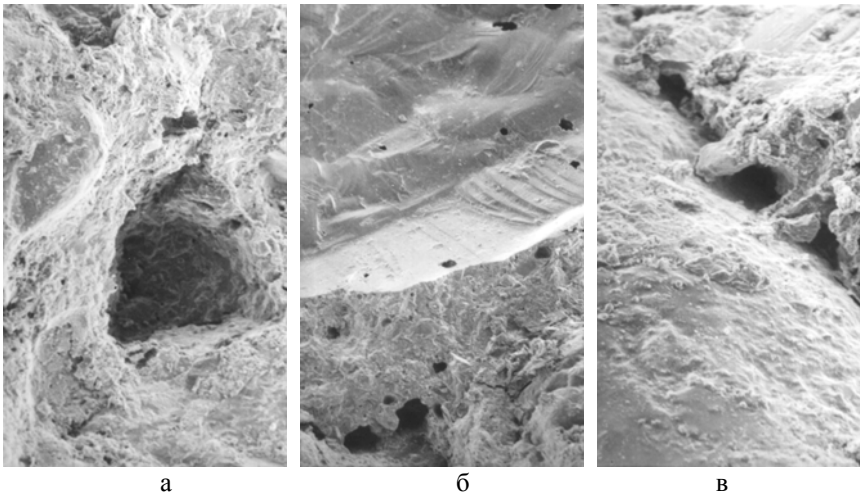


Рис. 2.82. Поры вовлеченного воздуха в центрифугированном бетоне серии КЦЗ:
а – наружный слой, макрофото, x 200, б – средний слой (контактная зона), макрофото, x 200, в – внутренний слой (контактная зона), макрофото, x 700 [65]

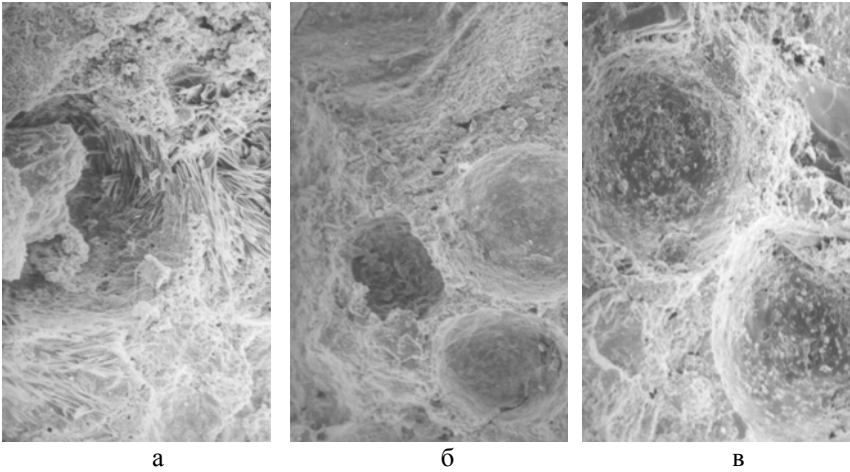


Рис.2.83. Поры вовлеченного воздуха в центрифугированном бетоне серии КЦ3: после 30 ЦЗО: а – наружный слой, макрофото, х 1000, б – средний слой (контактная зона), макрофото, х 450, в – внутренний слой (контактная зона), макрофото, х 700 [65]

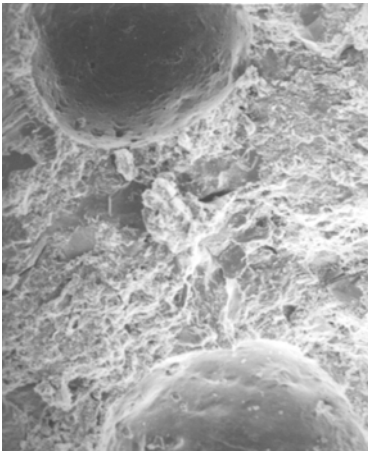


Рис. 2.84. Поры вовлеченного воздуха в среднем слое в центрифугированном бетоне серии КЦ4 после 30 ЦЗО, макрофото, х 450 [65]

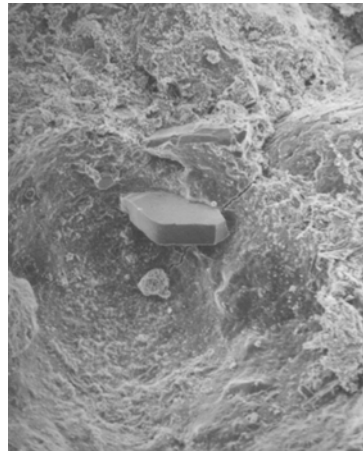


Рис. 2.85. Поры гексональным кристаллом гидроксила кальция (средний слой) КЦ4 после 25 ЦЗО, макрофото, х 700 [65]

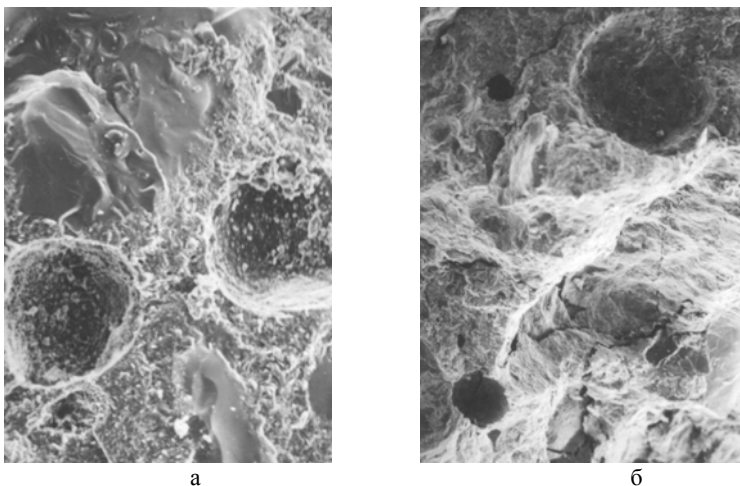


Рис. 2.86. Поры вовлеченного воздуха в центрифугированном бетоне серии КЦ4: после 25 ЦЗО: а – наружный слой, макрофото, $\times 700$, б – средний слой, макрофото, $\times 150$ [65]

Положительное влияние искусственно созданных воздушных пор на стойкость бетона к воздействию мороза и размораживающей соли следует объяснять созданием дополнительного пространства для расширения замерзающей воды и прерыванию системы капиллярных пор. В противном случае система была бы сквозной и прерыванием уменьшается водопоглощающая способность бетона.

Искусственно созданные воздушные поры только тогда могут способствовать повышению устойчивости бетона к воздействию мороза и размораживающей соли, когда они располагаются на относительно небольшом расстоянии друг от друга.

Для того чтобы иметь возможность оценить качество системы воздушных пор, были введены две характеристики воздушных пор: общий объем воздушных пор «L», коэффициент расстояния «AF». Общий объем воздушных пор «L» – это общий объем всех воздушных пор в цементном камне или между цементным камнем и заполнителем. Коэффициент расстояния «AF» – это показатель, отражающий среднее расстояние от ближайшей стенки воздушной поры до наиболее удаленной точки в каждой части цементного камня.

Эффективность воздушных пор сильно зависит от их размера. Частичный объем воздушных пор L_{300} означает эффективный с

точки зрения высокой стойкости к воздействию мороза и размораживающей соли объем воздушных пор диаметром < 300 мк.

Объем воздушных пор зависит от множества факторов (табл. 2.47). Диаметры искусственных воздушных пор имеют размеры от 10 мк до 3000 мк, и таким образом только часть пор имеет благоприятные размеры < 300 мк.

Таблица 2.47 – Влияющие факторы на объем воздушных пор в свежем бетоне [332]

Фактор*	Воздействия	
Мелкозернистый заполнитель	$< 0,125$ мм	тормозит образование воздушных пор
	$> 0,125 < 1,0$ мм	способствует образованию воздушных пор
	$> 1,0$ мм	тормозит образование пор
Крупнозернистый заполнитель	Круглое зерно способствует образованию воздушных пор	
Добавки	Пуццолановые вещества и вещества со скрытой гидравлической способностью тормозят образование воздушных пор	
Добавки активные	Применение добавок способствует образованию воздушных пор	
Консистенция	Мягко-пластичная консистенция способствует образованию воздушных пор	
Время перемешивания (зависит от типа бетономешалки)	Непродолжительное	Образование воздушных пор невозможно
	Среднее	Оптимальное образование воздушных пор
	Продолжительное	Разрушение воздушных пор
Интенсивность перемешивания (зависит от бетономешалки и степени заполнения)	Более интенсивное перемешивание способствует образованию воздушных пор	
Продолжительность уплотнения	Слишком сильное уплотнение уменьшает объем воздушных пор	
Тип уплотнения	Уплотнение глубинными вибраторами приводит к более сильному разрушению пор, чем уплотнение поверхностными вибраторами или на вибростолах	
Время транспортировки	С увеличением времени транспортировки объем воздушных пор в бетоне уменьшается	
Температура	Повышенные температуры свежего бетона тормозят образование воздушных пор	

Применение так называемых «полых микрошариков» (микро-сфер) позволяет создавать определенный объем пор вне зависимости от внешних воздействующих факторов. Наряду с введением необходимого объема воздуха этот метод позволяет создавать воздушные поры с более равномерным диаметром. В бетоне создаются поры только таких размеров, которые значительно повышают устойчивость бетона к воздействию мороза и размораживающей соли (общий объем воздушных пор $L =$ частичному объему воздушных пор $L \cdot 300$). Однако из-за высокой стоимости метод использования микросфер ограничивается особыми случаями.

Цемент. Фазы С–S–Н исключительно устойчивы к воздействию мороза. Портландит вследствие растворимости при низких температурах выделялся из структуры и снова кристаллизовался в макропорах при повышении температуры. Этот процесс приводил к значительному укрупнению системы пор. Исследования показали значительное увеличение количества этtringита при переменном замораживании и оттаивании [329].

Систематические исследования в этой области проводились Мчедловым–Петросьяном [328]. Посредством термодинамических расчетов и исследований алюминатной гидратной фазы при низких температурах он пришел к выводу, что образование высокоустойчивых форм этtringита усиленно происходит при температурах ниже 0°C .

Выводы :

Впервые выполнен анализ научных гипотез морозной деструкции бетона методами механики разрушения.

Представленный аппарат и иллюстрационные задачи расчета напряженного состояния в терминах коэффициентов интенсивности напряжений в рассматриваемых дефектах структуры бетона от общего кристаллизационного давления льда, от гидростатического давления воды, от давления дополнительного кристаллольдообразования, от гидравлического давления, от разности модулей упругости и коэффициентов термического расширения матрицы и заполнителей и т.д. свидетельствуют о значительных возможностях механики разрушения в построении научной теории морозостойкости

бетона, базирующейся на параметрах его реальной структуры и текстуры.

Вычислительная механика разрушения позволяет оценить в терминах силовых и энергетических параметров кинетику морозной деструкции при любых сочетаниях структуры бетона и криогенных воздействий, что дает возможность расчета напряженно-деформированного состояния реальных железобетонных конструкций в реальных условиях эксплуатации (одностороннее замораживание, резкое охлаждение тонкостенной конструкции – термоморозостойкость, циклическое замораживание–оттаивание в условиях водонасыщения и т.д.).

Необходимы целенаправленные масштабные экспериментальные исследования о влиянии ЦЗО на силовые и энергетические характеристики бетонов различной структуры.

2.9. Определение напряженно-деформированного состояния элементов железобетонных конструкций в условиях ЦЗО с учетом неоднородности прочностных, деформативных и теплофизических свойств бетона

2.9.1. Приближенная оценка напряженно-деформированного состояния центрифугированных железобетонных конструкций кольцевого сечения

Для центрифугированных железобетонных конструкций кольцевого сечения, подвергаемых знакопеременным температурным воздействиям в условиях водонасыщения характерна существенная неоднородность прочностных, деформативных и теплофизических свойств бетона в радиальном направлении и анизотропия, обусловленные спецификой формования, градиентами температуры и влажности, характером армирования и трещинообразованием. Остаточные деформации, возникающие в результате деструктивного расширения бетона при ЦЗО, вызывают перераспределение напряжений между бетоном и арматурой.

Бетон центрифугированных цилиндров при указанных воздействиях испытывает объемное напряженное состояние. Для приближенной оценки напряженного состояния бетонных цилиндров при неоднородном распределении по толщине температуры и необра-

тимых деформаций бетона деструктивного характера может быть использовано решение задачи термоупругости С.П. Тимошенко.

Напряжения в стенке длинного цилиндра на достаточном удалении от концов определяются выражениями:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sigma^o \left[-\ln(b/r) - a^2/(b^2 - a^2) \left(1 - b^2/r^2 \right) \ln(b/a) \right] \\ \sigma_\theta &= \sigma^o \left[1 - \ln(b/r) - a^2/(b^2 - a^2) \left(1 + b^2/r^2 \right) \ln(b/a) \right] \\ \sigma_z &= \sigma^o \left[1 - 2\ln(b/r) - 2a^2/(b^2 - a^2) \ln(b/a) \right] \end{aligned} \quad (2.59)$$

$$\sigma^o = \frac{E\alpha T_i}{2(1-\nu) \cdot \ln(b/a)}$$

Подставляя в формулы (2.59) значения r , равные a , R , b , определили значения σ_r , σ_θ , σ_z соответственно на внутренней грани, на уровне срединной поверхности и на наружной грани опытного образца (табл. 2.48).

Таблица 2.48 – Максимальные величины $\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z$

r	σ_r / σ^o	σ_θ / σ^o	σ_z / σ^o
$r = a = 180$ мм	0	-0,362	-0,362
$r = R = 215$ мм	-0,0268	0,0189	0,0079
$r = b = 250$ мм	0	0,294	0,294

Данные таблицы 2.48 свидетельствуют, что максимальные значения напряжения σ_θ и σ_z приобретают на внутренней и наружной гранях, где третья компонента σ_y практически равна нулю. То есть, на гранях имеем явно выраженное плоское напряженное состояние. Радиальная компонента σ_r свое максимальное значение приобретает в средней части стенки цилиндра при $r = R$, однако ее максимальная величина не превышает 9,1 % от максимального значения напряжений σ_θ и σ_z на наружной грани и 7,4 % от соответствующих значений на внутренней грани.

Таким образом, для рассматриваемого толстостенного цилиндра значением радиальной компоненты σ_r можно пренебречь (ввиду малости) и, в соответствии с подходом С.П. Тимошенко, можно считать, что при $\sigma_r \approx 0$ распределение напряжений по толщине стенки цилиндра от воздействия градиента температуры и градиен-

та необратимых деформаций по толщине будет таким же, как и в плоской пластинке эквивалентной толщины, лишенной возможности изгиба из плоскости (рис. 2.87).

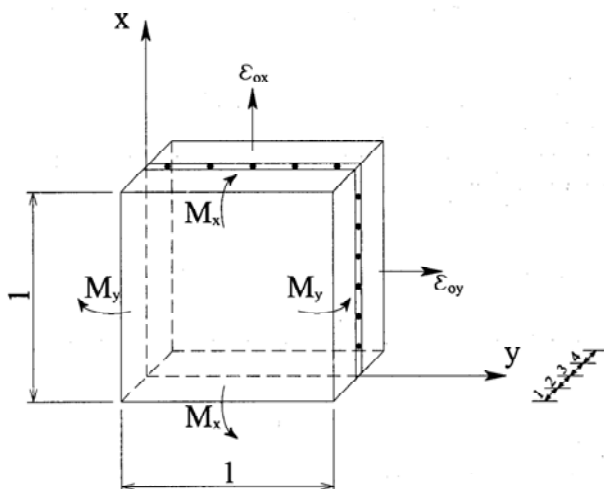


Рис. 2.87. Схема разделения железобетонной пластины на слои

Для анализа напряженно-деформированного состояния инженерных сооружений цилиндрической формы разработаны физические соотношения [72, 75], учитывающие работу бетона в плоском напряженном состоянии, неоднородность по толщине прочностных, деформативных и теплофизических свойств, анизотропию, усадку и ползучесть бетона. Физические соотношения получены на основе соотношений для неоднородных анизотропных оболочек и пластин [69, 70, 71].

Рассмотрен случай ортогонального армирования с трещинами, проходящими нормально к арматурным стержням. Уравнения механического состояния бетона записаны в форме модифицированной теории пластичности бетона [72, 75]. Анизотропия, обусловленная армированием и трещинообразованием, учитывается для каждого элементарного слоя в соответствии с теорией деформирования железобетона с трещинами, разработанной Н.И. Карпенко [69, 70, 71]. Модель бетона принималась, в общем случае, в виде модели нелинейного ортотропного материала, ортотропные свойст-

ва которого обусловлены ортогональной схемой образования трещин и направленным развитием эффекта дилатации. Использована следующая форма связи между полными деформациями и напряжениями в элементарном слое бетона, работающем в плоском напряженном состоянии:

$$\varepsilon_x = \sigma_x / E_y^* - \nu_y (\sigma_y / E_y^*) + a_x \theta_d + \alpha_{bt} \Delta t + \varepsilon_{cs} + \varepsilon_{c,x}, \quad (2.60)$$

$$\varepsilon_y = \sigma_y / E_x^* - \nu_x (\sigma_x / E_x^*) + a_y \theta_d + \alpha_{bt} \Delta t + \varepsilon_{cs} + \varepsilon_{c,y} \quad (2.61)$$

При этом считалось справедливым соотношение:

$$E_x^* \nu_y = E_y^* \nu_x \quad (2.62)$$

В выражениях (2.60)...(2.62): E_x^* , E_y^* и ν_x , ν_y – соответственно модули и коэффициенты поперечной деформации бетона в направлениях осей «X» и «Y»; a_x , a_y , a_z – коэффициенты распределения деформации дилатации θ_d по направлениям главных осей; α_{bt} – коэффициенты температурного расширения бетона; $\varepsilon_{c,x}$ и $\varepsilon_{c,y}$ – деформации ползучести бетона вдоль осей «X» и «Y».

Для i -го слоя арматуры связь между напряжениями и деформациями принималась в следующем виде:

$$\sigma_{si,n} = E_{si,n}^* (\varepsilon_n - \alpha_{st,i} \Delta t_{s,i} - \Delta \varepsilon_{sti,n}); \quad (n = x, y) \quad (2.63)$$

Модули деформаций арматуры при ее работе в упругой стадии определялись по формулам:

$$E_{si,x}^* = \frac{E_{si} \cdot \beta_{si}}{K_{si,x}}; \quad E_{si,y}^* = \frac{E_{si} \cdot \beta_{si}}{K_{si,y}} \quad (2.64)$$

В выражениях (2.63)...(2.64): ε_n – полная линейная деформация железобетонного элемента; α_{st} – коэффициент температурного расширения арматуры; β_{si} – коэффициент, учитывающий изменение модуля упругости арматуры при воздействии температуры и принимаемый для диапазона отрицательных температур в соответствии с рекомендациями работ [128,129]; $\Delta \varepsilon_{sti,n}$ – составляющая деформаций арматуры, обусловленная деформациями бетона в полосе между трещинами;

$$\Delta \varepsilon_{sti,n} = (\alpha_{bt,i} \Delta t_i + \varepsilon_{cs} + \varepsilon_{ci,n} + \varepsilon_{i,n} + \alpha_{sti} \Delta t_{si}) (1 - K_{si,n}), \quad (2.65)$$

где $\varepsilon_{i,n}$ – деформации полосы бетона в направлении рассматриваемого слоя арматуры от кратковременного действия напряжений в бетоне на площадках, нормальных к трещине.

Значения всех величин, входящих в формулы (2.63)...(2.65), принимались на уровне центра тяжести i -го слоя арматуры.

Коэффициенты K_{si} учитывали влияние полос бетона между трещинами на деформации арматуры. Для арматурных стержней, нормально которым образуются трещины, коэффициенты K_{si} принимали равными ψ_s , при отсутствии трещин – $K_{si} = 1$.

Из условий статической эквивалентности напряжений и погонных внутренних сил и моментов получили

$$N_n = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_n dl + \sum_{i=1}^2 f_{si,n} \sigma_{si,n}; \quad (2.66)$$

$$M_n = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_n l dl + \sum_{i=1}^2 f_{si,n} l_i \sigma_{si,n}; \quad (n = x, y), \quad (2.67)$$

где l и l_i – расстояние от центра тяжести соответственно элементарного слоя бетона и i -го слоя арматуры до срединной поверхности пластины; $f_{si,n}$ – параметр армирования i -го слоя арматуры, ориентированного вдоль оси «X» и «Y», получаемый делением площади отдельных стержней в слое на расстояние между ними [69,70,72].

После подстановки в формулы (2.66), (2.67) значений напряжений σ_x и σ_y , полученных из соотношений (2.60) и (2.61), при использовании гипотезы о недеформируемости нормалей

$$\varepsilon_n = \varepsilon_{o,n} + H_n l; \quad (n = x, y) \quad (2.68)$$

получены искомые физические соотношения, которые могут быть представлены в следующем виде:

$$\begin{vmatrix} N_s \\ M_s \\ N_\theta \\ M_\theta \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} A_1 & A_2 & B_1 & B_2 \\ A_2 & A_3 & B_2 & B_3 \\ B_1 & B_2 & C_1 & C_2 \\ B_2 & B_3 & C_2 & C_3 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} \varepsilon_{os} \\ H_s \\ \varepsilon_{o\theta} \\ H_\theta \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} N_{os} \\ M_{os} \\ N_{o\theta} \\ M_{o\theta} \end{vmatrix}, \quad (2.69)$$

где $N_s, M_s, \varepsilon_{os}, H_s$ – соответственно погонные продольная сила и изгибающий момент, линейная деформация и изменение кривизны

срединой поверхности в меридианальном направлении; $N_0, M_0, \varepsilon_{0\theta}$, H_0 – аналогичные величины в кольцевом направлении.

