

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ПРИ КОМБИНИРОВАННОМ ВОЗДЕЙСТВИИ
КАРБОНИЗАЦИИ И ХЛОРИДНОЙ АГРЕССИИ
И ИХ ВОССТАНОВЛЕНИЕ

Под общ. ред. С. Н. Леоновича

Минск
БНТУ
2021

УДК 624.012.45.046

Авторы:

*С. Н. Леонович, Е. Н. Полонина,
Е. А. Садовская, Е. Е. Шалый*

Леонович, С. Н. Прогнозирование долговечности железобетонных конструкций при комбинированном воздействии карбонизации и хлоридной агрессии и их восстановление / С. Н. Леонович [и др.]; под общ. ред. С. Н. Леоновича. – Минск : БНТУ, 2021. – 353 с. – ISBN 978-985-583-673-6.

В разделах 1 и 2 изложены способы усиления ЖБК в условиях коррозионной деструкции с использованием нанофибробетона. Раздел 3 посвящен прогнозированию долговечности ЖБК при коррозии стальной арматуры, вызванной хлоридной агрессией и карбонизацией бетона.

Табл. 69. Ил. 179. Библиогр. 434 назв.

Рекомендовано к изданию научно-техническим советом
Белорусского национального технического университета
(протокол №4 от 23.04.2021 г.)

Р е ц е н з е н т ы:

заведующий кафедрой Технологии бетона и строительных материалов
Брестского государственного технического университета,
доктор технических наук, профессор *В. В. Тур*;
заведующий кафедрой строительного производства
Гродненского государственного университета им. Я. Купалы,
кандидат технических наук, профессор *Д. И. Сафончик*

ISBN 978-985-583-673-6

© Леонович С. Н., Полонина Е. Н.,
Садовская Е. А., Шалый Е. Е., 2021
© Белорусский национальный
технический университет, 2021

Оглавление

ПРЕДИСЛОВИЕ.....	7
РАЗДЕЛ 1. НАНОМОДИФИЦИРОВАНИЕ ЦЕМЕНТНЫХ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОСЛЕ КОРРОЗИОННОЙ ДЕСТРУКЦИИ	11
1.1. Результаты модифицирования цементных материалов наночастицами.....	14
1.1.2. Модифицирование цементных материалов наночастицами углерода.....	17
1.2. Технология получения наноматериалов и изготовление на их основе комплексной добавки в бетон	22
1.2.1. Технология получения наноматериалов	22
1.2.2. Технология получения стабилизированной суспензии комплексной нанодобавки.....	23
1.3. Результаты экспериментальных исследований модифицированных цементных материалов	24
1.3.1. Влияние нанодобавок, содержащих золь кремнезема и углеродный наноматериал, на цементные бетоны.....	27
1.3.2. Исследование прочности, трещиностойкости и долговечности конструкционного бетона.....	34
1.3.3. Многопараметрическая оценка параметров бетона, модифицированного наноматериалами	42
1.4. Определение основных показателей бетона	53
1.4.1. Определение содержания воздуха в бетонной смеси объемным методом	53
1.4.2. Определение показателей пористости бетонов по кинетике их водопоглощения	55
1.4.3. Определение водонепроницаемости	60
1.4.4. Определение морозостойкости	62
1.5. Неразрушающие методы контроля.....	64
Выводы к разделу 1	67
Библиографический список источников к разделу 1	68
РАЗДЕЛ 2. НАНОФИБРОБЕТОН С ФИБРОВЫМ ПОЛИАРМИРОВАНИЕМ ДЛЯ ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ И ВОЗВЕДЕНИЯ	

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ВЫСОКОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ В УСЛОВИЯХ КОРРОЗИИ	79
2.1. Технология устройства фибробетонных конструкций	80
2.2. Контроль качества	105
2.2.1. Неразрушающий контроль качества фибробетонных конструкций как компонент системы мониторинга рисков.....	105
2.2.2. Характеристики трещиностойкости фибробетона как определяющий фактор качества	112
2.2.3. Контроль качества фибробетона в конструкциях	118
2.2.3.1. Комбинированный (комплексный) метод испытаний.....	119
2.2.3.2. Контроль фибробетонной конструкции методом ультразвуковой томографии	123
2.2.3.3. Метод определения прочности и критического коэффициента интенсивности напряжений фибробетона способом прямого отрыва	128
2.2.4. Контроль качества фибробетонного материала	132
2.2.4.1. Многопараметрическая оценка параметров фибробетона по образцам призм $70 \times 70 \times 280$ мм	132
2.2.4.2. Многопараметрическая оценка параметров фибробетона по образцам призм $100 \times 100 \times 400$ мм	136
2.2.4.3. Испытания образцов цилиндров 150×150 мм	143
2.3. Полиармированный нанофибробетон как композит повышенной трещиностойкости	145
2.3.1. Анализ структурных уровней организации бетонного конгломерата	145
2.3.2. Схема многоуровневого дисперсного армирования	152
2.4. Программа испытаний	153
2.5. Результаты испытаний	157
2.5.1. Нанофибробетон с фибровым моноармированием.....	157
2.5.1.1. Влияние фибры на удобоукладываемость бетонной смеси	157
2.5.1.2. Результаты испытаний образцов-призм $70 \times 70 \times 280$ мм.....	160
2.5.1.3. Результаты испытаний образцов-призм $100 \times 100 \times 400$ мм.....	164
2.5.1.4. Результаты испытаний образцов цилиндров 150×150 мм.....	175

2.5.2. Наноприобетон с фибровым полиармированием	180
2.5.2.1. Результаты испытаний образцов-призм 70 × 70 × 280 мм	180
2.5.2.2. Результаты испытаний образцов-призм 100 × 100 × 400 мм	185
2.5.2.3. Результаты испытаний образцов цилиндров 150 × 150 мм	189
Выводы к разделу 2	190
Библиографический список источников к разделу 2	191
РАЗДЕЛ 3. ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ КОМБИНИРОВАННОМ ДЕЙСТВИИ КАРБОНИЗАЦИИ И ХЛОРИДНОЙ АГРЕССИИ	203
3.1. Долговечность морских железобетонных сооружений	205
3.2. Особенности деградации прибрежных и шельфовых сооружений в условиях дальнего востока россии	244
3.2.1. Климатические факторы	246
3.2.1.1. Температура воздуха	246
3.2.1.2. Влажность и атмосферные осадки	250
3.2.1.3. Ветровые условия	253
3.2.1.4. Гидрологические условия	255
3.2.1.5. Ледовый режим	258
3.2.2. Техногенные факторы	259
3.2.2.1. Эксплуатационные нагрузки	259
3.2.3. Экологические факторы	261
3.2.4. Выводы по главе	262
3.3. Детерминисткая модель действия карбонизации и хлоридной агрессии на морские железобетонные конструкции	263
3.3.1. Постановка задачи	263
3.3.2. Механизм усиления хлоридной коррозии при карбонизации	265
3.3.3. Детерминистическая модель карбонизации защитного слоя	265
3.3.4. Детерминистическая модель совместного действия хлоридной агрессии и карбонизации	271
3.3.5. Оценка совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии на гидротехнические сооружения	277

3.3.6. Детерминистская модель долговечности железобетонной конструкции.....	282
3.4. Стохастическая модель совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии.....	287
3.4.1. Вероятностный подход к определению надежности и долговечности железобетонных конструкций	287
3.4.2. Вероятностная модель совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии	291
3.4.2.1. Основное уравнение модели.....	291
3.4.2.2. Параметры расчетной модели.....	296
3.4.3. Основные допущения	301
3.4.4. Определение расчетного срока службы железобетонной конструкции.....	308
3.4.5. Повышение срока службы железобетонной конструкции.....	310
3.4.6. Выводы по главе.....	313
3.5. Натурные исследования совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии.....	314
3.5.1. Постановка задачи экспериментальных исследований	314
3.5.2. Планирование эксперимента.....	315
3.5.3. Натурные исследования.....	315
3.5.4. Лабораторные исследования	319
3.5.5. Выводы по главе.....	331
Библиографический список источников к разделу 3	332

ПРЕДИСЛОВИЕ

Монография посвящена проблеме обеспечения долговечности железобетонных конструкций и подготовлена под редакцией доктора технических наук, профессора Леоновича С. Н. Проблема рассматривается с двух точек зрения:

1. Создание композитов (нанобетон) и конгломератов (нанофибробетон) для изготовления железобетонных конструкций требуемой долговечности и ремонта эксплуатируемых железобетонных конструкций (ЖБК), подвергнутых коррозионным воздействиям.

2. Расчет-прогноз срока службы железобетонных конструкций при хлоридной агрессии и коррозии карбонизации.

В разделе 1 (авторы Полонина Е. Н., Леонович С. Н.) разработаны научно-практические основы получения новой комплексной добавки в бетон с комбинацией наночастиц многослойных углеродных нанотрубок и гидротермального нанокремнезема (МУНТ+ГНК) в диапазоне малых доз в 1 000–10 000 раз ниже традиционных, а также экспериментально выявлено их рациональное соотношение с учетом повышения механических и физических характеристик увеличения долговечности бетона.

Обоснована эффективность применения комплексной добавки за счет взаимно усиленного влияния на структуру геля гидросиликатов кальция, что обуславливает повышение механических и физических характеристик тяжелого портландцементного бетона.

Экспериментально обоснован механизм повышения прочности модифицированных цементных композитов:

– по рентгено-фазовому анализу (РФА) – комплексная добавка способствует повышению доли низкоосновных гидросиликатов кальция CSH(I) и тоберморит подобных структур с пониженными значениями отношения Ca/Si в составе фаз CSH-геля;

– инфракрасным (ИК) спектральным анализом за счет повышения скорости и степени полимеризации-поликонденсации кремнекислородных тетраэдров – продуктов гидратации алита, проводящей к повышению упорядоченности и однородности структуры, формы частиц CSH-геля и самого CSH-геля;

– методом упругих ультразвуковых волн повышение модулей E и G ;

– методом наноиндентирования – повышением модуля упругости и твердости CSH-геля, которые прямо пропорциональны объемной плотности упаковки наночастиц;

– при испытаниях на трещиностойкость – изменение значений коэффициентов интенсивности напряжений.

Результаты экспериментальной оценки комплексной нанодобавки с комбинацией наночастиц в диапазоне малых доз использованы в производстве железобетонных изделий на Белорусской атомной электростанции.

Экспериментально-практические результаты исследований рекомендуется использовать при изготовлении тяжелого бетона для повышения скорости набора прочности в ранний период, возможности экономии цемента, снижения водопоглощения; при изготовлении тяжелого бетона марки по удобоукладываемости П4–П5 для увеличения прочности на 30 % и более, а также для раннего периода срока схватывания – для ускорения оборачиваемости опалубки; при изготовлении самоуплотняющегося тяжелого бетона марки по удобоукладываемости Р4–Р5; при изготовлении самоуплотняющегося тяжелого бетона марки по удобоукладываемости Р6, при условии использования цемента высокой активности М500 (49,9 МПа) и выше.

Основываясь на результатах механизма действия комбинации наночастиц на структуру CSH-геля, с учетом связи структурных изменений с макрохарактеристиками, полученные результаты можно использовать при изготовлении:

- тяжелого и легкого бетона (пенобетона) при В/Ц = 0,3–0,5;
- цементных композитов, таких как фибробетон;
- цементных композитов, включающих активные минеральные добавки и замещающие цементные материалы: микрокремнезем, зола уноса, шлак и др.

В разделе 2 (авторы Садовская Е. А., Леонович С. Н.) представлены результаты исследований нанофибробетона, основными из них являются:

1. Наибольший эффект от комплексного фибрового армирования проявляется на прочности на растяжение при раскалывании. Увеличение прочности фибронаноармированного бетона относительно просто nanoармированного в зависимости от класса прочности бетона-матрицы составил: стальная волновая фибра – 39–145 %,

стальная анкерная 43–125 %, полимерная волнистая – прироста прочности не наблюдается.

2. Наибольший прирост прочности на осевое растяжение наблюдается в составе Г. Так при армировании стальными волокнами прирост составил 87–88 %, полимерными – 43 %. В составе А прирост равен 24 % – фибра стальная волновая, 7 % – фибра стальная анкерная. В составе Б прочность увеличилась на 42 % с фиброй стальной анкерной, на 31 % с фиброй стальной волнистой. Состав В: на 12 % – фибра стальная волновая, на 6 % – фибра стальная анкерная. В составах А, Б, В полимерная фибра не повлияла позитивно на показания прочности на осевое растяжение.

3. Получаемые при испытаниях на осевое растяжение диаграммы «Нагрузка-Перемещение» позволяют наглядно оценить особенности разрушения образца. Характер ниспадающей ветви позволяет оценить вязкость разрушения фибронанобетона.

4. Подтверждено повышение вязкости разрушения фибробетона сравнительно с обычным бетоном, что количественно оценено в экспериментальных исследованиях с расчетом коэффициента интенсивности напряжений.

В разделе 3 (авторы Шалый Е. Е., Леонович С. Н.) разработана теоретическая модель прогнозирования долговечности железобетонных конструкций при воздействии хлоридов. Модель позволяет учитывать многочисленное количество факторов (толщину защитного слоя бетона, коэффициент диффузии хлоридов, критическое содержание, поверхностное содержание хлоридов, время воздействия, условия морской атмосферы), часть из которых являются стохастическими: в простейшем стационарном случае – случайными величинами с заданными законами распределения. Для оценки конструкции по предельному состоянию рассчитываются периоды инициирования и распространения коррозии арматуры при воздействии морской среды и сравниваются со сроком эксплуатации.

Для расчета долговечности в системе Matlab разработан специализированный программный комплекс автоматизации имитационного моделирования, использующий метод Монте-Карло, позволяющий оценивать вероятность ресурсного отказа по критерию проникновения хлоридов к арматуре различных железобетонных конструкций, эксплуатируемых в условиях агрессивной среды. При этом может быть решена и обратная задача определения ресурса

конструкций, обеспечиваемого с заданной вероятностью. Предлагаемый программный комплекс позволяет уточнять и еще более точно определить влияние на ресурс железобетонных конструкций различных факторов. Программа также позволяет учитывать ремонт конструкций при расчете их долговечности.

Для удобства работы читателей текст монографии разбит на 3 самостоятельных раздела, каждый из которых снабжен собственным списком литературы.

Монография предназначена для инженерно-технических работников, исследователей, преподавателей ВУЗов, студентов, магистрантов, аспирантов направления «Строительство».

*Декан строительного факультета
Белорусского национального технического университета
Леонович Сергей Николаевич
доктор технических наук, профессор,
иностраннный академик Российской академии архитектуры и
строительных наук,
член RILEM и fib*

РАЗДЕЛ 1. НАНОМОДИФИЦИРОВАНИЕ ЦЕМЕНТНЫХ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОСЛЕ КОРРОЗИОННОЙ ДЕСТРУКЦИИ¹

В настоящее время в области строительного материаловедения развивается новое направление – наномодифицирование (наноинжиниринг) бетонов [1–5]. Направленное наномодифицирование может осуществляться по следующим направлениям: а) в твердых фазах; б) в жидкой фазе; в) на межфазных границах (жидкость – твердая фаза, твердая фаза – твердая фаза). Для реализации огромного потенциала нанотехнологий в области цементных материалов необходимо решить задачи:

- гомогенное распределение наночастиц по объему бетона;
- перевод лабораторных испытаний на уровень промышленного использования;
- снижение себестоимости производства нанодобавок, удешевление и оптимизация технологии ввода нанодобавок.

Наночастицы, обладающие большой удельной поверхностью (до 1000 м²/г), отличаются химической активностью. Они могут действовать: 1) как центры, ускоряющие реакции гидратации, а также 2) как нанонаполнители, повышая плотность бетона и уменьшая пористость.

Большинство работ в области применения наночастиц для направленного улучшения характеристик бетона относится к нано-SiO₂ [6–15] и к нано-TiO₂ [10–16]. Есть исследования по нано-Fe₂O₃ [9, 170], нано-Al₂O₃ [18], нано-ZrO₂ [19], нано-CuO [20] и наномонтмориллониту [21, 22]. В работах [23] разработано получение наночастиц цемента и применение наносвязывающего.

В диссертационной работе [14] изучено применение ультрадисперсного порошка микрокремнезема в диапазоне доз 0,25–1,0 масс. % по цементу в комбинации с пластифицирующими добавками и добавками, ускоряющими твердение типа СН и СА для повышения ме-

¹ Раздел 1 составлен на основе Диссертационной работы Полониной Е. Н. «Разработка технологии монолитных работ бетонными смесями, модифицированными добавками гидротермального микрокремнезема и вторичными полимерными добавками»

ханических и физических характеристик тяжелого бетона. В возрасте 28 сут достигался эффект повышения прочности при сжатии до 40 %, повышение морозостойкости, снижение водопоглощения, рост водонепроницаемости и сохранности стальной арматуры, снижение усадки бетона до 50 %. Методами теромограмметрии и РФА показано, что эффект действия ультрадисперсного микрокремнезема при дозе 1 масс. % по цементу обусловлен вкладом пуццолановой реакции и дополнительным образованием низкоосновных гидросиликатов кальция. Показана возможность замещения традиционного микрокремнезема при дозе 10 масс. % по цементу ультрадисперсным микрокремнеземом при дозе 1 масс. % по цементу.

Нано- TiO_2 проявил кроме повышения прочности при сжатии и при изгибе, ускорения реакций гидратации цемента на ранних стадиях влияние на реакции фотокаталитического разложения промышленных загрязнителей [24, 25]: NO_x , CO , хлорфенолов, альдегидов.

При использовании нано- Fe_2O_3 кроме повышения прочности при сжатии и при изгибе был получен эффект зависимости объемного электрического сопротивления от приложенной нагрузки [9, 26]. В работе [17] изучили влияние нано- Fe_2O_3 на механические характеристики и микроструктуру бетона. Наночастицы Fe_2O_3 имели диаметр 30 нм, удельную поверхность 60 $\text{м}^2/\text{г}$, концентрацию примесей не более 1 %. Дозы нано- Fe_2O_3 составляли 1, 3 и 5 % по цементу. Прочность при сжатии твердых цпр-образцов увеличилась при дозе нано- Fe_2O_3 1 % – на 56,4 %, и при дозе нано- Fe_2O_3 3 % – на 74 %. При дозе нано- Fe_2O_3 5 % произошло снижение прочности при сжатии по сравнению с контрольным образцом на 9,7 %. Аналогичной была зависимость прочности при растяжении: при дозе нано- Fe_2O_3 1 % – + 34,4 %, при дозе нано- Fe_2O_3 3 % – + 49 %, при дозе нано- Fe_2O_3 5 % – (–) 49 % (снижение). Данные сканирующей электронной микроскопии свидетельствуют, что в твердых образцах бетона с добавками нано- Fe_2O_3 происходит уплотнение порового пространства наночастицами Fe_2O_3 , уменьшение количества и размеров кристаллов $\text{Ca}(\text{OH})_2$, наполнение пустот в геле C-S-H и, окончательно, формирование более плотной структуры продуктов гидратации. При дозе нано- Fe_2O_3 5 % за счет уменьшения расстояния между наночастицами Fe_2O_3 происходит их агрегация, также сокращается пространство для роста кристаллов $\text{Ca}(\text{OH})_2$, что в итоге приводит к снижению механических характеристик бетона [17].

Нано- Al_2O_3 проявил способность к значительному повышению модуля эластичности бетона [18]: на 143 % при дозе 5 % (по цементу). Однако эффект влияния на прочность бетона при сжатии был ограничен.

Ввод нано- ZrO_2 применяли для повышения прочности при сжатии, изгибе, растяжении и водонепроницаемости [19] при дозах ZrO_2 от 0,0 до 5,0 % по цементу и постоянной дозе суперпластификатора (на основе поликарбоксилата и конденсата полиэтилена) 1,0 %. Наночастицы ZrO_2 имели диаметр 15 нм, удельную поверхность – 165 м²/г, плотность – не более 15 г/см³, концентрацию примесей – менее 0,1 масс. %. Прочности при сжатии, изгибе и растяжении увеличивались с увеличением дозы ZrO_2 от 0,0 до 4,0 % по сравнению с характеристиками контрольного образца, в который вводили только суперпластификатор. В 28-дневном возрасте при дозе ZrO_2 4,0 % прочность образцов при сжатии увеличилась на 50,6 %, прочность при изгибе – на 57,1 %, при растяжении – на 75 %.

В работе [20] изучали влияние нано- CuO на прочностные характеристики бетона. Диаметр наночастиц CuO составлял 15 нм, удельная площадь поверхности 155 м²/г, плотность менее 0,13 г/см³, концентрация примесей менее 0,1 %. Ввод нано- CuO при дозах 1,0, 2,0, 3,0, 4,0, 5,0 % по цементу проводили при использовании суперпластификатора на основе поликарбоксилата и конденсата полиэтилена при дозе 1,0 %. Ввод суперпластификатора без нано- CuO не приводил к повышению прочности, либо ухудшал прочность бетона. Добавление нано- CuO при дозе 1,0 % по цементу снизило прочность при сжатии в 28-дневном возрасте по сравнению с контрольным образцом (без нано- CuO и без суперпластификатора) на 5,45 %. При дозах нано- CuO 2,0-5,0 % прочность при сжатии в 28-дневном возрасте повышалась: при дозе нано- CuO 2 % – на 2,87 %, 3,0 % – на 19,54 %, 4 % – на 34,7 %, 5 – на 31,0 %. Калориметрия, термогравиметрия и рентгеновская дифракция показали ускоренное формирование продуктов гидратации цемента в присутствии нано- CuO .

С учетом эффективности результатов модифицирования и себестоимости наиболее перспективными вариантами представляются применения наночастиц SiO_2 и наноуглерода.

1.1. Результаты модифицирования цементных материалов наночастицами

1.1.1. Модифицирование цементных материалов наночастицами SiO_2

Наномодифицирование цементных композитов различными по химическому составу добавками является современной и достаточно эффективной процедурой для улучшения их различных характеристик [27, 28]. В большинстве случаев эксперименты по модифицированию выполнены с наночастицами SiO_2 в разных формах: пирогенные нанопорошки, нанопорошки, осажденные из раствора Na_2SiO_3 , коллоидный золь SiO_2 [29, 30, 31], гель с разным содержанием нано- SiO_2 , нано- SiO_2 в комбинации с микрокремнеземом [32–39], зола уноса [7, 37, 38, 40–42], шлак [37, 38], отходы дробленного стекла [43], наночастицы Fe_2O_3 [41], полипропиленовая фибра [44], стальная фибра [45], углеродные наноматериалы [46], нано- Fe_2O_3 [9, 26], нано- TiO_2 [9, 26], нано- Al_2O_3 [47], с цементными пастами [48, 49, 50], алиловыми пастами [51], цементными и бетонными смесями, порландцементными камнями [30, 31], цементно-песчаными растворами [28, 37, 38, 53, 54, 55], легкими бетонами [27, 28] и геополимерными бетонами [56] в разном возрасте твердения от 0–24 ч до 1–180 сут с варьированием диаметров 6–100 нм, удельной площади поверхности 50–380 м²/г и дозы наночастиц 0,25–10 мас. % относительно цемента, водоцементного отношения $W/C = 0,25–0,60$, температуры твердения.

Ввод наночастиц SiO_2 влиял на характеристики свежих смесей и твердеющих цементных образцов. В свежих смесях изменялись такие характеристики как подвижность и текучесть смеси, изменяется осадка конуса (ОК) от 225 мм до 50 мм и от 650 мм до 350 мм при содержании нано- SiO_2 0–9%, уменьшается время начала схватывания с 220 до 90 мин и время конца схватывания с 320 до 190 мин при содержании нано- SiO_2 0–2 % [28, 53, 57].

В работе [28] показано, что использование наночастиц SiO_2 в обычном бетоне заметно уменьшили осадку конуса примерно на 40 % и 60 % для содержания наночастиц 2 % и 4 % соответственно. Кроме того, вязкость и предел текучести свежего бетона также увеличиваются при добавлении наночастиц SiO_2 . Исследования показа-

ли, что прочность на сжатие куба 4 возраста (3 дня, 7 дней, 28 дней, 60 дней) и осевое сжатие 28 дней бетона возрастают с увеличением количества SiO_2 . Также сортировка по размеру частиц имеет значительное влияние на характеристики проницаемости бетона, модифицированного наночастицами SiO_2 . По результатам, водонепроницаемость бетона, содержащего наночастицы SiO_2 с большим размером частиц (80 нм), лучше, чем у бетона, содержащего NS с меньшим размером частиц (15 нм), после отверждения во влажном состоянии в течение 28 дней. А способность бетона сопротивляться попеременному замораживанию-оттаиванию улучшаются с увеличением наночастиц SiO_2 (5 %).

В диссертационной работе [46] исследовано применение восьми различных углеродных наноматериалов, представляющих определенные пропорции углеродных наночастиц и одно- и многостенных углеродных нанотрубок (получены в институте теплопереноса НАН Беларуси под руководством С. А. Жданка). Был изучено влияние наноуглеродных добавок на механические и физические характеристики тяжелого бетона в диапазоне доз 0,005–0,1 масс. % по цементу, выбрана наиболее эффективная рабочая доза наноуглеродного материала УНМ-1. На этой дозе достигнуто повышение прочности тяжелого бетона в возрасте 28 сут 10–15 % относительно контроля, при изгибе – 15–20 %. Осевом растяжении – 20–25 %. Достигнуто существенное повышение морозостойкости, солестойкости и огнестойкости тяжелого бетона. Методами термогравиметрии и РФА показано отсутствие эффектов химического взаимодействия наноуглерода с продуктами гидратации портландцемента. Для объяснения механизма действия наноуглеродного материала выполнен анализ литературных данных, на основе которого выбрано объяснение, основанное на высоком энергетическом потенциале поверхности углеродных наночастиц и торцевых участков углеродных нанотрубок, также вкладом эффектов нано- и микроармирования. Показана возможность экономии 10 % цемента и двухкратного снижения энергозатрат на ускоренное твердение при производстве бетонных изделий. Отличительной особенностью работы является внедрение технологии модифицирования тяжелого бетона наноуглеродным материалом на заводах по производству бетонных изделий.

Добавка, содержащая наночастицы SiO_2 и фибровые материалы, дает более значительное улучшение морозостойкости бетона, чем

добавка, содержащая только наночастицы SiO_2 [58]. Таким образом, морозостойкость бетона была увеличена на 83 % при содержании 5 % наночастиц SiO_2 (по весу вяжущих материалов).

Результаты экспериментов [59] показывают, что скорость водопоглощения контрольного бетона в период отверждения 28 дней и 90 дней можно сократить за счет добавления наночастиц SiO_2 . Из правил изменения, которые были получены [60], можно сделать вывод, что существует отчетливая тенденция к снижению водопоглощения образцов (28 дней) бетона с таким же соотношением воды и вяжущего и уменьшения цемента при увеличении дозировки наночастиц SiO_2 с 1 % до 3 %.

Авторы работы [61] выполнили серию испытаний, чтобы проверить устойчивость к повышенным температурам высокопрочного бетона, модифицированного наночастицами SiO_2 . Потеря массы, остаточная прочность на сжатие, остаточная прочность на растяжение образцов измеряли при повышенных температурах 400, 600 и 800 °C со скоростью 20 °C / мин. Значительное улучшение остаточной прочности на сжатие и растяжение при повышенной температуре наблюдалось у высокопрочного бетона, модифицированного наночастицами SiO_2 , по сравнению с контрольным высокопрочным бетоном, в то время как уменьшение потерь массы образцов было обнаружено при наличии частиц SiO_2 .

Модифицирование тяжелого бетона наночастицами SiO_2 обеспечивало повышение параметров долговечности: рост прочности при сжатии до 20 % и осевой прочности при сжатии до 10 % при дозе нано- SiO_2 5 % [28, 58, 62, 63], рост прочности при изгибе до 17–26 % в возрасте 28 и 7 сут при дозе нано- SiO_2 2 % [16, 28, 64, 65], повышение трещиностойкости до 29–40 % и энергии разрушения до 64,5 % в возрасте 28 суток при содержании нано- SiO_2 5 % [28, 66, 67], уменьшение глубины проникновения воды до 43 % при содержании SiO_2 0,3 % в возрасте 28 дней и до 40 % при содержании нано- SiO_2 0,9 % в возрасте 91 день [7, 28, 68], снижение глубины проникновения Cl^- до 71,4 % при содержании нано- SiO_2 3,0 % [28, 44], усиление абразивных характеристик [10], в том числе за счет создания защитных покрытий на поверхности вымачиванием твердеющего образца в золе SiO_2 или спрыском напылением наночастиц Si [69], снижение абсорбции воды до 22–50 % при дозе SiO_2 3 % [60], повышение остаточной прочности при сжатии и при изгибе после воздействия повы-

шенных температур 400–800 °С, снижение потери прочности при сжатии после воздействия температуры 500 °С от 64 до 49 % при дозе nano-SiO₂ 5 % [28, 61], снижение потерь прочности при сжатии после 50 циклов замораживания-оттаивания – с 25 до 5 %, после 150 – с 65 до 15 %, после 300 циклов – с 100 до 18 % при дозе nano-SiO₂ 5 % [58, 70], повышение электрического сопротивления на 34–45 % при дозе nano-SiO₂ 1,75 % при W/B = 0,35 [71].

Несмотря на все положительные эффекты, нанокремнезем, полученный на основе различных прекурсоров разными технологическими методами, показывает значительный разброс характеристик. Гидротермальный нанокремнезем, прекурсором которого является новый и возобновляемый источник гидротермальный раствор с начальной температурой 250–350 °С и содержанием SiO₂, отличается по своим физико-химическим характеристикам и морфологии поверхности наночастиц SiO₂, и до настоящего времени его потенциальные возможности применения не до конца исследованы [57, 72–75]. Гидротермальные наночастицы SiO₂ с высокими удельной поверхностью и плотностью химически активных поверхностных силанольных групп Si-OH показали преимущество при испытаниях в качестве добавок в цементные матрицы и бетоны [75–78]. С учетом этого, исследования по созданию модифицированных бетонных композитов и цементных материалов с улучшенными характеристиками имеют дополнительную актуальность.

1.1.2. Модифицирование цементных материалов наночастицами углерода

Одним из наиболее предпочтительных наноматериалов для nanoармирования являются углеродные нанотрубки (УНТ). С момента их открытия в Иидзиме [79] УНТ открыли невероятный диапазон приложений в материаловедении, электронике, химической обработке, управлении энергией и многих других областях. УНТ можно рассматривать как лист или листы графита, свернутые в трубчатую структуру. УНТ могут быть однослойными нанотрубками (ОСУНТ), как если бы один лист был свернут с диаметром, близким к 1 нм, или многослойными (МУНТ), внешне похожими на несколько листов, свернутых вместе, с диапазоном диаметров от 10 до 80 нм. Уникальные механические, электрические и химические

свойства УНТ делают их привлекательным кандидатом для следующего поколения композитных материалов. Модуль Юнга отдельной нанотрубки должен составлять около 1 ТПа, а ее плотность – около $1,33 \text{ г/см}^3$ [80]. По сравнению со сталью, УНТ обладают в пять-десять раз большим модулем упругости, чем сталь, всего лишь в одну шестую часть веса. Моделирование молекулярной механики показало, что деформации разрушения УНТ составляли от 10 % до 15 % с соответствующими растягивающими напряжениями порядка 65–93 ГПа [81]. Соотношение сторон УНТ обычно превышает 1000.

Ожидается, что углеродные нанотрубки будут иметь несколько явных преимуществ в качестве армирующего материала для цемента по сравнению с более традиционными волокнами. Во-первых, они обладают значительно большей прочностью, чем обычные волокна, которые должны улучшить общие механические свойства. Во-вторых, они имеют более высокое удлинение, что требует значительно более высоких энергий для распространения трещин, чем в случае волокна с более низким удлинением. В-третьих, УНТ имеют меньший диаметр, что означает, что при условии, что они равномерно диспергированы, они могут быть широко распределены в цементной матрице с уменьшенным расстоянием между волокнами. Как показано Аккая и др. [82], прочность на разрыв композита увеличивается, когда уменьшается площадь, свободная от волокон.

Однако потенциал использования нанотрубок в качестве арматуры для вяжущих материалов до сих пор не был полностью реализован в основном из-за трудностей в обработке. Двумя основными недостатками, связанными с введением УНТ в материалы на основе цемента, являются плохая дисперсия и стоимость. УНТ имеют тенденцию слипаться вместе из-за сил Ван-дер-Ваальса, и их особенно трудно разделить по отдельности [83]. Для достижения хорошего армирования в композите критически важно иметь равномерную дисперсию УНТ в матрице. Плохая дисперсия УНТ приводит к образованию множества дефектных участков в нанокompозите и ограничивает эффективность УНТ в матрице [84].