Коэффициенты матрицы и свободного вектора представляют собой интегральные характеристики по толщине оболочки, например:

$$\Delta_1 = \int_{-h/2}^{h/2} \frac{E_{b,x}^*}{1 - \nu_x \nu_y} d_l + \sum_{i=1}^2 f_{si,x} E_{si,x}^*; \quad (2.70)$$

$$N_{o,x} = \int_{-h/2}^{h/2} \left[\frac{E_{b,x}^*}{1 - \nu_x \nu_y} (\alpha_x \theta_d + \alpha_{bt} \Delta t + \varepsilon_{cs} + \varepsilon_{c,x}) + \frac{\nu_x E_{b,y}^*}{1 - \nu_x \nu_y} (\alpha_y \theta_d + \alpha_{bt} \Delta t + \varepsilon_{cs} + \varepsilon_{c,y}) \right] d_l - \sum f_{si,x} E_{si,x}^* (\alpha_{st} \Delta t_s + \varepsilon_{st,x}); \quad (2.71)$$

Физические соотношения (2.60)...(2.69) реализованы в программе расчета, предназначенной для анализа напряженно-деформированного состояния элементов цилиндрических оболочек в виде железобетонных пластин, лишенных возможности изгиба из плоскости. Эта программа была использована для оценки напряженно-деформированного состояния элементов центрифугированных железобетонных конструкций кольцевого сечения.

Соответствие решения для пластин решениям для цилиндрических оболочек достигалось реализацией в пластине соответствующих граничных условий, которые могут быть записаны следующим образом [72]:

для краев $Y = \text{const}$

$$N_x = N_1^*; \quad \omega = 0; \quad d\omega/dx = 0; \quad N_{xy} = 0; \quad (2.72)$$

для краев $X = \text{const}$

$$N_y = N_2^*; \quad \omega = 0; \quad d\omega/dy = 0; \quad N_{yx} = 0, \quad (2.73)$$

где силы N_1^* и N_2^* считаются известными.

При заданных граничных условиях (2.72) и (2.73) приращения кривизны элемента $H_x = H_y = 0$, а уравнения равновесия тождественно удовлетворяются.

После подстановки в соотношения (2.69) значений $N_x = N_1^*$, $N_y = N_2^*$ полученная система уравнений разделилась на два самостоятельных решения. Из совместного решения первого и третьего уравнений (2.69) определялись значения деформаций срединной поверхности элемента ε_{ox} , ε_{oy} , из совместного решения второго и четвертого уравнений – значения моментов M_x и M_y . Решение физической нелинейной задачи осуществлялось методом упругих решений в сочетании с шаговым методом приращения нагрузки [72].

При решении задачи об определении напряженно-деформированного состояния элементов центрифугированных железобетонных конструкций, подвергающихся воздействиям знакопеременных температур, учет неоднородности бетона по сечению элемента осуществлялся путем замены его системой однородных слоев конечной толщины. Слои рассматривались как плосконапряженные диски. В пределах каждого слоя на каждом этапе нагружения температура, напряжения, характеристики физико-механических и теплофизических свойств материала принимались постоянными и равными их значениям в центре тяжести слоя.

В рассматриваемой задаче ползучесть бетона не учитывалась $\varepsilon_{c,x} = \varepsilon_{c,y} = 0$, объемные деформации усадки, деструктивного расширения и набухания бетона задавались на каждом этапе для каждого слоя как вынужденные деформации величиной ε_{cs} . В процессе расчета наличие или отсутствие трещин определялось отдельно для каждого рассматриваемого слоя бетона. До образования трещин полагалось

$$E_{b,x}^* = E_{b,y}^* = E; \nu_x = \nu_y = \nu \quad (2.74)$$

При образовании трещин, ориентированных вдоль оси «X», принималось

$$E_{b,x}^* = E; E_{b,y}^* = 0; \nu_x = \nu; \nu_y = 0 \quad (2.75)$$

при образовании трещин, ориентированных вдоль оси «Y»

$$E_{b,x}^* = 0; E_{b,y}^* = E; \nu_x = 0; \nu_y = \nu \quad (2.76)$$

В условиях (2.74)...(2.76) ν и E – соответственно коэффициент поперечных деформаций и модуль упруго-пластичности бетона.

В общую операторную схему и отдельные процедуры были внесены по сравнению с [72] изменения, учитывающие влияние цикли-

ческого замораживания и оттаивания на свойства слоев бетона в центрифугированных элементах, а также введены отдельные подпрограммы, где определяли параметры, зависящие от водонасыщенности и количества циклов замораживания и оттаивания.

При воздействии на элемент переменных температур время их действия разделялось на отдельные интервалы. При этом полагалось, что изменение температуры и напряжений в слоях бетона и арматуры происходит мгновенно в начале каждого этапа. Характеристики механических свойств бетона в слое – прочность на сжатие и растяжение, модуль упругости, а также данные по величинам остаточных деформаций приведены в предыдущих главах.

Процесс нагружения пластины разбивали на ряд этапов изменения температур, свойств бетона и приращения необратимых деформаций деструктивного расширения. Секущий модуль деформации бетона, объемная деформация дилатации θ_d и коэффициенты ее распределения по направлениям главных осей принимали каждого элементарного слоя в каждом приближении величинами постоянными по данным предыдущей итерации.

Для i -го шага нагружения расчет выполняется в следующей последовательности:

1. Вычисляются коэффициенты и свободные члены уравнений (2.69) по соответствующим формулам (2.70), (2.71).

2. Решается система уравнений (8.11) относительно значений $\varepsilon_{ox,j}$, $\varepsilon_{oy,j}$, $M_{x,j}$, $M_{y,j}$ при заданных значениях N_{xj} и N_{yj} .

3. Определяются напряжения σ_{ix} и σ_{iy} в слоях бетона по выражениям (2.60), (2.61).

4. Определяются деформации слоев бетона от действия напряжений σ_{ix} и σ_{iy} при $\sigma_{iz} = 0$ по следующим выражениям

$$\begin{aligned}\varepsilon_{i,x} &= \varepsilon_{i,x}^I + \varepsilon_{i,x}^{II} = 1/E_{bi}^* (\sigma_{i,x} - \nu_i \sigma_{i,y}) + \alpha_{i,x} \theta_{di} ; \\ \varepsilon_{i,y} &= \varepsilon_{i,y}^I + \varepsilon_{i,y}^{II} = 1/E_{bi}^* (\sigma_{i,y} - \nu_i \sigma_{i,x}) + \alpha_{i,y} \theta_{di} ; \\ \varepsilon_{i,z} &= \varepsilon_{i,z}^I + \varepsilon_{i,z}^{II} = -\nu_i / E_{bi}^* (\sigma_{i,x} + \sigma_{i,y}) + \alpha_{i,z} \theta_{di}\end{aligned}\quad (2.77)$$

Интенсивность деформаций сдвига γ_i^I при $\gamma_{xy}^I = \gamma_{yx}^I = 0$ вычисляется по формуле

$$\gamma_i = \sqrt{2/3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} \quad (2.78)$$

в зависимости от компонент деформации $\varepsilon_x^I, \varepsilon_y^I$ и ε_z^I .

5. Проверяется выполнение условия прочности по бетону для каждого слоя:

$$\gamma_i^I \leq 4/3 \overline{\gamma}_i^I, \quad (2.79)$$

где $\overline{\gamma}_i^I$ – предельное значение деформаций сдвига.

Для слоев бетона, работающих в напряженных состояниях «растяжение–сжатие» и «растяжение–растяжение» условие (8.21) является условием образования трещин. Направление трещины назначается перпендикулярным направлению максимального из главных растягивающих напряжений.

6. Определяются новые значения модуля деформации в слоях бетона по выражению

$$E(\gamma_i^I) = E_b f(\gamma_i^I, \overline{\gamma}_i^I, \sigma, \tau_i) \quad (2.80)$$

В случае образования новых трещин в слоях бетона выполняется корректировка значений $E_{b,x}^*, E_{b,y}^*, \nu_x^*, \nu_y^*$ по условиям (2.74)...(2.76).

7. Вычисляются напряжения в арматуре по формуле (8.5) и проверяется соблюдение условия

$$\sigma_{si} \leq R_s \gamma_{st} \quad (2.81)$$

8. Определяются модули деформаций арматуры:

$$E_{s,i,n,j}^* = \sigma_{s,i,n,j} / (\varepsilon_{o,n} - \alpha_{sti} \Delta t_i + \Delta \varepsilon_{st,i,n}) \quad (2.82)$$

9. Выполняется проверка сходимости решений по бетону и арматуре из условий:

$$\frac{|E_{b,n,j}^* - E_{b,n,(j-1)}^*|}{E_{b,n,j}^*} \leq 0,03 \quad ($$

$$\frac{|E_{s,n,j}^* - E_{s,n,(j-1)}^*|}{E_{s,n,j}^*} \leq 0,03 \quad (2.83)$$

В результате решения задачи определяются изгибающие моменты и деформации срединной поверхности в направлениях «X» и

«У», напряжения в арматуре и в бетоне, направление и границы зон развития трещин, усилия трещинообразования.

2.9.2. Учет особенностей воздействия знакопеременных температур в оценке напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов

Для расчета на каждом температурном этапе вводились следующие послонные характеристики центрифугированного бетона и арматуры:

f_{cm} – призмная прочность бетона i -го слоя;

f_{ct} – прочность на растяжение бетона i -го слоя;

E_{cm} – модуль упругости бетона i -го слоя;

f_s – временное сопротивление арматуры i -го слоя;

σ_y – физический предел текучести арматуры i -го слоя;

E_s – модуль упругости арматуры i -го слоя;

α_{bt} – коэффициент линейного температурного расширения бетона i -го слоя;

α_{st} – коэффициент линейного температурного расширения арматуры i -го слоя;

ε – остаточные (необратимые) деформации бетона i -го слоя, вызванные его деструктивным расширением при ЦЗО.

Ввиду изменчивости свойств центрифугированного бетона по толщине стенки и арматуры при циклическом замораживании и оттаивании в водонасыщенном состоянии для корректной постановки представленных выше характеристик в расчет потребовался анализ результатов авторского эксперимента, изложенных в предыдущих главах, а также данных и закономерностей в литературных источниках [5,6,7,8,9,10,13,14, 15-68, 72-80, 82-151, 153-158, 161-190, 200-304].

Для удобства анализа данные были условно разделены на 3 основных группы:

I. Экспериментальные данные, полученные автором о свойствах центрифугированного бетона по слоям и о влиянии на эти свойства циклического замораживания и оттаивания.

II. Изменение прочностных и деформативных характеристик бетона в зависимости от температуры и влажности [4,9,15,20,22, 23,51,128,129,140,171, 172,290].

III. Изменение теплофизических характеристик бетона в зависимости от температуры и влажности [4,9,13,22,23,51,54,65,66,127,128,129,290].

I группа данных

Изменения температуры по слоям центрифугированного элемента кольцевого сечения в течение цикла замораживания и оттаивания фиксировался хромель-копелевыми термопарами.

Исследования физико-механических свойств по толщине стенки центрифугированного бетона ввиду анизотропии в радиальном направлении выполнены по полностью равновесным диаграммам деформирования. Установлены физико-механические характеристики бетона по слоям и их изменение при ЦЗО.

Для расчета использовались данные об изменении при ЦЗО f_{cm} и E_{cm} серий КЦ1 и КЦ3 по испытаниям на осевое сжатие. Сложнее обстоит дело с корректной подстановкой в расчет данных по накоплению остаточных деформаций по слоям при деструктивном расширении бетона при ЦЗО. Величина этих деформаций включает в себя и деформации от изменения кривизны призматического образца секториального сечения при водонасыщении и ЦЗО. Значения деформаций пересчитывались за вычетом вносимой погрешности. Влажность образцов определялась по слоям.

Для численного эксперимента были представлены следующие авторские данные:

- а) температура по слоям в образце в течение всего цикла замораживания и оттаивания;
- б) влажность по слоям образца в радиальном направлении во время испытаний;
- в) физико-механические характеристики по слоям центрифугированного бетона на начало и конец каждого рассматриваемого цикла;
- д) величина накопленных остаточных деформаций в каждом слое на начало и конец рассматриваемого цикла.

II группа данных

Проанализированы протекающие при замораживании фазовые превращения и связанные с ними изменения физико-механических характеристик бетона [4, 9, 15, 20, 22, 23, 51, 128, 129, 140, 171, 172, 290]. Указывается, что «чем ниже температура замороженного бе-

тона в диапазоне влажностей меньших предельной, тем в большей степени может он сопротивляться развитию под нагрузкой линейных деформаций, особенно деформаций растяжения при сжатии и тем значительней увеличение f_{cm} и E_{cm} ». Существенное увеличение указанных характеристик наблюдается в температурном интервале от -25 до -45°C , поскольку при этих температурах замерзает вода в крупных порах–капиллярах (табл. 2.48).

Эти выводы подтверждаются данными работ А.Ф. Милованова и В.Н. Самойленко, Ф. Ростаси и Г. Видемана, Х. Касами, Й. Танака, Й. Кишима и Ш. Ямане, Р.Д. Брауна и П.Б. Бамфорса [128,129] и др.

Данные об изменчивости физико-механических характеристик бетона при его влажности $W = 3\%$ и $W = 6\%$ и температуре 0°C , -15°C , -45°C приведены в табл. 2.49.

А.Ф. Милованов и В.Н. Самойленко предлагают для определения физико-механических характеристик при отрицательной температуре умножать расчетные призмную прочность f_{cm} и сопротивление бетона на растяжение f_{ct} на коэффициенты условий работы соответственно $m_{\delta,3}$ и $m_{p,3}$, которые вычисляются по зависимостям:

$$m_{\delta,3} = 1 - (1 - \alpha_3) \cdot t_{\delta} / 60, \quad (2.84)$$

$$m_{p,3} = 0,9m_{\delta,3}, \quad (2.85)$$

где α_3 – коэффициент, принимаемый по таблице в зависимости от проектной марки бетона по морозостойкости; t_{δ} – абсолютная величина расчетной температуры конструкции.

По мнению Р.Д. Брауна и П.Б. Бамфорса зависимость прироста прочности от температуры в диапазоне от 0°C до -70°C и влажности выражается формулой

$$\sigma_{\alpha} = \theta \cdot m / 12, \quad (2.86)$$

где σ_{α} – прирост прочности ($\text{H}/\text{мм}^2$); θ – температура, 0°C ; m – масса влаги.

Как следует из рассмотрения формул (2.84)...(2.86) прирост прочности не зависит от исходной прочности бетона, а определяется температурой его замораживания и влажностью.

Были определены переходные коэффициенты, на которые умножались начальные значения f_{cm} , f_{ct} , E_{cm} для расчета физико-механических характеристик данного слоя при определенной влажности и конкретном значении температуры.

Таблица 2.49 – Коэффициенты изменения прочностных и деформативных характеристик бетона, замораживаемого до -65°C

Коэффици- циенты	ВЛ=0,7			ВЛ=0,5			ВЛ=0,4					
	Весовая влажность бетона в % соответственно по группам водонасыщения											
	$W_1=$	$W_2=$	$W_3=$	$W_1=$	$W_2=$	$W_3=$	$W_4=$	$W_1=$	$W_2=$	$W_3=$	$W_4=$	$W_5=$
$m_1 = \frac{f_{cm}^t}{f_{cm}^k}$	3,66	4,84	6,24	3,30	4,38	5,06	5,35	3,12	4,05	4,90	5,11	5,20
$n_1 = \frac{E_{cm}^t}{E_{cm}^k}$	1,22	1,67	2,07	1,19	1,61	1,99	1,92	1,18	1,58	1,89	2,10	1,43
	1,07	1,21	0,87	1,04	1,18	1,26	1,13	1,04	1,17	1,24	1,03	0,97

Примечания: 1. f_{cm}^k, E_{cm}^k – соответственно призмная прочность и модуль упругости при $+20^{\circ}\text{C}$;
2. f_{cm}^t, E_{cm}^t – то же при -65°C .

Таблица 2.49 – Изменчивость характеристик бетона

Изменчи- вость	$K_{f, cube}$		$K_{f, cm}$			$K_{f, ct}$			$K_{E, cm}$		
	3	6	3	6	3	6	3	6	3	6	
$t^{\circ}\text{C}$											
0 $^{\circ}\text{C}$	1,05	1,03	1,11	1,01	–	0,92	–	–	0,96	–	1,02
-15 $^{\circ}\text{C}$	1,12	1,18	1,06	1,34	–	–	–	–	1,01	–	1,05
-45 $^{\circ}\text{C}$	1,3	1,75	1,4	2,16	1,23	2,3	1,03	1,38	–	–	–

Примечание. K=1 при $t=15^{\circ}\text{C}$.

Таблица 2.50 – Коэффициенты изменения прочностных и деформативных характеристик слоев центрированного бетона серии КЦ1 в зависимости от температуры и влажности

Слой по толщине стенки						
Слой 1			Слой 2			
$t^{\circ}\text{C}$	K_{fcm}	K_{fct}	K_{fcm}	$t^{\circ}\text{C}$	K_{fcm}	K_{fct}
-8,26	1,113	1,099	1,007	-5,81	1,103	1,07
-35,14	1,482	1,442	1,101	-33,24	1,452	1,445
-50,6	1,65	1,58	1,15	-50,07	1,65	1,58
-44,37	1,64	1,571	1,148	-45,82	1,65	1,58
-34,65	1,474	1,435	1,099	-65,85	1,484	1,452
-28,99	1,384	1,356	1,076	-29,89	1,389	1,368
-13,5	1,141	1,162	1,017	-22,0	1,266	1,268
-0,5	1,08	1,0	1,0	-7,5	1,11	1,09
				-2,0	1,092	1,024
Слой 3						
$t^{\circ}\text{C}$	K_{fcm}	K_{fct}	K_{fcm}	$t^{\circ}\text{C}$	K_{fcm}	K_{fct}
-5,81	1,122	1,12	1,02	-8,26	1,192	1,231
-33,24	1,64	1,66	1,17	-35,14	1,625	2,004
-50,07	1,9	1,93	1,27	-50,6	2,16	2,3
-45,82	1,9	1,93	1,27	-44,37	2,144	2,281
-65,85	1,68	1,71	1,19	-34,65	1,89	1,99
-29,89	1,57	1,6	1,15	-28,99	1,732	1,822
-2,0	1,4	1,44	1,09	-13,5	1,307	1,378
-7,5	1,14	1,15	1,025	-0,5	1,01	1,014
-2,0	1,08	1,04	1,01			
Слой 4						
$t^{\circ}\text{C}$	K_{fcm}	K_{fct}	K_{fcm}	$t^{\circ}\text{C}$	K_{fcm}	K_{fct}
-5,81	1,122	1,12	1,02	-8,26	1,192	1,231
-33,24	1,64	1,66	1,17	-35,14	1,625	2,004
-50,07	1,9	1,93	1,27	-50,6	2,16	2,3
-45,82	1,9	1,93	1,27	-44,37	2,144	2,281
-65,85	1,68	1,71	1,19	-34,65	1,89	1,99
-29,89	1,57	1,6	1,15	-28,99	1,732	1,822
-2,0	1,4	1,44	1,09	-13,5	1,307	1,378
-7,5	1,14	1,15	1,025	-0,5	1,01	1,014
-2,0	1,08	1,04	1,01			

Таблица 2.51 – Коэффициенты изменения прочностных и деформативных характеристик слоев центрифугированного бетона серии КЦЗ в зависимости от температуры и влажности

Слой по толщине стенки							
Слой 1			Слой 2				
$t^{\circ}\text{C}$	K_{fcm}	K_{ft}	K_{Ecm}	$t^{\circ}\text{C}$	K_{fcm}	K_{ft}	K_{Ecm}
-8,26	1,092	1,042	1,005	-5,81	1,091	1,03	1,005
-35,14	1,288	1,18	1,02	-33,24	1,267	1,17	1,02
-50,62	1,4	1,23	1,03	-50,07	1,4	1,23	1,03
-44,37	1,393	1,227	1,03	-45,82	1,4	1,23	1,03
-34,65	1,283	1,177	1,02	-35,85	1,296	1,183	1,02
-28,99	1,219	1,148	1,015	-29,89	1,229	1,153	1,015
-13,5	1,065	1,069	1,01	-22,0	1,139	1,112	1,01
-0,5	1,11	1,0	1,0	-7,5	1,085	1,038	1,005
				-2,0	1,1	1,0	1,0
Слой 3							
$t^{\circ}\text{C}$	K_{fcm}	K_{ft}	K_{Ecm}	$t^{\circ}\text{C}$	K_{fcm}	K_{ft}	K_{Ecm}
-5,81	1,106	1,075	1,009	-8,25	1,155	1,173	1,02
-33,24	1,457	1,432	1,098	-35,14	1,69	1,738	1,189
-50,07	1,653	1,587	1,147	-50,62	1,907	1,943	1,263
-45,82	1,653	1,587	1,147	-44,37	1,893	1,932	1,258
-35,85	1,501	1,466	1,086	-34,65	1,679	1,728	1,485
-29,89	1,401	1,389	1,062	-28,99	1,555	1,609	1,142
-22,0	1,271	1,286	1,052	-13,5	1,227	1,284	1,033
-7,5	1,115	1,098	1,012	-0,5	1,05	1,011	1,0
-2,0	1,087	1,026	1,003				

Таблица 2.52 – Значения коэффициента линейного температурного расширения центрифугированного бетона серии КЦ1 в зависимости от температуры и влажности

Температура, °С	$\alpha_{bt}; 10^{+6} \text{ град}^{-1}$			
	Слой бетона по толщине стенки			
	1	2	3	4
0	8	8	8	8
0...-15	8	8	10	11
-16...-30	7	7	10	11
-30...-45	5	5	7	8
Ниже -45	5	5	6	6

Примечание. Нумерация слоев 0...4 произведена от наружной поверхности к внутренней (рис. 2.87).

Таблица 2.53 – Значения коэффициента линейного температурного расширения центрифугированного бетона серии КЦ3 в зависимости от температуры и влажности

Температура, °С	$\alpha_{bt}; 10^{+6} \text{ град}^{-1}$			
	Слой бетона по толщине стенки			
	1	2	3	4
0	8	8	8	8
0...-15	8	8	8	10
-16...-30	7	7	7	10
-30...-45	5	5	5	7
Ниже -45	5	5	5	6

Эти коэффициенты сведены в табл. 2.50 для центрифугированного бетона без добавки (КЦ1) и в табл. 2.51 – с добавкой суперпластификатора С-3 (0,7 %) от веса цемента (КЦ3).

Принималось во внимание мнение Б.И. Пинуса «...в пределах цикла аддитивность относительного возрастания при замораживании призменной прочности, прочности на растяжение, границ микроразрушений, модуля упругости бетона наблюдается лишь до момента использования 55...60 % МРЗ».

III группа данных

Для оценки НДС при ЦЗО определяли температурные напряжения и деформации в слоях в зависимости от коэффициента линейных температурных деформаций бетона α_{bt} и арматуры α_{st} .

Коэффициент линейной температурной деформации бетона нормальной влажности α_{bt} рекомендовано принимать равным $10 \times 10^{-6} \text{ град}^{-1}$ независимо от температуры охлаждения [4, 51, 140].

2.9.3. Анализ результатов численного эксперимента

Выполнен численный эксперимент в соответствии с разработанным алгоритмом, где особенности влияния температуры в диапазоне $+20^\circ\text{C} \dots -50^\circ\text{C}$ и влажности на прочностные, деформативные, теплофизические характеристики слоев бетона и арматуры.

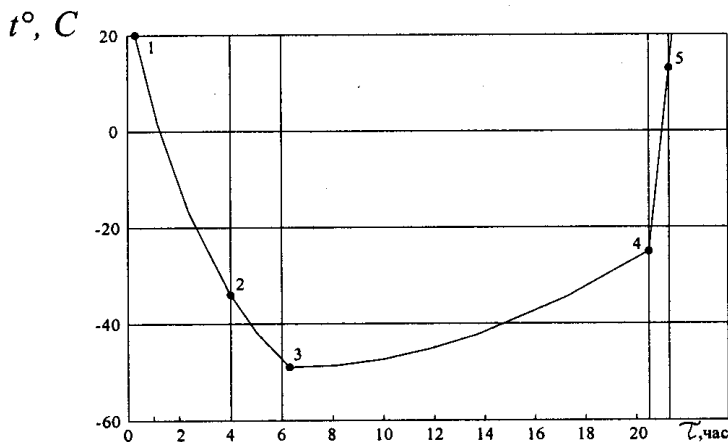


Рис. 2.88. Изменение температуры в середине стенки образца в течение цикла замораживания и оттаивания
1,2,3,4,5 – рассматриваемые температурные этапы соответственно $+20^\circ\text{C}$; -33°C ; -50°C ; -24°C ; $+7,5^\circ\text{C}$

В численном эксперименте варьировались следующие параметры:

I. Состав бетона центробежного формирования и зависящие от него послойные прочностные, деформативные, теплофизические свойства бетона, его влажность.

- 1) бетон серии КЦ1 (без добавок);
- 2) бетон серии КЦ3 (с добавкой С-3 – 0,7% массы цемента).

II. Варианты армирования:

Таблица 2.54 – Варианты продольного и поперечного спирального армирования

№ варианта	$f_{si,x}, \text{см}^2/\text{м}$	$f_{si,y}, \text{см}^2/\text{м}$	Серия образцов в опыте
1	0	0	КЦ1, КЦ3
2	0	2,81	–
3	10	0	КЦ2
4	10	2,81	КЦ5
5	10	4,91	–
6	27,27	2,81	–

Примечание: $f_{si,x}, f_{si,y}$ – параметры армирования слоев арматуры.

В каждом цикле замораживания и оттаивания просчитывалось 11 температурных этапов. Для анализа в пределах каждого цикла замораживания выбрано 5 температурных этапов соответствующих температурам: $+20^\circ\text{C}$; -33°C ; -50°C ; -24°C ; $+7,5^\circ\text{C}$. Эти этапы обозначены на рис. 2.88. В зависимости от значений температуры (рис. 2.89) и влажности определены на каждом температурном этапе призмная прочность f_{cm} , модуль упругости E_{cm} (рис. 2.90), прочность на растяжение f_{ct} (рис. 2.91) слоев бетона. Значения необратимых деформаций слоев бетона при ЦЗО показаны на графике (рис. 2.92).

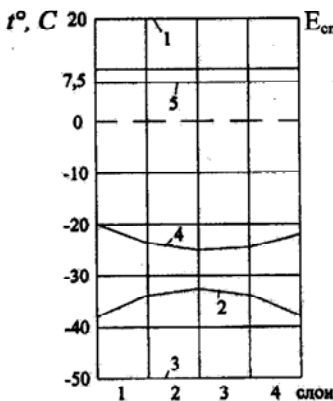


Рис. 2.89. Прочность на растяжение слоев бетона состава 1

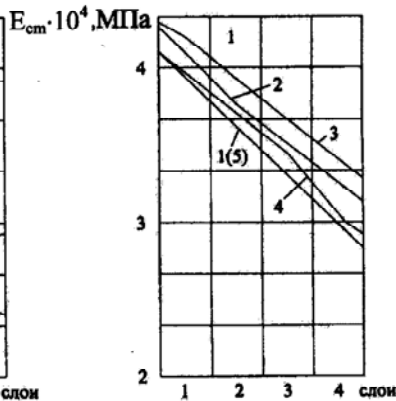


Рис. 2.90. Остаточные деформации слоев бетона состава 1 при ЦЗО

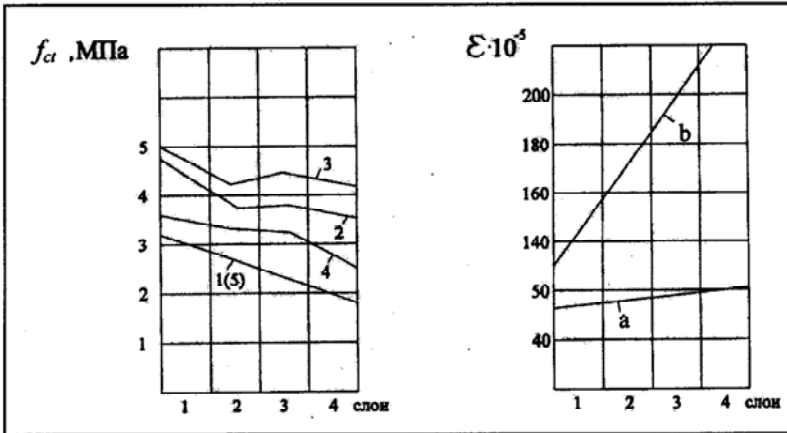


Рис. 2.91. Прочность на растяжение слоев бетона состава 1

Рис. 2.92. Остаточные деформации слоев бетона состава 1 при ЦЗО
а – первый цикл; б – 15-ый цикл

В результате численного эксперимента рассчитывались: напряжения в слоях бетона $\sigma_{x(y)}$, напряжения в арматуре $\sigma_{s,x(y)}$ (рис. 2.93), деформации срединной поверхности $\epsilon_{ox(y)}$ элемента (рис. 2.94), значения моментов $M_{x(y)}$ (рис. 2.95).

Сопоставление результатов расчета с данными экспериментальных исследований выполнялось по количеству ЦЗО до образования и выхода на наружную грань трещин; по деформациям их срединной поверхности. Величины σ_s в опыте не измерялись, а вычислялись по деформациям образца кольцевого сечения.

Представленные в табл. 2.55 и 2.56 данные свидетельствуют об удовлетворительной сходимости результатов расчетов и опыта.

Таблица 2.55 – Количество циклов замораживания и оттаивания, соответствующее образованию трещин на грани образцов

Серия образцов	Количество ЦЗО n, циклов			
	Продольные трещины		Поперечные трещины	
	Опыт	Расчет	Опыт	Расчет
КЦ1	7	6	7	6
КЦ3	24	20	24	20
КЦ2	10	10	–	15
КЦ5	–	17	–	17

Таблица 2.56 – Деформации срединной поверхности образцов кольцевого сечения

Серия образцов	Деформации $\epsilon_{ox} \cdot 10^5$ после n циклов							
	5 ЦЗО		10 ЦЗО		15 ЦЗО		20 ЦЗО	
	Опыт	Расчет	Опыт	Расчет	Опыт	Расчет	Опыт	Расчет
КЦ1	79,8	71,2	240,4	–	442,8	–	–	–
КЦ3	–0,5	–0,5	7,8	6,6	16,2	20,8	30,8	35,6

Значения напряжений в арматуре (рис. 2.93) оказались несколько завышенными, поскольку с увеличением количества ЦЗО принятое в расчете условие совместности деформирования бетона и арматуры нарушается. Поэтому в расчете в элементах бетона состава 1 при значительных необратимых деформациях удлинения возникает «текучесть» арматуры, что из-за ее «проскальзывания» в опыте не наблюдалось. В диапазоне от 5 до 10 циклов замораживания и оттаивания расчетные напряжения в продольной арматуре образцов КЦ2 увеличиваются от 90,3 МПа до 179,1 МПа. Вычисленные на данный момент по деформациям образца кольцевого сечения (рис. 2.94) дополнительные напряжения в продольной арматуре составили 110 МПа. После 10 ускоренных циклов замораживания и оттаивания достоверность расчета сильно снижается.

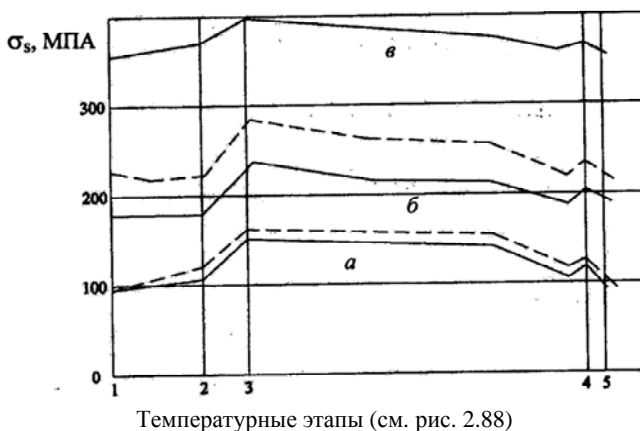


Рис. 2.93. Напряжения в арматуре σ_s , X(Y) при ЦЗО
 ————— в направлении «X»;
 - - - - - в направлении «Y»
 а, б, в – соответственно 1, 7 и 11 ускоренные циклы

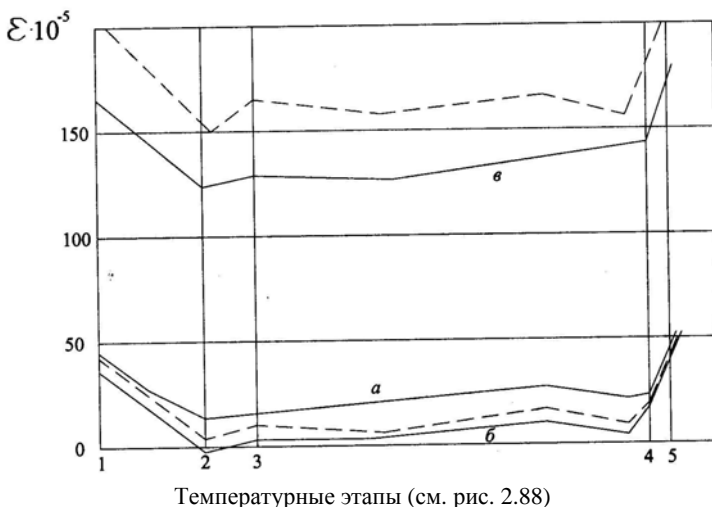


Рис. 2.94. Деформации срединной поверхности
 в направлении «X»;
 в направлении «У»

a, б, в – соответственно 1, 7 и 11 ускоренные циклы

В численном эксперименте прослежено (рис. 2.95) изменение знака и величины моментов $M_{x(y)}$ на различных этапах ЦЗО. Это связано с изменением напряженно-деформированного состояния элемента.

На первых циклах ЦЗО моменты $M_{x(y)}$ при отрицательных температурах имеют знак «минус» (рис. 2.95) и слои бетона вблизи внутренней грани элемента находятся в состоянии двухосного растяжения. После 5 циклов замораживания и оттаивания вследствие накопления неоднородных по толщине элемента деформаций деструктивного расширения бетона знак моментов $M_{x(y)}$ меняется на «плюс». С увеличением количества циклов значения $M_{x(y)}$ возрастают. Внутренние слои работают в состоянии двухосного сжатия, а наружные – двухосного растяжения. После 10 ЦЗО при температуре -50°C напряжения сжатия на внутренней грани образцов серии КЦ5 в направлении «X» составляют 16,1 МПа, в направлении «У» – 8,1 МПа. Именно возникновением такого напряженно-деформированного состояния обусловлено образование продольных

и поперечных трещин на наружной поверхности элемента в расчете, что хорошо соответствует эксперименту.

$M_x(y)$,
кН·м

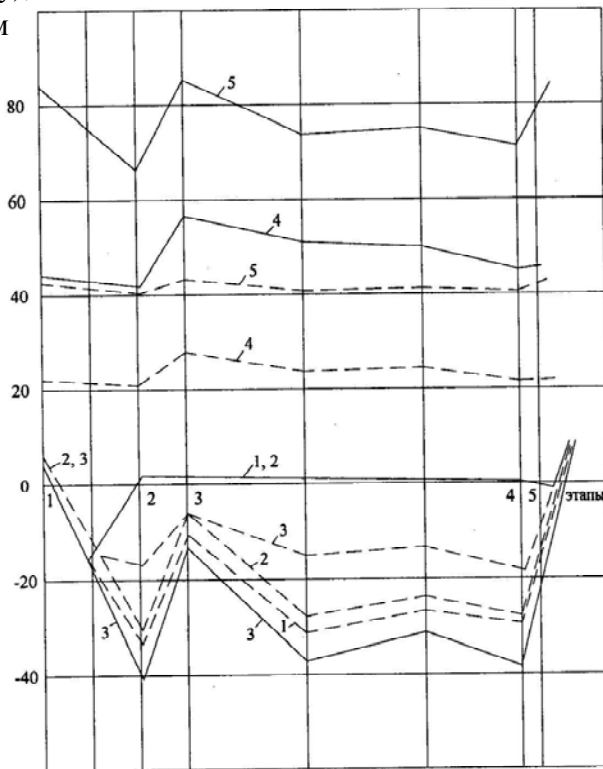


Рис. 2.95. Изменение изгибающих моментов $M_x(y)$ в железобетонных элементах из бетона состава 1 при ЦЗО

1 – вариант армирования 1 (1 цикл); 2 – вариант армирования 2 (1 цикл);
3, 4, 5 – вариант армирования 4 (соответственно 1, 7 и 11 циклы)

————— — M_x
----- — M_y

Знак и величина напряжений в бетоне и моментов зависят от величины накопленных остаточных деформаций деструктивного расширения бетона и, в особенности, от величины их градиента по толщине (рис. 2.92). С увеличением градиента деформаций значения $M_{x(y)}$ возрастают.

Определяющее значение неоднородности деформирования по толщине стенки при ЦЗО в возникновении напряженного состояния и трещинообразования в элементах подтверждается при сопоставлении результатов расчета с данными экспериментов на образцах из бетона состава 1 и состава 2. Для последнего характерно выравнивание прочностных и деформативных характеристик бетона по толщине стенки.

Характер изменения величины $M_{x(y)}$ в процессе цикла замораживания–оттаивания (рис. 2.95) зависит от величины температурного перепада, режима температурных воздействий, неоднородных по толщине температурных и деструктивных деформаций бетона, наличия трещин.

Рост деформаций срединной поверхности элемента в расчете и опыте за счет необратимых деструктивных деформаций расширения (рис. 2.94) является причиной дополнительных напряжений в продольной и поперечной арматуре (рис. 2.93) и обжатия бетона в двух направлениях.

При замораживании ввиду различия коэффициентов линейного температурного расширения бетона и арматуры зафиксирован прирост растягивающих напряжений в арматуре, максимальный при температуре -50°C . При оттаивании напряжения растяжения в арматуре уменьшаются и растут деформации удлинения срединной поверхности элементов. Деформации в конце цикла несколько превышают свое значение на начало цикла в связи с накоплением остаточных деформаций расширения бетона.

Выводы :

Выполнена оценка напряженно-деформированного состояния центрифугированных железобетонных элементов кольцевого сечения в условиях ЦЗО с учетом неоднородности прочностных, деформативных и теплофизических свойств бетона. Достоверность методики расчета подтверждена сопоставлением результатов расчета с данными экспериментальных исследований.

Циклическое замораживание и оттаивание приводит к существенному росту деформаций удлинения срединной поверхности, появлению дополнительных напряжений растяжения в продольной и поперечной арматуре.

Образование продольных и поперечных трещин на наружной поверхности элемента обусловлено появлением дополнительных напряжений вследствие перепада температурных, остаточных деструктивных деформаций бетона по толщине стенки и снижения его прочностных свойств при ЦЗО. Образование трещин происходит в первую очередь в элементах из бетона без добавок.

Процессы образования трещин в центрифугированных ЖБК с симметричной продольной и поперечной спиральной арматурой отодвигаются до более высоких значений числа циклов замораживания и оттаивания.

2.10. Предложения по расчету железобетонных элементов при циклическом замораживании и оттаивании

2.10.1. Предложения по расчету железобетонных элементов при послойном снижении прочности бетона при ЦЗО

Под воздействием мороза происходит постепенное разрыхление или фрагментация на составные части бетонных поверхностей в результате поверхностного замерзания и оттаивания. В условиях увлажнения и замораживания–оттаивания происходит уменьшение прочности бетона.

Бетон разрушается на составные части в результате замерзания воды в капиллярных порах. Одной из причин разрушения является 9 %-е увеличение в объеме при замерзании воды. Другой причиной возникающего в бетоне давления является рост кристаллов льда при отрицательной температуре и значительной влажности.

Сопrotивление бетона морозу как физическое свойство материала зависит от таких свойств бетона как прочность, плотность, содержание воздуха и т.д. Скорость разрушения зависит не только от качества бетона, но и от воздействия окружающей среды.

Действие окружающей среды усиливается при наличии соли для предотвращения обледенения. Типичным для механизма разрушения от соли и мороза является постепенное отслаивание, шелушение тонких слоев бетона.

Полное разрушение от действия отрицательных температур происходит сначала как уменьшение прочности по краям бетонной

конструкции. Модель послойного снижения прочности описывается формулой [296,297,298,299]:

$$f_{c,cube(d)} = f_{c,cube(0)} [1 - [1 - (d/H)^n]], \quad (2.87)$$

где $f_{c,cube(d)}$ – кубиковая прочность на сжатие бетона на глубине d ; $f_{c,cube(0)}$ – кубиковая прочность на сжатие неразрушенного бетона; d – глубина от поверхности; H – глубина воздействия; n – индекс, относящийся к числу циклов замораживания и оттаивания.

В расчете конструкций уменьшение прочности бетона в краевых зонах можно представить либо уменьшением прочности по всей площади поперечного сечения бетона, либо уменьшением размеров поперечного сечения. Последний метод наиболее привлекателен для конструктора и реализуется введением понятия потери сечения бетона λ .

На рис. 2.96 дано графическое представление уменьшения прочности согласно уравнению в пределах глубины влияния H . Значение индекса n уменьшается от бесконечности (в момент $t=0$) до 0 (для бесконечно длительного времени). Реальная потеря бетона x показана на рис. 2.96 как расчетная. Если из ширины конструкции a вычесть значение x , получим ширину конструкции с неразрушенным бетоном. Таким образом, учет реального разрушения бетона производится уменьшением размеров поперечного сечения конструкции. Потерей является глубина влияния, деленная на величину $n+1$, соотнесенная со временем.

2.10.2. Изменение силовых, деформационных и прочностных характеристик бетона железобетонных элементов при ЦЗО

На основании выполненных экспериментальных исследований были подобраны зависимости изменения прочностных ($f_{c,cube}$), деформационных (E_{cm}), силовых (K_{Ic} , K_{IIc} , K_c) характеристик обычного и модифицированного бетона от количества стандартных циклов для расчета сечений нормальных к продольной оси сжатых и изгибаемых железобетонных элементов при циклическом замораживании–оттаивании.

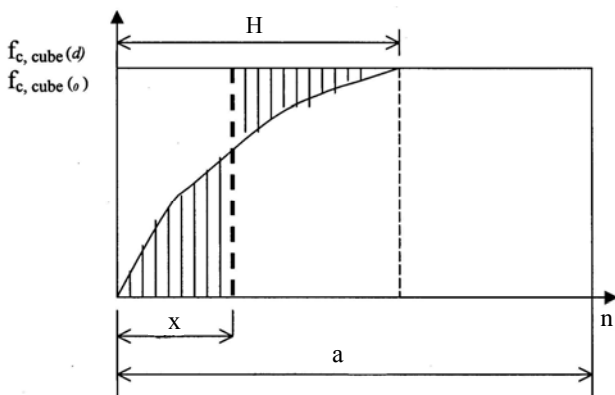


Рис. 2.96. Схема потери сечения бетона

$$\frac{f_{c, cube(n)}}{f_{c, cube(0)}} = A \cdot \left(\frac{n}{100} \right)^2 + B \cdot \left(\frac{n}{100} \right) + 1 \quad (\text{F50...F250}) \quad (2.88)$$

Таблица 2.57 – Коэффициенты A и B для формулы (2.88)

	A (1/цикл. ²)	B (1/цикл.)
Серия 1	-0,1	0,1
Серия 2	-0,1	0,1
Серия 3	-0,1	0,23

$$\frac{K_{I(n)}}{K_{I(0)}} = A \cdot \left(\frac{n}{100} \right)^2 + B \cdot \left(\frac{n}{100} \right) + 1 \quad (\text{F50...F250}) \quad (2.89)$$

Таблица 2.58 – Коэффициенты A и B для формулы (2.89)

	A (1/цикл. ²)	B (1/цикл.)
Серия 1	-0,2	0,3
Серия 2	-0,2	0,47
Серия 3	-0,1	0,45

$$\frac{K_{II(n)}}{K_{II(0)}} = A \cdot \left(\frac{n}{100} \right)^2 + B \cdot \left(\frac{n}{100} \right) + 1 \quad (\text{F50...F250}) \quad (2.90)$$

Таблица 2.59 – Коэффициенты A и B для формулы (2.90)

	A (1/цикл. ²)	B (1/цикл.)
Серия 1	-0,3	0,47
Серия 2	-0,3	0,64
Серия 3	-0,2	0,46

$$\frac{K_{C(n)}}{K_{C(0)}} = A \cdot \left(\frac{n}{100}\right)^2 + B \cdot \left(\frac{n}{100}\right) + 1 \quad (\text{F50...F250}) \quad (2.91)$$

Таблица 2.60 – Коэффициенты A и B для формулы (2.91)

	A (1/цикл. ²)	B (1/цикл.)
Серия 1	-0,3	0,47
Серия 2	-0,3	0,64
Серия 3	-0,2	0,46

$$\frac{V_{(n)}}{V_{(0)}} = A \cdot \left(\frac{n}{100}\right)^2 + B \cdot \left(\frac{n}{100}\right) + 1 \quad (\text{F50...F250}) \quad (2.92)$$

Таблица 2.61 – Коэффициенты A и B для формулы (2.92)

	A (1/цикл. ²)	B (1/цикл.)
Серия 1	-0,07	0,13
Серия 2	-0,07	0,15
Серия 3	-0,02	0,06

$$\frac{E_{cm(n)}}{E_{cm(0)}} = A \cdot \left(\frac{n}{100}\right)^2 + B \cdot \left(\frac{n}{100}\right) + 1 \quad (\text{F50...F250}) \quad (2.93)$$

Таблица 2.62 – Коэффициенты A и B для формулы (2.93)

	A (1/цикл. ²)	B (1/цикл.)
Серия 1	-0,09	0,12
Серия 2	-0,09	0,14
Серия 3	-0,04	0,15

где $K_{Ic(0)}$, $K_{IIc(0)}$, $K_{C(0)}$ – соответственно коэффициенты интенсивности напряжений при нормальном отрыве, поперечном сдвиге и критический КИН контрольных образцов; $K_{Ic(n)}$, $K_{IIc(n)}$, $K_{C(n)}$ — то же после n -циклов замораживания–оттаивания; $f_{c.cube(0)}$, $E_{cm(0)}$, $V_{(0)}$ – соответственно прочность на сжатие, динамический модуль упругости и

скорость ультразвука контрольных образцов; $f_{c,cube(n)}$, $E_{cm(n)}$, $V_{(n)}$ – то же после n -циклов замораживания–оттаивания.