Ранее предпринимались попытки добавить УНТ в цементные матрицы в количестве от 0,5 до 2,0 мас. % (от массы цемента). Предыдущие работы по УНТ в жидких дисперсиях были сосредоточены на предварительной обработке поверхности нанотрубок путем химической модификации. Макар и др. [85, 86] сообщили о методе обработ-

ки этанолом / ультразвуком для диспергирования 2,0 мас. % УНТ в цементе. Результаты, полученные с помощью SEM и измерений твердости по Виккерсу, показывают, что УНТ влияют на ранний прогресс гидратации, обеспечивая более высокие скорости гидратации. Ли и др. [87, 88] использовали процедуру карбоксилирования для улучшения сцепления между 0,5 мас. % MWCNT и цементной матрицей и получили умеренное улучшение прочности на сжатие и изгиб. Саез де Ибарра и др. [89] использовали гуммиарабик в качестве диспергирующего агента и сообщили о небольшом увеличении прочности на сжатие и модуля Юнга. Вансом и др. [90] исследовали электрические свойства нанокомпозитов УНТ-цемент с использованием суперпластификатора на основе поликарбоксилата и метилцеллюлозы с 0,75 и 0,1 об. % УНТ. Однако, несмотря на предпринятые к настоящему времени усилия, был достигнут лишь незначительный успех для материалов на основе цемента, армированных нанотрубками, в основном из-за вышеупомянутого барьера для диспергирования.

Учитывая уникальные физические свойства нанотрубок и нановолокон углерода (CNT/CNF), они являются одними из кандидатов для ускорения реакции гидратации, направленного изменения структур C-S-H бетона, повышения прочности бетона, трещиностойкости, изменения его электрических свойств и др. Применение CNT/CNF хорошо изучено на полимерных материалах [91–93]. Ввод подобных структур в цементные замесы очевидным образом ограничен их высокой гидрофобностью и самоагрегацией. В работе [94] было показано, что многостенные углеродные нанотрубки (MWCNT) в комбинации с полимерами полиакриловой кислоты способствовали повышению прочности бетона на 50 % при дозах 0,045–0,15 %. В другой работе [95] установлено, после диспергирования CNT в воде вместе с ПАВ и применением ультразвука, при дозах 0,048–0,05 % на 50 % повысился модуль Юнга бетона. Влияние углеродных волокон диаметром 15 мкм и длиной 5 мм, введенных совместно с микросиликой, метилцеллюлозой и антивспенивателем, отмечено в работе [80]: увеличение прочности при растяжении (до 56 %), прочности при изгибе, увеличение теплоемкости бетона, снижение теплопроводности, повышение электропроводности, улучшение электростатических свойств (важно для катодной защиты стальной арматуры в бетоне от коррозии).

Изменение характеристик достигается за счет изменения количества, химического состава введенных наночастиц, либо за счет одновременного ввода комбинации наночастиц с разным химическим составом. Значительный интерес представляют задачи направленного усиления характеристик строительных бетонов, таких как прочность при сжатии, при изгибе, водостойкость, морозостойкость и др., а также воздействия на характеристики других строительных материалов: вяжущих (цемента, гипса, извести), стекла, герметиков, теплоизоляторов. Известны результаты экспериментов по применению фуллеренов в производстве пено- и газобетонных блоков, показавшие рост прочности стандартных блоков на 16–18 % и снижение их плотности на 8–10 % при концентрации фуллеренов 1–10 г на тонну бетона [96, 97]. Также достигнуто и сокращение производственного цикла. В [96] показано, что при изготовлении бетона ввод наночастиц углерода с размерами 10–50 нм в количестве 0,004 масс. % по цементу улучшал действие добавки микрокремнезема (8 масс. %) и повышал прочность бетона на сжатие до 104,5 МПа, что соответствует классу бетона В80 вместо В60. Существенно выше оказался при этом модуль упругости (47,5–103 МПа), повысились коэффициент Пуассона, плотность, водонепроницаемость бетона. Исчезло увеличение усадки бетона, которое при использовании одной добавки микрокремнезема достигало 30 %. В работе [97] приведены результаты исследования влияния наноматериалов на прочность бетонов, приготовленных на основе цементов различных марок: 1) наночастиц С размерами 5–20 нм в виде 5-ти процентного водного золя; 2) порошков наночастиц смеси оксидов Al_2O_3 , CaO и MgO с размерами 10–50 нм; 3) наночастиц W, Ti с размерами 10–50 нм. Были исследованы возможности совместного применения наночастиц С и различных пластификаторов бетона. В работе [97] установлено, что изменение прочности бетонов (повышение и снижение) имело немонотонный характер в зависимости от количества введенных наночастиц. Первый максимум прочности проявлялся в области малых концентраций – 0,0007–0,0014 масс. % по отношению к цементу.

Способы [98, 99] получения композиционного цементного материала с добавкой углеродных нанотрубок 0,02–0,10 масс. % по цементу приводят к снижению дефектов наноструктуры материала, повышению модуля упругости в возрасте 28 сут до 25 % и твердости CSH геля по данным наноиндентирования, смещению пика гисто-

граммы распределения точек наноиндентирования по модулю упругости из области 15–20 ГПа в область 20–25 ГПа, значительному сокращению числа точек наноиндентирования и, соответственно, объемной доли CSH геля в области значений модуля упругости 0–10 ГПа, повышению прочности при изгибе до 8 %, и уменьшению количества трещин.

Способ [100] приготовления добавки в жидкой форме для бетона включает в себя этап получения смеси нанокремнезема, содержащей по меньшей мере два различных типа частиц нанокремнезема, причем каждый тип частиц нанокремнезема имеет заданный процентный диапазон по массе добавки, дробление или измельчение смеси нанокремнезема в углеродный порошок и смачивание и смешивание углеродного порошка в смеси вода / поверхностно-активное вещество с использованием высокоэнергетического смесительного устройства. Способ также может включать смешивание смеси нанокремнезема с соединением на основе нанокремнезема либо до, либо после стадии смачивания и смешивания. Добавка для бетона включает по меньшей мере два различных типа нанокремнезема частиц в смеси вода / поверхностно-активное вещество, имеющую заданный процентный диапазон по массе добавки. Примесь также включает поверхностно-активное вещество и может включать стабилизатор суспензии на основе нанокремнезема, имеющий заданный процентный диапазон по массе смеси.

Изготовление бетона включает в себя этапы подачи добавки, а затем смешивание добавки с водой, цементом (с дополнительными вяжущими материалами или без них) и минеральными заполнителями в выбранных количествах. Изменяя дозировку добавки и количество вяжущего материала, можно получить желаемое соотношение различных нанокремнезема частиц к вяжущему материалу в затвердевшем бетоне. Предпочтительно, эти количества контролируются для обеспечения диапазона УНТ / всего вяжущего материала для примеси УНТ от 0,0002 % до 0,0199 % по массе, и / или УНТ / всего вяжущего материала для добавки УНВ от 0,0002 % до 5 % по массе. Исходя из веса бетонной единицы 4100 фунтов / ярд. 3 (мин. % масс., максимум. % масс.): вода – 1,22, 16,10, отношение вода / цемент = 0,25-0,60, цемент – 4,88, 21,95, песок – 24,39, 31,71, щебень – 36,59, 43,90, кремнеземная пыль 3–5 % – 0,15, 0,66, зола уноса 10–30 % – 0,49, 6,59, шлак 10–70 % – 0,49, 15,37. Для состава EdenCrete прирост

прочности при сжатии: ТМ. Результаты ASTM C494% приращения прочности при сжатии по сравнению с эталоном при дозировке = 3,5 г/т: 1 сут – 25 %, 3 сут – 35 %, 7 сут – 39 %, 28 сут – 41 %, 56 сут – 41 %, 90 сут – 39 %, 180 сут – 38 %, 365 сут – 37 %. Приращение прочности при изгибе – 25 %, 19 %, 32 %, приращение прочности на расщепление при растяжении – 29 %. Повышение истираемости – 62 % (Время схватывания уменьшается: начальное схватывание 3 мин, окончательное схватывание 4 мин), Количество циклов замораживания-оттаивания увеличивается: 88–96.

Способы [98, 99, 100] связаны с необходимостью приготовления, накопления и хранения больших объемов водных суспензий наноуглеродного материала (при относительно высоком расходе наноуглерода 0,0002–5,0 % относительно массы вяжущего), что затрудняет реализацию предложенных решений.

Особый интерес представляют отечественные углеродные наноматериалы, которые синтезируют путем термического пиролиза смеси газов пропана и бутана на каталитической поверхности в специальном реакторе [101, 102, 103]. Модифицирование цементных бетонов углеродными наноматериалами показало высокую эффективность их применения.

Но отсутствуют примеры применения комбинации поверхности наночастиц SiO₂ и наноуглерода. В связи с этим представляет интерес изучение влияния различных по химическому составу и свойствам (размерам, форме, внутренней структуре, состоянию поверхности) наночастиц кремнезема, выделенных из гидротермальных растворов, и наночастиц углерода на системы типа цемент-вода, цемент-песок-вода, цемент-песок-вода-бетоны.

1.2. Технология получения наноматериалов и изготовление на их основе комплексной добавки в бетон

1.2.1. Технология получения наноматериалов

Углерод производится в опытно-промышленной установке путем термического пиролиза газообразных углеводородов в реакторе синтеза углеродного наноструктурированного материала (УНМ) с последующей утилизацией отработанных газов в устройстве дожигания. Полученный углерод, прошедший поверхностную обработку,

используется для изготовления пластифицирующей добавки в бетон «АРТ-КОНКРИТ Р». Весь технологический процесс (ТУ ВУ 691460594.002-2016) разработан в ООО «Передовые исследования и технологии» под руководством академика Жданка С. А.

Концентрированные водные золи нанокремнезема получали по технологии, разработанной профессором Потаповым В.В. (ТУ 2111-001-97849280-2014), из жидкой фазы гидротермальных теплоносителей (сепаратов) скважин Мутновских геотермальных электрических станций (ГеоЭС). Технология позволяет получать золи нанокремнезема в диапазоне значений рН гидротермального раствора на стадии поликонденсации ортокремниевой кислоты 7,8–9,4, температуры от 20 до 90 °С, общего содержания SiO_2 $C_t = 400\text{--}800$ мг/кг.

1.2.2. Технология получения стабилизированной суспензии комплексной нанодобавки

Технология получения комплексной нанодобавки состоит в следующем: в приготовленную водную дисперсию наночастиц МУНТ добавляют отмеренное количество золя гидротермального нанокремнезема и перемешивают в смесителе, снабженном высокооборотистой мешалкой, в течении 40 минут. Таким образом наночастицы УНМ и SiO_2 равномерно распределяются в объеме дисперсии, что придает им большую устойчивость к расслоению, а комбинированная композиция – приобретает соответствующие свойства.

При применении комбинированную композицию – добавку, смешивали с небольшим количеством воды и вводили к компонентам бетонной смеси.

Для изготовления бетонной смеси дозируют крупный и мелкий заполнители, портландцемент и производят смешивание сухих компонентов в течении нескольких минут до однородной массы. Далее в смесь, при постоянном перемешивании, добавляется вода совместно с комплексной добавкой (содержание суперпластификатора 0,32–0,5 %, наночастиц SiO_2 0,000001–0,003 % и наночастиц МУНТ 0,00004–0,0001% от массы цемента) в количестве от 0,5 до 1 % от массы цемента для получения необходимой подвижности смеси с $V/C = 0,2\text{--}0,32$.

Технологическая схема получения комплексной добавки и введения ее в бетонную смесь представлена на рис 1.1.

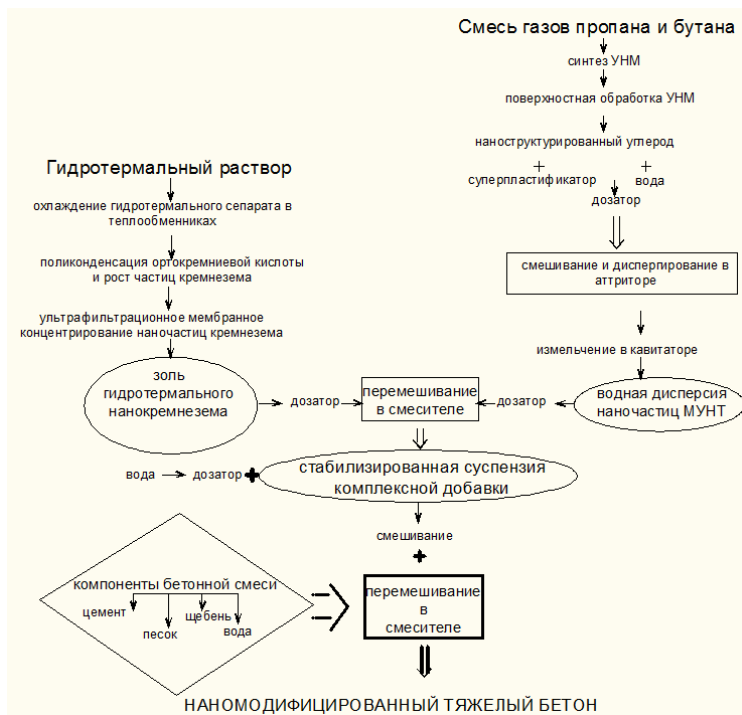


Рис. 1.1. Схема получения комплексной добавки и введения ее в бетонную смесь

1.3. Результаты экспериментальных исследований модифицированных цементных материалов

Автор в данной главе решал проблему введения наночастиц золя нанокремнезема SiO_2 и углерода в диапазоне малых доз в тяжелый конструкционный бетон. Разработанные рецептуры цементных материалов представлены в таблице 1.1 в соответствии с номером состава (№ состава).

Таблица 1.1

Составы цементных материалов для исследований

№	Наименование состава	Состав сырьевой смеси, кг/м ³				Состав компонентов по твердому веществу, г/г				В/Ц	Количество вяжущей до- цемента, %	Массовая доля СП к цементу, %	Массовая доля тв. углерода к цементу, %	Массовая доля тв. SiO ₂ к це- менту, %
		Цемент	Песок	Щебень		Кон- центра- ция SP, %	Золь нано- кремне- земл	Углерод	OK (PK)					
				5-10 дф.	10-20 дф.									
1	C1 - RS	350							4	0,4	-	-	-	-
2	C1-SP								2	0,26	0,8	0,4	-	-
3	C1- NS ₄₇₀₀					4 700			3	0,5	0,8	-	-	0,003 5 25
4	C1- NS ₄₇₀					470			2	0,32	0,8	-	-	0,000 3 53
5	C1-NS ₁₅ SP ₅₀					1			3	0,2	0,8	0,4	-	0,000 0 01
6	C1-NS ₄ SP ₅₀					4			2	0,21	0,8	0,4	-	0,000 0 03
7	C1-NS ₈ SP ₅₀				1 040	8			4	0,2	0,8	0,4	-	0,000 0 06
8	C1-NS ₉₀₀ SP ₅₀	350				900			2	0,2	0,8	0,4	-	0,000 0 75
9	C1-NC ₃₅ SP ₅₀					-	35		4	0,26	0,8	0,4	0,000 04	-
10	C1-NC ₅₀ SP ₅₀					-	50		3	0,28	0,8	0,4	0,000 06	-
11	C1-NC ₁₀₀ SP ₅₀					-	100		3	0,26	0,8	0,4	0,000 11	-
12	C1- NC ₅₀ NS ₁₅ SP ₅₀					1			3	0,25	0,8	0,4	0,000 04	0,000 0 01
13	C1- NC ₅₀ NS ₄ SP ₅₀					4			3	0,26	0,8	0,4	0,000 04	0,000 0 03
14	C1- NC ₅₀ NS ₈ SP ₅₀					8			2	0,24	0,8	0,4	0,000 04	0,000 0 06

Окончание таблицы 1.1

15	C1- NC ₂₅ NS ₈ SP ₅₀							50	8	25	3	0,25	0,8	0,4	0,000 02	0,000 00 6
16	C1- NC ₁₀₀ NS ₁ SP ₅₀							50	1	100	3	0,25	0,8	0,4	0,000 08	0,000 00 1
17	C1- NC ₁₀₀ NS ₄ SP ₅₀							50	4	100	2	0,26	0,8	0,4	0,000 08	0,000 00 3
18	C1- NC ₁₀₀ NS ₈ SP ₅₀							50	8	100	2	0,25	0,8	0,4	0,000 08	0,000 00 6
19	C2- NC ₅₀ NS ₈ SP ₅₀							50	8	50	21	0,32	1,0	0,5	0,000 05	0,000 00 8
20	C2- NC ₅₀ NS ₁ SP ₅₀							50	1	50	21	0,3	1,0	0,5	0,000 05	0,000 00 1
21	C2- NC ₃₀₀ NS ₁ SP ₅₀							50	1	300	22	0,28	1,0	0,5	0,000 31	0,000 00 1
22	C2- NC ₆₀₀ NS ₁ SP ₅₀							50	1	600	21	0,29	1,0	0,5	0,000 6	0,000 00 1
23	C2- NC ₉₀₀ NS ₁ SP ₅₀							50	1	900	21	0,31	1,0	0,5	0,000 9	0,000 00 1
24	C3-NC ₇₅₀ SP ₄₀	44 0	820	-	1 035			40	-	750	22	0,25	0,8	0,32	0,000 6	-
25	C4-NC ₇₅₀ SP ₄₀	44 5	820	-	1 035			40	-	750	24	0,26	0,5	0,2	0,000 38	-
26	C5-NC ₇₅₀ SP ₄₀	46 0	950	880	-			40	-	750	53	0,28	0,5	0,2	0,000 38	-
27	*C6-NC ₇₅₀ SP ₄₀	48 5	800	825	-			40	-	750	64	0,25	0,8	0,32	0,000 6	-
28	C7- NC ₆₀₀ NS ₁ SP ₄₀	44 5	820	-	1 035			40	1	600	22	0,2	0,8	0,4	0,000 48	0,000 00 1

1.3.1. Влияние нанодобавок, содержащих золь кремнезема и углеродный наноматериал, на цементные бетоны

Материалы для исследований: В исследованиях, отраженных в данном пункте, в качестве наноматериалов использовались:

– гидротермальный нанокремнезем (NS): содержание SiO_2 в золе – 120 г/дм^3 , плотность $\rho = 1075 \text{ г/дм}^3$, общее солесодержание – 1720 мг/дм^3 , $\text{pH} = 9,2$, удельная площадь поверхности $500 \text{ м}^2/\text{г}$ и средний диаметр первичных наночастиц SiO_2 $5,5 \text{ нм}$.

– МУНТ (NC): средний диаметр трубок и волокон $10\text{-}300 \text{ нм}$, средняя длина трубок и волокон $0,01\text{-}20 \text{ мкм}$, насыпная плотность $0,15\text{-}0,22 \text{ г/см}^3$, зольность не более 5% , удельная адсорбционная поверхность от $60 \text{ м}^2/\text{г}$.

Суперпластификатор (SP) в виде водного раствора - поликарбоксилатный сополимер WBK плотностью $1,1\text{-}1,14 \text{ г/мл}$, $\text{pH} = 6\text{-}8$, вязкостью $230\text{-}330 \text{ сПз}$, содержание нелетучих веществ $39\text{-}41 \%$, водоредуцирующей способностью до 40% .

В качестве вяжущего выбран портландцемент ЦЕМ I 42.5Н ОАО «Белорусский цементный завод» со следующим минеральным составом, % массы: $\text{C}_3\text{S} - 58,31$, $\text{C}_2\text{S} - 18,38$, $\text{C}_3\text{A} - 8,01$, $\text{C}_4\text{AF} - 10,64$.

В качестве мелкого заполнителя применялся песок карьера «Крупужинский» с истинной плотностью $\rho = 2572 \text{ кг/м}^3$, насыпной плотностью $\rho = 1540 \text{ кг/м}^3$. В качестве крупного заполнителя - щебень фракции $5\text{-}20 \text{ мм}$, насыпной плотностью $\rho = 1460 \text{ кг/м}^3$.

Расширяющая сульфоалюминатная добавка (PCAM) по СТБ 2092-2010 со следующими характеристиками: плотность 2860 кг/м^3 , влажность $0,1 \%$, удельная поверхность $1080,2 \text{ м}^2/\text{кг}$, содержание оксида алюминия (Al_2O_3) $8,34 \%$, ангидрид серной кислоты (SO_3) $27,13 \%$, ионов хлора не более $0,034 \%$.

Микрокремнезем конденсированный МКУ-85 по ТУ 5743-048-02495332-96 «Микрокремнезем конденсированный» Технические условия с содержанием $\text{SiO}_2 - 85,4 \%$, насыпной плотностью $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$, влажностью $1,8 \%$ и индексам активности 106% .

Вода для затворения и последующего твердения бетона соответствовала требованиям СТБ 1114-98 и ГОСТ 23732-2011.

С целью установления закономерностей нанодобавок на технологические и реологические свойства бетонных смесей был принят но-

минальный состав бетона – № 1 (C1-RS). В связи с диспергированием нанодобавок в пластификаторе и выявлении его влияния на характеристики бетонной смеси и бетона был разработан состав № 2 (C1-SP) с оптимальным процентным отношением к цементу.

Для исследований влияния наноматериалов, как отдельно, так и в комплексе, на основные свойства цементного бетона была проведена серия лабораторных исследований. Количество вводимой добавки во всех исследуемых составах составляла 0,8 % от массы цемента.

Введение золя нанокремнезема SiO_2 (NS) осуществлялось следующим образом: его предварительно смешивали с небольшим количеством воды затворения, равномерно распределяя по всему объему, после чего воду вводили в бетонную смесь. Далее в смесь, при постоянном перемешивании, добавлялась вода для получения подвижности смеси П1 (ОК=2–4 см). Смесью заполняли гнезда формы-куба (100×100 мм), которую устанавливали на вибрационном столе и уплотняли. После изготовления образцы расформовывали и хранили в ваннах с водой до достижения определенного возраста. Испытания образцов на прочность при сжатии проводили на 1-е, 7-е, 14-е и 28-е сутки.

Полученные данные показали, что при содержании золя нанокремнезема SiO_2 в количестве 0,1 мас. % по цементу состава № 3 (C1-NS₄₇₀) приращение прочности при сжатии по сравнению с контрольным образцом (C1-RS) составило на первые сутки – +1,5 %, на 28-е – + 26 % (рис. 1.2).

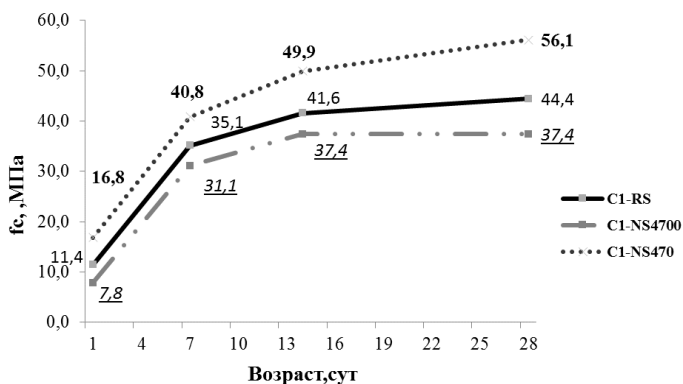


Рис. 1.2. Влияние золя нанокремнезема на прочностные характеристики тяжелого бетона

При этом выявлено, что увеличение концентрации данной нанодобавки – состав № 4 (C1-NS₄₇₀₀) приводит к понижению прочности в 1,2 раза, что подтвердило целесообразность использования суперпластификатора (SP) в данной системе.

Способ приготовления используемой в дальнейшем пластифицирующей добавки заключается в диспергации суперпластификатора и наноматериала (золя нанокремнезема SiO₂ или наноуглерода) в смесителе в течение нескольких минут. После чего изготавливались и испытывались образцы бетона по изложенной выше методике.

Испытания добавки, включающей золь нанокремнезема и суперпластификатором составов № 5–8, были проведены при значениях В/Ц от 0,2 до 0,3 (рис. 1.3).

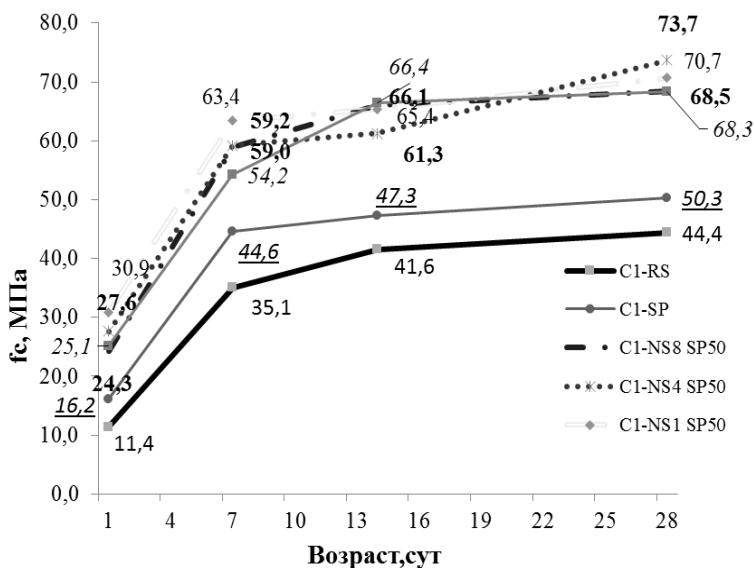


Рис. 1.3. Влияние действия золя нанокремнезема в сочетании с суперпластификатором на прочностные характеристики тяжелого бетона

Добавка, содержащая золь нанокремнезема вводимого в суперпластификатор в количествах 900, 8, 4 и 1 г/т при определении прочности на сжатии показала лучший результат 73,7 МПа при вводе твердого SiO₂ 4 г на 1 т суперпластификатора.

При этом ввод золя нанокремнезема увеличил прочность бетона до 45 % по сравнению с бетоном, содержащим только суперпластификатор (C1-SP) и до 65 % по сравнению с контрольным образцом (C1-RS).

Испытания добавки, включающей углеродный наноматериал и суперпластификатор составов № 9–11, были проведены при значениях В/Ц от 0,26 до 0,28 (рис. 1.4).

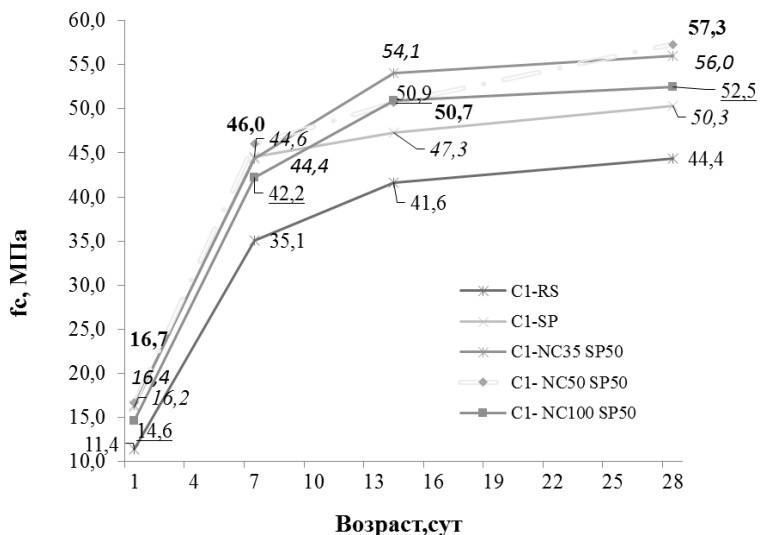


Рис. 1.4. Влияние действия золя нанокремнезема в сочетании с суперпластификатором на прочностные характеристики тяжелого бетона

В таблице 1.2 приведены результаты испытаний бетона с комплексной добавкой составов № 12–18.

Таблица 1.2

Результаты механических испытаний бетона (ОК = 1–4 см)

№ состава	Наименование состава	Состав добавки				Прочность на сжатие, МПа			
		Массовая доля СП к цементу, %	Массовая доля тв. Сп углерода к цементу, %	Массовая доля тв. SiO ₂ к цементу, %	1 сут	7 сут	14 сут	28 сут	
12	C1-NC ₅₀ NS ₁ SP ₅₀	0,4	0,000 04	0,000 001	21,3	58,7	62,9	63,7	
13	C1-NC ₅₀ NS ₄ SP ₅₀	0,4	0,000 04	0,000 003	22,9	60,4	66,5	68,6	
14	C1-NC ₅₀ NS ₈ SP ₅₀	0,4	0,000 04	0,000 006	30,5	66,8	70,0	78,7	
15	C1-NC ₂₅ NS ₈ SP ₅₀	0,4	0,000 02	0,000 006	25,3	63,5	68,0	69,8	
16	C1-NC ₁₀₀ NS ₁ SP ₅₀	0,4	0,000 08	0,000 001	20,7	51,8	57,9	60,7	
17	C1-NC ₁₀₀ NS ₄ SP ₅₀	0,4	0,000 08	0,000 003	21,9	55,3	63,1	65,4	
18	C1-NC ₁₀₀ NS ₈ SP ₅₀	0,4	0,000 08	0,000 006	27,4	63,9	68,3	71,3	

Обобщенные испытания комплексной добавки (C1-NC NS SP), содержащей углеродный наноматериал (CN), золь нанокремнезема (NS) и суперпластификатор (SP) представлены как совместно, так и по раздельности представлены на рисунке 1.5.

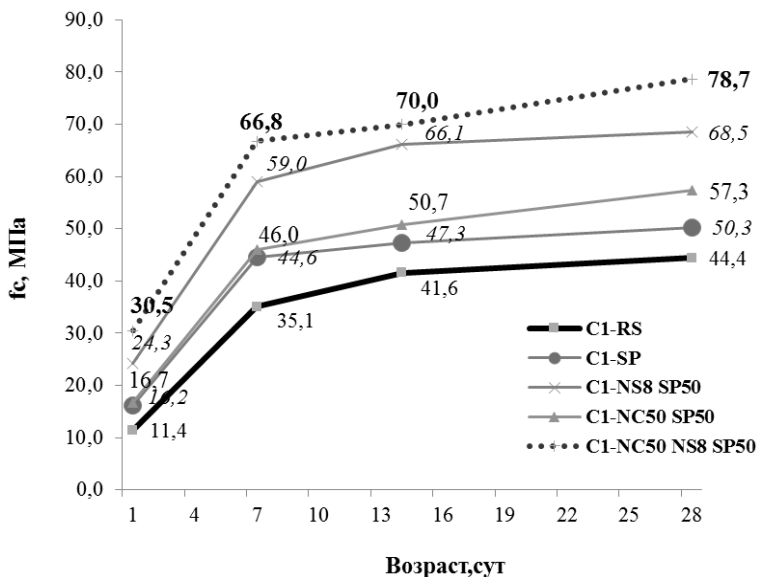


Рис. 1.5. Влияние комплексной добавки на прочностные характеристики тяжелого бетона

Из диаграммы (рис. 1.2) следует, что использование поликарбонатного суперпластификатора (состав № 2) приводит к повышению прочности на сжатие на 10 %, а при совместном использовании с гидротермальным нанокремнеземом (состав № 7) или с наночастицами МУНТ (состав № 10) приводит к повышению прочностных показателей, превышающих показатели бездобавочного бетона на 28-е сутки до 25 %. При использовании совместно всех компонентов добавки в проектном возрасте прочность состава № 14 возросла до 77 % по сравнению с бездобавочным составом.

Влияние комплексной добавки на бетонные смеси удобоукладываемостью П5 (ОК = 21–25 см) оценивалось прочностью бетона на сжатие в возрасте 1-е, 7-е, 14-е и 28-е сутки.

Для изготовления бетонной смеси в бетономешалку подавали крупный и мелкий заполнители, затем портландцемент и производили смешивание сухих компонентов в течении нескольких минут до однородной массы. Далее в смесь, при постоянном перемешивании, добавляли воду совместно с комплексной добавкой для получения подвижности смеси П5. Количество вводимой добавки составляла 1,0 % от массы цемента.

Результаты испытаний бетона испытаний бетона с комплексной добавкой составов № 19–23 представлены в таблице 1.3.

Таблица 1.3

Результаты механических испытаний бетона (ОК = 21–25 см)

№ состава	Количество вводимой добавки от массы цемента, %	В/Ц	Прочность на сжатие, МПа			
			1 сут	7 сут	14 сут	28 сут
19	1,0	0,32	15,8	51,8	59,2	63,5
20	1,0	0,3	14,0	53,5	62,2	64,0
21	1,0	0,28	14,2	55,1	64,4	65,4
22	1,0	0,29	14,3	52,4	64,2	69,0
23	1,0	0,31	14,2	52,2	59,1	68,1

Бетон, состава № 22, включавший комплексную добавку в количестве 1 % от массы цемента, обеспечил требуемый класс по подвижности и удобоукладываемости бетонной смеси П5 и сохранении удобоукладываемости в течение 2 ч, необходимый в том числе для перекачки по вертикали под давлением по бетонопроводам и заливки в узкие формы и в формы с арматурой, при относительно низком В/Ц = 0,29 и, соответственно, самой высокой прочности при сжатии в составах № 19–23.

Эксперименты с тяжелым бетоном показали повышение механических и физических характеристик в диапазоне малых доз наночастиц (МУНТ + SiO₂), вводимых в количестве 0,5–1,0 % по цементу и значений В/Ц=0,15–0,35. Таким образом, при испытаниях образцов тяжелого бетона наблюдается тот же эффект, как и при испыта-

ниях на цементном камне, а именно: эффект увеличения прочности при введении в добавку суперпластификатора как нанокремнезема, так и углеродных наноматериалов.

1.3.2. Исследование прочности, трещиностойкости и долговечности конструкционного бетона

Исследование прочности, трещиностойкости и долговечности конструкционного бетона, модифицированного добавкой, содержащей в своем составе наноматериалы, в ходе лабораторных, предпроизводственных и производственных замесов осуществлялись в аккредитованной строительной лаборатории Генподрядчика по строительству Белорусской Атомной Электростанции (БелАЭС). В качестве вяжущего использовался портландцемент М500Д0 ОАО «Красносельскстройматериалы».