На основании выполненных экспериментальных исследований были установлены зависимости изменения прочностных ($f_{c,cube}$, $f_{ct,fl}$), деформационных (E_{cm}), силовых (K_{Ic} , K_{IIc} , K_c) характеристик напрягающего бетона для расчета сечений нормальных к продольной оси сжатых и изгибаемых железобетонных элементов при циклическом замораживании–оттаивании.

$$\frac{f_{c,cube(n)}}{f_{c,cube(0)}} = A \cdot \left(\frac{n}{100}\right)^2 + B \cdot \left(\frac{n}{100}\right) + 1 \quad (2.94)$$

Таблица 2.63 – Коэффициенты A и B для формулы (2.94)

	A (1/цикл. ²)	B (1/цикл.)
Серия 4	-0,009	0,03
Серия 5	-0,01	0,05
Серия 6	-0,01	0,05

$$\frac{K_{I(n)}}{K_{I(0)}} = A \cdot \left(\frac{n}{100}\right)^2 + B \cdot \left(\frac{n}{100}\right) + 1 \quad (2.95)$$

Таблица 2.64 – Коэффициенты A и B для формулы (9.95)

	A (1/цикл. ²)	B (1/цикл.)
Серия 4	-0,03	0,23
Серия 5	-0,03	0,22
Серия 6	-0,006	0,08

$$\frac{K_{II(n)}}{K_{II(0)}} = A \cdot \left(\frac{n}{100}\right)^2 + B \cdot \left(\frac{n}{100}\right) + 1 \quad (2.96)$$

Таблица 2.65 – Коэффициенты A и B для формулы (2.96)

	A (1/цикл. ²)	B (1/цикл.)
Серия 4	-0,02	0,01
Серия 5	-0,05	0,05
Серия 6	-0,03	0,01

$$\frac{K_{C(n)}}{K_{C(0)}} = A \cdot \left(\frac{n}{100}\right)^2 + B \cdot \left(\frac{n}{100}\right) + 1 \quad (2.97)$$

Таблица 2.66 – Коэффициенты A и B для формулы (2.97)

	A (1/цикл. ²)	B (1/цикл.)
Серия 4	-0,009	0,035
Серия 5	-0,04	0,017
Серия 6	-0,03	0,01

$$\frac{V_{(n)}}{V_{(0)}} = A \cdot \left(\frac{n}{100}\right)^2 + B \cdot \left(\frac{n}{100}\right) + 1 \quad (2.98)$$

Таблица 2.67 – Коэффициенты A и B для формулы (2.98)

	A (1/цикл. ²)	B (1/цикл.)
Серия 4	-0,004	0,006
Серия 5	-0,001	0,0007
Серия 6	-0,002	0,001

$$\frac{E_{cm(n)}}{E_{cm(0)}} = A \cdot \left(\frac{n}{100}\right)^2 + B \cdot \left(\frac{n}{100}\right) + 1 \quad (2.99)$$

Таблица 2.68 – Коэффициенты A и B для формулы (2.99)

	A (1/цикл. ²)	B (1/цикл.)
Серия 4	-0,007	0,01
Серия 5	-0,002	0,006
Серия 6	-0,004	0,001

$$\frac{f_{ct,fl(n)}}{f_{ct,fl(0)}} = A \cdot \left(\frac{n}{100}\right)^2 + B \cdot \left(\frac{n}{100}\right) + 1 \quad (2.100)$$

Таблица 2.69 – Коэффициенты A и B для формулы (2.100)

	A (1/цикл. ²)	B (1/цикл.)
Серия 4	-0,002	0,05
Серия 5	-0,0007	0,09
Серия 6	-0,006	0,06

где $K_{Ic(0)}$, $K_{IIc(0)}$, $K_{c(0)}$ – соответственно коэффициенты интенсивности напряжений при нормальном отрыве, поперечном сдвиге и критический КИН контрольных образцов; $K_{Ic(n)}$, $K_{IIc(n)}$, $K_{c(n)}$ – то же после n -циклов замораживания–оттаивания; $f_{c,cube(0)}$, $E_{cm(0)}$, $f_{ct,fl(0)}$, $V_{(0)}$ –

соответственно прочность на сжатие, прочность на растяжение при изгибе, динамический модуль упругости и скорость ультразвука контрольных образцов; $f_{c,cube(n)}$, $E_{cm(n)}$, $f_{ct,fl(n)}$, $V_{(0)}$ – то же после циклов замораживания–оттаивания.

Используя полученные в эксперименте зависимости (2.88–2.100) и формулу (2.87) был произведен расчет потери сечения образцов обычного, модифицированного и напрягающего бетона при ЦЗО.

Графическое изображение потери сечения образцов в зависимости от стандартных циклов замораживания–оттаивания представлено на рис. 2.97 и 2.98.

Выполненные расчеты позволяют прогнозировать прочность сечений железобетонных элементов при климатических воздействиях, соответствующих n стандартных циклов замораживания–оттаивания. Характер морозной деструкции применимых бетонов требует экспериментального подтверждения (рис. 2.99, 2.100).

2.10.3. Расчет железобетонных элементов на основе энергетической концепции Гриффитса

Исходим из того факта, что в процессе воздействия ЦЗО и нагрузки в нормальном сечении изгибаемого элемента образуются и развиваются не только вертикальные трещины в растянутой части сечения, но и горизонтальные – в его сжатой части.

Считаем, что сечение железобетонного элемента со всех сторон равномерно подвергается знакопеременным температурным и влажностным воздействиям.

Значения G_{II} , G_{III} , $G_{II'}$, $G_{III'}$, E_{cm} бетона соответствуют определенному уровню морозного воздействия, когда не нарушена совместная работа бетона и арматуры.

Разрушение структуры бетона и всей железобетонной конструкции происходит не мгновенно. Это растянутый во времени процесс, начинающийся с момента его изготовления. Поэтому будем считать, что в процессе разрушения в железобетонном элементе наблюдаются следующие четыре основные стадии напряженно-деформированного состояния, которые фиксируются в процессе испытания по полностью равновесной схеме деформирования.

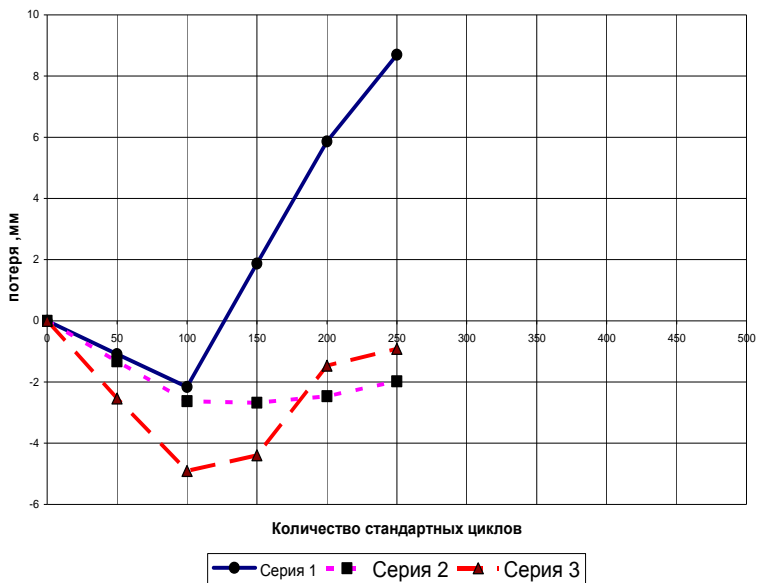


Рис. 2.97. Потеря сечения образцов на обычном цементе

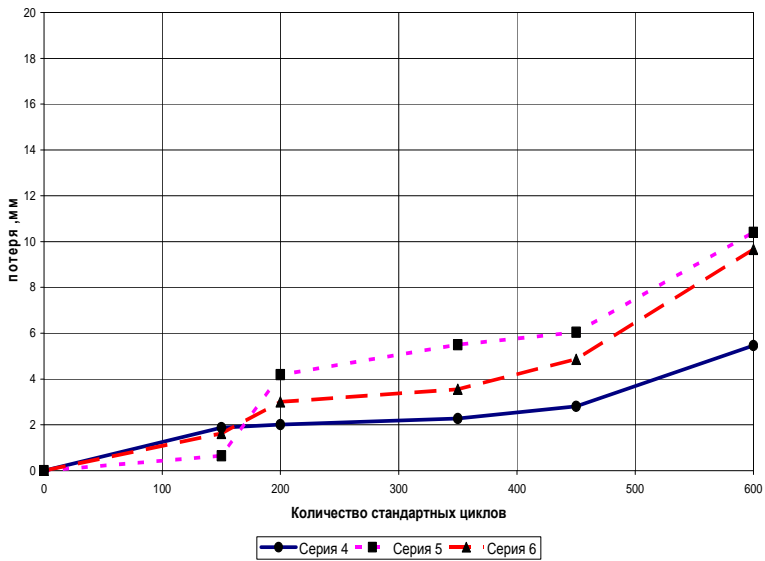


Рис. 2.98. Потеря сечения образцов на напрягающем цементе

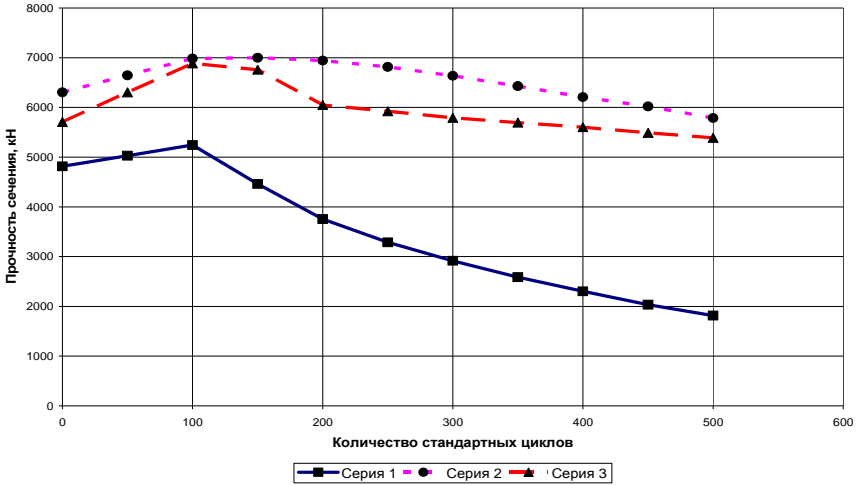


Рис. 2.99. Изменение прочности сечения железобетонной колонны, рассчитанное для бетона серий 1, 2 и 3

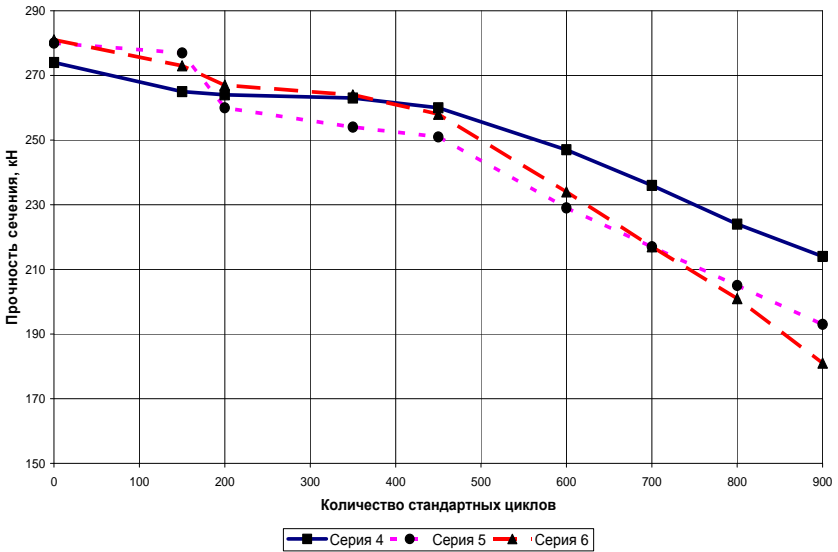


Рис. 2.100. Изменение прочности сечения железобетонной балки, рассчитанное для бетона серий 4, 5 и 6

1. Стадия упругой работы сечения до образования магистральной трещины нормального отрыва. Критерием энергетического состояния бетона на этой стадии является $G < G_{II}$; где G_{II} — удельные энергозатраты на статическое разрушение до начала движения магистральной трещины отрыва (это — вертикальные трещины в растянутой части сечения). Работа арматуры характеризуется упругой частью высвобождающейся энергии G_e^s .

2. Стадия после образования трещин в бетоне растянутой части сечения до момента старта магистральной трещины поперечного сдвига в сжатой части сечения. Трещины поперечного сдвига возникают из-за перераспределения усилий в сечении при возрастании внешней нагрузки. Перераспределения приводят к формированию локальных зон предразрушения в сжатом бетоне в особенности с высокой концентрацией дефектов структуры как естественных, так и возникающих в результате силового воздействия. Здесь образуются зоны перенапряжения, и стартуют трещины поперечного сдвига (горизонтальная трещина в сжатой части сечения).

Критериями энергетического состояния бетона на этой стадии его работы являются:

а) для растянутой части сечения $G \geq G_{II}$;

б) для сжатой части сечения $G < G_{III}$, где G_{III} — удельные энергозатраты на статическое разрушение до момента начала движения магистральной трещины поперечного сдвига.

3. С образованием трещин поперечного сдвига начинается стадия 3, которая характеризуется длительным периодом разрушения, исчерпанием энергетического ресурса бетона растянутой части на статическое разрушение по механизму нормального отрыва.

Критериями энергетического состояния железобетонного элемента на 3-й стадии его работы являются:

а) для растянутой части бетона $G_{II} < G \leq G_{III}$;

б) для сжатой части бетона $G_{III} \leq G < G_{III}^*$; где G_{III}^* , G_{III}^* — соответственно удельные эффективные энергозатраты на статическое разрушение по механизму нормального отрыва и поперечного сдвига.

4. Стадия разрушения (фрагментации) структуры бетона на компоненты, когда интенсивно развиваются горизонтальные трещины поперечного сдвига в сжатом бетоне. Стадия 4 завершается полным разрушением элемента.

Критериями энергетического состояния для бетона являются:

а) в растянутой части $G = G_{II}$;

б) в сжатой части $G_{III} \leq G < G_{III}$;

в) в растянутой арматуре при $\xi \leq \xi_R$; $G = G_{II}^{st}$; при $\xi > \xi_R$,

$G < G_{II}^{st}$, где G_{II}^{st} — удельные энергозатраты на статическое разрушение до момента начала движения магистральной трещины в арматурной стали, после исчерпания упругих и пластических деформаций.

В железобетонных элементах продольная растянутая арматура сдерживает развитие трещин нормального отрыва. То есть требуется дополнительный приток энергии G_I^s в вершину трещины для ее продвижения, необходимый для преодоления противодействия со стороны арматуры

$$G_I^s = \frac{4\sigma_s^2 A_s^2}{b^2 \cdot \pi \cdot l_{crc}^v \cdot E_s} (Y(l_0, a_0))^2, \quad (2.101)$$

$$Y(l_0, a_0) = 3,52 \cdot \frac{1 - a_0}{(1 - l_0)^{3/2}} - \frac{4,35 - 5,28a_0}{\sqrt{1 - l_0}} + \left(\frac{1,3 - 0,3a_0^{3/2}}{\sqrt{1 - a_0^2}} + 0,83 - 1,76a_0 \right) \cdot (1 - l_0 a_0);$$

$a_0 = a / l_{crc}^v$; a — защитный слой бетона; $l_0 = l_{crc}^v / h$; σ_s — напряжения в арматуре в момент времени, когда трещина имеет длину l_{crc}^v .

На первой стадии основной расчетной характеристикой является момент образования трещин нормального отрыва M_{crc}^v .

Текущее значение M для первой стадии должно быть:

$$M < M_{crc}^v = \sqrt{G_{II} \cdot E_{cm}} \cdot W_{red} \cdot \pi^{3/2} / \sqrt{l_{bg}}, \quad (2.102)$$

где W_{red} — приведенный момент сопротивления; l_{bg} — единичная длина трещины.

На второй стадии текущее значение находится в пределах

$$M_{crc}^v \leq M < M_{crc} = \frac{\sqrt{G_{Ili} \cdot E_{cm}} \cdot b(h - l_{crc}^v)^2 \cdot \pi^{3/2}}{\sqrt{l_{bg}}}, \quad (2.103)$$

где M_{crc}^h — внешний момент при образовании трещин сдвига.

Третья стадия характеризуется началом процесса интенсивной деструкции бетона и деформацией арматуры, приводящим в дальнейшем к понижению несущей способности элемента.

Расчетной характеристикой этой стадии является максимальная несущая способность нормального сечения железобетонного элемента. Данную стадию можно охарактеризовать как предельное состояние железобетонного элемента по его максимальному энергетическому ресурсу (рис. 2.101).

$$\begin{aligned} 2M = 0; \quad M_{\max} &= \frac{\sqrt{G_{Ili} \cdot E_{cm}} \cdot \pi^{3/2}}{\sqrt{l_{bg}}} \cdot b(x_i - a_{crc}^h / 2) \times \\ &\times (h_0 - 2x_i - a_{crc}^h / 4) - \sqrt{G_{Ili} \cdot E_{cm}} \cdot (\pi^{3/2} \cdot h_w \cdot b \cdot f(\lambda) - 1) \times \\ &\times (x - a')(h_0 - a') / (x - x_i) \cdot f(\lambda) \sqrt{l_{bg}} - \sqrt{G_{Ili} \cdot E_{cm}} \cdot \pi^{3/2} \times \quad (2.104) \\ &\times b(x - x_i - a_{crc}^h / 2) \cdot (h_0 - \lambda / 3(x + 2x_i + a_{crc}^h) / 2 \sqrt{l_{bg}} + \\ &+ \sqrt{G_{Ili} \cdot E_{cm}} \cdot \pi^{3/2} \cdot b(h_0 + a - l_{crc}^v - x) \times \\ &\times (h_0 + a + l_{crc}^v - x) / 2 \sqrt{l_{bg}} = 0; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum N = 0; \quad &\frac{\sqrt{G_I^s \cdot E_s \cdot \pi \cdot l_{crc}^v \cdot b}}{2Y(l_0, a_0)} + \frac{\sqrt{G_{Ili} \cdot E_{cm}} \cdot \pi^{3/2}}{\sqrt{l_{bg}}} \times \\ &\times b(h_0 + a - l_{crc}^v - x) = \frac{\sqrt{G_{Ili} \cdot E_{cm}} \cdot \pi^{3/2}}{\sqrt{l_{bg}}} b \left(x_i - \frac{a_{crc}^h}{2} \right) + \quad (2.105) \\ &+ \frac{\sqrt{G_{Ili} \cdot E_{cm}} \cdot (\pi^{3/2} \cdot h_w \cdot b f(\lambda) - 1)(x - a')}{(x - x_i) \cdot f(\lambda) \sqrt{l_{bg}}} + \\ &+ \left(\sqrt{G_{Ili} \cdot E_{cm}} \cdot \pi^{3/2} \right) / 2 \sqrt{l_{bg}} \cdot b(x - x_i - a_{crc}^h / 2); \end{aligned}$$

где $f(\lambda) = \sqrt{\frac{3}{\lambda \cdot l_{crc}^h} \cdot \frac{1,13\lambda + 0,285}{b}}$; l_{crc}^h, a_{crc}^h — параметры

трещины поперечного сдвига; h_w — шаг хомутов; $\lambda = l_{crc}^h / h$; x_i — расстояние до крайнего сжатого волокна железобетонного элемента до трещины поперечного сдвига.

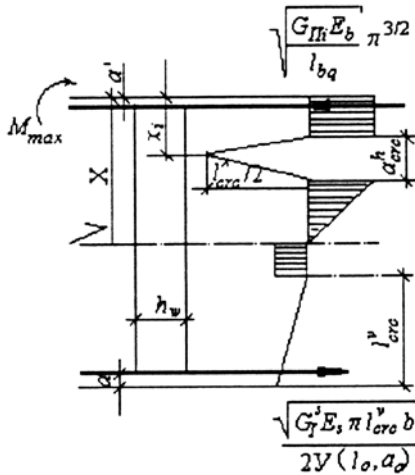


Рис. 2.101. Нормальное сечение железобетонного изгибаемого элемента стадии 3

Четвертая стадия — это стадия полного исчерпания энергетического ресурса железобетонного элемента (рис. 2.102).

На этой стадии трещина поперечного сдвига первого уровня достигает своей критической длины и отслаивает от сжатой зоны бетона пласт толщиной x_i . Затем в пределах высоты сжатой части сечения $x - x_i$ на расстоянии x_{i+1} от верхней плоскости элемента в объеме, где формируется зона предразрушения и старта новой трещины и $G = G_{III}$, возникает новая горизонтальная трещина и т.д.

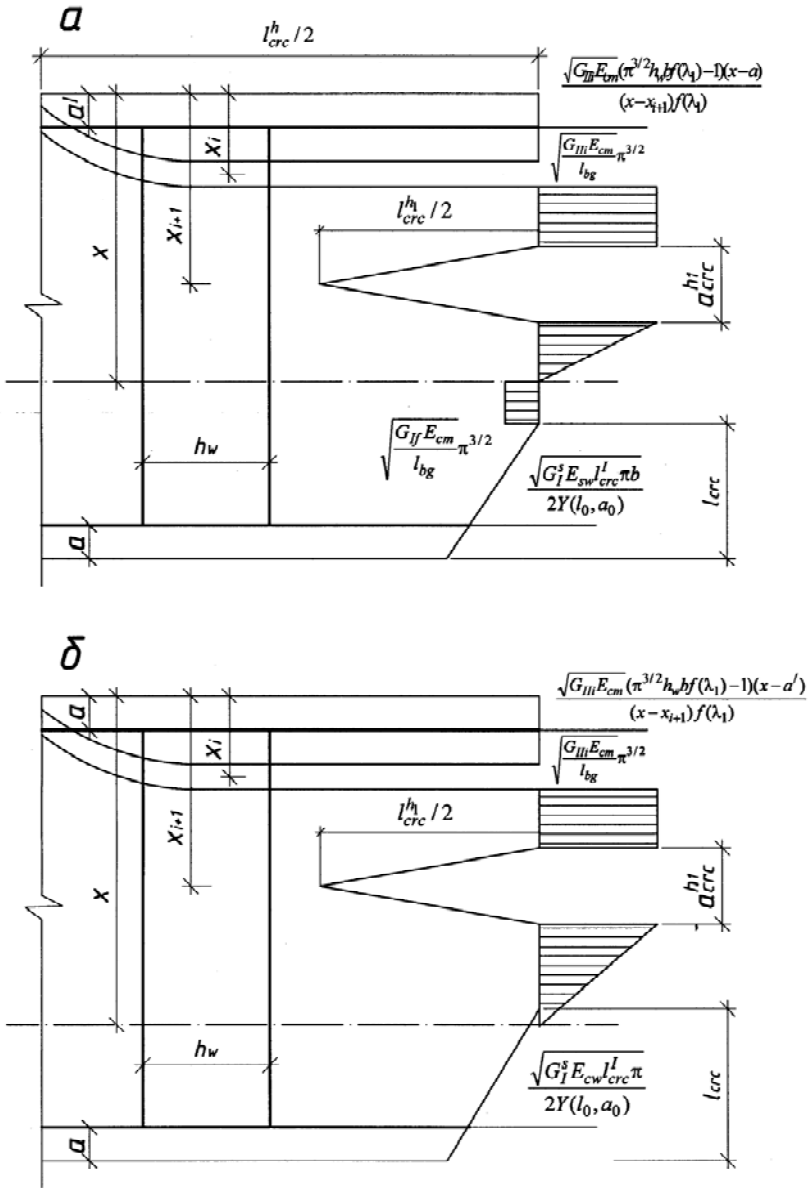


Рис. 2.102. Нормальное сечение железобетонного изгибаемого элемента в стадии IV: а) IV -1; б) IV -2

$$\begin{aligned}
& M - \sqrt{G_{Iff} \cdot E_{cm}} \cdot \pi^{3/2} \cdot b(x_{i+1} - x_i - a_{crc}^{h1} / 2) \times \\
& \times (4h_0 - 2x_i - 2x_{i+1} - a_{crc}^{h1} / 4) / \sqrt{l_{bg}} - \\
& - \frac{\sqrt{G_{Iff} \cdot E_{cm}} \cdot (\pi 3/2 h_w \cdot bf(\lambda_1) - 1)(x - a')(h_0 - a')}{(x_i - x_{i+1})f(\lambda_1)\sqrt{l_{bg}}}
\end{aligned} \tag{2.106}$$

$$\begin{aligned}
& - \sqrt{G_{Iff} \cdot E_{cm}} / 2\sqrt{l_{bg}} \cdot \pi^{3/2} \cdot b(x - x_{i+1} - a_{crc}^{h1} / 2) \times \\
& \times (h_0 - 1/3(x + 2x_i + a_{crc}^{h1})) + \sqrt{G_{Iff} \cdot E_{cm}} \cdot \pi^{3/2} / \sqrt{l_{bg}} \times \\
& \times b(h_0 + a - l_{crc}^v - x)(h_0 - a + l_{crc}^v - x/2) = 0; \\
& \frac{\sqrt{G_I^s \cdot E_s \cdot l_{crc}^v} \cdot b}{2Y(l_0, a_0)} + \frac{\sqrt{G_{Iff} \cdot E_{cm}} \cdot \pi^{3/2}}{\sqrt{l_{bg}}} \cdot b(x_{i+1} - a_{crc}^{h1} / 2) = \\
& \frac{\sqrt{G_{Iff} \cdot E_{cm}} \cdot (\pi^{3/2} h_w \cdot bf(\lambda_1) - 1)(x - a')}{(x - x_{i+1})f(\lambda_1)\sqrt{l_{bg}}} +
\end{aligned} \tag{2.107}$$

$$\begin{aligned}
& + \left(\sqrt{G_{Iff} \cdot E_{cm}} \cdot \pi^{3/2} / 2\sqrt{l_{bg}} \right) b(x - x_{i+1} - a_{crc}^{h1} / 2) + \\
& + \left(\sqrt{G_{Iff} \cdot E_{cm}} \cdot \pi^{3/2} / \sqrt{l_{bg}} \right) b(x_{i+1} - x_i - a_{crc}^{h1} / 2),
\end{aligned}$$

где l_{crc}^{h1} , a_{crc}^{h1} — параметры вновь образовавшейся трещины поперечного сдвига;

$$f(\lambda_1) = \sqrt{\frac{3}{\lambda_1 l_{crc}^{h1}}} (1,13\lambda_1 + 0,285) / b; \quad \lambda_1 = l_{crc}^{h1} / h.$$

Разрушение нормального сечения может произойти и при исчерпании энергетического ресурса в растянутой арматуре. При этом ее класс для недопущения образования макротрещин в стержнях подбирается по значению

$$G_{li}^{sl} = \frac{\pi^2 \cdot G_I^s \cdot b^2 \cdot l_{crc}^h \cdot d}{64A_s^2 Y(l_0, a_0)^2}, \tag{2.108}$$

где d — диаметр арматурного стержня.

Для расчета несущей способности железобетонного элемента надо, во-первых, знать энергетические параметры бетона при цик-

лическом замораживании–оттаивании, а во-вторых – параметры трещин отрыва и сдвига.

Длина и ширина отрывных трещин определяется по:

$$l_{crc}^v = \frac{16G_{I_f}^{st} E_s A_s^2}{\pi^3 G_I^s E_{cm} b^2 d}, \quad (2.109)$$

$$a_{crc}^v = \frac{M^2 Y^2 (l_0, a_0) (1 - \nu^2) (l_{crc}^v - a) \sqrt{l_{bg}}}{b^2 h^2 l_{crc}^v \sqrt{G_{I_f}}} \quad (2.110)$$

и параметры трещин сдвига:

$$l_{crc}^h = \frac{\pi^{3/2} \sqrt[4]{G_{I_f} G_{I_{II}}} \sqrt{E_{cm} h_w h}}{2\sqrt{2} \sqrt{G_{I_{II}}} l_{bg} h - 7,8\pi^{3/2} \sqrt[4]{G_{I_f} G_{I_{II}}} \sqrt{E_{cm} h_w}}; \quad (2.111)$$

$$a_{crc}^h = \frac{\pi^{3/2} \sqrt{G_{I_f} E_{cm} l_{crc}^h} (1 - \nu^2)}{E_{cm} \sqrt{l_{bg}}} (1 - 1,14\lambda^2 - 0,6\lambda^4)^2 + \frac{2\sqrt{G_{I_{II}}}}{\pi^{3/2} \sqrt{E_{cm} l_{crc}^h}} \int_{-l_{crc}^h}^{+l_{crc}^h} \Gamma(l_{crc}^h, \xi) d\xi, \quad (2.112)$$

где $\Gamma(l_{crc}^h, \xi)$ определяется при $x = 0$ и $l = l_{crc}^h$. Бетон и железобетон – материалы, наличие трещин в которых предопределено самой сущностью их работы при ЦЗО и под нагрузкой. Поэтому именно для них наиболее целесообразно применить методы механики разрушения, особенно при циклическом замораживании–оттаивании.

2.11. Вероятностный метод расчета долговечности железобетонных конструкций при морозном воздействии

2.11.1. Воздействие замораживания–оттаивания без солей–антиобледенителей

Полный вероятностный метод. Предельное состояние – это повреждение при циклическом замораживании–оттаивании, являющееся причиной локальной потери механических свойств, трещинообразования, шелушения и потери поперечного сечения.

Должна выполняться следующая функция предельного состояния:

$$P\{\} = P_{fth} = P\{S_{CR} - S_{ACT}(t < t_{SL}) < 0\} < P_0, \quad (2.113)$$

где $P\{\}$ – вероятность того, что повреждение при циклическом замораживании–оттаивании произойдет; S_{CR} – критическая степень насыщения; $S_{ACT}(t)$ – действительная степень насыщения в данный момент; t_{SL} – проектируемый срок службы (годы); P_0 – контрольное значение вероятности разрушения; t – время (годы).

Полный вероятностный проектный подход для моделирования внутреннего повреждения бетона без трещин, вызванного морозом, развит серией научных проектов [296,297,298,299]. Он основывается на уравнении предельного состояния, в котором критическая степень насыщения S_{CR} сравнивается с действительной степенью насыщения $S_{ACT}(t)$ в определенный момент времени t в течение контролируемого значения срока службы t_{SL} .

$$g(S_{CR}, S_{ACT}(t < t_{SL})) = S_{CR} - S_{ACT}(t < t_{SL}) \quad (2.114)$$

Это уравнение основывается на водопоглощении в системе заполненных воздухом пустот как доминирующий механизм переноса в массиве бетона. Допускается, что критическая степень насыщения материала является постоянным свойством материала, притом, что критическая степень насыщения бетона в течение срока службы может быть функцией множества переменных.

Критическая степень насыщения, при которой может происходить старт морозного повреждения (рис. 2.103), определяется как функции насыщения по изменениям модуля упругости или дилатации.

Для описания критической степени насыщения и ее изменчивости пригодны следующие типы распределения: β – распределение; распределение Вейбула; распределение Невилля.

Выбирается для количественной оценки S_{CR} функция распределения для проектного срока службы t_{SL} .

Воздействие окружающей среды S_{ACT} может описываться посредством формулы:

$$S_{ACT}(t < t_{SL}) = S_n + e \cdot t_{eq}^d, \quad (2.115)$$

где t_{eq} – эквивалентное время увлажнения (дни); S_n , e и d – параметры материала.

Эквивалентное время увлажнения находится в сложной зависимости от микроклимата на поверхности бетона.

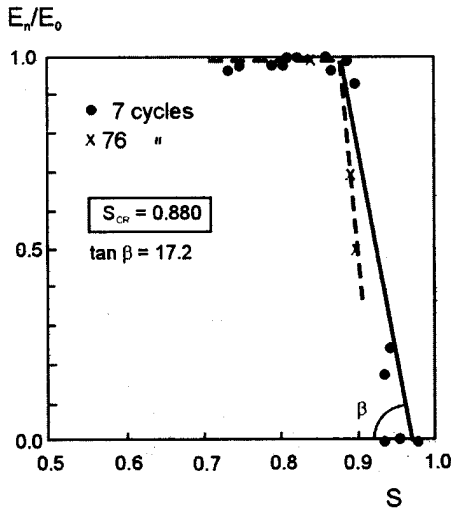


Рис. 2.103. Определение критической степени насыщения по изменению динамического модуля упругости E после 7 или 76 циклов замораживания–оттаивания [317]

Таблица 2.70 – Значения проектного срока службы t_{SL}

Проектный срок службы t_{SL} (годы)	Назначение объектов
10	Временные здания и сооружения*
10–25	Заменяемые конструктивные элементы
15–30	Сельскохозяйственные и подобные сооружения
50	Строительные конструкции, здания и сооружения
100	Монументальные строительные конструкции, мосты и другие гражданские здания и сооружения

* Временными не считаются сооружения, которые могут быть демонтированы с повторным использованием

В таблице 2.71 приведено условное время увлажнения для некоторых поверхностей, подвергаемых воздействию.

Параметры материала S_n , e и d описывают характеристики водопоглощения бетона. Эти параметры определяются для реального бетона в испытании на капиллярный подсос.

S_n – степень насыщения в точке перелома на диаграмме при шкале \sqrt{t} . Параметры e и d описывают наклон диаграммы водопоглощения после точки перегиба в логарифмических координатах.

Таблица 2.71 – Условное эквивалентное время увлажнения [317]

Поверхность, подвергаемая воздействию	Эквивалентное время увлажнения	Примечание
Поверхность, погруженная в воду	t_{SL}	
Горизонтальная поверхность	4 недели	Поверхности, увлажняемые в зимний период
Вертикальная поверхность	1 неделя	Поверхности, увлажняемые дождем, которые могут высушиваться

Для представленной выше модели последствия морозного повреждения учитываются при проектировании изменениями механических свойств бетона, модуль упругости, прочность, сцепление бетона и арматуры.

При проектировании несущей способности и деформаций должны учитываться локальные изменения в механических свойствах, вызванные морозными повреждениями.

Метод частных коэффициентов. Должна выполняться следующая функция предельного состояния

$$S_{CR,d} - S_{ACT,d}(t < t_{SL}) \geq 0, \quad (2.116)$$

где $S_{CR,d}$ – проектная величина критической степени насыщения; $S_{ACT,d}(t < t_{SL})$ – проектная величина действительной степени насыщения в момент времени t ; t_{SL} – проектный срок службы (годы).

Проектное значение критической степени насыщения рассчитывается по следующему выражению

$$S_{CR,d} = S_{CR,min} - \Delta S_{CR}, \quad (2.117)$$

где $S_{CR,min}$ – характеристическая величина критической степени насыщения (минимальное значение); ΔS_{CR} – граничное значение критической степени насыщения.

Проектная величина действительной степени насыщения в момент времени t , $S_{ACT,d}(t)$ рассчитывается по следующему выражению:

$$S_{ACT,d}(t) = S_{ACT}(t) + \Delta S_{ACT}, \quad (2.118)$$

где $S_{ACT,d}$ – характеристическое значение действительной степени насыщения в момент времени t ; ΔS_{ACT} – граничное значение действительной степени насыщения (нагрузки).

Целью метода частных коэффициентов является проектирование долговечности при морозной деструкции, которое выполняется в виде простого расчета без дополнительных предположений относительно вероятностного распределения вводимых параметров. Должна выполняться следующая функция предельного состояния:

$$S_{CR,d} - \Delta S_{CT} - (S_{ACT,d}(t < t_{SL}) + \Delta S_{ACT}) \geq 0, \quad (2.119)$$

где $\Delta S_{CR}, d$ – проектное значение критической степени насыщения; $S_{ACT,d}(t < t_{SL})$ – проектное значение действительного значения степени насыщения в момент времени t ; t_{SL} – срок службы (годы); ΔS_{CR} – граничное значение критической степени насыщения; ΔS_{ACT} – граничное значение критической степени насыщения.

2.11.2. Замораживание–оттаивание с солями–антиобледенителями

Полный вероятностный метод. Уравнение предельного состояния пригодно для циклического замораживания–оттаивания в солях, вызывающего шелушение поверхности.

Должна выполняться следующая функция предельного состояния

$$P\{ \} = P_{SC} = P\{T(t \leq t_{SL,CT}^-) - T_R(RH(T), T(t), \dots) < 0\} < P_0, \quad (2.120)$$

где $P\{ \}$ – вероятность того, что шелушение произойдет; $T(t)$ – температура бетона [K]; $T_R(t_{1...})$ – критическая температура замерзания, при которой происходит шелушение в момент времени t ; T_{SL} – проектный срок службы [годы]; P_0 – граничная вероятность разрушения.

Полный вероятностный проектный подход для моделирования воздействия мороза и соли, вызывающих шелушение поверхности бетона без трещин, основывается на формуле предельного состояния. В этом предельном состоянии температура бетона $T(t)$ сравни-

вается с сопротивлением шелушению $T_R(t)$ в определенный момент времени t в течение определенного срока службы t_{SL}

$$g(T_1 T_R(t < t_{SL})) = T(t \leq t_{SL, Cl}) - T_R(RH(T) - T(t)), \quad (2.121)$$

где $T(t)$ – температура бетона [K]; t_{SR} – проектный срок службы [годы]; $T_R(t)$ – критическая температура замораживания, при которой происходит шелушение в момент времени t ; t – время [годы].

Выводы :

Обоснована возможность использования для расчета сечений нормальных к продольной оси сжатых и изгибаемых железобетонных элементов при воздействии на них циклического замораживания–оттаивания метода, базирующегося на модели послойного снижения прочности (послойной потери сечения). Для его реализации автором на основании результатов собственных экспериментальных исследований построены зависимости потери сечения элементов из обычного, модифицированного и напрягающего бетона при ЦЗО.

Выполнены расчеты сечений нормальных к продольной оси сжатых и изгибаемых железобетонных элементов, используя зависимости потери сечения обычного, модифицированного и напрягающего бетона при ЦЗО. На их основании построены зависимости изменения прочности сечения железобетонных колонн и балки из бетона различных серий от количества циклов.

Подтверждена возможность расчета сечений нормальных к продольной оси сжатых и изгибаемых железобетонных конструкций при воздействиях соответствующих n стандартным циклам замораживания–оттаивания при экспериментально подтвержденном характере морозной деструкции используемых бетонов.

На основании выполненных экспериментальных исследований подобраны зависимости изменения прочностных ($f_{c, cube}$, $f_{ct, fl}$), деформационных (E_{cm}), силовых (K_{Ic} , K_{IIc} , K_c) характеристик обычного, модифицированного и напрягающего бетона для расчета сечений нормальных к продольной оси сжатых и изгибаемых железобетонных элементов при циклическом замораживании–оттаивании.

Сформулированы положения теории сопротивления железобетона, основанной на отображении реальных физических процессов разрушения, происходящих в структуре железобетона, в том числе при циклическом замораживании–оттаивании.

Разработан новый метод энергетического расчета, основанный на применении энергетических параметров, характеризующий фактическую работу бетонных и железобетонных элементов с трещинами. Метод позволяет прогнозировать моменты старта трещин нормального отрыва и поперечного сдвига, соответствующие максимальной трещиностойкости и несущей способности нормальных сечений элементов.

Библиографический список к главе 2

1. Аль-Факих, О.А.М. Экспериментально-теоретические исследования термовлагостойкости бетона в терминах коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге / О.А.М. Аль-Факих, С.Н. Ковшар, Н.Л. Полейко, С.Н. Леонович // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров республики Беларусь. Могилев. 2000. – С.330-334.
2. Аль-Факих, О.А.М. Технология морозостойкого тяжелого бетона / О.А.М. Аль-Факих, И.И. Гуров, С.Н. Леонович // Проблемы совершенствования технологии, организации, экономики и управления в строительстве. Сб. тр. Международной научно-практической конференции. Минск, 18-19 октября 2002. – С.313-317.
3. Аль-Факих, О.А.М. Технология морозостойкого напрягающего бетона / О.А.М. Аль-Факих, И.И. Гуров, С.Н. Леонович // Проблемы совершенствования технологии, организации, экономики и управления в строительстве. Сб. тр. Международной научно-практической конференции. Минск, 18-19 октября 2002. – С.318-322.
4. Амазов, В.О. Прогнозирование поведения железобетонных конструкций при сложных воздействиях природного и техногенного характера / В.О. Амазов, А.В. Забегаев, Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев, Л.М. Пухонто [и др.] //Изв. ВУЗов. – Строительство и архитектура, № 11, 1994.
5. Арутюнян, Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести. – М. – Л, Гостехиздат. – 1951. – 324 с.
6. Ахвердов, И.Н. Высокопрочный бетон. – М., 1961. – 163 с.
7. Ахвердов, И.Н. Железобетонные напорные центрифугированные трубы. – М., 1967. – 164 с.
8. Ахвердов, И.Н. Какую роль играют образование и наука в формировании личности // Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, строительства зданий и сооружений, подготовки инженерных кадров для строительной отрасли. Материалы VIII Междунар. научн.-практ. семинара. Минск, 15-16 ноября 2001 г. – с. 4-7.
9. Ахвердов, И.Н. Теоретические основы бетоноведения. – Минск: Вышэйшая школа. – 1991. – 188 с.
10. Ахвердов, И.Н. Технология железобетонных изделий и конструкций специального назначения. – Минск: Навука і тэхніка. – 1993. – 327 с.
11. Ахундов, М.Б., Кинетическая модель развития трещины в повреждающей среде / М.Б. Ахундов, Л.В. Никитин, Ю.В. Суворова // Известия АН СССР. Механика твердого тела. 1986. – С.128-138.
12. Ашрабов, А.А. Элементы механики разрушения бетонов / А.А. Ашрабов, Ю.В. Зайцев // Ташкент: Укитувчи. – 1981. – 238 с.
13. Баженов, Ю.М. Прочность цементных бетонов с позиций механики разрушения / Ю.М. Баженов, Г.И. Горчаков, Л.А. Алимов, В.В. Воронин, Б.А. Ермилов, О.В. Кульков // Стр-во и арх. Узбекистана. – 1976. – № 2. –С.5-8.
14. Байков, В.Н. Об уточнении аналитических зависимостей диаграмм растяжения арматурных стале / В.Н. Байков, С.А. Мадатян, Л.С. Дудолодов,

В.М. Митасов // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1983. – № 9. – С.1-5.

15. Батраков, В.Н. Модифицированные бетоны. – М.: Стройиздат. – 1990. – 400 с.

16. Берг, О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. – М.: Госстройиздат, 1961. – 96 с.

17. Берг, О.Я. Исследование физического процесса разрушения бетона под действием статических и многократно повторных нагрузок / О.Я. Берг, Г.Н. Писанко // Труды ВНИИ транспортного строительства. – 1961, вып. 19. – С.7-14.