Для сравнения за основу были приняты 4 рецептуры бетона (табл. 1.4–1.7), традиционно используемые во время строительства на БелАЭС (далее Серия 1, 2, 3 и 4). Цель исследования заключалась в замене применяемых добавок на БелАЭС на добавки составов № 24–28 таблицы 1.1, содержащие в своем составе наночастицы углерода и кремнезема SiO_2 , как раздельно, так и паре.

Таблица 1.4

Серия 1 (замена на добавку состава №24)

Расход материалов, кг на 1 м ³ бетонной смеси					
Наименование состава	Цемент	Щебень фр. 5–20 мм	Песок карьера «Запольское»	Химическая добавка «Динамик СП-180»	Вода
B25(C20/25) W6 F100	400	1020	820	7,88 (1,97 % от массы цемента)	180

Таблица 1.5

Расход материалов, кг на 1 м ³ бетонной смеси			
Наименование состава	Цемент ПЦ 500-Д0	Щебень фр.5–20 мм	Песок средней группы кр., I класса (сухой)
	445	1035	820
B30(C25/30)W8 F500			
			Химическая добавка «Линамик СП-180»
			Добавка «SikaViscoCrete 5-600»
			8,48 (0,7 % от массы цемента)
			6,0 (1,35 % от массы вяжущего)
			160
			150
			Вода

Таблица 1.6

Серия 3 (замена на добавку состава № 26)

Наименование состава	Расход материалов, кг на 1 м ³ бетонной смеси				Вода
	Цемент	Щебень фр. 5–10 мм	Песок карьер-ра «Запольское»	Химическая добавка Лигнамикс ПК	
B30(C25/30) W8 F200 СУБ	460	880	950	4,6 кг (1,0 % от массы цемента)	170

Таблица 1.7

Серия 4 (замена на добавку состава №27)

Наименование состава	Расход материалов, кг на 1 м ³ бетонной смеси					Вода	
	Цемент ПЦ500-Д0	Расширяющая добавка РСАМ	Микрокремнезем конденсированный МКУ-85	Щебень гранитный, фр. 5–10	Песок Мк 2,25		Химическая добавка Sika ViscoCrete 3190
B60 (C50/60) W6 F200 СУБ	485	40	45	825	800	8,55 кг (1,5 % от массы цемента + РСАМ + МКУ-85)	180

Серии бетона БелАЭС 1–4 различаются:

1. Технологическими характеристиками бетонной смеси – подвижные и самоуплотняющиеся смеси (П4–П5 и Р4–Р5, Р6);
2. Маркой по водонепроницаемости (W6 и W8);
3. Маркой по морозостойкости (F100, F200 и F500);
4. Расходом цемента (400 кг/м³, 445 кг/м³, 460 кг/м³, 485 кг/м³);
5. Водоцементным отношением;
6. Количеством вводимой добавки;
7. Классом по прочности на сжатие (С20/25, С25/30, С50/60);

Определены марка по водонепроницаемости (прямым и косвенным методом) и марка по морозостойкости, водопоглощение.

При проведении лабораторных и предпроизводственных испытаний, кроме прочностных характеристик, были определены реологические характеристики свежих бетонных смесей. Обобщенные характеристики испытаний бетонной смеси сведены и представлены в таблице 1.8.

Таблица 1.8

Обобщенные результаты испытаний бетонной смеси составов
№ 24–28

Показатели свойств бетонной смеси	Значение показателей				
	Серия 1 (Состав № 24)	Серия 2 (Состав № 25)	Серия 3 (Состав № 26)	Серия 4 (Состав № 27)	Серия 5 (Состав № 28)
Водоцементное отношение	0,25	0,25	0,28	0,25	0,2
Расход вяжущего, кг/м ³	400	445	460	485	445
Подвижность бетонной смеси, ОК(РК), см	22	24	53	64	22
Марка по удобоукладываемости	П5	П5	Р4	Р6	П5

Окончание таблицы 1.8

Сохраняемость удобоукладываемости, ч	2	1,5	2	2	2
Средняя плотность бетонной смеси, кг/м ³	2494	2371	2316	2386	2285
Вязкость бетонной смеси по времени Т500, сек	–	–	1,5	4,0	–
Проходимость бетонной смеси испытанием в L – образном коробе	–	–	0,6	0,2	–
Стойкость бетонной смеси к расслоению, %	–	–	2,0	2,0	–

После проведения лабораторных и предпроизводственных испытаний для составов № 24–28 осуществлялся производственных замес на промышленном бетонно-растворном узле БРХ РУП «Белэнергострой», после чего происходило сравнение с лучшими постоянно используемыми составами.

Характер изменения прочности на сжатие этих образцов представлен на рисунках 1.6–1.9. Сравнение было с добавками Линамикс СП-180, Линамикс ПК, SikaViscoCrete 3190 использованными в рецептурах БелАЭС.

Максимальный эффект был достигнут для составов № 24–28:

Серия 1. При использовании добавки состава № 24 в количестве 0,8 % (*по факту получен бетон В45(С35/45) W20 F300, а не В25 (С20/25) W6 F100) – прочность была повышена на 29,7 %.

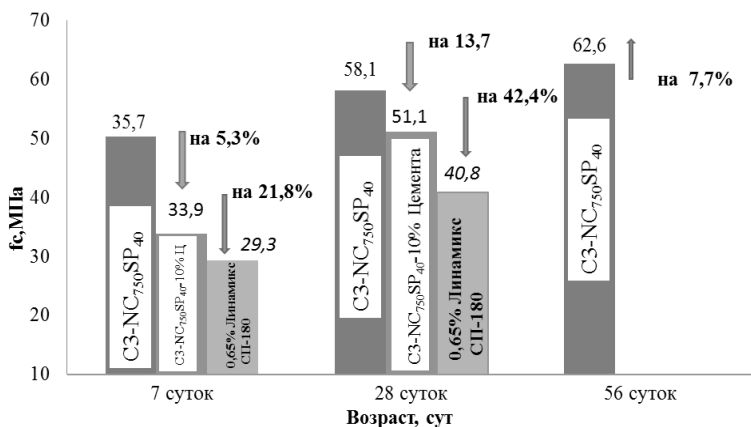


Рис. 1.6. Прочность на сжатие бетона Серии 1 удобоукладываемостью П4-П5 (ОК = 16–20; 21–25 см) в возрасте 7, 28, 56 суток

Серия 2. При использовании добавки состава № 25 в количестве 0,5 % (*по факту получен бетон В45(С35/45) W20 F600, а не В30 (С25/30) W8 F500) - прочность была повышена от 2 до 28,3 %.

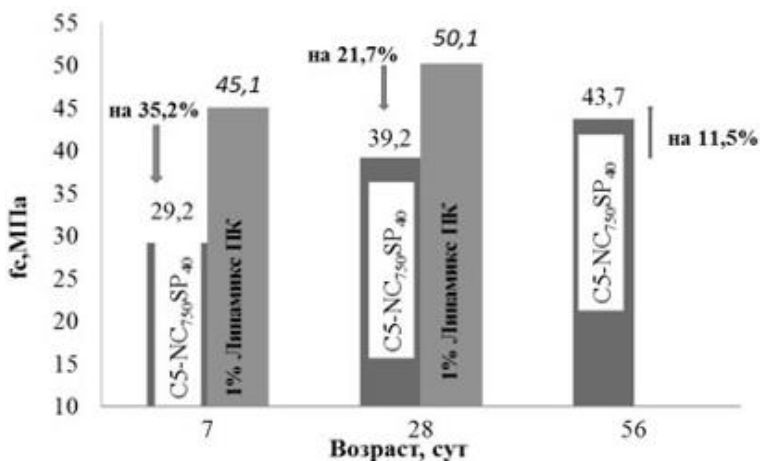


Рис. 1.7. Прочность на сжатие бетона Серии 3 удобоукладываемостью Р4–Р5 (расплав конуса = 49–55; 56–62 см) в возрасте 7, 28, 56 суток

Серия 4. При проведении производственных замесов прочность на сжатие составила $f_c = 56,5$ МПа (активность, применяемого при испытаниях цемента была только $R_d = 34,1$ МПа).

Поэтому были дополнительно произведены лабораторные испытания Состава 4 с двумя добавками состава № 27 и добавкой «SikaViscoCrete 3190»

При использовании добавки состава № 27 в количестве 0,8 % – повышение составило 1,5 %.

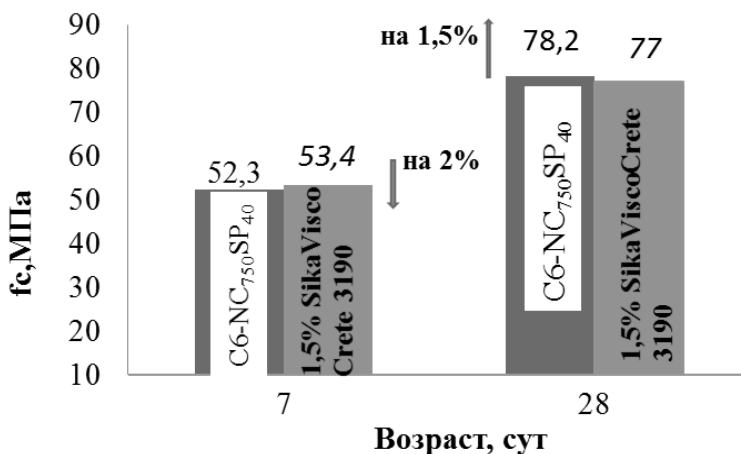


Рис. 1.8. Прочность на сжатие бетона Серии 4 удобоукладываемостью Р6 (расплыв конуса более 62 см) в возрасте 7, 28 суток

Серия 5. При использовании комплексной добавки состава № 28 в количестве 0,8 % (получен бетон В35(С28/35) W20 F600, была достигнута необходимая прочность.

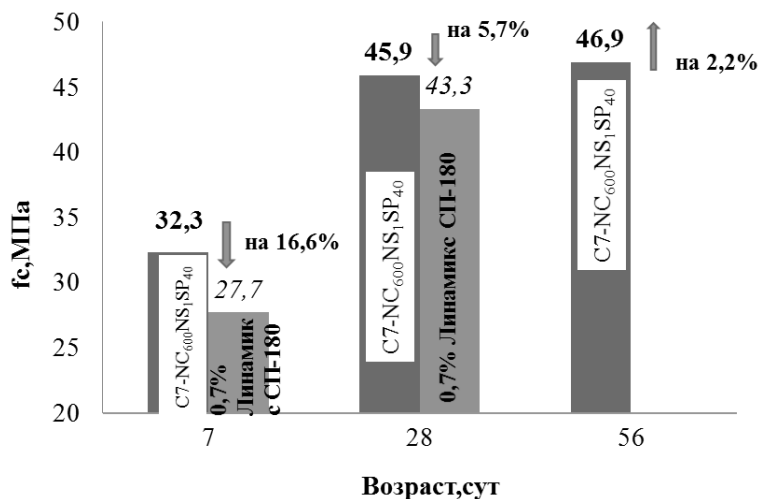


Рис. 1.9. Прочность на сжатие бетона Серии 5 удобоукладываемостью П4–П5 (ОК = 16–20; 21–25 см) в возрасте 7, 28, 56 суток

1.3.3. Многопараметрическая оценка параметров бетона, модифицированного наноматериалами

Частота эксперимента и достоверность результатов обеспечивает многопараметрическую оценку параметров бетона, модифицированного наноматериалами, на одних и тех же составах, и образцах путем комплекса специальных методик:

- на осевое растяжение с использованием специальных захватов;
- на растяжение при изгибе;
- определение трещиностойкости
- расчет критического коэффициента интенсивности напряжения на нормальный отрыв K_{IC} , МН/м^{3/2},
- расчет коэффициента интенсивности напряжения на поперечный сдвиг K_{IC} МН/м^{3/2}.

Определение прочности на осевое растяжение

Результаты испытаний представлены на рисунках 1.10–1.15.

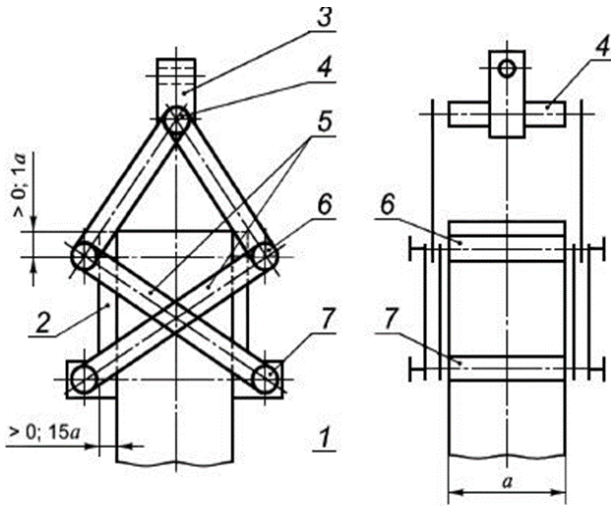


Рис. 1.10. Схема саморегулируемого зажима, испытание образцов:
 1 – образец; 2 – прижимная пластина; 3 – концевой элемент шарнира Гука; 4 – ось;
 5 – тяга; 6 – подвижная опора захвата (каток); 7 – неподвижная опора захвата

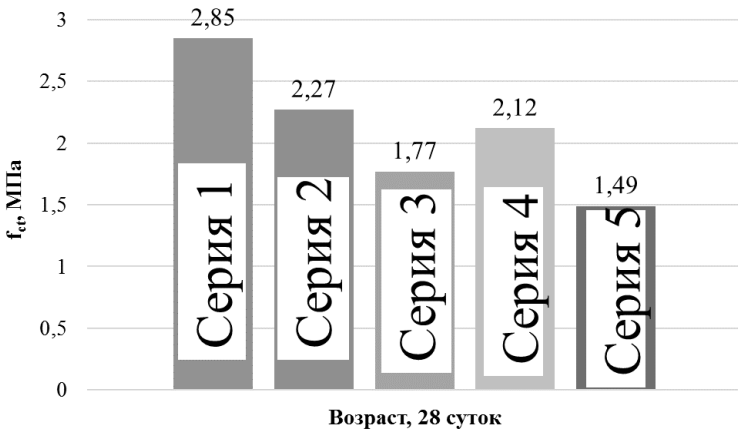


Рис. 1.11. Прочность бетона на осевое растяжение в возрасте 28 суток

Определение прочности на растяжение при изгибе

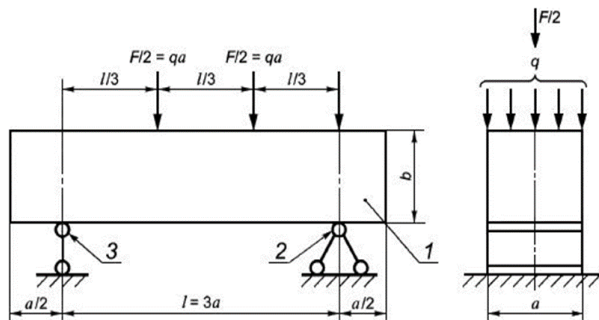


Рис. 1.12. Схема испытания на растяжение при изгибе:
 a – ширина и высота образца; F – нагрузка; q – распределенная нагрузка; l – пролет; l – образец; 2 – шарнирно-неподвижная опора; 3 – шарнирно-подвижная опора

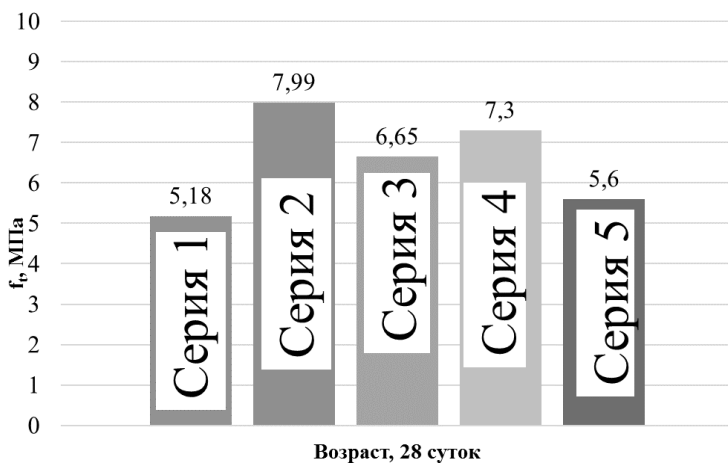


Рис. 1.13. Прочность бетона на растяжение при изгибе в возрасте 28 суток

В итоге были определены комплекс показателей: f_c , f_t , f_{ct} ; а также на одном образце бетона, не на образце-близнице комплекс силовых параметров бетона – критические коэффициенты интенсивности напряжений (КИН) при нормальном отрыве K_{IC} и поперечном сдвиге K_{IIC} .

Определение трещиностойкости

Для определения коэффициента интенсивности напряжения при нормальном отрыве нагружение осуществляли до момента разделения образца на две части и регистрировали значение разрушения F_c . Испытания проводили при внецентренном сжатии (рис. 1.14).



Рис. 1.14. Испытание образца на нормальный отрыв

Значение критического коэффициента интенсивности напряжения (на нормальный отрыв K_{IC} (МН/м^{3/2}) рассчитывали по формуле (1.1), подставляя данные геометрических размеров кубов и значения разрушения образца (таблица 1.9).

$$K_{IC} = \frac{F_c}{b \cdot h^{1/2}} \cdot \left[\begin{array}{l} 18,3 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^{1/2} - 430 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^{3/2} + \\ + 3445 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^{5/2} - 11076 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^{7/2} + \\ + 12967 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^{9/2} \end{array} \right] \quad (1.1)$$

где F_c – нагрузка, при которой происходит разрушение, в МН; b – ширина образца, м; h – высота образца, м; a – глубина надреза, м, $a = h/4$.

Таблица 1.9

Коэффициенты интенсивности напряжения при нормальном отрыве

Серия/ номер образца	Нагрузка, действующая на образец в процессе ис- пытаний, F_c , кН	Коэффициент интенсивно- сти напряже- ния, МН/М^2	Средний по серии, Кгс, МН/М^2	Среднеквадра- тическое отклонение	Коэффициент вариации, %
1/1	7,275	1,458	1,779	0,322	18,07
1/2	10,238	2,085			
1/3	10,988	2,16			
1/4	10,313	2,027			
1/5	7,950	1,593			
1/6	6,525	1,352			
2/1	9,375	1,909	2,153	0,33	13,27
2/2	10,275	2,092			
2/3	10,05	1,975			
2/4	12,387	2,634			
3/1	8,85	1,74	1,580	0,138	7,13
3/2	7,388	1,505			
3/3	7,350	1,497			
4/1	9,300	1,875	1,873	0,003	0
4/2	9,188	1,871			
5/1	8,25	1,680	3,294	2,283	49
5/2	24,098	4,908			

Для определения коэффициента интенсивности напряжения на поперечный сдвиг нагружение осуществляли до момента разрушения изделия и регистрировали значение разрушения F_c . Испытания проводили при центральном сжатии (рис. 1.15).



Рис. 1.15. Испытание образца на поперечный сдвиг

Значение критического коэффициента интенсивности напряжения на поперечный сдвиг K_{IIc} (МН/м^{3/2}) рассчитывается по формуле (1.2), подставляя данные геометрических размеров пластины и значения разрушения образца (таблица 1.11).

$$K_{IIc} = \frac{F_c}{2tH} \sqrt{l \cdot Y(l, b)}, \quad (1.2)$$

где F_c – нагрузка, при которой происходит разрушение, Н; t – толщина изделия, м; H – ширина плеча изделия, м; l – глубина надреза, м; $Y(l, b)$ – поправочный коэффициент (определяется по таблице 1.10).

Таблица 1.10

Значения поправочного коэффициента $Y(l, b)$

l/b	H		
	0,037	0,025	0,012
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

Таблица 1.11

Коэффициенты интенсивности напряжения на поперечный сдвиг

Серия/ номер образца	$\gamma(l,b)$	Разрушающая нагрузка, F , кН	Коэффициент интенсивности напряжения, КПС, МН/м ^{3/2}	Средний по серии, КПС, МН/м ^{3/2}	Среднеквадратическое отклонение	Коэффициент вариации, %
1/1.1	0,954	72,213	4,936	5,795	0,83	14,33
1/1.2	0,931	84,185	6,075			
1/2.1	0,938	78,682	5,953			
1/2.2	0,938	73,739	5,032			
1/3.1	0,966	88,498	5,844			
1/3.2	0,931	89,205	6,437			
1/4.1	0,943	86,713	5,788			
1/4.2	0,908	91,733	7,660			
1/5.1	0,931	91,027	6,311			
1/5.2	0,943	84,185	6,097			
1/6.1	0,954	76,562	5,024			
1/6.2	0,943	60,459	4,379			

2/1.1	0,908	74,182	6,063	5,281	0,972	18,41
2/1.2	0,931	79,165	5,599			
2/2.1	0,954	54,360	3,716			
2/2.2	0,943	76,526	5,316	5,281	0,972	18,41
2/3.1	0,966	61,166	4,039			
2/3.2	0,931	82,772	5,973			
2/4.1	0,931	63,806	4,800	5,281	0,972	18,41
2/4.2	0,931	95,377	6,745			
3/1.1	0,954	69,0	4,817			
3/1.2	0,943	69,459	4,729	4,076	0,535	13,11
3/2.1	0,931	53,542	3,944			
3/2.2	0,954	59,641	3,994			
3/3.1	0,943	49,711	3,384	4,076	0,535	13,11
3/3.2	0,954	51,422	3,59			
4/1.1	0,943	69,757	4,656			
4/1.2	0,954	78,384	5,249	5,627	0,783	13,91
4/2.1	0,97	87,903	5,825			
4/2.2	0,938	93,481	6,778			
5/1.1	0,949	86,788	5,812	5,348	0,373	6,98
5/1.2	0,938	66,150	4,898			
5/2.1	0,949	73,290	5,335			

Анализ результатов, приведенных в таблицах 1.9 и 1.11, показал, что коэффициенты интенсивности напряжений (КИН) при нормальном отрыве и поперечном сдвиге для пяти серий образцов имеют различные значения, однако наблюдается определенная закономерность в изменении КИН. При сравнении образцов Серий 2 и 5, имеющих одинаковый состав сырьевой смеси, значения КИН увеличилось для варианта ввода комбинации наночастиц SiO_2 и МУНТ по сравнению с вариантом ввода наночастиц МУНТ отдельно, что свидетельствует о уменьшении количества дефектов в структуре материала.

Комплексные результаты исследования прочности, трещиностойкости и долговечности конструкционного бетона, модифицированного добавкой, содержащей в своем составе наноматериалы, представлены в таблице 1.12.

Комплексные результаты испытаний образцов бетона

Наименование образца		Серия 1	Серия 2	Серия 3	Серия 4	Серия 5
Показатель	7 сут	35,7	44,5	29,2	52,3	32,3
	28 сут	58,1	60,4	39,2	78,2	45,9
	56 сут	62,6	64,1	43,7	–	46,9
f_t прочность бетона на растяжение при изгибе, МПа		5,18	7,99	6,65	7,3	5,6
f_{ct} прочность бетона на осевое растяжение, МПа		2,85	2,62	1,77	2,12	1,49
K_{TC} коэффициенты интенсивности напряжений при нормальном отрыве, МН/м ^{3/2}		1,779	2,153	1,58	1,873	3,292
K_{TCS} коэффициент интенсивности напряжения на поперечный сдвиг, МН/м ^{3/2}		5,795	5,281	4,076	5,627	5,348

1.4. Определение основных показателей бетона

1.4.1. Определение содержания воздуха в бетонной смеси объемным методом

Содержание воздуха в бетонной смеси V_B , % по объему, вычисляли по формуле (1.3):

$$V_B = \frac{V_{CM} + \frac{m_{ВЛ}}{\rho_B} - V_0 - \frac{0,9m_n}{\rho_B}}{V_{CM}} \cdot 100, \quad (1.3)$$

где V_{CM} – объем испытываемой бетонной смеси в уплотненном состоянии, $см^3$; $m_{ВЛ}$ — масса всей влитой воды, г; ρ_B – плотность воды, принимаемая равной $1,0 г/см^3$; V_0 – постоянная объемомера, $см^3$.

Постоянную объемомера V_0 , $см^3$, вычисляют по формуле 1.4 с точностью до 0,1 %:

$$V_0 = \frac{m_B}{\rho_B}, \quad (1.4)$$

где m_B – масса залитой воды, г, определяемая с погрешностью не более 2 г; ρ_B – плотность воды, принимаемая равной $1,0 г/см^3$ при температуре $(20 \pm 2) ^\circ C$; m_B – масса отобранной пены, г.

Среднеарифметическое значение результатов двух определений из одной отобранной пробы бетонной смеси представлены в таблице 1.13.

Содержание воздуха в бетонной смеси

Показатели	Наименование смеси							
	Серия 1		Серия 2		Серия 3		Серия 4	
$\rho_{см}, \text{Г/СМ}^3$	2391	2358	2350	2350	2260	2280	2350	2435
$m_{в}, \text{Г}$	4110	4110	4110	4110	4110	4110	4110	2815
$\rho_{в}, \text{Г/СМ}^3$	1	1	1	1	1	1	1	1
$V_0, \text{СМ}^3$	4110	4110	4110	4110	4110	4110	4110	2815
$m_{см}, \text{Г}$	2350	2340	2040	2165	2240	2245	2275	1350
$V_{см}, \text{СМ}^3$	983	992	868	921	991	985	968	554
$m_{вл}, \text{Г}$	3245	3230	3375	3325	3315	3330	3225	2295
$m_{в}, \text{Г}$	24	28	29	38	32	26	2	2
$V_{в}, \%$	9,8	8,75	12,32	11,05	16,83	18,4	8,38	5,81
$V_{в,ср}, \%$	9,25		11,69		17,62		7,09	

Анализ полученных данных, по определению воздухововлечения:

1. Во всех бетонных смесях, содержащих добавки составов № 24–27 показатель вовлечения воздуха выше 7 %.

2. Оптимальное воздухововлечение формирует структуру бетона, обладающую высокой сопротивляемостью к циклическому воздействию знакопеременных температур, что увеличивает марку по морозостойкости.

3. Прочностные характеристики бетона, при данном воздухововлечении, соответствуют требованиям, хотя, как известно, каждый процент содержания воздуха приводит к потере прочности на сжатие.

4. Применение добавок составов № 24–27 уменьшают плотность бетона, снижая вес конструкции, что экономически эффективно.

5. Добавки составов № 24–27 снижают водоцементное отношение, улучшая при этом удобоукладываемость смеси, что приводит в итоге к снижению дефектности структуры. Это существенно понижает проницаемость бетона, в частности водонепроницаемость, что подтверждается увеличением марки по водонепроницаемости до W20 (Серия 1 и Серия 2).

1.4.2. Определение показателей пористости бетонов по кинетике их водопоглощения

Кинетику водопоглощения определяли путем непрерывного и дискретного взвешивания (таблицы 1.14–1.16) предварительно высушенных образцов в процессе их водопоглощения.

Таблица 1.14

Сводные данные массы образцов

Наименование образца		Серия 1	Серия 2	Серия 3	Серия 4	Серия 5
		$t, \text{ч}$				
0	Q_{Γ}^c	2 460	2 328	2 256	2 318	2 275
0,25	Q_{Γ}^c	2 484	2 358	2 290	2 350	2 307
1,0	Q_{Γ}^c	2 492	2 372	2 310	2 364	2 319
24,0	Q_{Γ}^c	2 513	2 396	2 337	2 387	2 345
	Q_{Γ}^B	685	707	704	659	868

Примечание: Q_{Γ}^c и Q_{Γ}^B – массы гидростатически взвешенных сухого и водонасыщенного образца, г

Согласно методике (ГОСТ 12730.4-78 Бетоны. Методы определения показателей пористости), были найдены параметры поровой структуры путем дискретного взвешивания и непрерывного взвешивания образцов Серий 1–5. Результаты представлены в таблице 1.15–1.16.

Таблица 1.15

Наименование образца / Показатель	Серия 1	Серия 2	Серия 3	Серия 4	Серия 5
Водопоглощение W_m , % по массе	2,15	2,92	3,59	2,98	3,08
W_0 – объемное водопоглощение бетона, %	2,88	4,03	4,95	3,87	4,74
α – показатель однородности размеров открытых капиллярных пор	0,3	0,42	0,5	0,4	0,35
$\bar{\lambda}$ – показатель среднего размера открытых капиллярных пор	0,56	1,25	1,2	1,1	1,0

Таблица 1.16

Параметры поровой структуры образцов бетона найденные путем непрерывного взвешивания

Наименование образца / Показатель	Серия 1	Серия 2	Серия 3	Серия 4	Серия 5
Водопоглощение W_m , % по массе	2,15	2,92	3,59	2,98	3,08
W_0 – объемное водопоглощение бетона, %	2,88	4,03	4,95	3,87	4,74

Окончание таблицы 1.16

α – показатель однородности размеров открытых капиллярных пор	0,3	0,5	0,5	0,5	0,23
$\bar{\lambda}$ – показатель среднего размера открытых капиллярных пор	0,75	1,2	1,1	1,4	0,75

По результатам испытаний, для нахождения параметров поровой структуры, строили кривую водопоглощения. Номограммы Серий 1–5 представлены на рисунках 1.16–1.20.

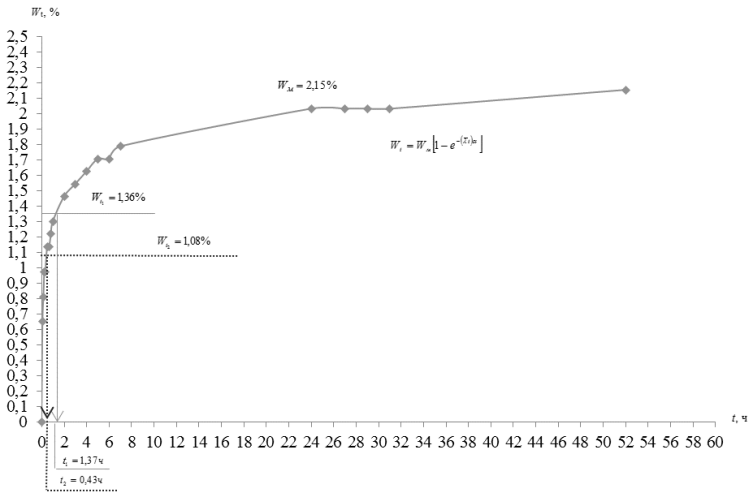


Рис. 1.16. Номограмма параметров пористости по кинетике насыщения образцов бетона Серии 1 (непрерывный метод)

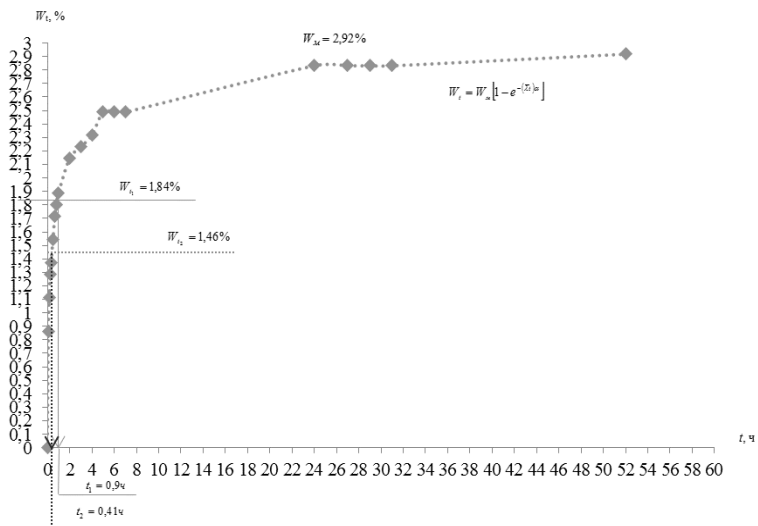


Рис. 1.17. Номограмма параметров пористости по кинетике насыщения образцов бетона Серии 2 (непрерывный метод)

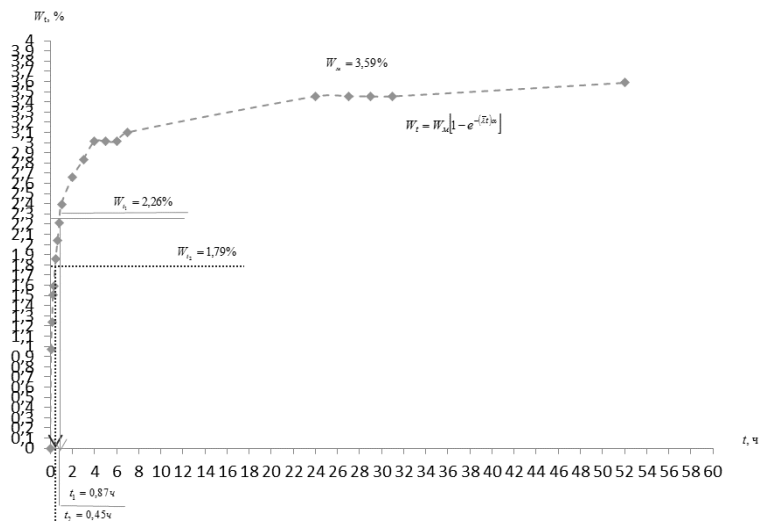


Рис. 1.18. Номограмма параметров пористости по кинетике насыщения образцов бетона Серии 3 (непрерывный метод)

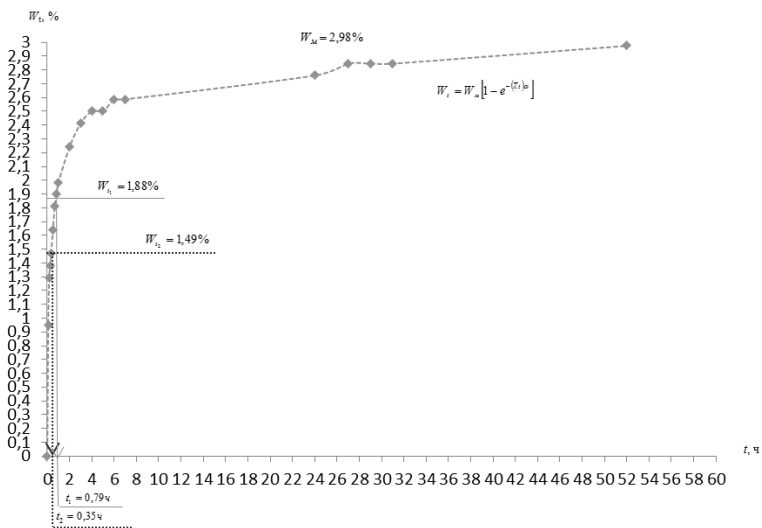


Рис. 1.19. Номограмма параметров пористости по кинетике насыщения образцов бетона Серии 4 (непрерывный метод)

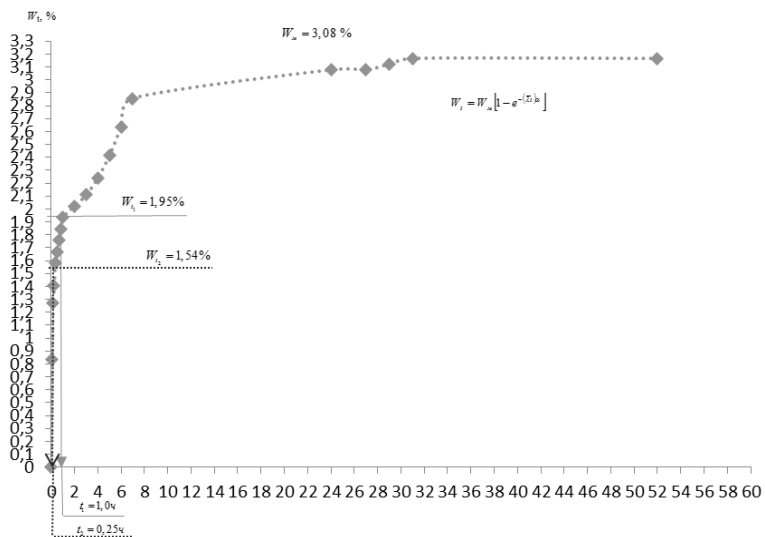


Рис. 1.20. Номограмма параметров пористости по кинетике насыщения образцов бетона Серии 5(непрерывный метод)

Таким образом, показатели среднего размера пор $\bar{\lambda}$ и однородности размера пор в бетоне α , определенные по кинетике водопоглощения путем непрерывного и дискретного взвешивания, для образцов равны:

для серии 1 – $\bar{\lambda} = 0,56-0,75$ и $\alpha = 0,3$;

для серии 2 – $\bar{\lambda} = 1,2-1,25$ и $\alpha = 0,42-0,5$;

для серии 3 – $\bar{\lambda} = 1,1-1,2$ и $\alpha = 0,5$;

для серии 4 – $\bar{\lambda} = 1,1-1,4$ и $\alpha = 0,4-0,5$;

для серии 5 – $\bar{\lambda} = 0,75-1,0$ и $\alpha = 0,23-0,35$.