18. Берг, О.Я. Исследование прочности железобетонных конструкций при воздействии на них многократно повторной нагрузки // Труды ЦНИИС. – М.: Трансжелдориздат. – 1956. – Вып. 19. – С.106-107.

19. Берг, О.Я. О выносливости железобетонных конструкций // Труды ЦНИИС. – М.: Трансжелдориздат. – 1960. – Вып. 36. – С.151-167.

20. Берг, О.Я. Высокопрочный бетон / О.Я. Берг, Е.Н. Щербаков, Г.Н. Писанко. – М.: Стройиздат, 1971. – 208 с.

21. Бердичевский, Г.И. О моделировании прочности бетона при экспериментальных исследованиях предельных состояний гидросооружений / Г.И. Бердичевский, И.Г. Сорокин, В.Л. Чернявский // Сборник ВНИИГ. – 1983. – № 199. – С.45-52.

22. Bleshchik, N.P. Premises and major principles of deformation rapid structure-mechanical method of frost determination of lightweight concrete under single freezing and defrosting / N.P. Bleshchik, O.V. Kulazenko // Durability Design and Fracture Mechanics of Concrete Structures. Proc. Int. Conf., Construction and Architecture. Edit. Kroustaliyev, Leonovich, Minsk.

23. Блещик, Н.П. Проблемы современной технологии монолитного бетона / Технология строительства и реконструкции: Сб. науч. тр. Межд. конф. // под ред. Б.М. Хрусталева, С.Н. Леоновича. – Мн.: БНТУ. – 2006. – С.6-13.

24. Болотин, В.В. Прогнозирование ресурса машин и конструкций. – М.: Машиностроение. – 1984. – 309 с.

25. Бондаренко, В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. – Харьков: Издательство Харьковского университета, 1968. – 323 с.

26. Бондаренко, В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. – М.: Стройиздат, 1982. – 283 с.

27. Бондаренко, В.М. К вопросу о концептуальных основах теории железобетона // Бетон и железобетон. – 2001. – № 2. – С.16-19.

28. Васильев, П.И. Механика разрушения бетонных и малоармированных железобетонных элементов / П.И. Васильев, Г.К. Захарьев, Н.А. Малинин // В сб. Механика разрушения бетона и железобетона. Материалы конференций и совещаний по механике разрушения. – Севастополь, 1988. – 25 с.

29. Васильев, П.И. Напряженно-деформированное состояние железобетонной балки с трещинами / П.И. Васильев, Е.Н. Пересыпкин // Сб. тр. ЛПИ. – Ленинград, 1983, вып. 363. – С.74-78.

30. Виркус, Х.М. К методике определения характеристик трещиностойкости для бетона / Х.М. Виркус, Э.Х. Варес // Исследования по строительству. Напряжения в бетоне. Испытание конструкций. – Таллин, 1985, вып. № 11. – С.141-151.

31. Гвоздев, А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. – М.: Стройиздат, 1949. – 280 с.
32. Гениев, Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.И. Киссюк, П.А. Тюпин. – М. – 1974.
33. Громов, И.Н. Дипломное проектирование: учебно-методическое пособие к вып. диплом. проекта для студ. спец. 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» / И.Н. Громов, С.Н. Леонович, Г.С. Ратушный. – Мн.: БНТУ, 2005. – 103 с.
34. ГОСТ 25.506-85. Методы механических испытаний металлов. Определение характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении. – М.: Издательство стандартов, 1986. – 61 с.
35. ГОСТ 29167-91. Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении. – М.: Издательство стандартов, 1992. – 18 с.
36. Гузев, Е.А. Механика разрушения бетона: вопросы теории и практики / Е.А. Гузев, С.Н. Леонович, К.А. Пирадов. – Брест, 1999. – 218 с.
37. Гузев, Е.А. Исследование силовых и энергетических параметров разрушения бетона по полностью равновесным диаграммам его деформирования / Е.А. Гузев, В.И. Шевченко // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1986. – № 6. – С.1-5.
38. Гузев, Е.А. Виртуальный нелинейный критерий разрушения бетона для расчета конструкций на долговечность / Е.А. Гузев, В.В. Жуков, В.И. Шевченко, Л.А. Сейланов // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1989. – № 1. – С.1-6.
39. Гузев, Е.А. Разрушение бетона и его долговечность / Е.А. Гузев, С.Н. Леонович, А.Ф. Милованов, К.А. Пирадов, Л.А. Сейланов. – Мн.: Тьдзень, 1997. – 170 с.
40. Гузев, Е.А. Алгоритм расчета долговечности бетона по обобщенному критерию / Е.А. Гузев, С.Н. Леонович // Инженерные проблемы современного бетона и железобетона. Материалы III Международной конференции. – Мн.: 1977. Т. 2. – С.41-43.
41. Гузев, Е.А. Влияние текстуры и структуры бетона на его вязкость разрушения / Е.А. Гузев, С.Н. Леонович // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: Сборник статей III Республиканского научно-методического семинара / под ред. Т.М. Пецольда. – Брест: Брестский политехнический институт. – 1997. – С.37-38.
42. Гузев, Е.А. Пористость цементного камня и трещиностойкость бетона / Е.А. Гузев, С.Н. Леонович // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: Сборник статей III Республиканского научно-методического семинара / под ред. Т.М. Пецольда. – Брест: Брестский политехнический институт. – 1997. – С.21-27.
43. Гузев, Е.А. К проблеме расчета состава бетона по трещиностойкости / Е.А. Гузев, С.Н. Леонович // Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, строительства зданий и сооружений: Сб. тр. / Под ред. Н.П. Блещика и Э.И. Батяновского. – Брест: БПИ, 1998. – С.47-49.

44. Гузеев, Е.А. Механика разрушения бетона: вопросы теории и практики / Е.А. Гузеев, С.Н. Леонович, К.А. Пирадов. – Брест: БПИ, 1999. – 215 с.
45. Гузеев, Е.А. Основные принципы обеспечения долговечности железобетонных конструкций на стадии проектирования с учетом кинетики коррозионных процессов в бетоне. Совершенствование технологии производства бетонов повышенной прочности и долговечности / Е.А. Гузеев, Н.В. Савицкий. – Уфа, 1985.
46. Гузеев, Е.А. Трещиностойкость бетона и прогнозирование долговечности железобетона / Е.А. Гузеев, Л.А. Сейланов // В сб. Механика разрушения бетона и железобетона. Материалы конференций и совещаний по механике разрушения. – Севастополь, 1988. – С.6-9.
47. Гузеев, Е.А. Анализ разрушения бетона по полностью равновесным диаграммам деформирования / Е.А. Гузеев, Л.А. Сейланов, В.И. Шевченко // Бетон и железобетон. – 1985. – № 10. – С.10-11.
48. Гузеев, Е.А. Исследование силовых и энергетических параметров разрушения бетона по полностью равновесным диаграммам его деформирования / Е.А. Гузеев, В.И. Шевченко, Л.А. Сейланов // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. 1986. № 8. – С.1-5.
49. Гузеев, Е.А. Экспериментальные полностью равновесные диаграммы деформирования бетона / Е.А. Гузеев, В.И. Шевченко, Л.А. Сейланов // ВНИИГ. Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций. – Ленинград: Энергоатомиздат. – 1987. – С.180-185.
50. Гуцул, В.И. Кинетика разрушения вязкоупругой пластины с двумя трещинами / В.И. Гуцул, А.А. Каминский // Прикладная механика. 1989. Т. 25. № 5. – С.62-69.
51. Долговечность железобетона в агрессивных средах. Под ред. Ф.М. Иванова. – М.: Стройиздат. – 1990. – 320 с.
52. Ентов, В.М. Экспериментальное исследование закономерностей квазистатического развития микротрещин в бетоне / В.М. Ентов, В.И. Ягуст // Известия АН СССР. Механика твердого тела. 1975. № 4. – С.93-103.
53. Екобори, Т. Микро- и макроподходы в механике разрушения к описанию хрупкого разрушения и усталостного роста трещин / Т. Екобори, С. Коносу, А. Екобори // Механика разрушения. Разрушение конструкций. – М.: Мир. 1980. – С.148-167.
54. Жуков, В.В. Применимость J-интеграла для анализа разрушения бетона / В.В. Жуков, В.И. Шевченко, Е.А. Гузеев // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1987. № 5. – С.3-5.
55. Зайцев, Ю.В. Продольное равновесие сжатой пластины, ослабленной круговым отверстием и трещинами, выходящими на его контур // Журнал прикладной механики и физики. 1969. № 25. – С.100-101.
56. Зайцев, Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. – М.: Стройиздат, 1982. – 196 с.
57. Зайцев, Ю.В. Механика разрушения для строителей. – М.: Высшая школа. – 1991. – 288 с.
58. Зайцев, Ю.В. Механика разрушения армоцемента / Ю.В. Зайцев, К.А. Дароган, Б.Ф. Турукалов // Бетон и железобетон. 1983, № 3. – С.25-27.

59. Зайцев, Ю.В. К нормированию значений K_{TC} для мелкозернистых бетонов / Ю.В. Зайцев, М.Б. Казацкий, Г.Ф. Цаава // Бетон и железобетон. 1984, № 6. – С.23-24.

60. Зайцев, Ю.В. Новый подход к расчету бетонных и железобетонных конструкций (о механике разрушения бетона и железобетона) // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. –2000, № 5. – С.15-17; – 2000, № 6. – С.24-26.

61. Забегаев, А.В. Предисловие. (к книге Леонович С.Н., Петренко С.И. «Основы физики твердого тела». – Мн.: УП «Технопринт», 2002. – с. 8-9.

62. Залесов, А.С. Основные тенденции совершенствования бетонных и железобетонных конструкций // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. Расчетные предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций «Предсо 90». – С.-Петербург. 1991. – С.137-142.

63. Звездов, А.И. Железобетонные конструкции из бетонов на расширяющих цементах. Автореф. дисс. докт. техн. наук: 05.03.01, 05.23.05 / Росс. Госуд. откр. техн. ин-т путей сообщ. – М., 1997. – 47 с.

64. Забегаев, А.В. Современное состояние европейских норм проектирования строительных конструкций / А.В. Забегаев, Л.М. Пухонто // Сборник материалов международной научно-практической конференции «Строительные конструкции XXI века», ч.3. Моск. гос. строит. ун-т. – М., 2000.

65. Иванов, Ф.М. Структура и морозостойкость центрифугированного бетона с добавками / Ф.М. Иванов, Л.Н. Зикеев, С.Н. Леонович // Исследование и применение химических добавок в бетонах. – М.: НИИЖБ, 1989. – С.59-66.

66. Иванов, Ф.М. Защита железобетонных транспортных сооружений от коррозии. – М.: Транспорт, 1969. – 176 с.

67. Ицкович, С.М. Трещиностойкость модифицированного бетона / С.М. Ицкович, С.Н. Леонович, А.Я. Лихачевский // Исследования строительных элементов и конструкций и особенности преподавания строительных дисциплин: Тез. докл. регион. научно-практической конференции. – Ровно: УИИВХ, 1993. – С.47-48.

68. Каминский, А.А. Кинетика роста макротрещин в стареющих вязкоупругих телах под воздействием переменных нагрузок / А.А. Каминский, В.М. Пестриков // Прикладная механика. 1989. Т. 25, № 12. – С.119-122.

69. Карпенко, Н.И. К построению обобщенной зависимости для диаграмм деформирования бетона // Сб. тр. ИСиА Госстроя БССР. – Минск, 1983. – С.164-173.

70. Карпенко, Н.И. К построению общей ортотропной модели деформирования бетона // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987, № 2. – С.31-36.

71. Карпенко, Н.И. Диаграммы деформирования бетона, их трансформации в зависимости от различных факторов и использование в расчете конструкций / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, А.Н. Петров // ВНИИГ. Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций. – Ленинград: Энергоатомиздат. 1987. – С.170-180.

72. Корсун, В.И. Расчет конструкций на температурные и силовые воздействия с учетом неоднородности свойств материалов: Дисс. на соискание уч. степени докт. техн. наук. – К., 2004.

73. Ковлер, К.Л. Прогнозирование развития силовых трещин в несущих стеновых конструкциях крупнопанельных зданий: Автореф. дисс. на соискание уч. степени канд. техн. наук. – М.: 1986. – 23 с.

74. Кожабеков Т.А., Пирадов К.А. Проектирование легких бетонов заданной трещиностойкости // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2000, № 6. – С.24-25.

75. Кричевский, А.П. Прочность и деформации тяжелого бетона в условиях плоского напряженного состояния с учетом температурных воздействий // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1985, № 11. – С.6-11.

76. Крылов, Н.А. Радиотехнические методы контроля качества железобетона / Н.А. Крылов, В.А. Калашников, А.М. Полищук. – Л.: Стройиздат. – 1966. – 379 с.

77. Кудзис, А.П. Оценка надежности железобетонных конструкций. – Вильнюс: Мокслас. – 1985. – 156 с.

78. Кулиев, В.Д. Некоторые проблемы механики разрушения неоднородных структур / В.Д. Кулиев, В.Ф. Образцов, Ю.В. Зайцев // Механика разрушения бетона и железобетона. – Севастополь, 1988. – 47 с.

79. Кфури, А. Скорость высвобождения энергии деформации при увеличении размера трещины на конечную величину в упругопластической среде / А. Кфури, Дж. Райс // Механика разрушения. Разрушение материалов. – М.: Мир, 1979. – С.19-39.

80. Ламкин, М.С. Определение критического значения коэффициента интенсивности напряжений для бетона / М.С. Ламкин, В.И. Пашенко // Известия ВНИИГ, 1972. Т. 90. – С.234-239.

81. Леонович, И.И. Тенденции совершенствования технологии содержания и ремонта автомобильных дорог // Технология строительства и реконструкции: проблемы и решения. Сб. науч. трудов Междунар. конф. / Под ред. Хрусталева Б.М., Леоновича С.Н. – Т.1. – 2006. – с. 155-164.

82. Леонович, С.Н. Долговечность центрифугированных железобетонных конструкций при циклическом замораживании и оттаивании // Бетон и железобетон. 1988, № 10. – С.40-42.

83. Леонович, С.Н. Ультразвуковой метод оценки морозостойкости центрифугированного бетона / С.Н. Леонович, А.С. Зальцман // Сб. тр. ВНИИЖБ. – М., 1988. Вып.1. Новые технические разработки в производстве сборного железобетона. – С.120-124.

84. Леонович, С.Н. Морозостойкость преднапряженных железобетонных конструкций из центрифугированного бетона / С.Н. Леонович, Л.Н. Зикеев // Предварительно напряженные железобетонные конструкции зданий и сооружений. – М.: НИИЖБ, 1990.

85. Леонович, С.Н. Железобетон и экология / С.Н. Леонович, Ф.М. Иванов, Т.М. Пецольд // Строительство и архитектура Беларуси. 1993, № 6.

86. Леонович, С.Н. Неразрушающие методы контроля морозостойкости центрифугированного бетона / С.Н. Леонович, Л.Н. Зикеев // Коррозия бетона и арматуры в агрессивных средах. – М.: НИИЖБ, 1990. – С.69-77.

87. Леонович, С.Н. Долговечность центрифугированных железобетонных стоек / С.Н. Леонович, Л.Н. Зикеев. – М.: Информэнерго, 1991. – 64 с. (Сер. Строительная индустрия в энергетике. Вып. 4-5).

88. Леонович, С.Н. Реконструкция предприятий мясной и молочной промышленности. – М.: АгроНИИТЭИММП, 1993. – 48с.

89. Леонович, С.Н. Механика разрушения модифицированного бетона // Инженерные проблемы современного железобетона: Материалы Международной конференции по бетону и железобетону. – Плес., 1995. – С.156-161.

90. Леонович, С.Н. Механика разрушения и надежность жилых и гражданских зданий / С.Н. Леонович, А.Я. Лихачевский // Жилищно-гражданское строительство. – М.: ВНИИТПИ, 1994. Вып. 2. – 85с.

91. Леонович, С.Н. Теория энергетического расчета железобетонных конструкций // Материалы Международной 51-ой Юбилейной научно-технической конференции Белорусской государственной политехнической академии. 1995. – 64с.

92. Леонович, С.Н. Основы энергетической концепции расчета железобетонных элементов / С.Н. Леонович, К.А. Пирадов // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: Сб. науч. тр. Республиканского научно-методического семинара под ред. Т.М. Пецольда. – Минск: БГПА, 1996. – С.63-74.

93. Леонович, С.Н. Классификация тяжелого бетона по трещиностойкости на основе силовых и энергетических критериев механики разрушения // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: Сб. науч. тр. Республиканского научно-методического семинара под ред. Т.М. Пецольда. – Минск: БГПА, 1996. – С.74-84.

94. Леонович, С.Н. Области рационального применения крупного заполнителя в бетоне с позиций механики разрушения / С.Н. Леонович, А.Я. Лихачевский // Известия ВУЗов. Строительство. 1995, № 10. – С.53-55.

95. Леонович, С.Н. Влияние объемной концентрации высокопрочного заполнителя на прочность и трещиностойкость тяжелого бетона с позиций механики разрушения / С.Н. Леонович, А.Я. Лихачевский // Известия ВУЗов. Строительство. 1996, № 12. – С.48-52.

96. Леонович, С.Н. Железобетонные сооружения и экологические проблемы / С.Н. Леонович, Ф.М. Иванов, Н.К. Розенталь // Известия ВУЗов. Строительство. 1995, № 1. – С.118-121.

97. Леонович, С.Н. Трещиностойкость тяжелого бетона / С.Н. Леонович, А.Я. Лихачевский // Материалы XXIV Международной конференции по бетону и железобетону. – М.: Стройиздат, 1992. – С.110-111.

98. Леонович, С.Н. Трещиностойкость тяжелого бетона в зависимости от качества цементного камня // Материалы 5-ой Сибирской (межрегиональной) конференции по железобетону. – Новосибирск, 1995. – С.46-49.

99. Леонович, С.Н. Влияние вида и объемной концентрации крупного заполнителя на трещиностойкость легкого бетона с позиций механики разрушения // Материалы 5-ой Сибирской (межрегиональной) конференции по железобетону. – Новосибирск, 1995. – С.49-51.

100. Леонович, С.Н. Прогноз долговечности железобетона / С.Н. Леонович, А.Я. Лихачевский, А.А. Корбух // Проблемы развития нефтегазового комплекса страны: Тез. докл. Всесоюзной конференции. – М.: МАГП СССР, 1991. – 123 с.

101. Леонович, С.Н. Метод определения вязкости разрушения бетона при трехточечном изгибе / С.Н. Леонович, Д.Ю. Каплан // Совершенствование мате-

риалов, технологий и методов расчета конструкций: Тез. докл. Международной научно-практической конференции: под ред. Л.Н. Фомицы. – Сумы, 1994. – С.292-293.

102. Леонович, С.Н. Механика разрушения и трещиностойкость бетона на высокопрочных плотных и пористых заполнителях / С.Н. Леонович, А.Я. Лихачевский // Сб. тр. Белорусской государственной политехнической академии. – Минск: БГПА, 1994.

103. Леонович, С.Н. Результаты обследования предприятий мясной и молочной промышленности // Эксплуатационная надежность зданий и сооружений: Тез. докл. – Минск, 1995.

104. Леонович, С.Н. Классификация производственных зданий и сооружений азотной промышленности по характерным условиям коррозии железобетона / С.Н. Леонович, Л.К. Перелайко // Эксплуатационная надежность зданий и сооружений: Тез. докл. – Минск, 1995.

105. Леонович, С.Н. Основы энергетической концепции расчета железобетонных элементов / С.Н. Леонович, К.А. Пирадов // В сб.: Инженерные проблемы современного бетона и железобетона. Материалы III Международной конференции. – Мн.: 1997. Т.1, часть 1. –С.258-264.

106. Леонович, С.Н. Подход к определению E_b , R_{bt} в равновесных механических испытаниях / С.Н. Леонович, Д.Ю. Каплан // Известия ВУЗов. Строительство. – 1996, № 11. – С.132-135.

107. Леонович, С.Н. Расчет модуля упругости и прочности бетона на растяжение при равновесных механических испытаниях / С.Н. Леонович, Д.Ю. Каплан // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: Сб. науч. тр. Республиканского научно-методического семинара / Под ред. Т.М. Пецольда. – Минск: БГПА. 1996. – С.85-93.

108. Леонович, С.Н. Прочность и трещиностойкость легкого бетона с позиций механики разрушения / С.Н. Леонович, А.Я. Лихачевский // Известия ВУЗов. Строительство. 1997, № 5. –С.31-36.,

109. Леонович, С.Н. Проблема коррозионной деструкции железобетонных мостов и перспективные способы обеспечения их требуемой долговечности / С.Н. Леонович, О.П. Чувфистов, Р. Мойрер // Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, строительства зданий и сооружений: С. тр.: под ред. Н.П. Блещика и Э.И. Батыновского. – Брест: БПИ, 1998. – С.75-83.

110. Леонович, С.Н. «Механика разрушения» – новая дисциплина для студентов строительных специальностей // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: Сборник статей IV Республиканского научно-методического семинара / Под ред. Т.М. Пецольда. – Гомель: БелГУТ, 1998. – С.216-224.

111. Леонович, С.Н. Исследование разрушения и трещиностойкости высокопрочного вибрированного бетона // Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, строительства зданий и сооружений: Сборник статей II Межвузовской научно-технической конференции / Под ред. Н.П. Блещина и В.В. Тура. – Брест: БПИ, 1998. – С.137-141.

112. Леонович, С.Н. Анализ результатов экспериментальных исследований параметров трещиностойкости бетона / С.Н. Леонович, Е.А. Гусев // Проблемы

технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, строительства зданий и сооружений: Сборник статей II Межвузовской научно-технической конференции: под ред. Н.П. Блещика и В.В. Тура. – Брест: БПИ, 1998. – С.141-153.

113. Леонович, С.Н. Физико-механические основы долговечности бетона / С.Н. Леонович, Е.А. Гузеев, К.А. Пирадов // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь. Сб. науч. тр. Республиканского научно-методического семинара / Под ред. Т.М. Пецоляда. – Мн. БГПА, 1999.

114. Леонович, С.Н. Долговечность железобетонных конструкций при воздействии коррозии арматуры // Технология строительства и реконструкции: проблемы и решения. Сб. науч. трудов Междунар. конф. / Под ред. Хрусталева Б.М., Леоновича С.Н. – Т.1. – 2006. – с. 164-176.