1.4.3. Определение водонепроницаемости

Водонепроницаемость для образцов бетона Серий 3 и 4 определяли по «мокрому пятну» на установке УВБ-МГ4. Водонепроницаемость каждого образца оценивается максимальным давлением воды, при котором еще не наблюдалось ее просачивание через образец, а водонепроницаемость серии образцов оценивали максимальным давлением воды, при котором на четырех из шести образцах не наблюдалось просачивание воды. Для определения воздухопроницаемости бетона Серий 1, 2 и 5 по ускоренному методу использовали устройство типа «Агама-2Р» и устройство ВВ-2. Второе предназначено для определения водонепроницаемости бетона в образцах и изделиях на основе экспресс-метода оценки его воздухопроницаемости (ГОСТ 127305-84, прил 4). Экспресс-метод определения водонепроницаемости бетона основан на наличии экспериментально установленной статистической зависимости между воздухопроницаемостью поверхностных слоев бетона и его водонепроницаемостью, определенной по методу «мокрое пятно» (ГОСТ 12730.5-84). В качестве параметра, характеризующего воздухопроницаемость, используется значение времени, за которое давление в камере устройства падает на определенную величину. Испытания проводили при достижении образцами 28 суточного возраста. Результаты определения марки по водонепроницаемости образцов Серий 1–5 с добавками составов № 24–28 представлены в таблице 1.17.

Таблица 1.17

Результаты определения марки по водонепроницаемости

Наименование объекта испытаний	Нормированные значения показателей, установленных в ТНПА	Фактическое значение показателей для каждого образца				Марка по водонепроницаемости
		1	3	5	Ср. (3 и 4)	
Образцы тяжелого бетона Серия 1	W6 (6,6–9,4 с/см ³)	17,0	64,3	130,2	95,8	Соотв. W6
Образцы тяжелого бетона Серия 2	W8 (9,5–13,7 с/см ³)	12,1	127,4	130,2	196	Соотв. W20
Образцы тяжелого бетона Серия 3	W8 Не ниже 0,8	111,8	238,4	288,2	387,8	Соотв. W8
Образцы тяжелого бетона Серия 4	W6 Не ниже 0,6	0,8	0,8	1,1	0,8	Соотв. W6
Образцы тяжелого бетона Серия 5	W8 (127–183 сек)	0,8	0,8	1,1	0,8	Соотв. W6
		159	1250	1401	1320	Соотв. W20
		260	1390	1587		

1.4.4. Определение морозостойкости

Для определения морозостойкости использовался ускоренный метод (третий) при многократном замораживании и оттаивании. Марку бетона по морозостойкости принимали за соответствующую требуемой, если среднее значение прочности на сжатие основных образцов после установленных для данной марки числа циклов переменного замораживания и оттаивания уменьшилось не более чем на 5 % по сравнению со средней прочностью на сжатие контрольных образцов.

Испытания проводили при достижении образцами 28 суточного возраста.

Результаты определения марки по морозостойкости образцов Серий 1–5 с добавками составов № 24–28 представлены в таблице 1.18.

Таблица 1.18

Результаты определения марки по морозостойкости

Наименование объекта испытаний, показатели, технические требования	Фактическое значение			Вывод о соответствии требованиям ТНПА
	Контрольные образцы, МПа	Основные образцы, МПа	Потеря прочности, %	
Образцы тяжелого бетона Серия 1	53,9	51,1*	0,7	Соотв. F100
	53,4	51,8*		
	49,8*	55,1		
	52,4*	55,2		
	55,0	53,6		
	57,1	53,8		
	Ср. 54,8	Ср. 54,4		
	55,7	52,7*		
Образцы тяжелого бетона Серия 2	58,6	55,5	1,4	Соотв. F500
	54,9	55,2		
	52,6*	57,6		
	58,5	56,2		
	49,1*	52,1*		
	Ср. 56,9	Ср. 56,1		
	40,1	41,4		
	39,0	36,1		
Образцы тяжелого бетона Серия 3	38,5	34,1*	0,7	Соотв. F200
	38,6*	39,0		
	39,2	41,0		
	40,1*	35,6*		
	Ср. 39,6	Ср. 39,3		

1.5. Неразрушающие методы контроля

Контроль прочности бетона Серий 1–5 проводился 2 неразрушающими методами: методом ударного импульса с помощью склерометра Шмидта и ультразвуковым методом с помощью прибора ПУЛЬСАР-1. Результаты испытаний сведены в таблицу 1.19.

Комплексные многопараметрические экспериментальные исследования, выполненные в аккредитованной строительной лаборатории Представительства АО ИК «АСЭ», дают полное представление о добавках составов № 24–28 в сравнении с широко используемыми в бетонных работах АЭС брендовыми модификаторами бетона. Исследованы технологические свойства бетонной смеси и физико-механические характеристики бетона, учитывая, что технологические характеристики (ОК, SF, PL, SR, D, Vв) являлись приоритетными в данном исследовании, т. е. фиксировались дозировки добавки, когда прочностные и деформативные свойства бетона были выше нижеприведенных.

Установлен оптимальный процент ввода представленных добавок для каждого из сравниваемых составов БелАЭС (Серии 1–5), который обеспечивает необходимые технологические свойства бетонной смеси и физико - механические характеристики бетона:

1 серия – 0,8 %, $f_c = 58,1$ МПа; соответствует марке по водонепроницаемости W20 и обеспечивает марку по морозостойкости F100.

2 серия – 0,5 %, $f_c = 60,4$ МПа; водонепроницаемость соответствует W20 и морозостойкость F500;

3 серия – 0,5 %; $f_c = 39,2$ МПа, что соответствует предъявляемой прочности, а также требованиям по водонепроницаемости W8 и морозостойкости F200;

4 серия – 0,8 % добавки от массы цемента;

5 серия – 0,8 % добавки от массы цемента.

Предположено, что получению синергетического эффекта, а также улучшению макрохарактеристик бетона способствовало направленное влияние комбинированных наночастиц SiO₂ и углерода на структуру бетона.

Таблица 1.19

Результаты испытания бетона неразрушающими методами

Наименование образца	Серия 1			Серия 2			Серия 3			Серия 4			Серия 5		
	7 сут	28 сут	56 сут	7 сут	28 сут	56 сут	7 сут	28 сут	56 сут	7 сут	28 сут	56 сут	7 сут	28 сут	56 сут
Показатель	4,705	4,729	5,075	4,763	4,865	5,002	4,410	4,491	4,643	4,409	4,668	4,692	4,480	4,735	4,956
Усредненные данные продольной скорости V_{long} , км/с	0,152	0,166	0,115	0,088	0,092	0,089	0,064	0,064	0,113	0,040	0,057	0,071	0,044	0,171	0,171
Среднеквадратическое отклонение	3,23	3,51	2,27	1,86	1,89	1,79	1,44	1,42	2,43	0,90	1,21	1,52	0,97	3,61	3,45
Коэффициент вариаций, %															

Плотность, кг/м ³	15,017	38,954	41,0	2346,5
	15,180	39,376	45,75	2347,5
	18,762	48,669	57,83	2521,67
	15,685	40,687	31,87	2393,5
	16,424	42,604	43,63	2402
	17,523	45,456	49,5	2424,67
	12,880	33,412	21,87	2292,83
	13,356	34,646	43,7	2293,33
	14,312	37,125	43,77	22297,5
	13,085	33,942	24,83	2330,83
	15,185	39,391	49,5	2413
	15,398	39,943	45,5	2421,67
	13,194	34,225	38,6	2276,33
	15,260	39,584	45,9	2354
	16,790	43,554	46,9	2364,5
Модуль сдвига G , 10 ⁶ Па				
Модуль Юнга E , 10 ⁶ Па				
Прибор ИПС, МПа (9 ударов)				

Выводы к разделу 1

1. Разработанные рецептуры цементных материалов позволили повысить механические и физические характеристики твердых образцов и реологические характеристики свежих бетонных смесей:

При вводе в бетонную смесь комплексной добавки, содержащей 750 г/т НЧ МУНТ достигали подвижности по удобоукладываемости класса П4–П5 при сохранности 180 мин, для самоуплотившихся смесей – Р6 при сохранности 120 мин класса по вязкости, определяемые по времени Т500 (времени, необходимому для расплыва стандартного конуса бетонной смеси до диаметра 500 мм) – VS1 1,25–2,14, класса по способности бетонной смеси преодолевать препятствия, определяемые способностью преодолевать сопротивление арматурных стержней в L-образном ящике – РА1 0,64–0,98, класса по устойчивости к расслаиванию, определяемые при испытании бетонной смеси на устойчивость к расслаиванию с использованием сита - SR1 2,3–10,0 %;

2. Раннюю прочность тяжелого бетона при сжатии в возрасте 1 сутки до 77 % по сравнению с бездобавочным составом.

3. Прочность при сжатии в возрасте 28 суток до 25 %.

Для приращения прочности бетона при сжатии достигали эффект взаимного усиления действия наночастиц SiO₂ и МУНТ при комбинированном применении – синергетический эффект. Приращение прочности бетона при сжатии в случаи применения комбинации наночастиц SiO₂ и МУНТ превышало сумму приращений прочности при сжатии вводе наночастиц SiO₂ и МУНТ отдельно в возрасте 1 сут – на 66 %, 7 сут – 52 %, 28 сут – 12,7 %.

4. Прочность бетона при осевом растяжении довели до 2,85 МПа, что соответствовала классу по прочности на осевое растяжение Вt2,8 по СП 41.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87 (с Изменением № 1) и по СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции (табл. 6.1) соответствуют классу бетона С45/55 ($f_{ctk,0,05} = 2,7$ МПа).

5. Прочность бетона на четырехточечный изгиб от 5,18 до 7,99 МПа.

6. Коэффициент пористости λ повышали до 0,88; коэффициент однородности дифференциального распределения пор по диаметрам α до 0,4; капиллярную пористость в диапазоне 4,5–5,35 %.

7. Повышение марки бетона по водонепроницаемости с W8 до W20.

8. Марка по морозостойкости бетона до F500.

9. Трещиностойкость бетона по значениям коэффициентов $K_{\text{ПС}}$ при нормальном отрыве и $K_{\text{ПС}}$ при поперечном сдвиге была для варианта ввода комбинации наночастиц SiO_2 и МУНТ по сравнению с вариантом ввода наночастиц МУНТ отдельно: коэффициент $K_{\text{ПС}}$ был в $3,29/2,15 = 1,53$ раза выше.

10. Неразрушающие методы контроля могут применяться для определения прочности при сжатии крупногабаритных бетонных конструкций.

Библиографический список источников к разделу 1

1. Sobolev, K. Engineering of SiO_2 Nanoparticles for Optimal Performance in Nano Cement-Based Materials/ K. Sobolev [et al.] // Nanotechnology in Construction 3. – 2009. – pp. 139–148.

2. Sobolev, K. How Nanotechnology Can Change the Concrete World / K. Sobolev, M. Ferrada Gutierrez // American Ceramic Society Bulletin, 2009. – pp. 113–116.

3. Sobolev, K. How Nanotechnology Can Change the Concrete World / K. Sobolev, M. Ferrada Gutierrez // American Ceramic Society Bulletin, 2009. – pp. 117–120.

4. Sobolev, K., Torres-Martinez L. M. Nanomaterials and nanotechnology for high-performance cement composites/ K. Sobolev, I. Flores, R. Hermosillo, L. M. Torres-Martínez // Proceedings of ASI Session on «Nanotechnology Concrete: Recent Developments and Future Perspectives», 2006. – pp. 117–120.

5. Sanchez, F. Nanotechnology in concrete – A review/ F. Sanchez, K. Sobolev // Construction and Building Materials. –2010. – Vol. 24, № 5. – pp. 2060–2071.

6. Björnström, J. Accelerating effects of colloidal nano-silica for beneficial calcium–silicate–hydrate formation in cement / J. Björnström [et al.] // Chemical Physics Letters. – 2004. – Vol. 392, № 1–3. – pp. 242–248.

7. Ji, T. Preliminary study on the water permeability and microstructure of concrete incorporating nano-SiO₂ / T. Ji // *Cement and Concrete Research*. – 2005. – Vol. 35, № 10. – pp. 1943–1947.

8. Jo, B-W. Characteristics of cement mortar with nano-SiO₂ particles/ B-W. Jo, C-H. Kim, G-H Tae, J-B Park // *Construction and Building Materials*. – 2007. – Vol. 21, № 6. – pp. 1351–1355.

9. Li, H. A study on mechanical and pressure-sensitive properties of cement mortar with nanophase materials /H. Li, H.-g. Xiao, J.-p. Ou // *Cement and Concrete Research*. – 2004. – Vol. 34. – pp. 435–438.

10. Li, H. Abrasion resistance of concrete containing nano-particles for pavement / H. Li, M.-h. Zhang, J.-p. Ou // *Wear*. –2006. – Vol. 260, № 11–12. – pp. 1262–1266.

11. Qing, Y. Influence of nano-SiO₂ addition on properties of hardened cement paste as compared with silica fume/ Y. Qing, Z. Zenan, K. Deyu, C. Rongshen // *Construction and Building Materials*. – 2007. – Vol. 21, № 3. – pp. 539–545.

12. Lin, K.L. Effects of nano-SiO₂ and different ash particle sizes on sludge ash–cement mortar / K. L. Lin, W. C. Chang, D. F. Lin, H. L. Luo, M. C. Tsai // *J Environ Manage*. – 2008. – Vol. 88, № 4. – pp. 708–714.

13. Lin, D.F. Improvements of nano-SiO₂ on sludge/fly ash mortar / D. F. Lin, K.-L. Lin, W. C. Chang, H.L. Luo, M. Q. Cai // *Waste Manage*. – 2008. – Vol. 28, № 6. – pp. 1081–1087.

14. Гуриненко, Н.С. Технология и свойство бетона с полифункциональной добавкой, содержащей ультрадисперсный микрокремнезем: автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.23.05 / Н.С. Гуриненко; Белорусский национальный технический университет. – Минск, 2020. – 25с.

15. Qing, Y. A comparative study on the pozzolanic activity between nano-SiO₂ and silica fume / Y. Qing, Z. Zenan, S. Li, C. Rongshen // *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed*. – 2006. – Vol. 21, № 3. – pp.153–157.

16. Li, H. Flexural fatigue performance of concrete containing nanoparticles for pavement / H. Li, M.-h. Zhang, J.-pi. Ou // *International Journal of Fatigue*. – 2007. – Vol. 29, № 7. – pp. 1292–301.

17. Abdoli Yazdi, N. To study the effect of adding Fe₂O₃ nanoparticles on the morphology properties and microstructure of cement mortar / N. Abdoli Yazdi, M.R. Arefi, E. Mollaahmadi, B. Abdollahi // *Life Science Journal*. – 2011. – Vol. 8, № 4. – pp. 550–554.

18. Li, Z. Investigations on the preparation and mechanical properties of the nano-alumina reinforced cement composite / Z. Li, H. Wang, S. He, Y. Lu, M. Wang // *Mater Lett.* – 2006. – Vol. 60, № 3. – pp. 356–359.

19. Nazari, A. The effects of ZrO₂ nanoparticles on physical and mechanical properties of high strength self-compacting concrete/ A. Nazari, Sh. Riahi // *Materials Research.* – 2010. – Vol. 13, № 4. –pp. 1–13.

20. Nazari, A. Effects of CuO nanoparticles on compressive strength of self-compacting concrete / A. Nazari, Sh. Riahi// *Sadhana.* – 2011. – Vol. 36, № 3. – pp. 371–391.

21. Chang, T-P. Material properties of Portland cement paste with nano-montmorillonite / T.-P. Chang, J.-Y. Shih, K.-M. Yang, T.-C. Hsiao // *Journal of Materials Science.* – 2007. – Vol. 72, № 17. – pp. 747–887.

22. Kuo, W-Y. Effects of organo-modified montmorillonite on strengths and permeability of cement mortars / W.-Y. Kuo, J.-Sh. Huang, Ch-H. Lin // *Cement and Concrete Research.* – 2006. – Vol. 36, № 5. – pp. 886–895.

23. Lee, S. -J. Synthesis and hydration study of Portland cement components prepared by the organic steric entrapment method / S.-J. Lee, W. M. Kriven // *Materials and Structures.* – 2005. – Vol. 38, № 11. – pp. 87–92.

24. Vallee, F. Cementitious materials for self-cleaning and depolluting facade surfaces. / F. Vallee [et al.] // *RILEM Publications SARL.* – 2004, p. 337–46.

25. Witkowski H. Air purifying pavement: development of photocatalytic concrete blocks / H. Witkowski [et al.] // *Applied Sciences.* – 2019. – Vol. 9, № 9. – p. 1735.

26. Li, H. Microstructure of cement mortar with nano particles / H. Li, H.-g. Xiao, J. Yuan, J. Ou // *Composites Part B: Engineering.* – 2004. – Vol. 35, № 2. – pp. 185–189.

27. Aggarwal, P. Use of nano-silica in cement based materials – A review / P. Aggarwal, R. P. Singh, Y. Aggarwal, R. R. Hussain / *Cogent Engineering.* – 2015. – Vol. 2, № 1. – pp. 1–12.

28. Zhang, P. Influence of nano-SiO₂ on properties of fresh and hardened high performance concrete: A state-of-the-art review / P. Zhang, J. Wan, K. Wang, Q. Li // *Construction and Building Materials.* – 2017. – Vol. 148, № 1. – pp. 648–658.

29. Hou P. Effects of colloidal nano-SiO₂ on fly ash hydration / P. Hou [et al.] // Cement and Concrete Composites. – 2012. – Vol. 34, № 10. – pp. 1095–1103
30. Hou, P. K. Effects of colloidal nanosilica on rheological and mechanical properties of fly ash-cement mortar/ P.K. Hou [et al.] // Cement and Concrete Composites. – 2013. – Vol. 35, № 1. – pp. 12-22
31. Hou, P. Modification effects of colloidal nanoSiO₂ on cement hydration and its gel property /P. Hou [et al.] // Composites Part B: Engineering. – 2013. – Vol. 45, № 1. – pp. 440-448.
32. Qing, Y. Influence of nano-SiO₂ addition on properties of hardened cement paste as compared with silica fume / Y. Qing, Zh. Zenan, K. Deyu, Ch. Rongshen // Construction and Building Materials. – 2007. – Vol. 21, № 3. – pp. 539–545.
33. Senff, L. Mortars with nano-SiO₂ and micro-SiO₂ investigated by experimental design / L. Senff // Construction and Building Materials. – 2010. – Vol. 24, № 8. – pp. 1432–1437.
34. Jo, B. W., Kim, C. H., & Lim, J. H. Investigations on the development of powder concrete with nano-SiO₂ particles / B. W. Jo, Ch. H. Kim, J. H. Lim // KSCE Journal of Civil Engineering. – 2007. – Vol. 11. – pp. 37–42.
35. Jo, B. W. Characteristics of cement mortar with nano-SiO₂ particles / B.-W. Jo, Ch.-H. Kim, Gh. -h. Tae, J.-B. Park// Construction and Building Materials. – 2007. – Vol. 21, № 6. – pp. 1351–1355.
36. Zapata, L. E. Rheological performance and compressive strength of super plasticized cementitious mixtures with micro/nano-SiO₂ additions / L. E. Zapata, G. Portela, O. M. Suárez, O. Carrasquillo // Construction and Building Materials. – 2013. – Vol. 41. – pp. 708–716.
37. Zhang, M. H. Use of nano-silica to reduce setting time and increase early strength of concretes with high volumes of fly ash or slag / M.-H. Zhang, J. Islam // Construction and Building Materials. – 2012. – Vol. 29. – pp. 573–580.
38. Zhang, M. H. Use of nano-silica to increase early strength and reduce setting time s with high volumes o slag / M.-H. Zhang, J. IIslam, S. Peethamparan// Cement and Concrete Composites. – 2012. – Vol. 34, № 5. – pp. 650–662.
39. Jalal, M. Chloride penetration, water absorption and electrical resistivity of high performance concrete containing nano silica and silica

fume / M. Jalal, A. R. Pouladkhan, H. Norouzi, Gh. Chuddar // *Journal of American Science*. – 2012. – Vol. 8, № 4. – pp. 278–284.

40. Kawashima, Sh. Modification of cement-based materials with nanoparticles/ Sh. Kawashima, P. Hou, D. J. Corr, S.P. Shah // *Cement and Concrete Composites*. – 2013. – Vol. 36. – pp. 8–15.

41. Oltulu, M. Effect of nano-SiO₂, nano-Al₂O₃ and nano-Fe₂O₃ powders on compressive strengths and capillary water absorption of cement mortar containing fly ash: A comparative study/ M. Oltulu, R. Şahin // *Energy and Buildings*. – 2013. – Vol. 58. – pp. 292–301.

42. Li, G. Properties of high-volume fly ash concrete incorporating nano-SiO₂ / G. Li // *Cement and Concrete Research*. – 2004. – Vol. 34, № 6. – pp.1043–1049.

43. Aly, M. Effect of colloidal nano-silica on the mechanical and physical behaviour of waste-glass cement mortar /M. Aly, M. S. J. Hashmi, A. G. Olabi, M. Messeiry, E. F. Abadir, A. I. Hussain // *Materials and Design*. – 2012. – Vol. 33. – pp. 127–135.

44. Zhang, M. H. Pore structure and chloride permeability of concrete containing nano-particles for pavement / M.-h. Zhang, H. Li // *Construction and Building Materials*. – 2011. – Vol. 25, № 2. – pp. 608–616.

45. Zhang P. Durability of Steel Fiber-Reinforced Concrete Containing SiO₂ Nano-Particles / P. Zhang [et al.] // *Materials*. – 2019. – Vol. 12, № 13. – pp.2184.

46. Рябчиков, П. В. Технология и физико-технические свойства тяжелого бетона, модифицированного углеродными наноматериалами: автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.23.05 / П.В. Рябчиков; Белорусский национальный технический университет. – Минск, 2017. – 28 с.

47. Shekari, A. H. Influence of nanoparticles on durability and mechanical properties of high performance concrete/ A. H. Shekari, M.S. Razzaghi// *Procedia Engineering*. – 2011. – Vol. 14. – pp. 3036–3041.

48. Berra, M. Effects of nanosilica addition on workability and compressive strength of Portland cement pastes/M.Berra// *Construction and Building Materials*. – 2012. – Vol. 35. – pp. 666–675.

49. Ltifi, M. Experimental study of the effect of addition of nano-silica on the behaviour of cement mortars Mounir / Ltifi, A. Guefrech, P. Mounanga, A. Khelidj // *Procedia Engineering*. – 2011. – Vol. 10. – pp. 900–905.

50. Stefanidou, M. Influence of nano-SiO₂ on the Portland cement pastes / M. Stefanidou, I. Papayianni // Composites Part B: Engineering. – 2012. – Vol. 43, № 6. – pp. 2706–2710.

51. Singh, L.P. Studies on early stage hydration of tricalcium silicate incorporating silica nanoparticles: part II / L.P. Singh [et al.] // Construction and Building Materials. – 2016. – Vol. 2, № 1. – pp.943-949.

52. Hou, P. Modification effects of colloidal nano-SiO₂ on cement hydration and its gel property / P. Hou [et al.] // Composites Part B: Engineering. – 2013. – Vol. 45, № 1. – pp. 440–448.

53. Pourjavadi, A. Improving the performance of cement-based composites containing superabsorbent polymers by utilization of nano-SiO₂ particles / A. Pourjavadi, S. MahmoudFakoorpoor, A. Khaloo, P. Hosseini // Materials and Design. – 2012. – Vol. 42. – pp. 94–101.

54. Givi, A. N. Experimental investigation of the size effects of SiO₂ nano-particles on the mechanical properties of binary blended concrete / A. N. Givi, S. A. Rashid, F. N. A. Aziz, M. A. M. Salleh // Composites Part B: Engineering. – 2010. – Vol. 41, № 8. – pp. 673–677.

55. Heidari, A. A study of the mechanical properties of ground ceramic powder concrete incorporating nano-SiO₂ particles/ A. Heidari, D. Tavakoli // Construction and Building Materials. – 2013. – Vol. 38. – pp. 255–264.

56. Kiran Kumar, N. L. N. Effects of nano silica on the strengths of geopolymer concrete cured at ambient temperature / N. L. N. Kiran Kumar, K. V. S. Gopala Krishna Sastry // International Journal of Civil Engineering and Technology. – 2017. – Vol. 8, № 8. – pp. 437-444.

57. Givi, A.N. Investigations on the development of the permeability properties of binary blended concrete with nano-SiO₂ particles / A.N. Givi, S.A. Rashid, F.N.A. Aziz, M.A.M. Salleh // Journal of Composite Materials. – 2011. – Vol. 45, № 19. – pp. 1931–1938.

58. Salemi, N. Effect of nano-particles on durability of fiberreinforced concrete pavement / N. Salemi, K. Behfarnia // Construction and Building Materials. – 2013. – Vol. 48. – pp. 934–941.

59. Supit, S.W.M. Durability properties of high volume fly ash concrete containing nano-silica / S. W. M. Supit, F. U. A. Shaikh // Materials and Structures. – 2015. – Vol. 48. – pp. 2431–2445.

60. Bahadori, H. Reduction of cement consumption by the aid of silica nano-particles (investigation on concrete properties) / H. Bahadori,

P. Hosseini. // Journal of Civil Engineering and Management. – 2012. – Vol. 18, № 3. – pp. 416–425.

61. Bastami, M. Performance of nano-Silica modified high strength concrete at elevated temperatures / M. Bastami, M. Baghbadrani, F. Aslani // Construction and Building Materials. – 2014. – Vol. 68. – pp. 402–408.

62. Han, Y. Influence of nano-SiO₂ on the strength of high performance concrete. / Y. Han, F. Pan, J. Tang, C. Zhou // Materials Science Forum. – 2011. – Vol. 686. – pp. 432–437.

63. Said, A. M. Properties of concrete incorporating nano-SiO₂ /A. M. Said, M. S. Zeidan, M. T. Bassuoni, Y. Tian // Construction and Building Materials. – 2012. – Vol. 36. – pp. 838–844.

64. Amin, M. Effect of using different types of nano materials on mechanical properties of high strength concrete/ M. Amin, K. Abu el-hassan// Construction and Building Materials. – 2015. – Vol. 80. – pp. 116–124.

65. Yu, R. A study of multiple effects of nano silica and hybrid fibres on the properties of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) incorporating waste bottom ash (WBA) /R. Yu, P. Tang, P. Spiesz, H. J. H. Brouwers // Construction and Building Materials. – 2014. – Vol. 60. – pp. 98–110.

66. Zhang, P. Fracture properties of steel fiber reinforced high performance concrete containing nano-SiO₂ and fly ash / P. Zhang, C.H. Liu, Q. F. Li, T. H. Zhang, P. Wang // Current Science. – 2014. – Vol. 106, № 7. – pp. 980–987.

67. Zhang, P. Study on notch sensitivity of fracture properties of concrete containing nano-SiO₂ particles and fly ash / P. Zhang, Q. Y. Guan, C. H. Liu, Q. F. Li. // Journal of Nanomaterials. – 2014. – pp. 1–7.

68. Du, H. Durability performances of concrete with nano-silica / H. Du, S. Du, X. Liu // Construction and Building Materials. – 2014. – Vol. 73. – pp.705–712.

69. R. B. Ardalan, N. Jamshidi, H. Arabameri, A. Joshaghani, M. Mehrinejad, P. Sharafi. Enhancing the permeability and abrasion resistance of concrete using colloidal nano-SiO₂ oxide and spraying nanosilicon practices / R. B. Ardalan [et al.] // Construction and Building Materials. – 2017. – Vol. 146. – pp. 128–135.

70. Zhao, Z. R. Study on frost resistance of nano SiO₂ cement concrete / Z. R. Zhao, J. Kong, H. X. Yang. // Applied Mechanics and Materials. – 2012. – Vol. 198–199. – pp. 48–51.

71. Khaloo, A. Influence of different types of nano-SiO₂ particles on properties of high-performance concrete / A. Khaloo, M.H. Mobini, P. Hosseini. // *Construction and Building Materials*. – 2016. – Vol. 113. – pp. 188–201.

72. Potapov, V. V. Obtaining sols, gels and mesoporous nanopowders of hydrothermal nanosilica / V. V. Potapov, R. Fediuk, D. S. Gorev // *Journal of Sol-Gel Science and Technology*. – 2020. – Vol. 94, № 3. – pp. 681–694.

73. Potapov, V. V. Hydrothermal SiO₂ Nanopowders: Obtaining Them and Their Characteristics / V. V. Potapov, R. Fediuk, D. S. Gorev // *Nanomaterials*. – 2020. – Vol. 10, № 4. – pp. 1–28.

74. Potapov, V.V. Membrane concentration of hydrothermal SiO₂nanoparticles / V. V. Potapov, R. Fediuk, D. S. Gorev // *Separation and Purification Technology*. – 2020. – Vol. 251. – pp. 1–15.

75. Potapov, V.V. Zhuravlev Temperature dependence of the concentration of silanol groups in silica precipitated from a hydrothermal solution / V. V. Potapov, L. T. Zhuravlev // *Glass Physics and Chemistry*. – 2005. – Vol. 31. – pp. 661–670.

76. Flores-Vivian, I. The effect of SiO₂ nanoparticles derived from hydrothermal solutions on the performance of portland cement based materials / I. Flores-Vivian [et al.] // *Frontiers of Structural and Civil Engineering*. – 2017. – Vol. 11. – pp. 436–445.

77. Potapov, V.V. Modification of concrete by hydrothermal nanosilica / V.V. Potapov, Y.V. Efimenko, D.S. Gorev // *Nanotechnologies in Construction*. – 2019. – Vol. 11, № 3. – pp. 248–265.
<https://doi.org/10.15828/2075-8545-2019-11-3-248-265>.

78. Potapov, V.V. Determination of the amount of Ca(OH)₂ bound by additive nano-SiO₂ in cement matrices/ V. V. Potapov, Y. V. Efimenko, D. S. Gorev. // *Nanotechnologies in Construction*. – 2019. –Vol. 11, № 4. – pp. 415–432.

79. Iijima, S. Helical microtubules of graphitic carbon / S. Iijima // *Nature*. – 1991. – № 354. – pp. 56–58.

80. Salvetat J.-P. Mechanical properties of carbon nanotubes / J.-P. Salvetat [et al.] // *Applied Physics A*. – 1999. – Vol. 69. – pp. 255–260.

81. Belytschko, T. Atomistic simulations of nanotube fracture// T. Belytschko, S. P. Xiao, G. C. Schatz, R. S. Ruoff / *Phys. Rev. B*. – 2002. – Vol. 65, № 23. – pp. 1–12. <https://doi.org/10.1103/PhysRevB.65.235430>

82. Akkaya, Y. Influence of fiber dispersion on the performance of microfiber reinforced cement composites/ Y. Akkaya, S. P. Shah, and M. Ghandehari// ACI. – 2003. – № 216. – pp. 1–18

83. Groert, N. Carbon Nanotubes Becoming Clean/ N. Groert// Materials Today. –2007. –Vol. 10, № 1-2. – pp. 28–35.

84. Xie, X.-L. Dispersion and alignment of carbon nanotubes in polymer matrix: a review/ X.-L. Xie, Y.-W. Mai, X.-P. Zhou// Materials Science and Engineering: R: Reports. –2005. –Vol. 49, № 4. – pp. 89–112.

85. Makar, J. M. Carbon nanotubes and their application in the construction industry / J. M. Makar, J. J. Beaudoin // Proceedings of the 1st International Symposium on Nanotechnology in Construction, Royal Society of Chemistry. – 2003. – pp. 331–341.

86. Makar, J. M. Carbon nanotube/cement composites-early results and potential applications / J. M. Makar, J. C. Margeson, J. Luh // Proceedings of the 3rd International Conference on Construction Materials, Performance, Innovations and Structural Implications, Vancouver, B. C., Canada. – 2005. – pp. 1–10.

87. Li, G. Y. Mechanical behavior and microstructure of cement composites incorporating surface-treated multi-walled carbon nanotubes / G. Y. Li, P. M. Wang, X. Zhao // Carbon. – 2005. – Vol. 43, № 6. – pp. 1239–1245.

88. Li, G. Y. Pressure-sensitive and microstructure of carbon nanotube reinforced cement composites / G. Y. Li, P. M. Wang, X. Zhao // Cement and Concrete Composites. – 2007. – Vol. 29, № 5. – pp. 377–382.

89. Saez de Ibarra, Y. Atomic force microscopy and nanoindentation of cement pastes with nanotube dispersions / Y. Saez de Ibarra, J. J. Gaitero, E. Erkizia, I. Campillo // Physica Status Solidi (A). – 2006. – Vol. 203, № 6. – pp. 1076–1081.

90. Wansom, S., Kidner, N. J., Woo, L. Y., Mason, T. O.: AC-impedance response of multi-walled carbon nanotube/cement composites / S. Wansom, N. J. Kidner, L. Y. Woo, T. O. Mason // Cement and Concrete Composites. – 2006. –Vol. 28, № 6. – pp. 509–519.

91. Coleman, J. Small but strong: a review of the mechanical properties of carbon nanotube-polymer composites/ J. Coleman, U. Khan, W. Blau, Y. Gun'ko // Carbon. – 2006. – Vol. 44, № 9. – pp. 1624–1652.

92. Lau K-t, Gu C, Hui D. A critical review on nanotube and nanotube/nanoclay related polymer composite materials / K.-t. Lau, C. Gu,

D. Hui// Composites Part B: Engineering. – 2006. – Vol. 37, № 6. – pp. 425–436.

93. Hammel, E. Carbon nanofibers for composite applications/ E. Hammel [et al.] //Carbon. – 2004. – Vol. 42, № 5–6. – pp. 1153–1158.

94. Habermehl-Cwirzen, K. Surface decoration of carbon nanotubes and mechanical properties of cement/carbon nanotube composites / K. Habermehl-Cwirzen, V. Penttala, A. Cwirzen // Advances in Cement Research. – 2008. – Vol. 20, № 2. – pp. 65–73.

95. Shah, S. P. Nanoscale modification of cementitious materials / S. P. Shah, M. S. Konsta-Gdoutos, Z. S. Metaxa, P. Mondal // Nanotechnology in construction: proceedings of the NICOM3 (3rd international symposium on nanotechnology in construction. – 2005. – pp. 125–30.

96. Строчкий, В. Н. Исследование физико-механических свойств высокопрочного бетона с добавкой микрокремнезема и ультрадисперсной углеродной добавкой с наночастицами размером 10–50 нанометров / В.Н. Строчкий [и др.] // Научные труды ОАО ЦНИИС вып. 250. – М.: изд-во ОАО ЦНИИС, 2008. – С. 33–40.

97. Шитиков, Е.С. О возможности применения наномодификаторов в производстве бетонов для транспортного строительства/ Е. С. Шитиков, В. Н. Строчкий, Е. В. Гордеева // Научные труды ОАО ЦНИИС вып. 250. – М.: изд-во ОАО ЦНИИС, 2008. – С. 41–48.

98. Shah, et al. Highly-dispersed carbon nanotube-reinforced cement-based materials United States Patent 9,365,456. June 14, 2016.

99. Shah, et al. Highly dispersed carbon nanotube-reinforced cement-based materials. United States Patent 9,499,439. November 22, 2016.

100. Fulton, et al. Methods and systems for making nanocarbon particle admixtures and concrete. United States Patent 10,584,072. March 10, 2020.

101. Способ получения углеродного наноматериала: патент № 13680 Республика Беларусь, МПК С 01В 31/00, В 82В 3/00, В 01J 19/08. / Буяков Игорь Федорович, Борисевич Кирилл Олегович, Крауклис Андрей Владимирович, Жданок Сергей Александрович; заявитель и патентообладатель Государственное научное учреждение «Институт тепло- и массообмена имени А. В. Лыкова НАН Беларуси» – № а 20081438; заявл. 30.06.10. – 4 с.

102. Установка для получения углеродного наноматериала: патент №6666 Республика Беларусь, МПК В 82В 3/00. / Жданок Сергей Александрович, Борисевич Кирилл Олегович, Буяков Игорь Федоро-

вич, Крауклис Андрей Владимирович; заявитель и патентообладатель Государственное научное учреждение «Институт тепло- и массообмена имени А. В. Лыкова НАН Беларуси» - № u 20100200; заявл. 02.03.10. – 4 с.

103. Установка для g получения углеродного наноматериала: патент № 6687 Республика Беларусь, МПК В 82В 3/00. / Жданок Сергей Александрович, Лозников Анатолий Иванович, Крауклис Андрей Владимирович, Самцов Петр Петрович; заявитель и патентообладатель имени А. В. Лыкова Государственное научное учреждение «Институт тепло- и массообмена НАН Беларуси» – № u 20100156; заявл. 17.02.10. – 3 с.

РАЗДЕЛ 2. НАНОФИБРОБЕТОН С ФИБРОВЫМ ПОЛИАРМИРОВАНИЕМ ДЛЯ ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ И ВОЗВЕДЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ВЫСОКОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ В УСЛОВИЯХ КОРРОЗИИ²

Бетон относится к категории материалов с хрупким разрушением. Увеличение вязкости разрушения бетона является актуальным и перспективным направлением в строительном материаловедении.

Бетон, как композитный материал, представляет собой сбалансированную смесь наполнителя (крупный и мелкий) и вяжущего вещества, затворенного водой. Наличие в бетоне разных по размеру компонентов, позволяет рассматривать его строение как многоуровневую систему. Исследователи в области материаловедения для описания строения бетонов используют два подхода. Первый из них связан с характеристикой составных частей материала, а второй – с оценкой организации его строения. Данные подходы используются совместно и позволяют отразить структурные составляющие материала и особенности его построения из этих составляющих на всех его масштабных уровнях [1].

Структурную модель бетона можно отобразить в виде нескольких масштабных уровней: отдельного кристалла, кристаллического сростка, цементирующего вещества, цементного микробетона, мелкозернистого бетона, крупнозернистого бетона. Каждый уровень представляет собой матрицу со своими структурными элементами. Включения играют как структурообразующую роль, так и концентраторов напряжений при действии механических нагрузок [1].

Считается, что в бетоне всегда присутствуют некоторые начальные дефекты, с которых и начинается развитие магистральной трещины. Повышение вязкости разрушения бетона может достигаться за счет не только одноуровневого, но и многоуровневого дисперсного армирования его структуры. Армирующим веществом может выступать дисперсное армирование фибровым волокном, которое

² Раздел 2 составлен на основе Диссертационной работы Садовской Е. А. «Нанофибробетон в строительных конструкциях с повышенными требованиями к трещиностойкости»

способно тормозить процесс образования магистральной трещины [2].

Бетоны с высокой степенью вязкости разрушения окажутся востребованными в тех областях, где необходимы повышенная трещиностойкость, прочность на растяжение, высокая ударная вязкость и износостойкость. Дисперсное армирование бетонной матрицы может способствовать принципиальному изменению условий и энергетике образования трещин в структуре материала [3].

Использование нанофибробетона с фибровым армированием на разных структурных уровнях может быть оправдано в таких конструкциях, где прочность на растяжение и вязкость разрушения являются ключевыми параметрами качества изделия [3].

Комплексная система оценки параметров качества нанофибробетона как в лабораторных, так и в производственных условиях позволяет контролировать и прогнозировать эксплуатационные показатели готового изделия.

2.1. Технология устройства фибробетонных конструкций

2.1.1. Анализ применяемых технологий устройства фибробетонных конструкций

Особых различий в технологическом процессе изготовления фибробетонных конструкций от железобетонных не так уж много. В большинстве случаев основное отличие заключается в отсутствии каркаса из традиционной арматуры. В целом технологический цикл состоит из тех же операций. Подготовительные работы – подготовка основания, устройство гидроизоляции, установка опалубки. После формования фибробетонной смеси, конструкции плит выравниваются виброрейками, при большой глубине применяются вибраторы. Финишное покрытие зависит от целевого назначения, и индивидуальных требований используемого покрытия – нанесение топпинга с последующей затиркой, нанесение полимерного покрытия [4].

Покрытия могут быть как однослойными, так и многослойными. На это влияют условия и заданные эксплуатационные характеристики. Так многослойные покрытия выполняются в случае необходимости базирования тяжелого оборудования и для снижения

нагрузки на грунтовое основание за счет перераспределения ее между конструктивными слоями [4].

С целью выравнивания поверхности нижнего слоя, уменьшения трения под подошвой верхнего слоя и независимого деформирования слоев при температурных воздействиях, между слоями устраивают разделительные прослойки из различных материалов (полиэтиленовой пленки, битумизированной бумаги и др.) [4].

Технология устройства двухслойных плит со слоем износа из сталефибробетона методом «сращивания» слоев

Технология устройства двухслойных плит со слоем износа из сталефибробетона заключается в устройстве за счет объединения в один технологический процесс («сращивание» слоев) работ по устройству монолитной железобетонной (или бетонной) плиты и слоя из сталефибробетона (рис. 2.1) [5].

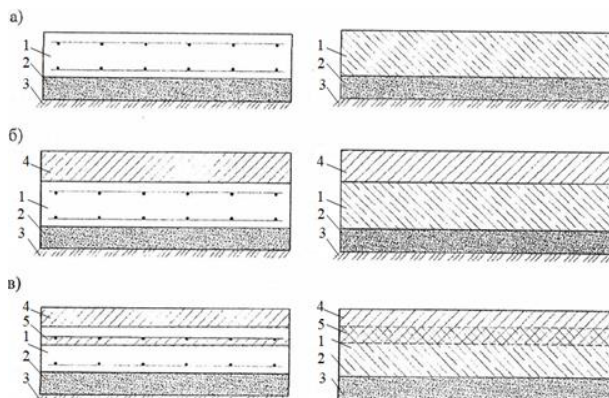


Рис. 2.1. Конструктивно-технологические схемы устройства [4]:
а) традиционная однослойная железобетонная или бетонная плита; *б)* двухслойная плита с износостойким слоем из фибробетона (работающий по двухслойной схеме); *в)* двухслойный пол с износостойким слоем из фибробетона, сращенным с железобетонной или бетонной плитой (работающий по однослойной схеме);
1 – несущая конструкция (железобетонная или бетонная плита); *2* – подготовка из песчано-грунтовой смеси; *3* – естественно уплотненное грунтовое основание;
4 – слой износа из фибробетона; *5* – слой сращивания фибробетона с бетоном несущей железобетонной или бетонной смеси

Производятся следующие технологические операции (рис. 2.2–2.3):

- приготовление бетонной и сталефибробетонной смесей;
- транспортирование сталефибробетонной и бетонной смесей на место устройства покрытия;
- установка направляющих на всю высоту бетонирования конструкции покрытия;
- послойная укладка соответственно бетонной и сталефибробетонной смесей по высоте уплотненных слоев;
- одновременное уплотнение обоих слоев покрытия;
- отделка поверхности покрытия шлифовальными машинами и уход за бетоном путем обработки поверхности отвердителем составом;
- нарезка и герметизация деформационных швов [5].

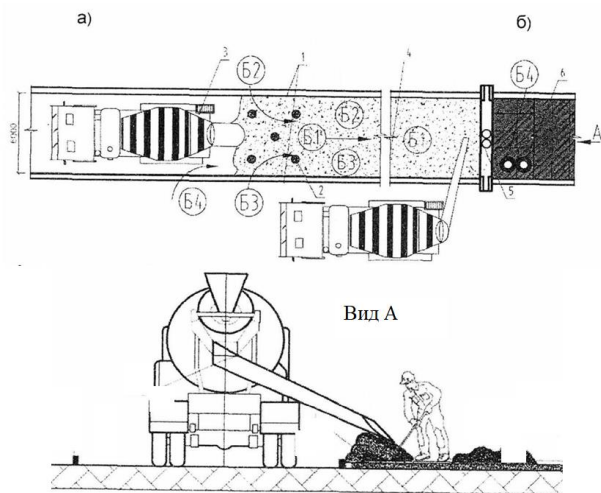


Рис. 2.2. Технологические решения устройства плит со слоем износа из сталефибробетона, полученных по одностадийной технологии с двумя «сросненными» слоями [5]:

- 1 – направляющие; 2 – маяки; 3 – автобетоносмеситель; 4 – формирование слоя износа; 5 – виборейка; 6 – шлифовальная машина. Б1, Б2, Б3, Б4 – бетонщики; а) устройство основного слоя бетонного пола; б) устройство фибробетонного слоя

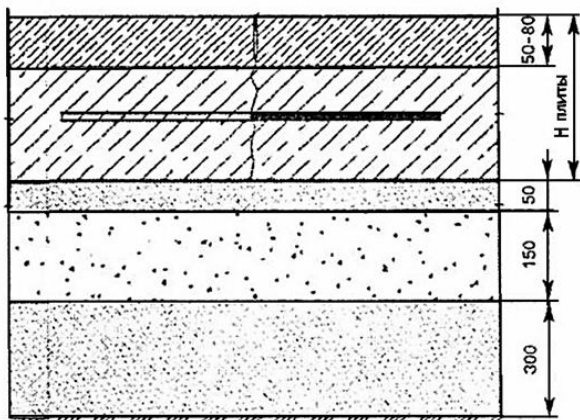


Рис. 2.3. Двухслойная комбинированная железобетонная плита со слоем износа [5]

Метод вакуумирования

В настоящее время метод вакуумирования широко применяют при устройстве железобетонных, бетонных и фибробетонных конструкций плит [6].

Под вакуумным бетонированием понимают метод бетонирования, при котором внутри бетона образуется пониженное давление, в то время как на его поверхность одновременно действует атмосферное давление. При этом из свежего бетона отводится часть излишней для гидратации воды (рис. 2.4). Снижение деформации усадки при вакуумировании бетона позволяет создавать участки пола площадью до 300 м² без деформационных швов [6].

Эффективность вакуумирования по глубине в значительной мере зависит от фильтрационных свойств бетонной смеси. Для обычных смесей на портландцементе толщина слоя, обработанного вакуумированием, может составлять 45÷50 см, для смесей на пуццолановом цементе – 25 см, на шлакопортландцементе – около 40 см. Наиболее рационально использовать данный метод в конструкциях толщиной до 20 см при разрезении 0,08 МПа [6].

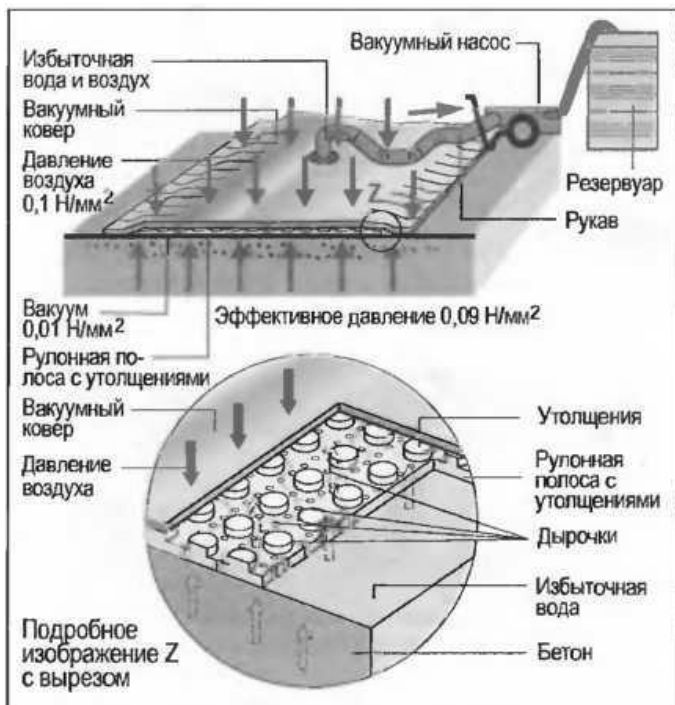


Рис. 2.4. Принцип вакуумирования [6]

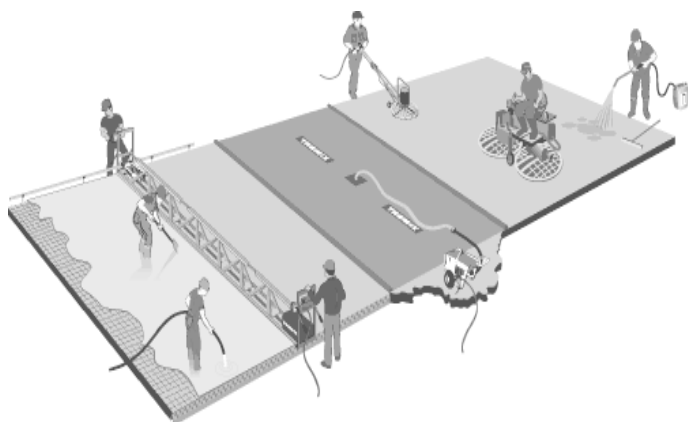


Рис. 2.5. Основные технологические процессы при методе вакуумирования [6]

Основные технологические операции устройства бетонной плиты методом выкуумирования (рис. 2.5):

- разметка участка работы;
 - подготовка основания для бетонирования и установка направляющих;
 - подача и распределение бетонной смеси;
 - уплотнение бетонной смесью с помощью виброрейки (поверхностных вибраторов);
 - вакуумная обработка бетонной поверхности;
 - затирка поверхности бетона заглаживающей машиной;
 - шлифовка поверхности бетона шлифмашиной (с лопастями)
- [6].

2.1.2. Особенности приготовления фибробетонных смесей в построчных условиях

Особое внимание уделяется качеству приготовления фибробетона, поскольку от качества перемешивания компонентов любого композиционного материала зависят его свойства и долговечность.

При производстве фибробетона главной целью является равномерность распределение фибры по объему. При применении стальной фибры для равномерного распределения используют электромагнит, для стеклянной фибры – наиболее эффективна технология пневмонабрызга.

Введение фибры в бетонную смесь производится несколькими способами [3].

1. Сначала в смесителе перемешивается песок с крупным заполнителем, затем постепенно вводится требуемое количество фибры, продолжая перемешивание. После этого в смеситель вводятся цемент и вода затворения и снова смесь перемешивается до равномерного распределения всех компонентов.

2. Вначале приготавливается бетонная смесь, затем в нее постепенно вводится фибра, продолжая перемешивание до ее равномерного распределения в смеси.

3. Фибра вводится в готовую бетонную смесь в процессе ее укладки в форму (равномерно по объему или послойно в зависимости от способа укладки и вида конструкции).

Механизм образования «ежей»

Фибробетон имеет ряд отличительных свойств, которые улучшают характеристики обычного бетона. Эти свойства обеспечиваются не только фактом наличия фибры в теле бетона, но и такими параметрами как ее количество, тип и распределение по всему объему. Если количество и тип фибры регулируется на этапе проектирования, то ее распределение напрямую зависит от технологии приготовления бетонной смеси. Все преимущества материала теряются при неравномерном распределении волокон [3].

Препятствием для равномерного распределения фибры является ее «ежевание», что объясняется геометрическими особенностями волокон. Если фибра хаотически выбрасывается из коробки или мешка одним большим комком – анкера одной фибры цепляются за анкера других фибр и образуются «ежи», причем из большого количества фибр в комке получается большой «еж». «Еж» после образования не может быть разбит на отдельные фибры путем стандартного перемешивания в заводском или автомобильном бетоносмесителе, поэтому, образования «ежей» нужно избегать на этапе добавления фибры в бетон, что достигается путем исключения одномоментного введения большого количества фибры в бетон или на конвейерную ленту.

Рекомендуется предотвращать комкование на этапе добавления фибры в бетон постепенным, непрерывным и равномерным введением без больших комков и нагромождений, причем пути достижения данных требований различны [3].

Механический ввод фибры в бетонную смесь

Используемые механизмы для равномерного введения и дозирования фибры основаны на следующих принципах действия: вибрирование, конвейерное движение, вращение барабанов с зубьями, выдувание.

На строительных площадках введение фибры осуществляется по конвейерной ленте (рис. 2.6), однако при использовании фибры неустойчивого типа к появлению «ежей» потребуются ручное регулирование больших пучков и глыб, образовавшихся еще в коробке.



Рис. 2.6. Введение фибры в бетон по конвейерной ленте [7]

Спиральный дозатор. Система дозирования представляет собой цилиндрический корпус со спирально возрастающим эскалатором, установленный на прочную стальную раму (рис. 2.7). Два вибратора с регулируемой амплитудой обеспечивают движение лотка для передачи фиброволокна. Подача фибры может происходить напрямую в смеситель, на конвейер или в сипп в зависимости от конкретных условий производства. Иногда такие установки в месте выхода фибры на конвейер имеют ступенчатые решетки, падая по которым пучки фибры разделяются на отдельные волокна [8].

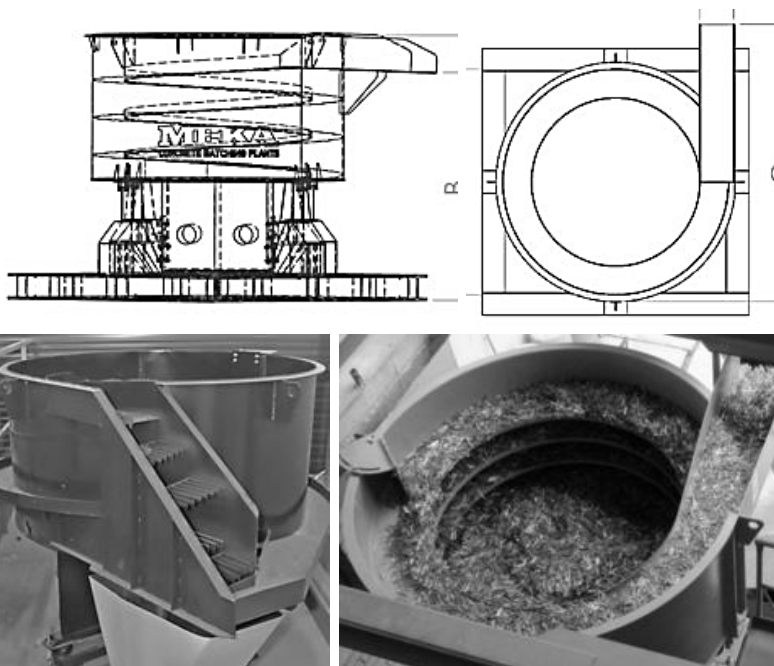


Рис. 2.7. Дозатор фибры MD 400 [8]

Дисковый дозатор состоит из установленного на тензодатчики дискового питателя особой конструкции, соединенного с накопительной емкостью и пневмотранспортной установкой (рис. 2.8). Основной принцип действия – высыпание сквозь тонкую кольцевую щель между столом и краями перевернутого стакана. Регулируя этот зазор с помощью регулируемой манжеты по принципу телескопической трубы, можно добиться увеличения высоты слоя материала на вращающейся тарели. Материал свободно высыпается из бункера через штуцер подачи и телескопический стакан на вращающуюся тарель и сбрасывается ножом с ее периферии в штуцер отвода. Попадая на конвейерную ленту, фибра перемещается в смеситель [9].

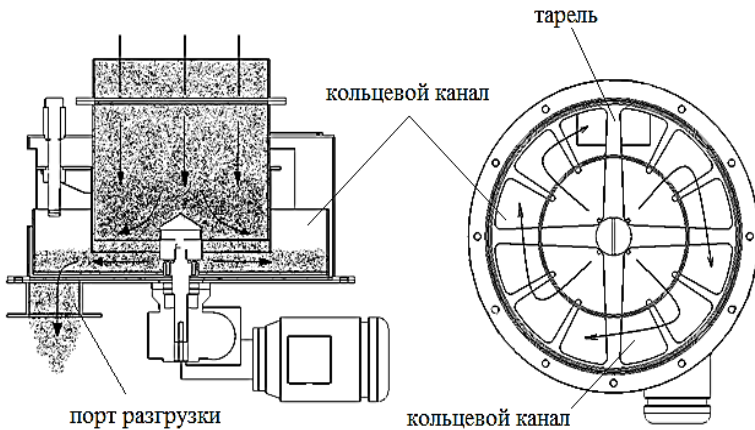


Рис. 2.8. Дозатор дисковый универсальный (ДДУ) [9]

Дозаторы фибры, основанные на барабанах с зубьями (рис. 2.9). Барабан вращается с большой скоростью и действует как гребенка, которая малыми порциями выбирает волокна из слежавшейся кучи волокон на конвейере дозаторе/взвешивающей площадке. На площадку волокна предварительно выгружаются из коробок.

Дозатор может быть расположен на уровне земли: после разделения и взвешивания волокна поступают на конвейер, который сбрасывает все в скип или напрямую в миксер. Либо дозатор может располагаться на смесителе [10].

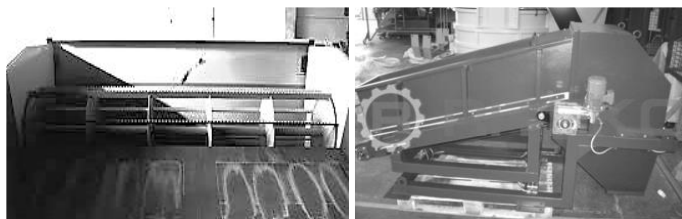


Рис. 2.9. Дозатор с барабаном с зубьями RITEKO [90]

В фибродувах дозировка осуществляется прямо в барабан автобетономешалки с помощью пневматической подачи (рис. 2.10), когда посредством вентилятора обеспечивается подача фибры в бетонную смесь в виде дождя диффузных волокон. Ток воздуха разгоняет фиброволокна в достаточно большую площадь поверхности бетонной смеси, для лучшего смешивания и понижения вероятности образования скоплений стальных волокон [11].



Рис. 2.10. Фибродув [91]

Ручной ввод фибры из мешков или коробок в бетономеситель

В случае ручной засыпки фибры в бетономеситель квалификация рабочего обеспечивает медленную и равномерную засыпку фибры, исключая выбрасывание содержимого всей коробки в барабан за один шаг.

При дозировании в автомобильный бетономеситель концентрация фибры будет варьироваться в барабане, причем в области засыпки в передней части будет больше, чем в задней.

Барaban миксера при дозировании вращается максимально быстро из расчета 2 минуты замешивания на каждые 10 кг фибры, причем суперпластификатор добавляется одновременно с фиброй.

При ручном дозировании в заводской миксер возможно обеспечить приемлемый результат и достаточно равномерное распределение фибры в бетоне.

Фибра подается в миксер после того, как он заполнен на 50 % агрегатами или песком.

Введение фибры методом тщательного ручного распушения исключает комкование, но требует огромных трудозатрат и времени, поэтому, при больших объемах работ введение фибры осуществляется механизировано.

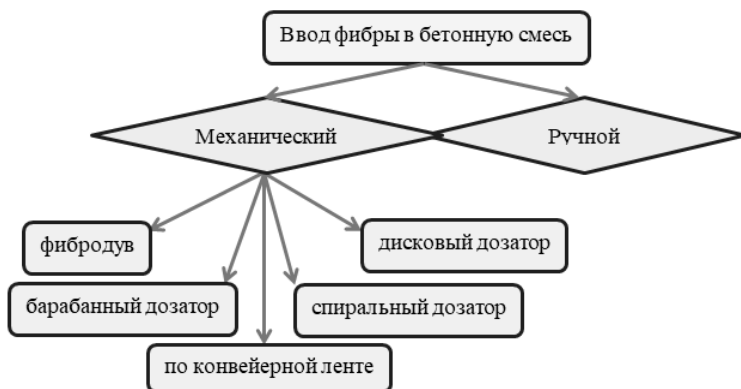


Рис. 2.11. Способы введения фибры в бетонную смесь

Применение комплектов механизации работ с лазерными средствами контроля

Традиционная укладка бетона происходит с использованием направляющих и виброреек или жидких маяков, что требует больших трудозатрат, при этом сложно обеспечить высокое качество выполненных работ. Проблема решается путем использования машин с лазерными устройствами контроля и наведения рабочего органа машины для уплотнения и разравнивания бетонной смеси.

Технологический процесс устройства бетонной плиты с применением комплекта механизации такого включает (рис. 2.12) разметку участка работы; подготовку основания для бетонирования; подачу и распределение бетонной смеси; уплотнение и разравнивание бетонной смесью с помощью лазерного бетоноукладчика; движение бетоноукладчика слева направо; снятие стыковочных наплывов; внесение топпинга (при необходимости); затирку поверхности бетона затирочной машиной с дисками; затирку поверхности бетона затирочной машиной с лопастями [12].

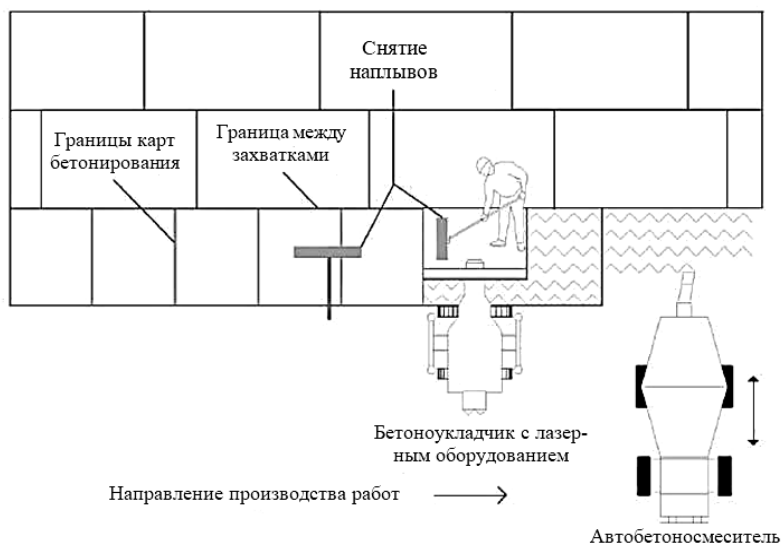


Рис. 2.12. Технологическая последовательность укладки бетонной смеси с применением лазерного бетоноукладчика

Для быстрой укладки промышленных бетонных полов целесообразно применять лазерный бетоноукладчик с системой автоматического управления, что позволяет с высокой скоростью автоматически укладывать бетонную плиту точно по установленному уровню вне зависимости от неровностей основания, и одновременно уплотнять его. Основой нивелирующей системы бетоноукладчика является лазерная система автоконтроля, которая состоит из лазерного

нивелира и двух приемников. Приемники напрямую связаны с гидравлической системой управления выравнивающей плитой, что позволяет контролировать и корректировать уровень укладки бетона. Лазерный нивелир задает горизонтальную проектную плоскость, приемники фиксируют лазерную плоскость и контролируют положение выравнивающей плиты. Точность укладки бетонной поверхности от 2 до 5 миллиметров на трехметровой рейке, что является существенным преимуществом по сравнению с применением виброреек.

Технологичность бетоноукладчика будет определяться следующими показателями: шасси этого бетоноукладчика должно быть самоходным полноприводным и оснащено дизельным двигателем не менее 60 л. с.; телескопическая стрела на верхней раме машины, должна выдвигаться на не менее 6,0 м, и вращаться на 360°, при этом оперативность управления стрелой должна обеспечиваться мощным гидрооборудованием машины. Разравнивание и уплотнение бетонной смеси должно осуществляться автоматически по заданной оператором программе.

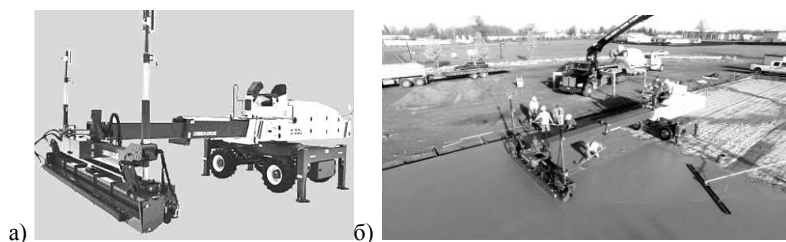


Рис. 2.13. а) Бетоноукладчик модель S-22E Laser Screed;
б) Фрагмент работы бетоноукладчика на объекте [13]

Производительность машины должна составлять 3500 м²/смену, точность укладки бетонной смеси по заданному уровню горизонта с отклонением в пределах ± 2 мм.

Бетоноукладчик должен работать с бетонными смесями низкой пластичности для уменьшения риска образования трещин и коробления краев вблизи технологических швов. Большим преимуществом применения таких средств механизации является то, что нет необходимости установки направляющих для виброрейки. Расположение направляющих друг от друга на расстоянии 6 м вызывает

прогиб балки вибратора, что снижает показатели ровности плит пола. Схемы механизации таких работ предусматривают применение менее громоздких бетоноукладчиков с пневмоколесной базой (рис. 2.14).



Рис. 2.14. Двухколесный бетоноукладчик

Бетоноукладчик должен быть приспособлен для укладки бетона на жилых объектах, объектах промышленности, улицах; характеризоваться относительной компактностью и многофункциональностью (рис. 2.15).

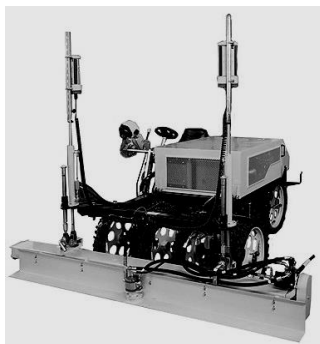


Рис. 2.15. Бетоноукладчики серии «СТИМ 3000» [14]

Высокое качество работ обуславливается использованием лазерной системы нивелирования (рис. 2.16). Входящий в комплект бетоноукладчика построитель плоскости самостоятельно формирует необходимый уровень, регулярно через заданные промежутки времени (обычно 10 секунд) проверяет угол наклона рабочей рейки. Ширина полосы выравниваемого бетона за один проход составляет 2,5 м [14].

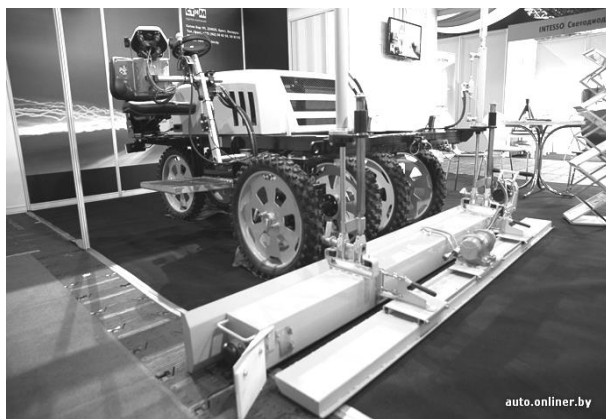


Рис. 2.16. Рабочее оборудование бетоноукладчика серии «СТИМ 3000» [14]

За час машина способна уложить 350 квадратных метров бетона и самостоятельно в автоматическом режиме изменять угол укладки вплоть до 5 градусов. Система лазерного построения плоскости способна делать ровные поверхности без помощи человека, поэтому для обслуживания нужен только один человек-машинист, на скорости в 5 км/ч управляющий моделью.

Затирка поверхности проводится в два этапа: сначала производится грубая («черновая») затирка поверхности бетона, затем – финишная («чистовая»). После вибромеханической обработки бетонной смеси на поверхность выступает бетонное «молочко». Для того чтобы это «молочко» не отслаивалось в процессе эксплуатации бетонных полов, производится затирка поверхности бетона. Во время затирки происходит уплотнение бетонной поверхности и ее доведение до блеска, при повышенных требованиях по прочности и истираемости при затирке применяют топпинг – сухая упрочняющая

смесь на основе цемента с добавлением кварца или других компонентов, отличающихся повышенной твердостью и стойкостью к истиранию.

Топпинг аккуратно рассыпается по поверхности стяжки после первой грубой затирки, достигая равномерной толщины слоя, с помощью специальной тележки (рис. 2.17), оснащенной контейнером, шнеками, заслонки-дозатора – для регулировки уровня рассыпки топпинга, широкими колесами.



Рис. 2.17. Рассыпка топпинга тележкой [15]

Специализированная машина за 8 секунд вносит топпинг на 11 м^2 , при этом мобильность стрелы машины аналогична показателям бетоноукладчика (рис. 2.18).



Рис. 2.18. Машина СТС-11М Топпинг Spreader для внесения топпинга [13]

Нарезка швов и уход за бетоном осуществляется обычными методами (рис. 2.19) [7], однако при устройстве высокопрочного бетонной плиты с применением таких машин показатели его ровности значительно выше, чем при использовании обычных технологических решений.

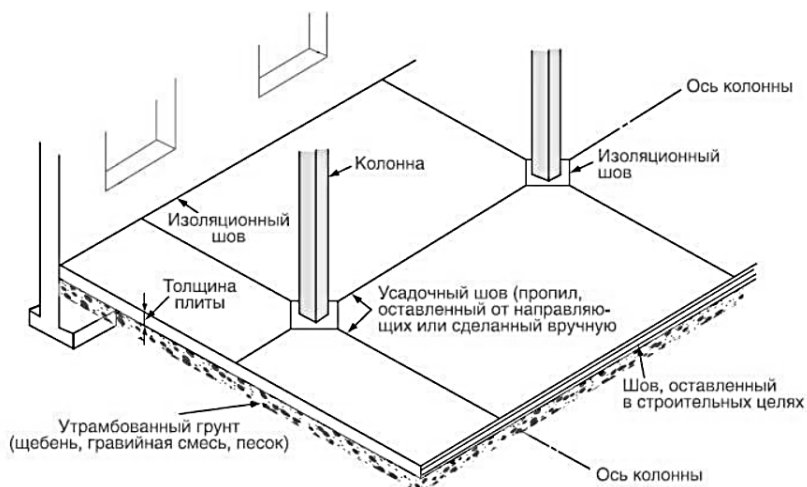


Рис. 2.19. Схема нарезки деформационных швов монолитной плиты

2.1.3. Организация производства работ по устройству конструкций с применением фибробетона

До начала работ по устройству бетонных полов с применением фибробетона необходимо: назначить ответственного исполнителя работ; ознакомить рабочих с проектом производства работ (ППР), рабочими чертежами и технологической картой; провести целевой инструктаж рабочих по охране труда, электро- и пожаробезопасности, охране окружающей среды; получить наряд-допуск на производство работ повышенной опасности; завершить все строительномонтажные, отделочные и специальные работы; произвести заполнение и герметизацию швов между стеновыми блоками и панелями; закрыть полиэтиленовой пленкой на высоту 2,0 м от плиты стены и колонны для защиты их от набрызгов бетона; установить лазерный нивелир для контроля выполнения работ; вывести чистовую отмет-

ку плиты для установки пермобан; провести приемку основания; доставить на рабочее место материалы, инструменты, приспособления механизмы.

Работы по устройству бетонных плит с применением фибробетона выполняет звено в составе: бетонщик 4 разряда (Б1, Б2) – 2 человек; бетонщик 3 разряда (Б3, Б4) – 2 человека; машинист автоматического бетононасоса 5 разряда (МБС) – 1 человек; машинист топпингоукладывающей машины 6 разряда (МТ) – 1 человек.

В комплексе работ принимают участие: сварщик 4 разряда (С) – 1 человек; оператор фибродува 5 разряда (ОВ) – 1 человек; оператор бетононасоса 4 разряда (ОП) – 1 человек; машинист автобетоносмесителя 6 разряда (МА) – 1 человек; подсобный рабочий 2 разряда (ПР1) – 1 человек.

Схема организации рабочих мест при устройстве бетонных плит с применением фибробетона приведена на рисунке 2.20.

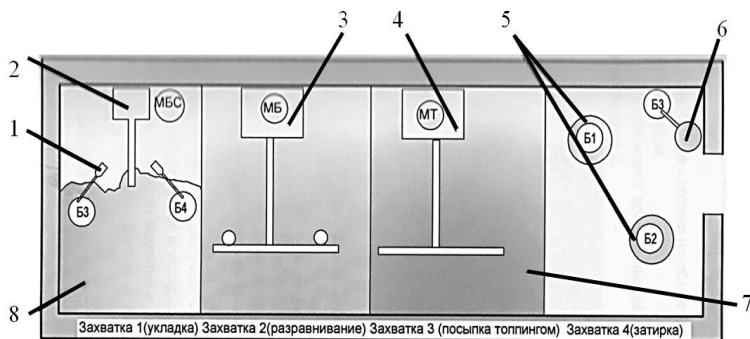


Рис. 2.20. Схема организации рабочих мест при устройстве бетонных плит с применением фибробетона:

1 – лопата; 2 – автоматический бетононасос; 3 – лазерный бетоноукладчик; 4 – топпингоукладчик; 5 – двухроторная бетонноотделочная машина; 6 – однороторная ручная бетонноотделочная машина; 7 – толлинг; 8 – фибробетон
Б1...Б4 – рабочие места бетонщиков; МБС – рабочее место машиниста автоматического бетононасоса МБ – рабочее место машиниста лазерного бетоноукладчика; МТ – рабочее место машиниста топпингоукладывающей машины

2.1.4. Технология производства работ

Работы по устройству бетонных плит с применением фибробетона в следующей последовательности:

- а) подготовительные работы;
- б) основные работы: установка арматурных сеток и стержней вокруг колонн; устройство рабочего шва (установка пермобана); приготовление фибробетона на объекте; укладка фибробетона лазерным бетоноукладчиком; нанесение топпинга; затирка поверхности плиты бетоноотделочными машинами; уход за бетоном;
- в) вспомогательные работы;
- г) заключительные работы.

Подготовительные работы

Изучив указания от технического персонала, ознакомившись с рабочим проектом, проектом производства работ и технологической картой, рабочие звена получают необходимые инструменты, приспособления и материалы. Подготовку основания проводят спецтехникой с грейдером и лазерным нивелированием (рис. 2.21).



Рис. 2.21. Спецтехника для подготовки основания

Основные работы

Установка арматурных сеток и стержней вокруг колонн

В местах примыкания пола к колоннам и стенам до начала работ по устройству бетонных плит с применением фибробетона укладывается нарезанный на полосы поролон для изоляции бетонного пола от этих конструкций; в местах примыкания пола к колоннам уста-

навливаются арматурные сетки и стержни в соответствии с проектной документацией. Места пересечения стержней и сеток закрепляются вязальной проволокой. Арматурные стержни на объекте режут по размерам шлифмашинкой с отрезным кругом. Установка арматурных сеток и стержней вокруг колонны приведено на рисунке 2.22.



Рис. 2.22. Установка арматурных сеток и стержней вокруг колонны:
1 – изоляция из полос поролона; 2 – арматурные стержни; 3 – арматурные сетки

Устройство рабочего шва (установка пермобана)

Пермобаны собираются и укладываются вручную встык по размерам захватки и закрепляются между собой с помощью металлических монтажных болтов с выставлением фиксированной проектной толщины плиты.

Арматурные стержни нарезаются длиной 50–60 см шлифмашинкой с отрезным кругом и забиваются электрическим отбойным молотком в основание пола с шагом 30 см с двух сторон пермобана.

Кронштейны устанавливаются и закрепляются к основанию плиты и к пермобану и регулировочными винтами выводят верх пермобана на проектную отметку. Забитый в основание плиты стержень приваривается к стержню пермобана. После установки и закрепления пермобана металлические винты заменяют на пластмассовые винты.

Пермобаны выставляются по отметке верха покрытия плиты, и создается уклон в соответствии с проектом.

Внешний вид установленного пермобана приведен на рисунке 2.23.

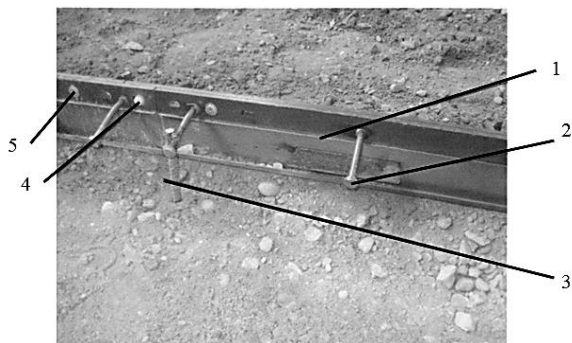


Рис. 2.23. Внешний вид установленного пермобана:
1 – установленный пермобан; 2 – анкер пермобана; 3 – арматурный стержень, забитый в основание пола; 4 – пластмассовый винт; 5 – монтажный металлический винт

Приготовление фибробетона на объекте

В доставленную на объект в автобетоносмесителе бетонную смесь фибродувом подается металлическая фибра и жидкий пластификатор, бетононасосом – сухой композит и производится перемешивание до получения однородной консистенции. Технология приготовления фибробетона на объекте приведена на рисунке 2.24.

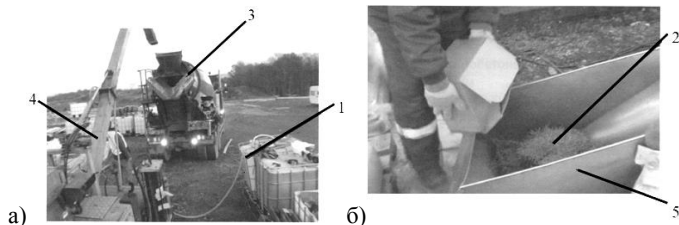


Рис. 2.24. Технология приготовления фибробетона на объекте [3,7]:
а – подача жидкого пластификатора в бетонную смесь; б – подача фибры в бетонную смесь. 1 – жидкий пластификатор в емкостях; 2 – стальная фибра; 3 – автобетоносмеситель; 4 – фибродув; 5 – загрузочный контейнер-перегрузчик воздушной дувки

Укладка фибробетона лазерным бетоноукладчиком

Приготовленный фибробетон подается к месту укладки автоматическим бетононасосом и укладывается между направляющими (пермобанами), разравнивается и уплотняется по проектным отметкам лазерным бетоноукладчиком (рис. 2.25).



Рис. 2.25. Укладка фибробетона автоматическим бетононасосом [13]

Разравнивание и уплотнение уложенного фибробетона при помощи лазерного бетоноукладчика приведена на рисунке 2.26.



Рис. 2.26. Разравнивание и уплотнение уложенного фибробетона при помощи лазерного бетоноукладчика [13]

Нанесение топпинга

После укладки фибробетона по мокрому бетону наносится топпинг (сухая упрочняющая смесь) специальной топпингоукладывающей машиной для сплошного равномерного распределения топпинга по поверхности уложенной бетонной смеси. Нанесение топпинга машиной приведено на рисунке 2.27.



Рис. 2.27. Нанесение топпинга машиной Topping spreader [13]

Затирка поверхности пола бетоноотделочной машиной

После укладки бетона и нанесения топпинга устраивается технологический перерыв не менее 2 часов для набора прочности.

Затем выполняется затирка поверхности двухроторной и однороторной бетоноотделочными машинами, в первую очередь около стен, колонн, дверных проемов.

Затирка выполняется в несколько этапов до образования ровной гладкой поверхности. Затирка поверхности плиты бетоноотделочной машиной приведена на рисунке 2.28.



Рис. 2.28. Затирка поверхности плиты бетоноотделочной машиной [16]:
а – затирка поверхности пола двухроторной бетоноотделочной машиной;
б – затирка поверхности пола однороторной бетоноотделочной машиной

2.1.4. Уход за бетоном

Для равномерного набора бетоном проектной прочности, после затирки бетоотделочными машинами, поверхность пола покрывается геотекстильным увлажненным полотном и полиэтиленовой пленкой. Поверхность геотекстиля в течении двух недель периодически увлажняют водой. Уложенный геотекстиль на поверхности бетона приведен на рисунке 2.29.



Рис. 2.29. Уложенный геотекстиль на поверхность бетона [16]

После укладки бетонной смеси и полного схватывания бетона проверяется ровность поверхности.

2.2. Контроль качества

2.2.1. Неразрушающий контроль качества фибробетонных конструкций как компонент системы мониторинга рисков

Фибровое армирование изменяет свойства бетонных материалов. Физико-механические свойства сталефибробетона (СФБ) зависят от ряда параметров фибрового армирования, технологии производства и структуры бетонной матрицы.

Некоторые обобщенные краткие данные представлены на рисунке 2.30.



Рис. 2.30. Взаимосвязь между параметрами и физико-механическими свойствами сталефибробетона

Прочность сталефибробетона при сжатии растет прямо пропорционален классу бетона – матрицы, увеличению содержания фибры, уменьшению относительной длины и практически не зависит от их диаметра.

Влияние объемного содержания стальной фибры на сопротивление сжатию цементного камня при исследуемых цементно-водных

отношениях увеличивается в разной степени от 8 до 23 % при увеличении содержания фибры до 3 %. В ряде научных исследований предложено принимать увеличение сопротивления сжатию цементного камня по 5 % на каждый процент увеличения содержания фибры [17].

Прочность при растяжении растет прямо пропорционально увеличению содержания фибры и их длины, а также при увеличении прочности сцепления фибры с матрицей.

Прочность на растяжение при изгибе зависит от содержания фибры и ее длины, прочности ее сцепления с бетонной матрицей, класса бетонной матрицы и превышает прочность исходного бетона в 3,5–5 раз.

Прочность на растяжение при изгибе цементного камня с цементно-водным отношением более 3,2 существенно возрастает до объемного содержания фибры, равного 1 %. Дальнейшее увеличение содержания фибры с 1 % до 3 %, т. е. в три раза, увеличивает прочность на растяжение при изгибе лишь на 17–20 %.

Прочность при изгибе и жесткость, когда направление приложения нагрузки перпендикулярно направлению распределения волокон, ниже получаемых при приложении нагрузки параллельно направлению распределения волокон [18, 19].

Эффективность волокон (т. е. сопротивление волокон выходу из цементной матрицы) возрастает с увеличением соотношения сторон. Кроме того, адгезия между ними также возрастает с увеличением прочности матрицы. В фибробетоне с правильно соблюденными пропорциями компонентов, разрушение возникает из-за выхода фибр, даже с деформированными фибрами (рис. 2.31). Таким образом, различная геометрия фибр и взаимодействие матрицы с волокном могут повлиять на поведение фибробетона при изгибе.

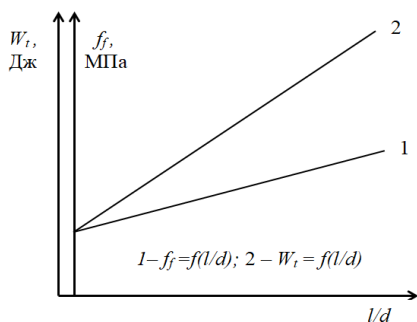


Рис. 2.31. Относительная теоретическая зависимость энергии по вытягиванию волокон и прочности сталефибробетона от отношения длины волокон к их диаметру [20]

Для сталефибробетона характерна высокая трещиностойкость, которая зависит от объемного содержания фибры и от дисперсности армирования. Чем более однородна бетонная матрица и, чем выше уровень дисперсности армирования, тем выше предел трещиностойкости СФБ, который до 20-ти раз может превышать трещиностойкость исходного бетона [21].

Долговечность материала определяются такими его свойствами как, морозостойкость, коррозионная стойкость, водонепроницаемость и, косвенно, трещиностойкость [22–24].

Водонепроницаемость СФБ, как другие его гидрофизические свойства, зависит от структуры материала, прямо пропорциональна дисперсности фибрового армирования и содержанию фибры в объеме материала конструкции.

Коррозионная и фильтрационная стойкость СФБ определяются количеством фибровой арматуры и структурой порового пространства материала. Матрица сталефибробетона обладает повышенными защитными свойствами по отношению к волокнам. Экспериментально доказано, что в СФБ образуются капилляры с размером не более 0,01 мм, а это делает его влагонепроницаемым, а значит и обладающим высокой коррозионной стойкостью, превышающей почти в 2 раза коррозионную стойкость исходного бетона.

Исследования СФБ на истираемость свидетельствуют о структурном улучшении этого материала в сравнении с неармированным бетоном. Показатель истираемости улучшается, в среднем, в 2 раза

сравнении с неармированным бетоном и фибры истираются совместно с бетонной матрицей.

Увеличение содержания фибры значительно снижает показатели подвижности бетонной смеси. Так же влияет и способ приготовления (последовательность введения составляющих). Зафиксировано, что наибольшее снижение подвижности наблюдается при одновременном перемешивании всех компонентов смеси, наименьшее – при введении фибры после перемешивания всех остальных компонентов [25].

Существенное влияние на удобоукладываемость бетонной смеси оказывают объемное содержание фибры, ее диаметр и вид (удельная поверхность фибры в объеме бетонной смеси), крупность заполнителя. Продолжительность вибрирования должна сокращаться с увеличением показателей удобоукладываемости бетонной смеси. Сохраняемость показателей удобоукладываемости сталефибробетонных смесей обуславливается теми же факторами, которые определяют сохраняемость обычных бетонных смесей.

Нормативные значения деформаций усадки сталефибробетонов зависят от процента армирования по объему и вида фибры, в том числе от диаметра и длины волокон. С ростом процента армирования до 1,5 % деформации усадки изменяются неоднозначно, а характер этого изменения зависит от вида фибры. При увеличении процента армирования от 1,5 до 6 % нормативные значения деформаций усадки при больших диаметрах (0,8...1,2 мм) и большой длине (3,2...40 мм) волокон практически не изменяются, а при малом диаметре (0,3 мм) и длине (15 мм) – уменьшаются по линейному закону.

Параметры сталефибробетона можно расположить в порядке убывания в зависимости от количества физико-механических свойств, на которые они оказывают влияние: вид фибры, объемное содержание фибры, класс бетона матрицы, дисперсность армирования, прочность сцепления фибры с матрицей, ориентация фибры, цементно-водное соотношение, крупность заполнителя, способ приготовления и др. Целесообразно оценивать параметры с учетом преимущественных свойств фибробетона: прочность на растяжение при изгибе, деформативность, трещиностойкость и т. д.

Для дисперсного армирования используются различные виды фибры, различающихся между собой длиной, типом сечения, по-

крытием, формой и т. д. от чего будет зависеть подвижность бетонной смеси, сцепление фибр между собой. Последнее негативно сказывается на дисперсности и сцеплении с бетоном-матрицей, образуются ежи и участки бетона без фибр. Дисперсное армирование осуществляется одним видом фибр или смесью различных фибр.

Тип вибрирования и направление распределения оказывает существенное влияние на прочность, причем максимальный эффект оказывают стальные волокна, расположенные параллельно направлению действия нагрузки. В случае отклонения от этого направления эффективность волокон уменьшается. Большое значение имеет их однородное распределение по всему объему цементной матрицы. Эффект неоднородности сильнее у текучих смесей, так как наблюдается большее оседание фибр во время распределения [26]. Волокна располагаются преимущественно перпендикулярно по отношению к направлению уплотнения.

С повышением концентрации фибры возрастает неравномерность ее распределения в образцах. При увеличении концентрации фибры в бетонной смеси предусматриваются спецмероприятия по обеспечению равномерности распределения фибры в конструкции.

В наибольшей степени уязвимым местом сталефибробетона является контролирование его качественных показателей, в первую очередь это касается контроля качества бетонной смеси и контроля прочностных характеристик монолитного бетона конструкций. Контроль качества бетонной смеси осуществляется методами, используемыми для обычного бетона. Определение таких показателей как дисперсность, ориентирование, объемное содержание фибры в готовой железобетонной конструкции на строительной площадке весьма затруднительно.

Контроль распределения фибр осуществляется разрушающим способом при испытании вырезанных из сталефибробетона кубов. Такой метод достаточно трудоемок, требует много времени и не дает информации о распределении фибр во всем изделии.

Однако этот метод нельзя применять для испытания бетона некоторых сборных железобетонных конструкций из-за малой толщины и высокого процента армирования, и такие конструкции испытываются неразрушающими методами.

Проанализированы принципиальные способы, на основе которых могут быть созданы приборы для контроля показателей фибробетона [27, 28].

Радиоволновой способ представляется перспективным, так, однако сталефибробетон с наиболее широко применяемыми параметрами армирования не является материалом, сильно отражающим и поглощающим радиоволны вплоть до сантиметрового диапазона, и поэтому может применяться в сооружениях, где существует необходимость поддержки устойчивой радиосвязи или работы электронного оборудования [29, 30].

Скорость распространения ультразвука в сталефибробетоне с цементно-песчаной матрицей при погрешности измерения два и более процента не зависит от вида фибры и ее объемного содержания (до 6 %). Влияние фибры на скорость ультразвука в сталефибробетоне связано с разуплотнением матрицы при малых процентах армирования и ростом его плотности, пропорционально проценту армирования [31]. При оценке характера распространения ультразвука в сталефибробетоне при малых процентах армирования можно рассматривать модель в виде матрицы с микротрещинами, пересеченными отдельными волокнами фибры (рис. 2.32).

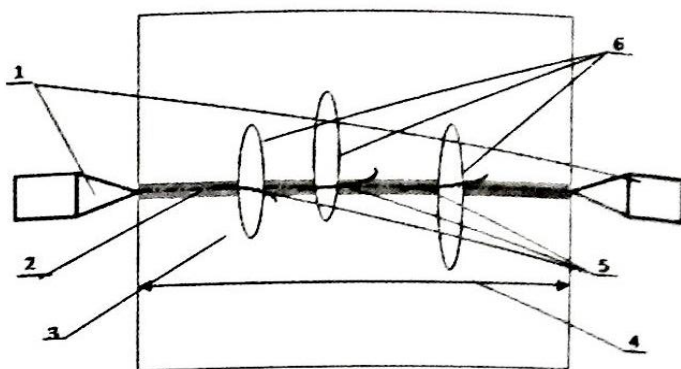


Рис. 2.32. Схема микротрещин в сталефибробетоне [31]:

1 – ультразвуковой преобразователь; 2 – ультразвуковой сигнал; 3 – образец;
4 – база измерения; 5 – волокна фибры; 6 – микротрещины

Контроль качества сталефибробетона с применением ультразвука целесообразен для оценки прочности матрицы и степени ее уплотнения.

Компьютерная томография (КТ) в сочетании с современным программным обеспечением для обработки и анализа изображений подходит для определения пространственной ориентации и распределения фибры в фибробетоне, позволяет распознавать и анализировать особенности ориентации и распределения фибры по всему объему фибробетона.

Трехмерная компьютерная томография основана на реконструкции объекта при помощи рентгеновских снимков, которые делаются в различных направлениях с использованием рентгеновского излучения [32]. КТ-анализ позволяет точно описать распределение и положение фибры на образцах готовых элементов (рис. 2.33).

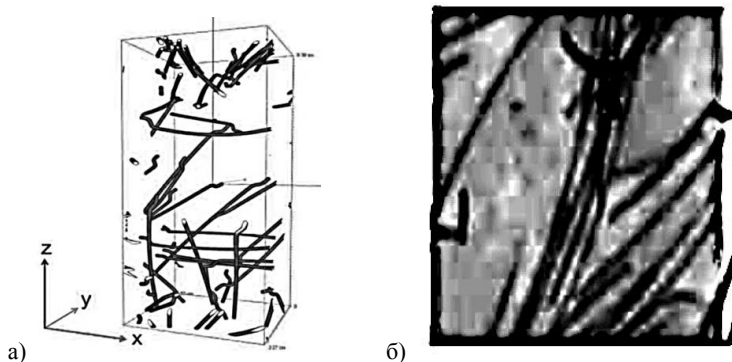


Рис. 2.33. КТ-анализ:

а) система фибры (визуализация); б) трехмерный снимок КТ [32]

Данный метод дает значительные преимущества для контроля качества и выявления дефектов, но позволяет определять показатели фибробетона только в образцах: предварительно изготовленных или взятых (выбуренных) из тела уже существующей конструкции. В построечных условиях или в эксплуатируемых конструкциях нельзя произвести анализ фибробетона без местного разрушения. Этот способ наиболее пригоден при расположении источников и датчиков излучения с обеих сторон изделия, но неприменим при

больших коэффициентах армирования и значительной толщине изделия.

Неразрушающий контроль можно осуществить, используя магнитные свойства сталефибробетона [33, 34], измеряя параметры переменного тока через тонкую катушку индуктивности, настроенную в резонанс с генератором и последовательно включенной емкостью в отсутствие сталефибробетона вблизи поверхности катушки. При наложении катушки на поверхность сталефибробетона значения тока меняются в зависимости от параметров армирования, что позволяет контролировать равномерность распределения фибр в изделиях из сталефибробетона толщиной от 20 до 30 мм. Минимально фиксируемый расход фибры при ее равномерном распределении в затвердевшем изделии должен составлять 20 кг/м³, максимальный – 480 кг/м³.

Предлагаемый способ позволяет установить коэффициент армирования в области непосредственно под датчиком при равномерном распределении известного вида фибр для их хаотичной и плоскостной ориентации при укладке фибр в формы небольшой толщины.

На измерения влияет распределение фибр по высоте образца, однако возможно только оценить расслоение фибр по разности показаний при измерении сверху и снизу образца. Определить значение коэффициента ориентации можно только на образцах небольшого размера, вырезанных из изделия или отформованным вместе с изделием [35–38].

Предпринимались попытки использования измерителя защитного слоя (ИЗС) арматуры в бетоне для неразрушающего контроля распределения фибры, однако прибор обладает невысокой чувствительностью к фибровой арматуре и его показания сильно зависят от диаметра фибры. Частота работы прибора и форма датчика, адаптированных к обычной арматуре, неприменимы к дисперсной [39, 40].

2.2.2. Характеристики трещиностойкости фибробетона как определяющий фактор качества

Отличительной особенностью фибробетон является повышение характеристик трещиностойкости. Определение коэффициента интенсивности напряжений фибробетона позволяет правильно оценить стойкость материала при образовании и развитии трещин [41].

В механике хрупкого разрушения существует несколько основных подходов, определяющих критерии начала распространения трещины: энергетический, силовой и деформационный.

Основы механики хрупкого разрушения были заложены А. Гриффитсом, который показал, что рост трещины обязательно должен быть энергетически выгодным процессом. Иначе, трещина развивается тогда, когда приращение поверхностной энергии, необходимой для образования новой поверхности трещины, оказывается меньше освободившейся части энергии деформации [42, 43].

М. Я. Леонов, В. В. Панасюк, Д. С. Дагдейл предложили деформационный критерий разрушения, предположив, что разрушения материалов с трещиной произойдет, если раскрытие вершины трещины превысит предельную величину [44].

Силовой подход был сформулирован Дж. Р. Ирвином. Здесь рассматриваются условия равновесия действующих на трещину внешних и внутренних сил, т. е. сил межатомного сцепления.

При силовом подходе объектом особого внимания механики разрушения является вершина трещины – место возникновения наибольшей концентрации напряжений и исходная точка дальнейшего разрушения материала. Интенсивность поля напряжений у вершины трещины характеризует коэффициент интенсивности напряжений K (КИН). Таким образом, трещина начнет распространяться в том случае, если коэффициент интенсивности напряжений достигнет критического для данного материала значения [45].

Трещиностойкость – локальное физико-механическое свойство твердого тела, характеризующее способность оказывать сопротивление распространению в нем трещины.

В дисперсно-армированных бетонах препятствия в виде волокон затрудняют распространение трещины. Под действием нагрузки развитие трещины неизбежно, но на преодоление каждой преграды в виде фибры затрачивается дополнительная энергия, поэтому процесс раскрытия трещин может постепенно затухать (рис. 2.34).

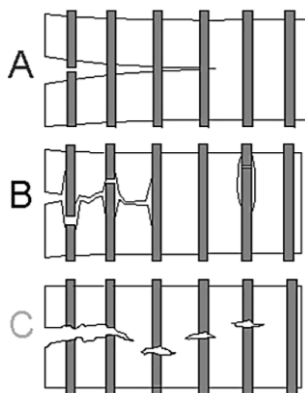


Рис. 2.34. Механические свойства компонентов и их связей, определяющих трещиностойкость композита, таких как: *A* – предел прочности матрицы – свойство понижено; *B* – прочность связи; *C* – предел прочности волокон

Таким образом, волокна в бетоне являются ингибитором распространения трещин. В фибробетонах вязкость повышается за счет наличия большого количества поверхностей раздела, которые могут стать тормозом на пути распространения трещин.

Рассеянию энергии движения трещины способствует:

- 1) разрушение границ раздела между волокном и матрицей;
- 2) вытягивание волокон из матрицы.

Последовательность действий двух этих механизмов оказывают дополнительное сопротивление трещинообразованию и развитию этого процесса. На вязкость разрушения фибробетонов влияет природа и свойства исходных составляющих, объемное соотношение фаз, прочность границы раздела фаз [46].

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 фибробетонов с улучшенными прочностными характеристиками на растяжение и повышенной вязкостью разрушения. При $E_f/E_m < 1$ вероятнее всего повысится только ударная прочность и сопротивление истираемости материала [47].

Способы и методики определения характеристик трещиностойкости бетона изложены во вновь разработанном с участием автора ГОСТ 29167 «Бетоны. Методы определения характеристик трещи-

ностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении» [48]. В данном стандарте характеристики трещиностойкости определяются при равновесных и неравновесных механических испытаниях. Запатентованы методы Леоновичем С. Н., Литвиновским Д. А., Снежковым Д. Ю., Садовской Е. А. для определения характеристик трещиностойкости сталефибробетона [49–52].

Сущность метода заключается в определении максимальных нагрузок, разрушающих контрольные образцы при сжатии и вычислении критических значений интенсивности напряжений – основных характеристик трещиностойкости при этих нагрузках: энергетического критерия G с (эффективная энергия разрушения), силового критерия K_C (критический коэффициент интенсивности напряжений) [50–52].

Данная методика позволяет определить критические коэффициенты интенсивности напряжений для двух случаев: нормального отрыва (наиболее опасного для роста и распространения трещин) и поперечного сдвига.

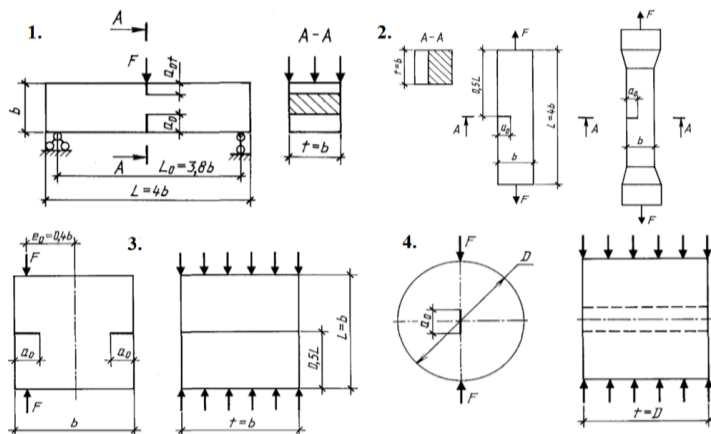


Рис. 2.35. Определение характеристик трещиностойкости по ГОСТ 29167 [48]: 1 – призма квадратного поперечного сечения для испытания на изгиб силой F в середине пролета; 2 – призма квадратного поперечного сечения для испытания на осевое растяжение силой F ; 3 – куб для испытаний на внецентренное сжатие силой F ; 4 – цилиндр для испытаний растяжение при раскалывании

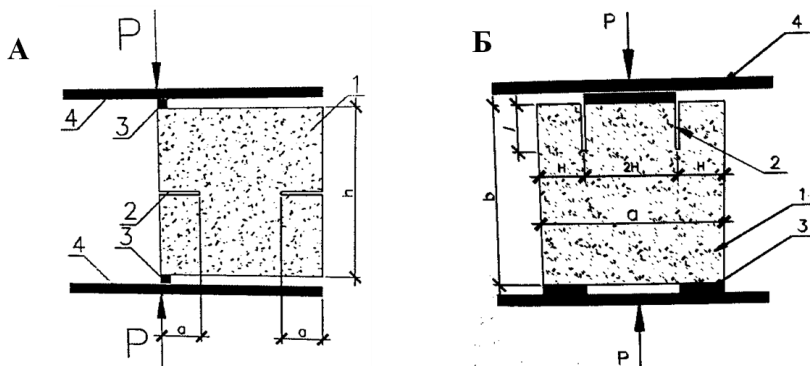


Рис. 2.36. Схема определения критического коэффициента интенсивности напряжений по патентам Леоновича С. Н., Литвиновского Д. А. [50–52]:

A – при нормальном отрыве, *B* – при поперечном сдвиге.

1 – изделие, *2* – надрезы, *3* – металлические пластины, *4* – плиты пресса

Классификация фибробетона позволяет проектировщикам определять в проектах нормативные требования к применяемому фибробетону, а производители, в свою очередь, могут требуемые характеристики и качество материала.

Процедура определения класса для конкретного состава фибробетона сводится к проведению серии испытаний образцов-балок $150 \times 150 \times 600$ мм на растяжение при изгибе по трехточечной схеме нагружения, что аналогично испытаниям, представленным в [48].

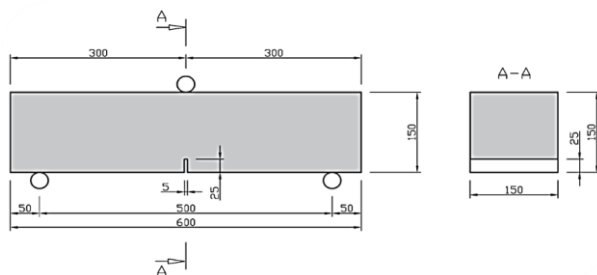


Рис. 2.37. Схема испытания образца на растяжение при изгибе

Особенностью испытаний является построение графика «Нагрузка – Деформация» или «Нагрузка – Раскрытие трещины» с

непрерывным режимом записи в процессе испытаний для качественной и количественной оценки работы материала после образования трещин.

Область малых деформаций соответствует ширине раскрытия устья трещины 0,5 мм или прогибу 0,75 мм (1/600 длины пролета испытываемого образца) при испытании образцов-балок без надреза. Область предельных деформаций соответствует ширине раскрытия устья трещины 2,5 мм или прогибу 3,0 мм (1/150 длины пролета испытываемого образца).

В процессе испытаний определяются: максимальное значение нагрузки, соответствующее раскрытию первой трещины F_L ; значение нагрузки для области малых деформаций $F_{0,5}$; значение нагрузки для предельных деформаций $F_{2,5}$. Класс фибробетона обозначается числом и строчной латинской буквой. Число характеризует прочность $R_{F0,5}$ с округлением в меньшую сторону с кратностью 0,5 МПа, латинская буква задает соотношение характеристик $R_{F2,5}/R_{F0,5}$ [53].

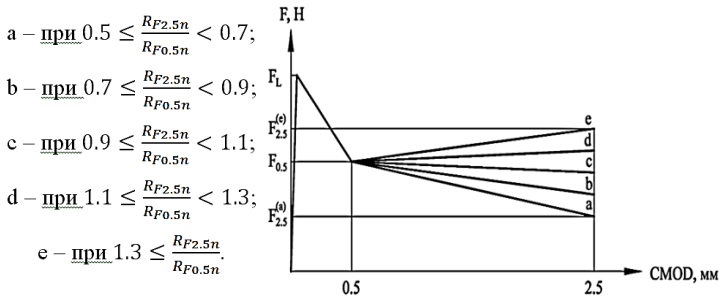


Рис. 2.38. Приведенный график – «F-CMOD» для назначения класса дисперсно-армированного бетона по остаточной прочности на растяжение при изгибе [53]

Коэффициент интенсивности напряжений является наиболее важным показателем трещиностойкости фибробетона, так как его способность препятствовать развитию трещин есть основное преимущество над обычным бетоном. По этой причине способы и методы определения данного показателя должны наиболее полно раскрывать все особенности работы под нагрузкой и качество фибробетона.

2.2.3. Контроль качества фибробетона в конструкциях

Сталефибробетон является разновидностью дисперсно армированного железобетона и изготавливается из мелкозернистого или тяжелого бетона, в котором в качестве арматуры используются равномерно распределенные по объему стальные фибры. Совместность работы бетона и стальных фибр обеспечивается за счет сцепления по их поверхности и наличия анкеров на концах фибр.

Сталефибробетон целесообразно применять в конструкциях зданий и сооружений со сниженным собственным весом, характеризующихся высокой трещиностойкостью и водонепроницаемостью, повышенной ударной стойкостью и сопротивлением истиранию, продавливанию, а в комплексе – долговечностью.

Особую важность в строительстве приобретает контроль качества изготовления конструкции в построечных условиях [54–56].

Авторская методика состоит из трех этапов (рис. 2.39).

На первом этапе производится сплошной контроль комбинированным (комплексным) методом [57]. В результате измерений ультразвуковым методом и методом упругого отскока получают значение прочности бетонной матрицы. Участки конструкции с отличающимися показателями испытываются обязательно дополнительно на последующих этапах [58].

На втором этапе производится ультразвуковая томография конструкции, что позволяет определить толщину конструкции и прилегающего к ней основания при одностороннем доступе, обнаружить пустоты и «ежи» из фибровых волокон. Точечный контроль выполняется в обязательном порядке на всех конструкциях. Сплошной контроль выполняется для конструкций с сомнительными по результатам точечного контроля показателями прочности, дефектности.

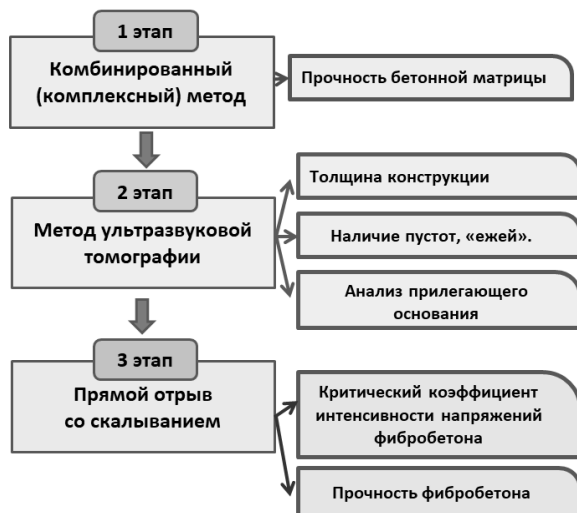


Рис. 2.39. Модель методики контроля качества фибробетона в конструкции

На третьем этапе используется метод прямого отрыва со скалыванием для определения критического коэффициента интенсивности напряжений и прочности фибробетона в конструкции, причем испытания обязательно проводятся на участках конструкций с выявленными дефектами и сниженной прочностью.

2.2.3.1. Комбинированный (комплексный) метод испытаний

Описание метода

Цель данного метода состоит в определении прочности бетонной матрицы в составе фибробетонного материала [59], поэтому этот метод применим и для монолитных фибробетонных конструкций, в частности, для фибробетонных.

Комплексный метод оценки прочности фибробетона базируется на коррекции данных метода упругого отскока [60–61], поправкой, являющейся функцией разницы оценок прочности фибробетона ультразвуковым импульсным методом [62] и метода упругого отскока [63]. Ультразвуковой импульсный метод использован в качестве калибровочного [64]. Для коррекции результатов метода динамического индентирования.

На рисунке 2.40 показаны границы областей бетона, физико-механические свойства которых проявляют себя в оценках прочностных показателей бетона склерометрическими методами и ультразвуковым методом прохождения. Комбинирование позволяет распространить (экстраполировать) с помощью ультразвукового метода данные метода упругого отскока на условия, в которых он не может быть применен [65–73].

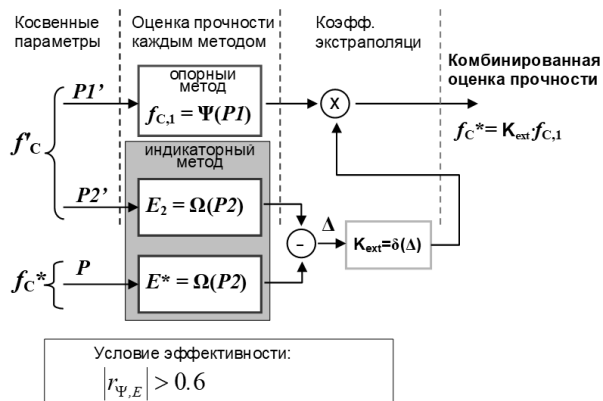


Рис. 2.40. Алгоритм экстраполирующего (мультипликативного) комбинированного метода испытаний [71]

Основу мультипликативной формы объединения составляет весовой (экстраполирующий) коэффициент для метода упругого отскока (рис. 2.40) [65–73].

На рисунке 2.41 приведена схема выполнения измерений методом индентирования и УЗМ. Область 5 определяется диаметром отпечатка индентора 4 и радиус зоны пластической деформации фибробетона, а именно она определяет оценку прочности, приблизительно равен двойному диаметру отпечатка – (6...16) мм. Область 2 – зона влияния на показатели ультразвукового метода [74, 75]. Границы зоны зависят от расстояния между преобразователями 3, длины волны ультразвука и ее типа, и метода регистрации времени распространения ультразвукового импульса (рис. 2.42).

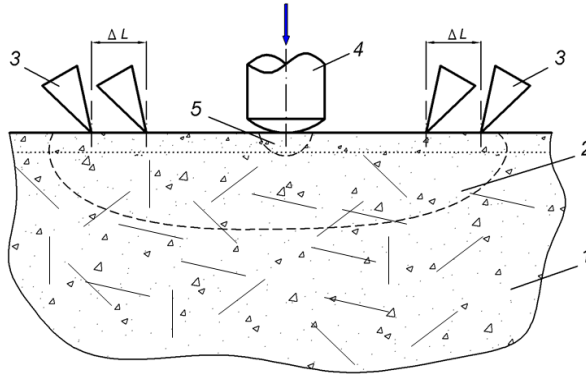


Рис. 2.41. Схема измерений комбинированным методом «индентирование – ультразвуковой импульсный метод» [71]:

I – контролируемое изделие; 2 – область бетона, участвующая в передаче ультразвукового импульса от излучателя к приемнику; 3 – излучающий и приемный ультразвуковые преобразователи; 4 – индентор; 5 – область индентирования бетона

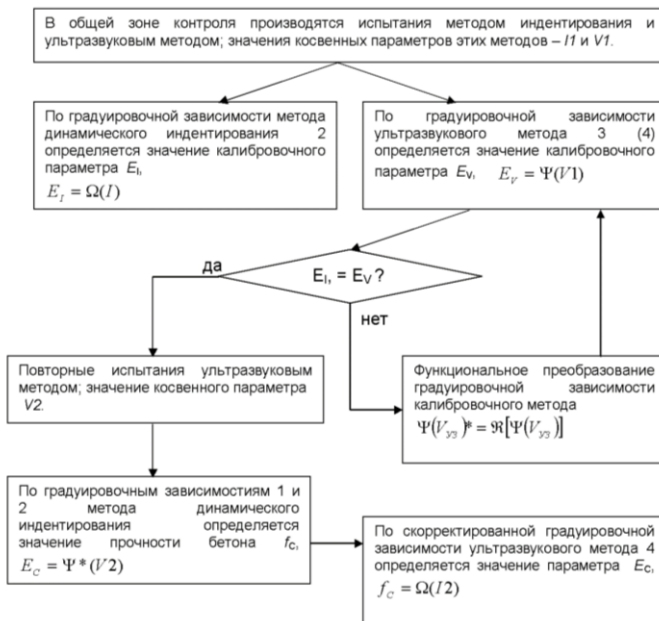


Рис. 2.42. Алгоритм объединения показателей неразрушающих методов контроля [71]

На рисунке 2.43 показан алгоритм комплексирования.

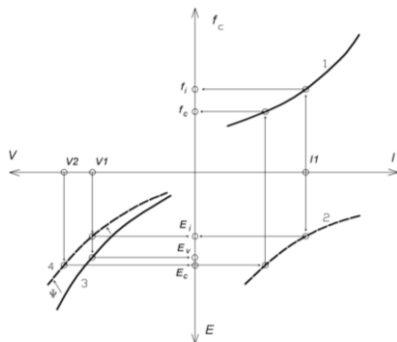


Рис. 2.43. Объединение показателей неразрушающих методов контроля в комплекс с использованием калибровочного метода [71]

В одной и той же зоне контроля производятся испытания методом индентирования и ультразвуковым методом; значения косвенных параметров этих методов – I_I и V_I . Прочность фибробетона f_c участка контроля определяют в зависимости от разницы динамических модулей упругости поверхностного слоя фибробетона E_d и внутренней области фибробетона участка контроля $E_{д,в}$ из системы уравнений

$$f_c = \frac{1}{1+\theta} \left(\theta \cdot e^{0,091(E_v - E)} f_{c,I} + f_{c,V} \right), \quad (2.1)$$

$$\theta = 0,0026 \cdot f_c^2 - 0,115 \cdot f_c + 2,79$$

где f_c – прочность фибробетона контролируемого участка конструкции, МПа; $f_{c,I}$ и $f_{c,V}$ – соответственно оценки прочности фибробетона методом индентирования и ультразвуковым импульсным методом, МПа; θ – безразмерный коэффициент.

Условия к проведению испытаний

При испытаниях методом упругого отскока расстояние от мест проведения испытаний до арматуры должно быть не менее 50 мм.

Порядок проведения испытаний:

а) определяют положение контролируемого участка: участки поверхности фибробетона с кавернами, отслоившимися слоями и высокой пористостью исключают; очень шероховатые или мягкие поверхности, а также поверхности с наплывами фибробетона и раствора гладко шлифуют; гладкие или сглаженные поверхности испытывают без предварительного шлифования; воду с поверхности фибробетона удаляют;

б) располагают прибор таким образом, чтобы усилие прикладывалось перпендикулярно к испытываемой поверхности в соответствии с инструкцией по эксплуатации прибора.

Допустимое отклонение от перпендикулярности оси нагружающего элемента относительно контролируемой поверхности должно быть не более 20° . Расстояние между двумя точками удара должно быть не менее 30 мм, а каждая точка удара должна быть удалена от края конструкции не менее чем на 50 мм.

в) исследуют каждый отпечаток на поверхности бетона после удара. В случае разрушения поверхностного слоя фибробетона результат не учитывают;

г) фиксируют значение косвенной характеристики прочности и вычисляют среднее значение косвенной характеристики прочности на участке конструкции.

При осуществлении выборочного контроля монолитных фибро-железобетонных или фибробетонных конструкций необходимо проводить испытания не менее чем 60 % конструкций захватки, этажа, здания. Испытания проводят на участке конструкции площадью от 100 до 600 см². Количество испытаний на участке не менее 5. Толщина конструкции на участке испытаний должна составлять не менее 100 мм.

2.2.3.2. Контроль фибробетонной конструкции методом ультразвуковой томографии

Описание прибора

Для реализации метода ультразвуковой томографии используется томограф ультразвуковой (УЗ) низкочастотный (НЧ) А1040 MIRA (рис. 2.44), который предназначен для обследования монолитных бетонных и железобетонных строительных конструкций для

поиска пустот, каналов, арматуры, расслоений, трещин и полостей, в том числе заполненных жидкостью или твердым материалом.



Рис. 2.44. Внешний вид томографа A1040 MIRA

Основные области применения прибора: обследование строящихся и эксплуатируемых железобетонных зданий, сооружений, мостов, тоннелей, автомобильных дорог, аэродромов на предмет целостности и надежности; определение толщины стен и перекрытий из бетона; поиск в бетонных сооружениях пустот, каналов, арматуры, определение ее толщины и шага; обследование состояния недоступных поверхностей бетонных стен.

Томограф A1040 MIRA выполнен в виде моноблока со съемными ручками (рис. 2.45), который включает в себя встроенный компьютер и антенное устройство. Нижняя часть томографа представляет собой матричную антенную решетку из 48 (12 блоков по 4 элемента в каждом) низкочастотных широкополосных преобразователей поперечных волн с сухим точечным контактом и керамическими износостойкими наконечниками.

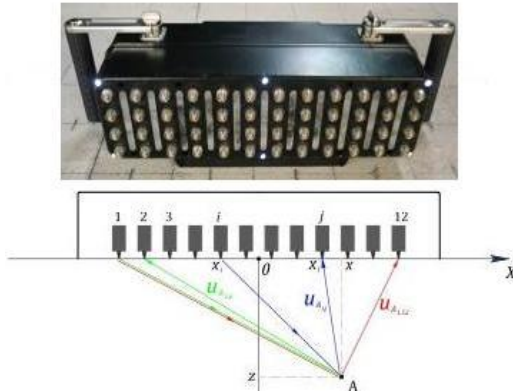


Рис. 2.45. Многоэлементная антенная решетка с привязкой к координатной оси [76]

Программа обеспечивает считывание данных из прибора и представления их как в виде томограмм, так и в трехмерном объемном виде, что облегчает понимание конфигурации внутренней структуры бетонного объекта контроля (рис. 2.46) [76].

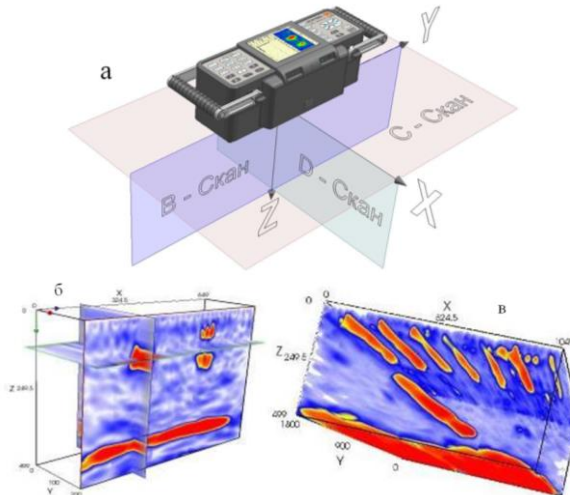


Рис. 2.46. а) Антенная решетка в координатной системе; б) Результат сканирования в виде трех взаимно перпендикулярных сечений; в) Результат сканирования в виде трехмерного изображения [76]

В приборе используется метод синтезированной фокусируемой апертуры с комбинационным зондированием (САФТК), при котором происходит фокусировка ультразвука в каждую точку полупространства. Массив данных формируется путем сбора информации со всех измерительных пар антенного устройства томографа. Принимаемые антенной решеткой сигналы обрабатываются на встроенном компьютере непосредственно в процессе работы.

Затем полученные данные представляются на экране прибора и сохраняются во встроенной флешпамяти. В результате получается наглядный образ сечения объекта контроля, где разными цветами (в зависимости от выбранной цветовой схемы) закодирована отражающая способность каждой точки визуализируемого объема.

Подготовка к проведению контроля

Каждый геометрический параметр бетонных конструкций измеряют в нескольких наиболее характерных сечениях или местах, которые указываются в нормативно-технической, проектной или технологической документации на объект измерения.

Бетонная конструкция размечается на участки для контроля. Общая площадь участков должна быть не менее 10 % от общей площади контролируемой поверхности. Область для проведения замера должна быть не более: для линейных конструкций – одного участка на 4 м длины; для плоских конструкций – одного участка на 4 м² площади; для монолитных конструкций сплошных стен – одного участка на 8 м² площади.

Контролируемые участки устанавливаются в зависимости от конструктивных и технологических особенностей конструкции, а так же на участках с минимальной или максимальной скоростью ультразвука в бетоне.

Контроль толщины бетона выполняют на участках конструкций, не имеющих видимых повреждений (отслоения защитного слоя, трещин, каверн и др.).

Поверхность с покрытием измеряется по плотно прилегающим покрытиям. В противном случае покрытие удаляется. Однако, если имеется возможность удаления покрытия, то целесообразно произвести эту операцию из-за воздушного зазора или воздушного пространства.

Допускается выполнение измерений конструкций, наполненных водой или другой жидкостью (бассейны, резервуары и др.), а также объектов, с обратной стороны которых находится песок или грунт.

Процедура выполнения измерений

Измерения проводят на подлежащих контролю участках в соответствии с разметкой.

Перед проведением измерений на заранее размеченных участках: производится внешний осмотр поверхности на предмет пригодности к проведению контроля бетонной конструкции; производится подготовка поверхности для обеспечения качественного акустического контакта; на размеченных участках производится определение расположения арматуры внутри бетонной конструкции, например, с помощью прибора типа FERROSCAN; производится настройка аппаратуры в соответствии.

Измерения толщины бетонной конструкции проводятся по экрану прибора с использованием отображения цифровой индикации.

Анализ внутреннего состояния бетонной конструкции

Анализ сигналов в виде А-скана на экране прибора позволяет произвести как факультативную, так и качественную оценку внутреннего состояния бетонной конструкции.

Уменьшение величины амплитуды отраженного от обратной поверхности сигнала менее установленного уровня оценки (например, 25 % экрана) может служить признаком: плохого акустического контакта преобразователя с поверхностью бетонной конструкции; наличия внутренних несовершенств материала бетонной конструкции.

При каждом измерении следует проводить анализ амплитуды и положения сигналов на экране с целью определения: амплитуды эхо-сигнала от обратной поверхности конструкции или прошедшего сигнала, полученного методом прохождения; положение и вид эхо-сигнала от обратной поверхности конструкции на экране развертки или прошедшего сигнала, полученного методом прохождения; наличие индикаций эхо-сигналов между зондирующим импульсом и эхо-сигналом от обратной поверхности конструкции.

Амплитуда эхо-сигнала от обратной поверхности конструкции, ее положение и вид индикации А-скана, а также наличие индикаций эхо-сигналов между зондирующим и эхо-сигналом от обратной поверхности конструкции свидетельствует о нарушении качества бе-

тона – возможном наличии трещин, пустот или раковин в материале бетона, областей рыхлого бетона.

Некоторые особенности имеет измерение остаточной толщины в местах подземных конструкций, соприкасающихся с грунтом, где возможно образование значительных повреждений обратной поверхности, перед измерением таких объектов целесообразно получить сведения: о наличии гидроизоляции, ее расположении толщине и составе; о характере ожидаемых повреждений внутренней поверхности стенки.

2.2.3.3. Метод определения прочности и критического коэффициента интенсивности напряжений фибробетона способом прямого отрыва

Разработан метод, задачей которого является определение критического коэффициента интенсивности напряжений фибробетона эксплуатируемой конструкции при нормальном отрыве. Данный метод основывается на методе отрыва со скалыванием [60, 61]. В зависимости от коэффициента интенсивности напряжений непосредственно в конструкции можно спрогнозировать такие параметры фибробетона как трещиностойкость, морозостойкость и долговечность материала.

Поставленная задача решается, когда в массиве сталефибробетона выбуривают шпур длиной h и радиусом r_0 , устанавливают в него анкер, вырывают анкер нагрузкой, направленной нормально к поверхности массива сталефибробетона, извлекая при этом с анкером часть фибробетона в виде усеченного конуса, измеряют длину образующей l усеченного конуса и радиус r_{\max} его большего основания, по полученным данным определяют критический коэффициент интенсивности напряжений K_{IC} фибробетона из выражения:

$$K_{IC} = \frac{3P \cdot [\cos^2(90 - \alpha)]}{2\pi h^2 \left(1 + \frac{r_0}{r_0 + h \cdot \operatorname{tg}\alpha}\right)^5} \cdot \sqrt{2\pi l} \left[\frac{0,8}{\left(\frac{R}{l}\right)^3} + 0,7 \right], \quad (2.2)$$

где P – усилие вырыва, МН; α – угол между образующей конуса разрушения и стороной шпура:

$$\alpha = \arctg\left(\frac{R}{h}\right).$$

Сущность метода поясняется на рисунке 2.47, где изображен усеченный конус разрушения.

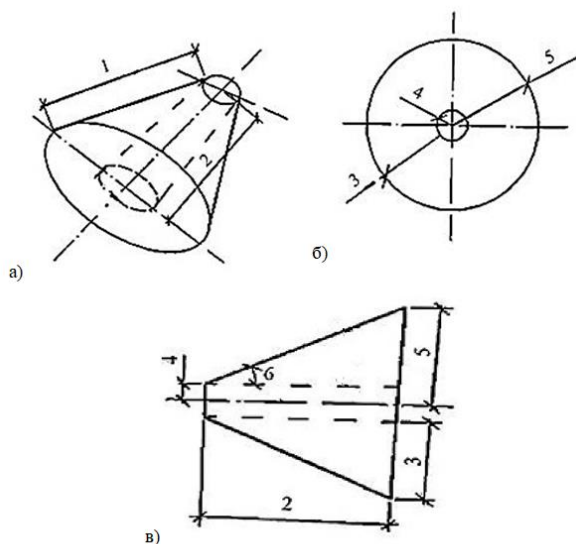


Рис. 2.47. Усеченный конус разрушения:

a – схема усеченного конуса вырыва в аксонометрии; b – схема усеченного конуса вырыва – вид спереди; v – схема усеченного конуса вырыва – вид сбоку.

l – длина образующей конуса разрушения; h – длина шпура; 3 – разница между максимальным радиусом конуса разрушения и радиусом шпура R ; 4 – радиус шпура r_0 ; 5 – максимальный радиус конуса разрушения r_{\max} ; 6 – угол между образующей конуса разрушения и стороной шпура α

Способ определения критического коэффициента интенсивности напряжений фибробетона реализуют следующим образом [49]. В выбуренный в фибробетонном массиве шпур радиусом r_0 (4) устанавливается специальное анкерное устройство, и часть фибробетона

выдергивается пресс-насосом, типа ГПНС (гидравлический пресс-насос самоцентрирующийся), в виде усеченного конуса с максимальным радиусом разрушения r_{\max} (5) и длиной шпура h (2).

Разрушение происходит по поверхности конуса, образующая которого совпадает с площадкой главных напряжений.

В процессе вырыва микрообъема непосредственно из конструкции на заданном участке помимо величины усилия определяют размеры усеченного конуса разрушения: радиус r_0 (4), длина h (2) шпура, длина образующей l (1) конуса разрушения, и рассчитывают критический коэффициент интенсивности напряжений K_{IC} фибробетона по формуле (1).

В процессе испытания способом вырыва микрообъема фибробетона используют характерный только для дисперсно армированных материалов эффект, заключающийся в том, что после образования магистральной трещины, определяющей вырываемый микрообъем, последний не отделяется от тела конструкции, а усилие от анкера в сечениях с трещиной воспринимается фибровой арматурой, т. е. появляется возможность при дальнейшем нагружении оценить работу фибробетона после образования трещин. При испытании после образования трещин происходит нарушение сцепления фибры с бетоном, сопровождающееся перемещением вырываемого микрообъема относительно тела конструкции. Прочность фибробетона, являющуюся параметром качества, определяют по величине усилия, а расчет критического коэффициента интенсивности напряжений производится с учетом геометрических параметров шпура и усеченного конуса разрушения.

Условия к проведению испытаний

При испытаниях методом отрыва со скалыванием участка следует располагать в зоне наименьших напряжений, вызываемых эксплуатационной нагрузкой или усилием обжатия предварительно напряженной арматуры.

Центры мест испытаний должны быть удалены друг от друга не менее чем на 200 мм, от края конструкции – не менее чем на 150 мм.

Типы анкерных устройств, применяемых для метода отрыва со скалыванием, приведены на рисунке 2.48.

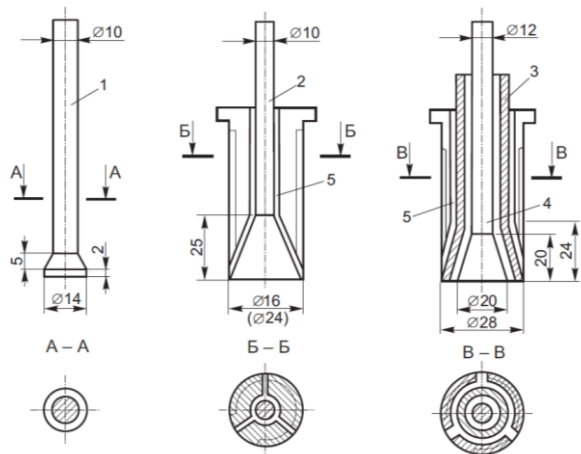


Рис. 2.48. Типы анкерных устройств [61]:

1 – рабочий стержень; 2 – рабочий стержень с разжимным конусом; 3 – рабочий стержень с полным разжимным конусом; 4 – опорный стержень; 5 – сегментные рифленые щеки

Анкерное устройство типа I устанавливают на конструкции при бетонировании; анкерные устройства типов II и III устанавливают в предварительно подготовленные шпурсы на конструкции на глубину заделки, приведенную в таблице 2.1. Допускается применение других типов анкерных устройств с глубиной заделки не менее максимального размера крупного заполнителя, поставляемых совместно с приборами, допущенными к применению на территории Республики Беларусь.

Таблица 2.1

Глубина заделки анкерных устройств

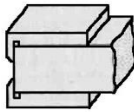
Тип анкерного устройства	Глубина заделки анкерных устройств, мм	
	рабочая h	полная h'
I	35; 48	37; 50
II	30; 48	37; 55
III	35	42

2.2.4. Контроль качества фибробетонного материала

2.2.4.1. Многопараметрическая оценка параметров фибробетона по образцам призм $70 \times 70 \times 280$ мм

Таблица 2.2

Описание этапов испытания

№	Наименование этапа	Схема	Описание этапа	Получаемые параметры
1	Осевое растяжение		Образец-призма $70 \times 70 \times 280$ мм испытывается на осевое растяжение. В процессе испытания фиксируется диаграмма «Нагрузка-Перемещение». Нагружение осуществляется до момента разрушения изделия и регистрируется значение разрушения F_t .	– прочность на осевое растяжение (R_t); – оценка характера разрушения по диаграмме «Нагрузка-Перемещение»
2	Растяжение при раскалывании		Первую половинку призмы, полученную после испытания на осевое растяжение, испытывают на раскалывание. Нагружение осуществляется до момента разделения образца на две части и регистрируется значение разрушения F_{ct} .	Прочность на растяжение при раскалывании (f_{ct}).
3	Осевое сжатие		Вторую половинку призмы, полученную после испытания на осевое растяжение, испытывают на сжатие.	Прочность на сжатие (f_c).

При проведении испытаний температура окружающей среды должна составлять (20 ± 5) °С, а относительная влажность – не менее 55 %.

Линейные размеры образцов измеряют с погрешностью не выше 1 мм.

При неравновесных испытаниях образцы нагружают непрерывно вплоть до их разделения на части с фиксацией разрушающего значения F .

Осевое растяжение

При испытании на осевое растяжение схему захвата для крепления образца к испытательной машине выбирают согласно [77] рекомендуется использовать приспособление, удерживающее образец за счет сил трения о его поверхность.

Зажимные и самозажимные захваты не требуют специальной подготовки образца и устанавливаются на нем непосредственно перед испытанием. Образец удерживается в захвате за счет трения деталей захвата (прижимных пластин или цанг) о его поверхность. С целью увеличения силы трения на поверхности деталей, прилегающих к образцу, рекомендуется делать насечки, а в зажимных захватах эти детали должны дополнительно прижиматься к образцу винтами. Усилие затяжки винтов предварительно подбирают в зависимости от размеров образца, вида и прочности бетона. Число винтов рекомендуется принимать равным числу цанг (рис. 2.49–2.50). Образец закрепляют в разрывной машине по одной из схем, приведенных на рисунке, и нагружают до разрушения при постоянной скорости нарастания нагрузки $(0,05 \pm 0,01)$ МПа/с.

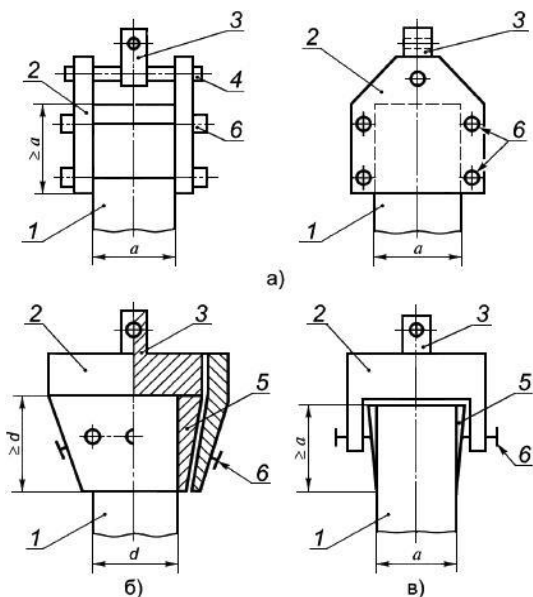


Рис. 2.49. Схемы зажимных захватов [77]:
 1 – образец; 2 – захват; 3 – концевой элемент шарнира Гука; 4 – ось; 5 – цапга;
 6 – стягивающие винты

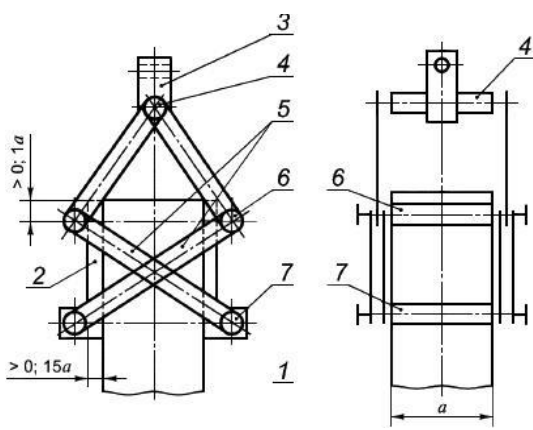


Рис. 2.50. Схема саморегулируемого зажима [77]:
 1 – образец; 2 – прижимная пластина; 3 – концевой элемент шарнира Гука; 4 – ось;
 5 – тяга; 6 – подвижная опора захвата (каток); 7 – неподвижная опора захвата

Результат испытаний не учитывают, если разрушение образца произошло не в рабочей зоне или плоскость разрушения образца наклонена к его горизонтальной оси более чем на 15° .

Прочность бетона на осевое растяжение:

$$R_t = \beta \frac{F_t}{A}, \quad (2.3)$$

где F_t – разрушающая нагрузка, Н; A – площадь рабочего сечения образца, мм^2 ; β – масштабный коэффициент для приведения прочности бетона к прочности бетона в образцах базовых размера и формы (для квадратной призмы со стороной поперечного сечения 70 мм коэффициент равен 0,85).

Растяжение при раскалывании

Испытание на прочность при раскалывании проводится на полученных половинках призм после испытаний на изгиб. Методика испытания и рекомендуемые конструктивные решения устройств и приспособлений для реализации схемы испытания соответствует изложенной в [77] (рис. 2.51).

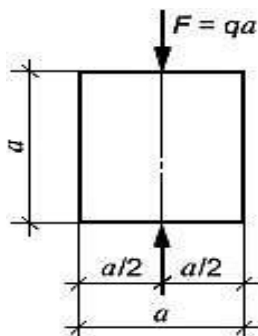


Рис. 2.51. Схема испытания на растяжение при раскалывании [77]

Прочность фибробетона на растяжение при раскалывании:

$$f_{ct} = \gamma \frac{2F_{ct}}{\pi A}, \quad (2.4)$$

где F_{ct} – разрушающая нагрузка, Н; A – площадь рабочего сечения образца, мм²; γ – масштабный коэффициент для приведения прочности бетона к прочности бетона в образцах базовых размера и формы (для квадратной призмы со стороной поперечного сечения 70 мм коэффициент равен 0,78).

Осевое сжатие

Половинки образцов-призм при испытании на сжатие помещают между двумя дополнительными стальными пластинами для передачи нагрузки на половинки образцов-призм. После установки образца на дополнительные стальные плиты совмещают верхнюю плиту испытательной машины с верхней опорной гранью образца так, чтобы их плоскости полностью прилегали одна к другой. Образец нагружают до разрушения при постоянной скорости нарастания нагрузки (0,6±0,2) МПа/с.

Прочность фибробетона на сжатие:

$$R = \alpha \frac{F}{A}, \quad (2.5)$$

где F_c – разрушающая нагрузка, Н; A – площадь рабочего сечения образца, мм²; α – масштабный коэффициент для приведения прочности бетона к прочности бетона в образцах базовых размера и формы (для квадратной призмы со стороной поперечного сечения 70 мм коэффициент равен 0,85).

2.2.4.2. Многопараметрическая оценка параметров фибробетона по образцам призм 100 × 100 × 400 мм

Представленная методика позволяет получить оценку вязкости разрушения фибробетона на одном и том же образце из серии, что исключает погрешности и неточности показателей качества материала, связанные с разными условиями твердения, формования, неточностями в дублировании состава (рис. 2.52).

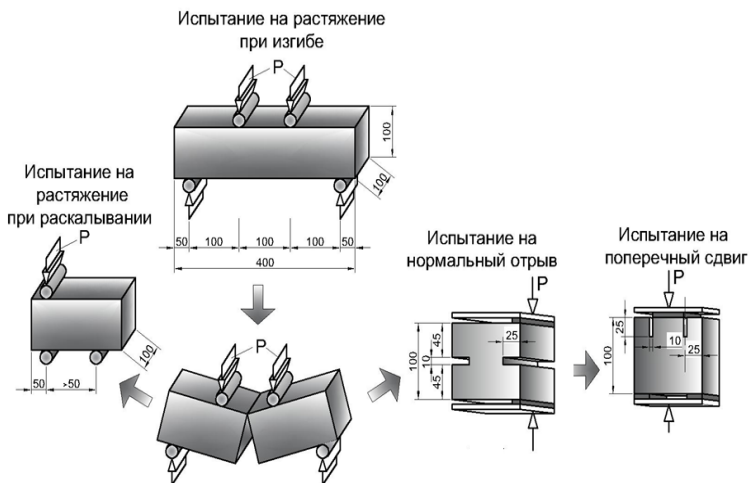
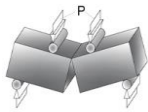


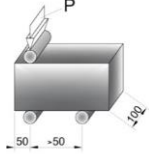
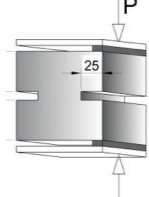
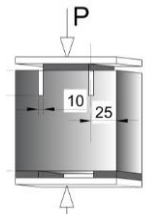
Рис. 2.52. Схема последовательности испытаний многопараметричной оценки параметров фибробетона по образцам призмам $100 \times 100 \times 400$ мм

Таблица 2.3

Описание этапов испытания

№	Наименование этапа	Схема	Описание этапа	Получаемые параметры
1	Растяжение при изгибе		Образец-призма $100 \times 100 \times 400$ мм испытывается на изгиб по четырехточечной схеме нагружения. В процессе испытания фиксируется диаграмма «Нагрузка-Перемещение (Прогиб)». Нагружение осуществляется до фрагментации образца и регистрируется значение разрушения F_{ib} .	Прочность на растяжение при изгибе ($f_{ct,fl}$); энергетические параметры; оценка характера разрушения по диаграмме «Нагрузка-Перемещение»

Окончание таблицы 2.3

2	Растяжение при раскалывании		<p>Половинку призмы, полученную после испытания на четырехточечный изгиб, испытывают на раскалывание. Нагружение осуществляется до разрушения образца и регистрируется значение разрушения F_{II}.</p>	<p>Прочность на растяжение при раскалывании ($f_{ct,sp}$).</p>
3	Нормальный отрыв		<p>Выполняют инициаторы трещин в виде симметричных надрезов глубиной $h/4$ (где h – высота куба) с помощью режущих инструментов с алмазным напылением. Испытания проводятся при внецентренном сжатии. Нагружение осуществляется до момента разделения образца на две части и регистрируется значение разрушения F_{IC}.</p>	<p>Значение критического коэффициента интенсивности напряжения (на нормальный отрыв K_{IC}, $MН/м^{3/2}$)</p>
4	Поперечный сдвиг		<p>Из образцов-половинок полученных при испытании на нормальный отрыв выполняют зону концентрации напряжения в виде симметричных надрезов на одной грани изделия. Испытания проводятся при центральном сжатии. Нагружение осуществляется до момента разрушения изделия и регистрируется значение разрушения F_{IIc}.</p>	<p>Значение критического коэффициента интенсивности напряжения на поперечный сдвиг K_{IIc} ($Н/м^{3/2}$)</p>

При определении предела прочности на растяжение при изгибе применяются образцы в форме призмы (балки). Отношение высоты к ширине (диаметру) образца принимается равным 4.

Требования к подготовке, твердению, транспортировке и хранению образцов должны соответствовать [77].

Порядок заполнения формы фибробетонной смесью показан на рисунке 2.53. Заполнение формы в центральной части (участок 1, рис. 2.53) должен быть в два раза больше участка 2.

Первоначально форму следует заполнить приблизительно на 90 % высоты испытательного образца и уплотнить на виброплощадке. В случае приготовления образцов из самоуплотняющейся фибробетонной смеси форма заполняется и выравнивается без вибрации.



Рис. 2.53. Порядок заполнения формы

Растяжение при изгибе

Представленная методика соответствует методике приведенной в [77].

На образцах выбирают и отмечают опорные грани, к которым должны быть приложены усилия в процессе нагружения. Плоскость изгиба образцов-призм при испытании на растяжение при изгибе должна быть параллельна слоям укладки.

Образец-призму устанавливают в испытательную машину по схеме на рисунке 2.54 и нагружают до разрушения при постоянной скорости нарастания нагрузки ($0,05 \pm 0,01$) МПа/с.

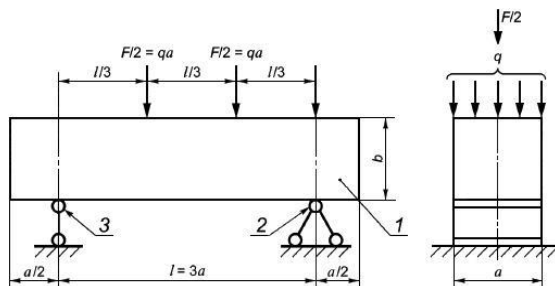


Рис. 2.54. Схема испытания на растяжение при изгибе [77]:

a – ширина и высота образца; F – нагрузка; q – распределенная нагрузка; l – пролет; 1 – образец; 2 – шарнирно-неподвижная опора; 3 – шарнирно-подвижная опора

Если образец разрушился не в средней трети пролета или плоскость разрушения образца наклонена к вертикальной плоскости более чем на 15° , то при определении средней прочности бетона серии образцов этот результат испытания не учитывают.

Прочность на растяжение при изгибе $f_{ct,fl}$ вычисляют с точностью до 0,01 МПа по формуле:

$$R_{tb} = \delta \cdot \frac{Fl}{ab^2}, \quad (2.6)$$

где F – разрушающая нагрузка, Н; A – площадь рабочего сечения образца, мм^2 ; a , b , l – ширина, высота поперечного сечения призмы и расстояние между опорами соответственно при испытании образцов на растяжение при изгибе, мм; δ – масштабный коэффициент для приведения прочности бетона к прочности бетона в образцах базовых размера и формы (для квадратной призмы со стороной поперечного сечения 100 мм, 150 мм коэффициент равен 0,92; 1,0 соотв.).

В процессе испытания испытательная машина должна фиксировать диаграмму деформирования «Нагрузка-Перемещение» («Нагрузка-Прогиб»). Полученную полную диаграмму трансформируют в расчетную и производят дополнительные построения по правилам согласно [99] (рис. 2.55) [78–80].

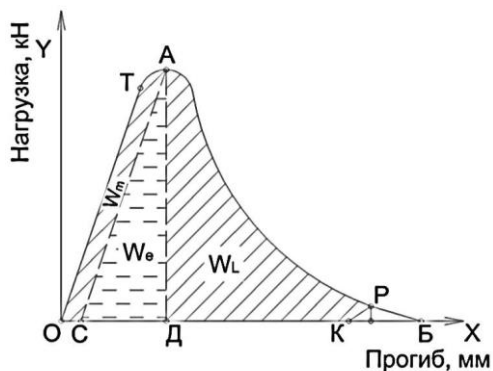


Рис. 2.55. Диаграмма деформирования

Расчетным путем определяют энергозатраты на отдельные этапы деформирования и разрушения образца:

W_L – локальное квазистатическое деформирование;

W_m – энергозатраты на диссипативные (необратимые) процессы, развитие и слияние исходных технологических микротрещин;

W_e – упругое деформирование на стадии инициирования квазистатического разрушения (страгивание магистральной трещины);

$W_i = W_m + W_e$ – энергозатраты необходимые для инициирования квазистатического разрушения;

$W_c = W_i + W_L$ – полные энергозатраты на квазистатическое деформирование вплоть до разделения образца;

$W_f = W_e + W_L$ – энергозатраты на квазистатическое разрушение;

$G_i = W_i/A$ – удельные энергозатраты на инициирование квазистатического разрушения;

$P_f = W_f/A$ – удельные энергозатраты на квазистатическое разрушение;

$P_c = W_c/A$ – полные эффективные удельные энергозатраты на квазистатическое деформирование до фрагментации;

E_{fb} – модуль упругости фибробетона;

$K_i = (G_i \cdot E_{fb})^{0.5}$ – квазистатический коэффициент интенсивности напряжений;

Растяжение при раскалывании

Испытание на прочность при раскалывании проводится на полученных половинках призм после испытаний на изгиб. Методика ис-

питания соответствует изложенной в [105] методике испытаний на растяжение при раскалывании по образцам-кубам.

Прочность бетона на растяжение при раскалывании:

$$R_{tt} = \gamma \frac{2F_{tt}}{\pi A}, \quad (2.7)$$

где F_{tt} – разрушающая нагрузка, Н; A – площадь рабочего сечения образца, мм²; γ – масштабный коэффициент для приведения прочности бетона к прочности бетона в образцах базовых размера и формы (для квадратной призмы со стороной поперечного сечения 100 мм, 150 мм коэффициент равен 0,88; 1,0 соотв.).

Нормальный отрыв

Для определения коэффициента интенсивности напряжения при нормальном отрыве из полученных половинок из испытания на изгиб формируют кубы, в которых выполняют инициаторы трещин в виде симметричных надрезов глубиной $h/4$ (где h – высота куба) с помощью режущих инструментов с алмазным напылением. Схема образца представлена на рисунке 2.56 [50–52]

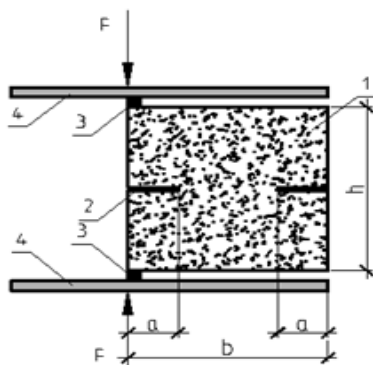


Рис. 2.56. Схема нагружения образца для расчета K_{IC} :

1 – изделие; 2 – надрезы; 3 – металлические пластины; 4 – плиты пресса; h – высота образца, м; b – ширина образца, м; a – глубина надреза, м, $a = h/4$; F – нагрузка, действующая на образец в процессе испытания, Н

Испытания проводятся при центральном сжатии. Нагружение осуществляется до момента разрушения изделия и регистрируется

значение разрушения $F_{\text{ПС}}$. Значение критического коэффициента интенсивности напряжения на поперечный сдвиг $K_{\text{ПС}}$ ($\text{Н/м}^{3/2}$) рассчитывается по формуле, подставляя данные геометрических размеров пластины и значения разрушения образца:

$$K_{\text{ПС}} = \frac{F_{\text{ПС}}}{2tH} \sqrt{l \cdot Y(l, b)}, \quad (2.8)$$

где $F_{\text{ПС}}$ – нагрузка, при которой происходит разрушение, Н; t – толщина изделия, м; H – ширина плеча изделия, м; l – глубина надреза, м; $Y(l, b)$ – поправочный коэффициент (определяется по таблице 4).

Таблица 2.4
Значения поправочного коэффициента $Y(l, b)$

l/b	H		
	0,037	0,025	0,012
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

2.2.4.3. Испытания образцов цилиндров 150×150 мм

Растяжение при раскалывании

Образец устанавливается на плиту испытательной машины по схеме на рисунке 2.57. С помощью держателя проверяется, чтобы образец был отцентрирован при первоначальном приложении нагрузки. Нагружение проводят при постоянной скорости нарастания нагрузки $(0,05 \pm 0,01)$ МПа/с.

Для равномерной передачи усилия на образец между опорными плитами испытательной машины и поверхностью образца-цилиндра устанавливают прокладку из фанеры длиной не менее длины образца, шириной (15 ± 1) мм и толщиной (4 ± 1) мм.

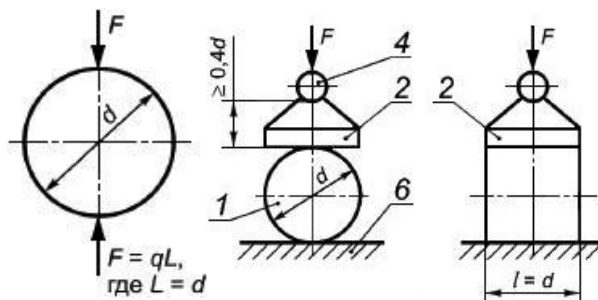


Рис. 2.57. Схема испытания на растяжение при раскалывании образцов-цилиндров 150×150 мм [77]:

1 – образец; 2 – нагрузочное устройство (плита) при испытании образца-цилиндра; 4 – шаровой шарнир; 6 – нижняя опорная плита прессы (испытательной машины)

Прочность бетона на растяжение при раскалывании $f_{ct,sp}$ вычисляют с точностью до 0,01 МПа по формуле [77]:

$$f_{ct,sp} = \gamma \frac{2F_{ct}}{\pi A}, \quad (2.9)$$

где F_{ct} – разрушающая нагрузка, Н; A – площадь рабочего сечения образца, мм²; γ – масштабный коэффициент для приведения прочности бетона к прочности бетона в образцах базовых размера и формы; q – распределенная нагрузка.

Прочность на сжатие

Образец устанавливают на плиту испытательной машины. С помощью держателя или временных опор проверяют, чтобы образец был отцентрирован при первоначальном приложении нагрузки. Нагружение проводят при постоянной скорости нарастания нагрузки ($0,05 \pm 0,01$) МПа/с.

Прочность бетона на сжатие f_c вычисляют с точностью до 0,01 МПа по формуле:

$$f_c = \alpha \frac{F_c}{A}, \quad (2.10)$$

где F_c – разрушающая нагрузка, Н; A – площадь рабочего сечения образца, мм²; α – масштабный коэффициент для приведения проч-

ности бетона к прочности бетона в образцах базовых размера и формы.

2.3. Полиармированный нанофибробетон как композит повышенной трещиностойкости

2.3.1. Анализ структурных уровней организации бетонного конгломерата

Бетон как строительный композит можно представить в виде сбалансированной конструкции, в которой более крупные элементы держатся за счет более мелких. От правильного соотношения составляющих элементов по размеру и количеству зависит качество материала в целом. Такое представление предполагает рассмотреть бетон как систему, состоящую из различных структурных уровней. Каждый уровень представляет собой матрицу, состоящую из характерных для него включений. Включения в бетонах выступают как структурообразующие элементы. При действии механических нагрузок включения становятся концентраторами напряжений, являясь своеобразными дефектами [81].

Крупными основополагающими работами [82] по проблеме структуры бетонов являлись монографии В. В. Михайлова «Элементы теории структуры бетонов», Б. Г. Скрамтаева «Теория прочности бетона и новые виды бетонов», «Исследование прочности бетона и пластинности бетонной смеси», В. Н. Юнга «Введение в технологию цемента», которые подтверждают, что «структурный подход» является важным условием для построения теории бетонов и развития их технологии [82].

Выделяются два методических приема для описания строения бетонов. Первый связан с характеристикой составных частей материала, а второй – с оценкой организации его строения. Эти приемы отражают разные стороны единого и используются совместно (в системе).

Уровни сложности структуры бетона по Ф. М. Иванову (рис. 2.58) [83, 84]:

1. Субмикроскопический (атомно-молекулярный) уровень, где различают гидросиликаты кальция, незакристаллизованные ча-

стицы различного вида и химического состава, между которыми находится система сухих или частично или полностью заполненными жидкостью гелевых пор.

2. Микроскопический (первичных частиц) уровень, где гидратированный цемент состоит из гидросиликатов кальция, негидратированных зерен цемента, содержит сеть заполненных газами или жидкостями пор. Здесь появляются поверхности раздела фаз на уровне первичных частиц - микрокристаллов или аморфных частиц. Величина поверхностной энергии частиц оказывает влияние на поведение их во внешней среде.

3. Уровень образований, состоящих из частиц (зерна песка, окруженные матрицей гидратированного цементного камня), и порового пространства.

4. Макроскопический (элементов конструкций) уровень. Бетон состоит из крупных зерен каменного материала, окруженных матрицей раствора.

В. Б. Ратинов и Т. И. Розенберг в развитие представлений Ф.М. Иванова рекомендовали различать (рис. 2.59) [85]:

1. Надмолекулярный уровень (размер частиц $10^{-9} \div 5 \cdot 10^{-9}$ м). Включает частицы, отвечающие по размерам устойчивым трехмерным зародышам новообразований.

2. Субмикроскопический уровень (размер частиц $5 \cdot 10^{-9} \div 10^{-7}$ м). Основная масса гидратных новообразований, не полностью гидратированные зерна вяжущего вещества, значительная часть капилляров.

3. Микроскопический уровень (размер частиц $10^{-7} \div 10^{-4}$ м). Частицы вяжущего вещества, некоторые новообразования, дефекты структуры в виде микротрещин, микрокапилляры.

4. Макроскопический уровень (размер частиц, превышающий 10^{-4} м). Уровень характерен для бетона с мелким и крупным заполнителем, где есть крупные воздушные пузырьки, каверны, раковины.

А. М. Подвальный рассматривает бетон «как двухфазный материал, состоящий из упруго-пластической матрицы (вяжущего), в которую включены зерна заполнителя, связанные с матрицей по поверхности контакта». Бетон характеризуется структурой типа «конгломерат в конгломерате». В связи с этим он предлагает анали-

зирать строение бетона на трех структурных уровнях (рис. 2.60) [86]:

1. Уровень цементного камня. Система гидратированной массы цемента с включениями непрореагировавших зерен клинкера.

2. Цементно-песчаного раствора. Система цементного камня с включениями мелкого заполнителя.

3. Собственно бетон. Система раствора с крупным заполнителем.

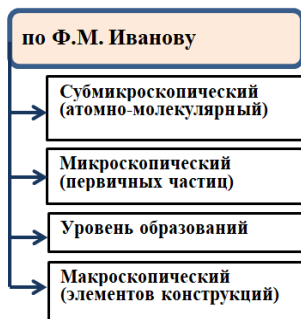


Рис. 2.58. «Расположение в пространстве отдельных первичных элементов и характеристики сил, соединяющих эти элементы» по Ф. М. Иванову

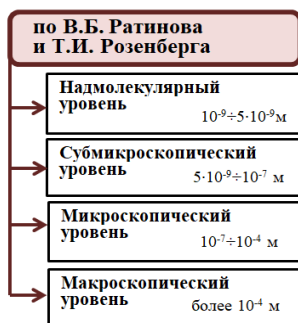


Рис. 2.59. Структура по В. Б. Ратинова и Т. И. Розенберга

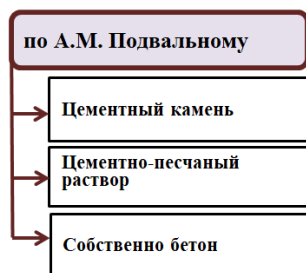


Рис. 2.60. «Конгломерат в конгломерате» по А. М. Подвальному

По П. А. Мельниченко структура бетона описывается как система взаимовключающих «структурных формаций» [87]. В отличие от предложенной В. Б. Ратиновым и Т. И. Розенберг, прослеживается стремление отразить функциональную роль структурных составляющих и показать их взаимообусловленность (рис. 2.61):

1. Макроструктура (с размером зерен $10^1 \div 10^0$ см). Связующая матрица: растворная составляющая бетона.

2. Мезоструктура ($10^{-1} \div 10^{-2}$ см). Связующая матрица: минеральный микробетон.

3. Субмезоструктура ($10^{-2} \div 10^{-3}$ см). Связующая матрица: «микробетон Юнга».

4. Микроструктура ($10^{-2} \div 10^{-4}$ см). Связующая матрица: цементный камень.

5. Субмикроструктура ($10^{-5} \div 10^{-7}$ см). Связующая матрица: коагуляционно-кристаллизационная система гидратных новообразований.

По А. В. Нехорошеву во внимание принимается масштаб частиц [88]. На каждом уровне структура рассматривается как система, состоящая из двух композиционных частей – матрицы и «решетки» (рис. 2.62):

1. Субмикроскопический уровень. Состоит из атомов (ионов, молекул) цементирующего вещества и электронов внешних (валентных) слоев.

2. Микроскопический – из кристаллов цементного камня и микропор.

3. Мезоскопический – из глобул цементного камня и макропор.

4. Макроскопический – из цементного камня и мелкого заполнителя.

5. Мегаскопический – из матрицы раствора и решетки крупного заполнителя.

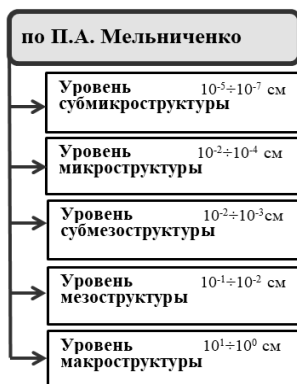


Рис. 2.61. Система взаимовключающих «структурных формаций» по П. А. Мельниченко

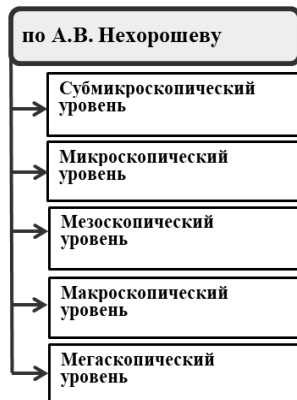


Рис. 2.62. «Система из матрицы и «решетки» по А. В. Нехорошеву

Согласно, представлений Е. М. Чернышова структуру бетонов можно представить в виде нескольких масштабных уровней [89]. Каждому из уровней соответствует свой структурный элемент

(включение), выступающий в роли концентратора напряжений (рис. 2.63).

1. Уровень отдельного кристалла. Роль матрицы играет кристаллическая решетка из анионов и катионов, а роль включений (неоднородностей) – вакансии, замещения, дислокации, поверхностные трещины кристалла.

2. Уровень кристаллического сростка цементирующего вещества. Кристаллический сросток (кристаллит) можно рассматривать как композит особого типа, в котором неоднородность создается контактами кристаллов.

3. Уровень цементирующего вещества. Состоит из матрицы (кристаллического сростка) и включений – пор цементирующего вещества.

4. Уровень цементного микробетона. Роль матрицы играет цементирующее вещество, роль включений – непрореагировавшие зерна цемента.

5. Уровень мелкозернистого бетона. Матрицей является цементный микробетон, в роли включений в зависимости от вида и назначения бетона выступают зерна заполнителя, поры воздухововлечения.

6. Уровень крупнозернистого бетона. Роль матрицы исполняет мелкозернистый бетон, в роли включений могут быть зерна заполнителя, макропоры.

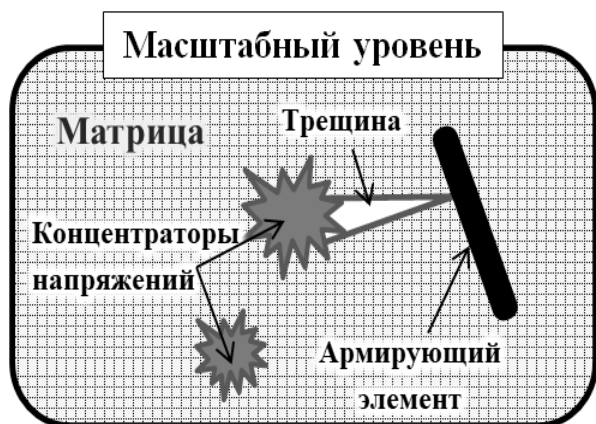


Рис. 2.63. Модель масштабного уровня структуры бетона

Предлагается по аналогии с [89] выделять 4 уровня трещинообразования и дисперсного армирования строительных композиционных материалов (рис. 2.64):

1. Макромасштабный уровень (уровень крупнозернистого бетона). В качестве блокирующих макротрещины армирующих элементов используется традиционная рабочая арматура, размещаемая в соответствующей зоне строительной конструкции.

2. Мезомасштабный уровень (уровень мелкозернистого бетона). Дисперсное армирование материала на этом структурном уровне с учетом присущих ему трещин размером (0,1...0,9) мм может достигаться введением армирующих элементов длиной (1...5) см и диаметром (0,1...0,8) мм, для чего могут быть применены стальные, минеральные, углеродные и другие виды волокон.

3. Микромасштабный уровень (уровень цементного микробетона). Армирование на уровне цементного микробетона с учетом присущих ему микротрещин размером (10...80) мкм возможно осуществлять волокнами длиной (1...5) мм и диаметром (10...50) мкм. В данном случае могут быть пригодны различные виды стекловолокна, асбестовые и другие минеральные волокна.

4. Субмикромасштабный уровень (уровень цементирующего вещества). Система основных новообразований цементного камня характеризуется размером частиц (0,04...0,2) мкм и микропор (0,08...1,0) мкм, присутствующие зародышевые «технологические» субмикротрещины имеют порядок (0,1...2,0) мкм. Такие трещины и поры могут перекрываться относительно протяженными кристаллогидратами новообразований длиной до (3...5) мкм, то есть отличающимися по длине на полпорядка-порядок, (само mikroармирование). Другим возможным направлением субмикромармирования является введение нитевидных кристаллов гидросиликатов кальция, достаточно близких по своим физическим и физико-химическим параметрам к новообразованиям, возникающим при гидратации цементных вяжущих, интенсифицирующих процессы твердения бетона и улучшающих его сопротивление разрушению

2.3.2. Схема многоуровневого дисперсного армирования

На основе структурной модели бетонов, предложенной Е. М. Чернышовым, и его представлений о дисперсном армировании на каждом структурном уровне разработана модель композитного материала с многоуровневым армированием, который будет эффективно сопротивляться трещинообразованию под действием внешних нагрузок – нанотрубобетон [90–96]. В качестве армирующего элемента на субмикромасштабном уровне (уровень цементирующего вещества) предлагается использовать углеродные нанотрубки $l = (5 \cdot 10^3)$ нм, $d = (50 \dots 200)$ нм [97]. Они будут сдерживать развитие субмикротрещин ($10^2 \dots 10^3$ нм). На микромасштабном уровне (уровень цементного микробетона) развитию трещин (0,39...0,12) мм будут препятствовать фибровые волокна, размеры которых составляют $l = (1 \dots 5)$ мм, $d = (10 \dots 50)$ мкм. На мезомасштабном уровне (уровень мелкозернистого бетона) обеспечивать трещиностойкость (трещины 0,5...0,9 мм) будут фибровые волокна с размерами $l = (1 \dots 5)$ см, $d = (0,1 \dots 0,8)$ мкм (рис. 2.64).