115. Леонович, С.Н. Методика определения коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге / С.Н. Леонович, О.А.М. Аль-Факих // Материалы международной научно-технической конференции «Вклад вузовской науки в развитие приоритетных направлений производственно-хозяйственной деятельности, разработку экономичных и экологически чистых технологий и прогрессивных методов обучения», посвященной 80-летию Белорусской государственной политехнической академии, (54-й научно-технической конференции профессоров, преподавателей, научных работников и аспирантов БГПА). В 10-ти частях. Часть 7. – Минск, 2000. – 25 с.

116. Леонович, С.Н. Особенности морозной деструкции бетонов различной структуры / С.Н. Леонович, О.А.М. Аль-Факих, Н.Л. Полейко, С.Н. Ковшар, И.И. Гуров // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров республики Беларусь. – Минск, 17-20 октября 2000. – С.505-527.

117. Леонович, С.Н. Экспериментально-теоретические исследования термовлагостойкости бетона в терминах коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге / С.Н. Леонович, О.А.М. Аль-Факих, С.Н. Ковшар, Н.Л. Полейко // Совершенствование железобетонных конструкций, оценка их состояния и усиление. Сборник материалов Республиканской научно-технической конференции. – Минск, 2001. – С.114-117.

118. Леонович, С.Н. Влияние водоредуцирующего действия суперпластификатора С-3 на структуру и физико-механические характеристики центрифугированного бетона / С.Н. Леонович, Л.Н. Зикеев, В.Г. Батраков // Бетон и железобетон – пути развития: Сб. науч. трудов II Всероссийской (Международной) конференции / Т.4. – 2005. – с. 701-709.

119. Либовиц, Г. Разрушение. – М.: Мир, 1976. Т. 7. Ч. 1. – 633 с.

120. Либовиц, Г. Некоторые недавние теоретические и экспериментальные исследования по механике разрушения / Г. Либовиц, Д. Джонс Эфгис // Механика разрушения. Разрушение конструкций. – М.: Мир, 1980. – С.168-202.

121. Лихачевский, А.Я. Влияние технологических факторов на параметры трещиностойкости бетона по диаграммам деформирования: Дисс. на соискание уч. степени канд. техн. наук. – Минск, 1993. – 170 с.

122. Лукша, Л.К. Прочность трубобетона. – Минск: Вышэйшая школа, 1977. – 96 с.
123. Ляпин, В.Ю. Циклическая трещиностойкость и сопротивляемость бетона развитию трещин: Дисс. на соискание уч. степени канд. техн. наук. – М., 1990. – 128 с.
124. Мадатян, С.А. Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1980. – 196 с.
125. Мальцов, К.А. Учет сложного напряженного состояния при расчете прочности бетона в сооружениях / К.А. Мальцов, А.П. Пак // Известия ВНИИГ, 1972. Т. 100. – С.205-214.
126. Мамаев, Т.Л. К вопросу определения критического коэффициента интенсивности напряжений фибробетона / Т.Л. Мамаев, К.У. Абдуллаев, К.А. Пирадов // Новое в технологии, расчете и конструировании железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1993. – С.58-59.
127. Мамажанов, Р. Основы теории прогнозирования ресурса железобетонных мостов для Средней Азии: Дисс. на соискание уч. степени докт. техн. наук. – Ташкент, 1988. – 404 с.
128. Милованов, А.Ф. Влияние температуры на бетон / Бетон и железобетон. 1995, № 4. – С.9-13.
129. Милованов, А.Ф. Расчет железобетонных конструкций на воздействие температуры / А.Ф. Милованов, Х.У. Камбаров. – Ташкент, Укитувчи, 1994. – 360 с.
130. Мирсаяпов, И.Т. Выносливость железобетонных конструкций при режимном нагружении. Иванов. инж.-строит. ин-т. Иваново., –88 с.
131. Митасов, В.М. Аналитическое представление диаграмм работы арматуры и бетона при одноосном растяжении-сжатии / В.М. Митасов, Д.А. Федоров // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. 1987, № 9. – С.16-20.
132. Митасов, В.М. Построение «напряжение-деформация» для бетона в состоянии предразрушения при изгибе / Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. 1990, № 1. – С.28-32.
133. Митасов, В.М. Применение энергетических соотношений для решения некоторых задач теории сопротивления железобетона: Дисс. на соискание уч. степени докт. техн. наук. – Новосибирск, 1990. – 483 с.
134. Митрофанов, Е.М. Экспериментальное исследование характеристики сопротивления распространению трещин обычного тяжелого бетона / Е.М. Митрофанов, А.С. Жовнир // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. 1976, № 3. – С.19-23.
135. Митченко, С.В. Кинетика развития трещины отрыва вдоль линии сжатия / С.В. Митченко, В.М. Степков // Проблемы прочности. 1987, № 11. – С.22-25.
136. Михайлов, В.В. Некоторые вопросы по описанию диаграммы деформирования бетона при нагружении / В.В. Михайлов, М.П. Емельянов, Л.С. Дудасов, В.М. Митасов // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. 1984, № 2. – С.23-27.
137. Морозов, Е.М. Механика упругопластического разрушения / Е.М. Морозов, В.З. Партон. – М.: Наука, 1985. – 502 с.
138. Мороз, Л.С. Механика и физика деформаций и разрушения материалов. – М.: Машиностроение, 1984. – 223 с.

139. Морозов, Н.Ф. Математические вопросы теории трещин. – М.: Наука, 1984. – 256 с.
140. Москвин, В.М. Бетон для строительства в суровых климатических условиях / В.М. Москвин, М.М. Капкин, А.Н. Савицкий, В.Н. Ярмаковский. – Л.: Стройиздат, 1973. – 168 с.
141. Мурашев, В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона. – М.: Машстройиздат, 1950. – 268 с.
142. Мусхелишвили, Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. – М.: Наука, 1966. – 707 с.
143. Wiczorek, G. Evaluation of Chemical Admixtures Influence on Corrosion Threat of Reinforcement and Corrosion Rate of Steel in Concrete Cover / G. Wiczorek, W. Rutkowska, S. Leonovich // Durability of Buildings and protection against corrosion: Proc. of 14 Conference “CONTRA 2004”, 2004. – Warszawa – Zakopane. – p. 318-334.
144. Пак, А.П. Исследование трещиностойкости бетона с позиций механики разрушения // Бетон и железобетон. 1985, № 8. – С.41-43.
145. Пак, А.П. Экспериментальные исследования влияния структуры бетона на его прочность и сопротивляемость хрупкому разрушению / А.П. Пак, Л.П. Трапезников, Т.П. Шерстобитова, Э.Н. Яковлева // Известия ВНИИГ. 1979. Т. 134. – С.62-65.
146. Панасюк, В.В. Предельное равновесие хрупких тел с трещинами. – Киев: Наукова думка, 1968. – 246 с.
147. Панасюк, В.В. Метод граничной интерполяции в задачах механики разрушения / В.В. Панасюк, А.Е. Андрейкив, М.М. Стадник // Физико-химическая механика материалов. 1983, № 1. – С.3-12.
148. Панасюк, В.В. Оценка трещиностойкости цементного бетона по вязкости разрушения / В.В. Панасюк, Л.Т. Бередицкий, В.М. Чубриков // Бетон и железобетон. 1981, № 2. – С.19-20.
149. Панасюк, В.В. Распределение напряжений около трещин в пластинах и оболочках / В.В. Панасюк, М.П. Саврук, А.П. Дацышин. – Киев: Наукова думка, 1976. – 246 с.
150. Партон, В.З. Механика упругопластического разрушения / В.З. Партон, Е.М. Морозов. – М.: Наука, 1985. – 502 с.
151. Pastushkov, G. Durability of reinforced concrete bridges – the major problem of road branch / G. Pastushkov, V. Pastuchkov // Behavior of concrete at high temperatures and advanced design of concrete structures: Proc. of Int. Conference “Construction and Architecture” / Edit. Khroustaliiev V.M., Leonovich S.N., Schneider. – 2003. – p. 317-327.
152. Пастушков, Г.П. Оценка состояния плиты проезжей части автодорожных мостов с учетом проявления их конструктивных решений и эксплуатационных факторов // Технология строительства и реконструкции: проблемы и решения: Сб. науч. трудов Междунар. конф. / Под ред. Хрусталева Б.М., Леоновича С.Н. – 2006. – Т.1. – с. 261-272.
153. Первушин, Г.Н. Трещиностойкость керамзитобетона ограждающих конструкций. Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – М.: МИСИ, 1990. –17 с.

154. Пересыпкин, Е.Н. Коэффициенты интенсивности напряжений и раскрытие трещин в железобетонных элементах // Бетон и железобетон. 1978, № 12. – С.27-29.

155. Пересыпкин, Е.Н. Применение теории квазихрупкого разрушения к определению напряженного состояния железобетонных элементов// Строительная механика и расчет сооружений. 1979, № 4. – С.25-30.

156. Пересыпкин, Е.Н. Расчет стержневых железобетонных элементов. – М.: Стройиздат, 1988. – 168 с.

157. Пересыпкин, Е.Н. Методика определения критического коэффициента интенсивности напряжений для армированного бетона / Е.Н. Пересыпкин, В.П. Крамской // Бетон и железобетон. 1982, № 8. – С.22-24.

158. Пересыпкин, Е.Н. Коэффициент интенсивности напряжений в железобетонных элементах с трещинами / Е.Н. Пересыпкин, Л.П. Трапезников // Известия ВНИИГ. Т. 121. – С.13-18.

159. Petcold, T. New Belorussian building code: design of concrete at high temperatures and advanced design of Concrete Structures / T. Petcold, V. Tour, Edit. Khroustaliiev B., Leonovich S., Schneider U. 2003. – p. 147-157.

160. Тур, В.В. Некоторые аспекты управления надежностью строительных объектов в свете требований европейских норм / В.В. Тур, Т.М. Пецольд // Технология строительства и реконструкции: проблемы и решения: Сб. науч. трудов Междунар. конф. / Под ред. Хрусталева Б.М., Леоновича С.Н. – 2006. – Т.1. – с. 14-19.

161. Пирадов, А.Б. Структуртивные свойства легкого бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1973. –136 с.

162. Пирадов, А.Б. К методике определения критического коэффициента интенсивности напряжений бетона / К.А. Пирадов, Г.Ш. Габуния // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. 1989, № 1. – С.9-11.

163. Пирадов, А.Б. Длина и ширина раскрытия трещин в бетонных элементах при длительном нагружении / А.Б. Пирадов, Л.О. Гвелесиани, К.А. Пирадов // Известия ВУЗов. Строительство. 1991, № 12. –С.88-90.

164. Пирадов, А.Б. Методика определения параметров трещин в бетонных и железобетонных элементах при длительном нагружении / А.Б. Пирадов, К.А. Пирадов, Л.О. Гвелесиани // Труды ГТУ. 1993, № 4 (387). – С.52-60.

165. Пирадов, К.А. Расчет железобетонных элементов на основе методов механики разрушения: Дисс. на соискание уч. степ. докт. техн. наук. – М.: 1995. – 228 с.

166. Пирадов, К.А. Механика разрушения железобетона / К.А. Пирадов, Е.А. Гузеев. – М.: Новый век, 1998. – 190 с.

167. Пирадов, К.А. Критический коэффициент интенсивности напряжений железобетона / К.А. Пирадов, Е.А. Гузеев, Т.Л. Мамаев, К.У. Абдуллаев // Бетон и железобетон. 1995, № 5. –С.12-14.

168. Пирадов, К.А. Долговечность нормальных сечений изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов / К.А. Пирадов, Т.Л. Мамаев // Международная научно-техническая конференция «Композиционные строительные материалы. Теория и практика». – Пенза, 2001. – С.56-59.

169. Пирадов, К.А. Подбор состава бетона по заданным параметрам его долговечности / К.А. Пирадов, Т.Л. Мамаев, Т.А. Кожобеков, С.М. Марченко // Бетон на

рубеже третьего тысячелетия: Материалы 1-й Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона. – Москва. 2001.

170. Пирадов, К.А. Расчет несущей способности, деформаций и долговечности железобетонных элементов / К.А. Пирадов, Т.Л. Мамаев, Т.А. Кожобеков, С.М. Марченко // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: Материалы третьей Всероссийской конференции. – Чебоксары. 2001.

171. Подвальный, А.М. Физико-химическая механика – основа научных представлений о коррозии бетона и железобетона // Бетон и железобетон. 2000, № 5. – 23 с.

172. Подвальный, А.М. Определение величины собственных деформаций в бетонном конгломерате на различных структурных уровнях // Заводская лаборатория. 1973, № 10. – С.12-17.

173. Пухонто, Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений. – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 424 с.

174. Работнов, Ю.Н. О механизме длительного разрушения // Вопросы прочности материалов и конструкций. – М.: Изд-во АН СССР, 1959. – С.5-7.

175. Работнов, Ю.М. Введение в механику разрушения. – М.: Наука, 1987. – 80 с.

176. Рохлин, И.А. Критерий разрушения сжатых элементов из малопластичных материалов // Проблемы прочности. 1988, № 2. – С.52-54.

177. Саврук, М.П. Коэффициенты интенсивности напряжений в телах с трещинами. – Киев: Наукова думка, 1988. – 620 с.

178. Саврук, М.П. Двумерные задачи упругости для тел с трещинами. – Киев: Наукова думка, 1981. – 324 с.

179. Сейланов, Л.А. Прогнозирование долговечности бетона на основе инвариантных характеристик его деформирования и разрушения / Л.А. Сейланов, Е.А. Гузев, Ю.В. Зайцев // Сборник ВНИИг. 1991, № 201. – С.237-244.

180. Савицкий, Н.В. Основы расчета надежности железобетонных конструкций в агрессивных средах. Дисс. на соиск. учен. степени докт. техн. наук. – Днепрпетровск, 1994. – 400 с.

181. Соколов, Б.С. Прочность и трещиностойкость элементов каркасно-стержневых бетонных и железобетонных конструкций // Прочность и трещиностойкость коротких железобетонных элементов. – Казань, 1989. – С.16-22.

182. Теличенко, В.И. и др. Технология строительных процессов: в 2 ч. – М.: Высш. шк., 2003.

183. Тахер, М.А. Влияние макроструктуры на трещиностойкость конструкционного бетона с позиций механики разрушения: Автореф. дисс. на соискание уч. степени канд. техн. наук. – М.: 1989. – 17 с.

184. Трапезников, Л.П. О критерии распространения трещины при хрупком разрушении стареющих материалов, обладающих свойством ползучести // Известия АН СССР. Механика твердого тела. 1976, № 6. – С.130-136.

185. Трапезников, Л.П. Температурная трещиностойкость массивных бетонных сооружений. – М.: Энергоатомиздат, 1986. – 272 с.

186. Трощенко, В.Т. Развитие усталостной трещины. Сообщение 2. Модель развития трещины / В.Т. Трощенко, П.В. Ясний, В.В. Покровский // Проблемы прочности. 1988, № 10. – С.15-20.

187. Пинус, Б.И. Обеспечение долговечности железобетонных конструкций при низкотемпературных воздействиях: Автореф. дис. на соиск. уч. степени докт. техн. наук. – М., 1987. – 44 с.

188. Тур, В.В. Деформации напрягающего бетона при циклическом замораживании и оттаивании / В.В. Тур, Г.С. Кардумян, С.Н. Леонович, О.А.М. Аль-Факих // Напрягающие цементы, бетоны и самонапряженные конструкции. Сб. тр. международной научно-практической конференции. – Брест, 18-20 декабря 2000. – С.14-26.

189. Фудзини, Т., Дзако М. Механика разрушения композиционных материалов. – М.: Мир, 1982. – 232 с.

190. Холмянский, М.М. О реализации растяжимости бетона в линейных бетонных и железобетонных элементах // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. 1987, № 10. – С.1-6.

191. Цаава, Г.Ф. Деформации и прочность бетона при растяжении с учетом особенности структуры материалов: Автореф. дисс. на соискание уч. степени канд. техн. наук. – Тбилиси: 1985. – 24 с.

192. Черепанов, Г.П. Механика хрупкого разрушения. – М.: Наука, 1974. – 640 с.

193. Чубриков, В.М. Масштабный эффект при определении критериев трещиностойкости в механике разрушения бетонов // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. 1988, № 2. – С.1-3.

194. Шевченко, В.И. Энергетический подход к оценке вязкости разрушения цементного камня и бетона // Бетон и железобетон. 1985, № 1. – С.35-36.

195. Шевченко, В.И. Трещиностойкость и долговечность жаростойких бетонов. Автореф. дисс. ... докт. техн. наук. – М., 1987. – 47 с.

196. Шевченко, В.И. Применение методов механики разрушения для оценки трещиностойкости и долговечности бетона. – Волгоград: ВолгПИ, 1988. – 110 с.

197. Щербаков, Е.И. Прогнозирование коэффициента интенсивности напряжений при многократных приложениях нагрузок / Е.И. Щербаков, Р. Мамажанов // В сб. Механика разрушения бетона и железобетона. Материалы конференций и совещаний по механике разрушения. – Севастополь, 1988. – 23 с.

198. Ягуст, В.И. Оценка сопротивления развитию трещин в бетонных конструкциях с помощью модели М.Я. Леонова-В.В. Панасюка-Д. Дагдейла. Экспресс-информация. – М.: ЦИТИ по гражданскому строительству и архитектуре. 1981, вып. 9. – 28 с.

199. Яковленко, Г.П. Расчет жесткости изгибаемых армированных стержней из новых конструкционных материалов. – Ленинград: Наука, 1982. – 28 с.

200. ACI committee 446, Fracture mechanics of concrete: concepts, models and determination of material properties. – Concrete International, 12 (12), 1990. – pp 67-70.

201. Alford N. MCN., Poole A.B. The Effect of Shape and Surface Texture on the Fracture Toughness of Mortars. // Cement and Concrete Research. – 9. – 1979. – P. 583-589.

202. Barrick J.E. The Effects of Temperature and Relative Humidity on Static Fatigue of Hydrated Portland Cement. – Ph. D. Thesis, Carnegie-HeLlon University, Pittsburgh, 1972. – 4 p.

203. Bazant Z.P. Mechanics of distributed cracking // *Applied Mechanics Reviews*, ASME, Vol. 39, №5, 1984. – pp 675-705.
204. Bazant Z.P., Pijaudico-Cabot G. Nonlocal continuum damage, localisation instability and convergence // *Journal of Applied Mechanics*, ASME, Vol. 55, June, 1988. – pp 287-293.
205. Bentur A., Mindess S., Banthia N. The behaviour of concrete under impact loading experimental procedures and method of analysis // *RILEM Materials and structures* 19, № 113, 1986. – pp 371-378.
206. Biolzi L., Tognon G. The fracture mechanics of high-strength concretes // *II Cemento*, Yuli/Sept., 1987. – pp 251-260.
207. Birchall J.D., Howard A.J., Kendall K. Flexural Strength and Porosity of Cement. // *Nature*. – 289. –1981. – P. 388-390.
208. Brown J.H., Pomeroy C.D. Fracture Toughness of Cement Paste and Mortars // *Cement and Concrete Research*. – 3. –1973. – P. 475-480.
209. Bruhwiler E., Rokugo K., Wittmann F.H. Influence of rate of loading on fracture energy and softening of concrete // *Structured Mechanics in Reactor Technology*. Volume II, Concrete and Concrete Structures – A.A. Balkema – Rotterdam, Boston, 1987. – pp 25-34.
210. Byuang Hwan Oh., Ji-Sang Kim. Advanced fracture analysis of concrete dams // *International Symposium on analytical evaluation of dam related safety problems*, Copenhagen, 1989. – pp 70-79.
211. Carpinter A., Tommaso A., Fanelli M. Influence of material parameters and geometry on cohesive crack propagation // *Fracture Toughness and fracture energy of concrete*, London: Elsevier, 1986. – pp 117-135.
212. CEB-FIP Model Code 1990, Final Draft, Bulletin d'information No 203, 204 and 205, CEB, Lausanne, 1991. – 6p.
213. Cho K.Z., Kobayashi A.S., Hawkins N.M., Barker D.B., Jeang F.L. Fracture process zone of concrete cracks // *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 110, №8, 1984. – pp 1174-1184.
214. Cooper A.C., Figg J. Fracture Studies of Set Cement Paste // *Journal of the British Ceramic Society*, – 71. 1972. – p 1-4.
215. Cooper G.A. Optimization of the Three-Point Bend Test for Fracture Energy Measurement // *Journal of Materials Science*. – 1977, №12. – p. 277-289.
216. Cornelissen H. – A.W. Hordijk D.A., Reinhardt H.W. Experiments and theory for the application of fracture mechanics to normal and lightweight concrete // *Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete*, Amsterdam: Elsevier, 1986. – pp 419-429.
217. Daiz S. Fracture Mechanisms of Concrete under Static, Sustained and Repeated Compressive Loads: Ph. D. Thesis, University of Illinois. Urbana, 1971. – 24p.
218. Desnoyers J.D. Impact behavior of concrete beams with corroding reinforcing steel. M.S. thesis. – Department of Ocean Engineering, Florida, Atlantic University. – Boca Raton, Florida, 1987. – p 4.
219. Du G.G., Kobayashi A.S., Hawkins N.M. A Direct FEM Concrete Fracture Analysis Procedure // *SEM-RILEM International Conference on Fracture of Concrete and Rock*, 1987. – pp 280-286.

220. Esaki T., Tokumitsu Y. Study on Mechanism of Time-Dependent Deformation and Failure of Concrete, in review of the Thirty-first General Meeting // The Cement Association of Japan, Tokyo. – 1977. – P.145-146.
221. Evans A.G., Clifton J.R., Anderson E. The Fracture Mechanics of Mortars // Cement and Concrete Research. – 6. – 1976. – pp 535-548.
222. Giorv O.E., Sorensen S.I., Arnesen A. Notch Sensitivity and Fracture Toughness of Concrete // Cement and Concrete Research. – 7. 1977. – P.333-344.
223. Glücklich J. Static and Fatigue Fractures of Portland cement Mortar in Flexure. // In: Proceeding of the First International Conference on Fracture.-Japan, 1965. – The Japanese Society for Strength and Fracture of Materials. – 1966. – Vol.3. – P.1343-1382.
224. Griffith A.A. The theory of rupture // In.: Proc. First. Int. Congr. for Appl. Mech. Delft, 1924. – P.55-65.
225. Hartranft R.J., Sih G.C. Alternating method applied to edge and surface crack problems // Methods of analysis and solutions of crack problems. — Leyden: Noord hoff intern. Publ., 1973, pp.179-238. – (Mechanics of fracture;1).
226. Higgins D.D., Bailey J.E. Fracture Measurements of Cement Paste // Journal of Materials Science. – 11. – 1976. – P.1995-2003.
227. Hillerborg A., Peterson P.E. Fracture mechanical calculations, test methods and results for concrete similar materials.-Advances in Fracture Research, 5-th international Conf. on Fracture, Cannes, 1981. – pp 1515-1522.
228. Hillerborg A. Results of three comparative test reviews for determining the fracture energy of concrete, Materials and Structures, 1985, Vol.18, №107. – pp 407-413.
229. Hillerborg A. The theoretical base of a method to determine the fracture energy of concrete, Materials and Structures, 1985, Vol.18, №106. – pp 291-296.
230. Husak A.D. Static fatigue of Portland Cement Concrete; Ph, D., Thesis, Carnegie-Mellon university. – Pittsburg, 1969. – 26p.
231. Husak A.D., Krakosky E.M. Static Fatigue of Hydrated // Cement Concrete. Institute, – 68. – 1971. – P.263-271.
232. Irwin G.R. Analysis stresses and strains near the end of a crack traversing plate // J. Appl. Mech. – 1957. –24, №3. – pp. 361-364.
233. Kaplan M. Stresses and strains in Concrete at Initiation of Cracking and near Failure. J/of ACI, 1963, №7.
234. Koyanagi W., Sakai K. Observations on Crack Propagation Process of Mortar and Concrete // In: Review of the Twenty-Fifth General Meeting. The Cement Association of Japan. – Tokyo, 1971. – P. 153-157.
235. Leonovich S.N. The aggressive influence on the concrete and the modes to provide it's corrosion resistance. Proc. 3-rd International Colloquium "Materials Science and Rectionator", Esslingen, Germany, 1992, Vol. 3. – pp. 1443-1449.
236. Leonovich S.N., Shevchenko V.I. The structure of the concrete and it's durability. Proc. 3-rd International Colloquium "Materials Science and Restoration", Esslingen, Germany, 1992, Vol. 3. – pp. 1652-1658.
237. Leonovich S.N. Fracture mechanics of the lightweight concrete. Proc. of 2-nd International Scientific Conference "Durability and service life of bridge structures". – Poznan, 1994. – pp. 167-170.

238. Leonovich S.N. The influence of cyclic freezing and thawing on cracking of concrete. Proc. of 2-nd International Scientific Conference “Durability and service life of bridge structures. – Poznan, 1994. – pp. 163-166.

239. Leonovich S.N. Classification of heavyweight concrete by crack resistance on the base of force and energetic of fracture mechanics criteria. Proc. of 4-th International Conference “Modern Building Materials, Structures and Techniques”. – Vilnius, Lithuania, 1995. Vol. II. – pp. 168-174.

240. Leonovich S.N. Application of fracture mechanics to concrete structures. Proc. of RILEM Conference “Dynamic Behavior of concrete structures”, Kosice, 1995. – pp. 244-250.

241. Leonovich S.N. The Fracture Toughness characteristics of the High-Performance Concrete”. Proc. of RILEM Conference “Dynamic Behavior of concrete structures”, Kosice, 1995. – pp. 198-202.

242. Leonovich S.N. The Problem of the Risk by Projection. Proc. of 23-rd Conference “Foundations”, Brno, 1995. – pp. 31-38.

243. Leonovich S.N. Non-destructive diagnostic methods of corrosion of concrete structures. Proc. of RILEM International Conference “Diagnostic of Concrete Structures”, High Tatras, Slovakia, 1996.

244. Leonovich S.N. Destruction of Concrete structures of Meat and Dairy Industrial Plants. Proc. of RILEM International Conference “Diagnostic of Concrete Structures”, High Tatras, Slovakia, 1996.

245. Leonovich S.N. Destruction of Concrete Foundations and its Rehabilitation. Proc. of 24-th Conference “Foundations”, Brno, 1996.

246. Leonovich S.N. Deterioration of Foundations of Sewage Tanks: Analysis of Causes. Proc. of 25-th Conference “Foundations”, Brno, Czech Republic, 1997.

247. Leonovich S.N. Some Aspects of Porosity and Fracture Toughness of Concrete. Proc. of 6 International Scientific Conference. Kosice, 1997.

248. Leonovich S.N. The Influence of Structure of Concrete on Frost-Salt Resistance. Proc. of 13-th International Conference of Building Materials (13 IBAUSIL), Weimar, Germany. 1997, Vol. 2. – p. 263-268.

249. Leonovich S.N., Guzeev E.A. Prediction of concrete structures durability: Another look. Proc. of XIII-th FIP CONGRESS ON CHALLENGES FOR CONCRETE IN THE NEXT MILLENNIUM, Amsterdam, Netherlands, 1998, Vol. 2. – p. 983-987.

250. Leonovich S.N., Piradov K.A., Guzeev E.A. Calculation of concrete structures residual service life. Proc. Of International conference “Concrete and concrete structures”. – Zilina, Slovakia, 1999.

251. Leonovich S.N., Piradov K.A., Guzeev E.A. Determination of principal characteristics of concrete crack-resistance on any level of hierarchic structure. Proc. Of International conference “Concrete and concrete structures”. – Zilina, Slovakia, 1999.

252. Leonovich S.N. Fracture Mechanics Parameters of Concrete: Test Methods Development and Harmonization of Standards. International Congress “Concrete In the Service of Mankind”, Dundee, Scotland, UK, 1996. – 10p.

253. Leonovich S.N. High-corrosion proof and watertight concrete. Catalogue of International Exhibition on powder metallurgy and new materials (INDOCIS-96), Hyderabad, India, 1996. –PT-B, PT-1.

254. Leonovich S.N. The automatic machine for mechanical tests of concrete and for estimation of its crack-resistance by fully balanced diagrams. Catalogue of International Exhibition on powder metallurgy and new materials (INDOCIS-96), Hyderabad, India, 1996. –PT–C, PT–4.

255. Leonovich S.N., Al-Fakih O. Performance criteria of concrete structures under action of freezing-thawing // Durability design and fracture mechanics of concrete structures. Proceedings of the International Conference “Construction and Architecture”. Minsk, 4-7 February 2003. – P.195-204.

256. Lott J.L., Kesler C.E. Crack Propagation in Plain Concrete, in Symposium on Structure of Portland Cement Paste and Concrete // Special report 90, Highway Research Board. –Washington, D.C., 1969. – p. 204-218.

257. Mihashi H. A Stochastic Theory for Fracture of Concrete. In: Fracture Mechanics of Concrete, Amsterdam: Elsevier, 1983. – pp. 301-339.

258. Mindess S. The application of Fracture Mechanics to Cement and Concrete: a Historical Review // In: Fracture Mechanics of Concrete. –Amsterdam, Elsevier, 1983. – p. 1-30.

259. Moavenzaden F., Kuguel R. Fracture of Concrete // Journal of Materials. –4, 1969. – p. 497-519.

260. Naus D.J., Lott J.L. Fracture Toughness of Portland cement // Concrete Institute. – 66. 1969. – p.481-489.

261. Okada K., Koyanagi W. Effect of Aggregate on the Fracture Process of Concrete // In: Mechanical Behavior of Materials, Proceedings of the International Conference on Mechanical Behavior of Materials, Kyoto, 1971. – The Society of Materials Science, Japan, 1972, Vol. IV. – pp. 72-83.

262. Perlman A.B., Sih G.C. Elastostatic problems of curvilinear cracks in bonded dissimilar materials // Dnt. J. Eng. Sci. –1967. – 5, №11. – pp. 845-867.

263. Petersson P.E. Crack Growth and Development of Fracture zones in plain Concrete and Similar Materials. – Lund Institute of Technology, Sweden, Rep. TVBM – 1006, 1981. – p. 174.

264. Petersson P.E. Fracture Energy of Concrete: Practical Performance and Experimental Results // Cement and Concrete research. –10, 1980. – p. 91-101.

265. Pranomo E., Willam K. Fracture Energy – Based Practicity formulation of plain Concrete // Journal of Engineering Mechanics, 115(6), 1989. – pp. 1183-1204.

266. Reinhard H.W. Fracture Mechanics of an elastic materials like concrete. – Heron. Vol. 29, №2. Delft: Netherlands, 1984. – 90p.

267. RILEM Draft Recommendation (50 – FMC). “Determination of the Fracture Energy of Mortar and Concrete by means of Three – Point Bend Test on Notched Beams”, Materials and Structures, Vol. 18, №106, July–August, 1985. – 290p.

268. RILEM Report 7 “Fracture Mechanics of Concrete”, ed. by L. Elfren, London, Chapman and Hall, 1989. – 28p.

269. RILEM Report 5 (89 – FMT), “Fracture Mechanics Test Methods for Concrete”, ed. by S.P. Shan and A. Carpinter, London, Chapman and Hall, 1991. – 30p.

270. Rokugo K., Iwasa M., Suzuki T., Koyanagi W. Testing Methods to determine tensile strain softening curve and fracture energy of concrete // International workshop on Fracture Toughness and Fracture Energy. Sendai, Japan, 1988. – pp. 128-138.

271. Rokugo K., Koyanagi W. Role of compressive fracture energy of concrete beams // *Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete*, ed. by A. Carpinter, London, Elsevier Applied Sciens, 1992. –pp. 437-464.
272. Shilang X., Guofan Z. The determination of the fracture toughness and the fracture energy of concrete // *International workshop on Fracture Toughness and Fracture Energy*. Sendai, Japan, 1988. – pp. 157-163.
273. Sih G.C. *Handbook of stress intensity factors*. – Bethlehem: Lehigh University Press. 1973. –Vol. 1. – 420p.
274. Smadi M.M., Slate F.O. Micro cracking of Light and Normal Strength Concrete under Short and Long – Term Loadings, *ACI Mater I.*, 1989, V.86. – pp. 117-127.
275. Spooner B.C., Pomeroy C.D. Energy Dissipating Processes in the Compression of Cement Paste and Concrete // *Cement and Concrete Research*. –3, 1973. – pp. 481-486.
276. Strange P.C., Bryant A.H. Experimental Tests on Concrete Fracture // *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*. –105, 1979. – pp. 334-343.
277. Swamy R.N. Linear elastic fracture mechanics parameters of concrete. In: *Fracture Mechanics of Concrete*. Amsterdam: Elsevier, 1983. – pp. 441-461.
278. Tada H., Paris P.C., Irvin G.R. *The stress analysis of cracks*. – Hellertown: Del Research Corp., 1973. –385p.
279. Togawa K., Saton T., Araki K. Parameters on the Fracture Toughness of Mortar and Concrete // In: *Review of the Twenty-Seventh General Meeting, the Cement Association of Japan*, Tokyo, 1973. – pp. 117-120.
280. Uomoto T. IC I/ ISCE experience in toughness characterization of FRC. Invited presentation during workshop on Fracture Toughness of FRC, She ration Tempe Mission Palms Hotel, Tempe, Arizona, Jan. 4-5, 1990. – 10p.
281. Van Mier J.G.M. Mode I Fracture of concrete: discontinuous crack growth and crack interface grain bridging – *Cement and Concrete Research*, 21(1), 1991. – pp. 11.
282. Vonk R.A. A Micromechanical investigation of softening of concrete loaded in compression. – *Heron*, Vol. 38, №3, Delft, the Netherlands, 1993. – 94p.
283. Wittmann F.H., Rokudo K., Bruhwiler E., Mihashi H., Simonin F. Fracture energy and Softening of Concrete as Determined by Means of compact tension specimens // *Materials and Structures*, ol. 21, 1988, – pp. 21-32.
284. Wittmann F.H., Zaitsev Yu.V. Verformung und Bruchvorgang poroser Baustoffe bei kurzzeitiger Belastung und unter Danerlast. *Deutscher Ausschnuss fur Stahlbeton*, H, 232, West-Berlin, 1977. – 24p.
285. Wittmann F.H. (Ed)/ *Fracture Mechanics of Concrete*. – Amsterdam, Elsevier.: 1983. – 680pp.
286. Wu K., Znang B. Fracture energy of lightweight concrete // *International workshop on Fracture Toughness and Fracture Energy*. Sendai, Japan, 1988. – pp. 104-110.
287. Yaozhong J., Jangiu Z. Stability analysis of vertical crack on upstream face of diamond head buttressed dar at Zhaki hydropower station // *Cement and Concrete Research*, 137, 1994. – pp. 451-460.
288. Zhao G., Wang Q. Stress Distribution and Calculating Formula for Crack Width Analysis of R.C. Members // *Journal of Dalian Institute of Technology*, Vol. 23, №4, 1984. – pp. 87-94.

289. Леонович, С.Н. Трещиностойкость и долговечность бетонных и железобетонных элементов в терминах силовых и энергетических критериев механики разрушения. – Минск: Тыздзень, 1999. – 266 с.

290. Несветаев, Г.В. Закономерности деформирования и прогнозирования стойкости бетонов при силовых и температурных воздействиях // Дисс. на соискание степени докт. техн. наук. Специальность 05.23.05 – Ростов-на-Дону, 1998. – 347 с.

291. Watkins J. Fracture toughness test for soil – cement samples in Mode II. *Int. J. Fracture*, 23, 1983.

292. Zvezdov A.I., Budagiants I.I., Krylov B.A. New Generation of Concretes with Stressing Cement of Low Expansion Energy // *Concrete for Infrastructure and Utilities*, Edited by R.K. Dhir and N.A. Henderson, E 2 FN Spon. – London, 1996. – P. 297-304.

293. ГОСТ 12730.4-78 Бетоны Методы определения показателей пористости.

294. ГОСТ 10180-90 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.

295. ГОСТ 22690-88 Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.

296. Vesikari E. (1994) Durability design of concrete structures with respect to frost attack. *Proceedings of the Fourth International Symposium on Cold Region Development*. 13-16 June. Association of Finnish Civil Engineers RIL, 2 pp.

297. Matala S. (1991) Service life model for frost resistance of concrete based on properties of fresh concrete, *Nordisk Vagtekniska Forbundet, Broseminarium, Korsar, Denmark*, 18 pp.

298. Vesikari E. (1995) Betonirakenteiden kayttoikamitoitus (Service life design of concrete structures). Association of Finnish Civil Engineers RIL, Helsinki. RIL 183-4.9/ (In Finnish, 120 pp.)

299. Pihlajavaara S.E. (1994) Contributions for the development of the estimation of long-term performance and service life of concrete. Helsinki University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Surveying, Espoo, Report 3, 26 pp.

300. Srivastava K.N., Kumar M. A note on the problem of edge crack in a semi-circular plate // *Int. J. Fract.* – 1976. – 12, N4. – p. 645-646.

301. Леонович, С.Н. Использование коэффициентов интенсивности напряжений, как критериев оценки морозостойкости напрягающего бетона / С.Н. Леонович, О.А.М. Аль-Факих // *Вестник Брестского государственного технического университета*. 1, 2004. – С. 91–93.

302. Леонович, С.Н. Оценка морозостойкости тяжелого бетона с использованием коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге / С.Н. Леонович, О.А.М. Аль-Факих // *Вестник Брестского государственного технического университета*. 1, 2004. – С. 93–96.

303. Леонович, С.Н. Практическая методика экспериментального определения остаточной морозостойкости бетона, эксплуатируемых конструкций / С.Н. Леонович, О.А.М. Аль-Факих // *Вестник Брестского государственного технического университета*. 1, 2004. – С.125–128.

304. Леонович, С.Н. Расчет сжатых и изгибаемых железобетонных элементов при циклическом замораживании и оттаивании / С.Н. Леонович, О.А.М. Аль-

Факих // Вестник Брестского государственного технического университета. 1, 2004. – С.128–132.

305. Леонович, С.Н. Основы физики твердого тела / С.Н. Леонович, С.И. Петренко. – Мн.: УП «Технопринт», 2002. – 207 с.

306. Леонович, С.Н. Технология усиления строительных конструкций: курс лекций для спец. 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство». – Мн.: БНТУ, 2003. – 132 с.

307. Снежков, Д.Ю. Автоматизация в строительстве. Лабораторный практикум: учебн. пособие / Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович. – Мн.: БНТУ. – 2003.

308. Леонович, С.Н. Технология строительного производства. Лабораторный практикум: учеб. пособие. / С.Н. Леонович, И.Н. Громов, И.В. Коваль [и др.]. – Мн.: Новое знание, 2006. – 116 с.

309. Снежков, Д.Ю., Леонович С.Н. Неразрушающие методы оценки качества монолитного бетона / Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович. – Мн.: БНТУ, 2006.

310. Марковский, Д.М. Устройство навесных подмостей для возведения наружных монолитных стен в опалубке: Учебно-метод. пособие для студ. строит. спец. / Д.М. Марковский, С.Н. Леонович. – Мн.: БНТУ, 2006. – 75 с.

311. Латыш, В.И. Технология предварительного напряжения монолитных железобетонных конструкций в построечных условиях». Пособие для студ. спец. 1 70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство». / В.И. Латыш, С.Н. Леонович. – Мн.: БНТУ, 2006.

312. Леонович, С.Н. Определение параметров трещиностойкости бетона при нормальном отрыве и поперечном сдвиге: методич. рекоменд. для строительных спец. / С.Н. Леонович, К.А. Пирадов, О.В. Попов. – Мн.: 2004. – 12 с.

313. Леонович, С.Н. Расчет долговечности бетона при температурных, влажностных и силовых воздействиях на основе механики разрушения: метод. пособ. для студ. строит. спец. / С.Н. Леонович, К.А. Пирадов, О.В. Попов. – Мн.: 2004. – 32 с.

314. Леонович, С.Н. Определение энергетических и силовых параметров по полностью равноосным диаграммам деформирования: Учебно-метод. пособие для студ. строит. специальностей. – Мн.: 2004.

315. Beaudoin, J.J.; Mac Innis, C. The mechanism of frost damage in hardened cement paste. *Cement and Concrete Research* Vol. 4(1974) S. 139-147.

316. Domer, H.; Rippstain, D. Einwirkung wässriger Natriumchloridlösungen auf Monosulfat TIZ-Fachberichte Vol. 110(1986)H.6, S.383-386 u. H.7, S.477-481.

317. Fagerlund, G. The influence of slag cement on the frost resistance of concrete. *Swedish Cement and Concrete Research Institute, Fj1, Stockholm* 1982.

318. Grübl, P. Über die Rolle des Eisens im Gefüge zementgebundener Baustoffe. *Beton* 31(1961)H.2, S.54-58.

319. Haegermann, B. Zum Einfluss der nachbehandlung und der lagerung auf die Betonqualität unter besonderer Berücksichtigung des Frost-Tausalz-Widerstandes. *BUG Wuppertal, Dissertation* 1987.

320. Hartmann, V. Optimierung und Kalibrierung der Frost- Tausalz-Prüfung von Beton – CDF-Test. *UGH Essen, Dissertation* 1993.

321. Henning, O. Silikatische Systeme. Leipzig: Institut für Aus- und Weiterbildung 1975.

322. Stark J., Wicht B. Dauerhaftigkeit von beton. Fakultat Bauingenieurwesen. Weimar, 1995. – 295 p.
323. Jungwirth, D.; Beyer, F.; Grübl, P. Dauerhafte Betonbauwerke. Substanzhaltung und Schadensvermeidung in Forschung und Praxis Düsseldorf: Betonverlag 1986.
324. Ludwig, H.-M.; Stark, J. Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand von hüttensandreichen HOZ-Betonen. Wiss. Z. Hochschul. Archit. Bauwes.-Univ.-Weimar 40(1994)H.5/6/7, S.111-117.
325. Stockausen, N.; Domer, H.; Zech, M.; Setzer, M.J. Untersuchung von Gefrier- vorgängen in Zementstein mit Hilfe der DTA Cement and Concrete research Vol/9(1979) S.783-794.
326. Manns, W.; Zeus, K. Zur Beurteilung von Zuschlag und Zement für den Frost-Taumittel-Widerstand von Beton. Strasse und Autobahn 30(1979)H.4, S.167-173.
327. Meier, U.G. Die physikalischen Ursachen der destruktiven Wirkung von Frost und Tausalz auf Beton und andere poröse Stoffe. Material und Technik 7(1979)H.1, S.43-48.
328. Mtschedlow-Petrošjan, O.P.; Tschemjawski, W.L. Einfluss niedriger Temperaturen auf den Hydratationsprozess von Portlandzement.
329. Pigeon, M.; Regourd, M. The effects of freeze-thaw-cycles on the microstructure of hydration products. Durability of Building Materials 4(1986)H.1, S.1-19.
330. Powers, T.C. A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete. ACI Journal Vol.41(1945) S.245-272.
331. Schimmelwitz, P.; Hoffmann, D.; Maultsch, M. Untersuchungen zur Einwirkung von Tausalzen auf Brückenbauwerke aus Stahlbeton. Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik. Bundesminister für Verkehr, Bonn, Heft 370.
332. Setzer, M.J.; Hartmann, V. CDF-Test Prüfvorschrift. Betonwerk+Fertigteil-Technik 57(1991)H.9, S.83-86.
333. Siebel, E. Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand von Beton. Beton 42(1992)H.9, S.496-501.
334. Stark, J.; Ludwig, H.-M. Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand von Beton – ein rein physikalisches Problem? Wiss. Z. Hochsch. Archit. Bauwes.-Univ.-Weimar 40(1994)H.5/6/7, S.95-104.
335. Vance, H.; Dodson, P.D. Concrete Admixtures. New York: Van Nostrand Reinhold 1990.

Научное издание

ЛЕОНОВИЧ Сергей Николаевич
ЛИТВИНОВСКИЙ Дмитрий Александрович
ЧЕРНЯКЕВИЧ Оксана Юозефовна
СТЕПАНОВА Анна Владиславовна

**ПРОЧНОСТЬ, ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ
И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА
ПРИ ТЕМПЕРАТУРНЫХ И КОРРОЗИОННЫХ
ВОЗДЕЙСТВИЯХ**

В 2 частях

Часть 1

Технический редактор *Е. О. Германович*

Подписано в печать 02.11.2016. Формат 60×84¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 22,84. Уч.-изд. л. 17,86. Тираж 100. Заказ 84.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.

Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск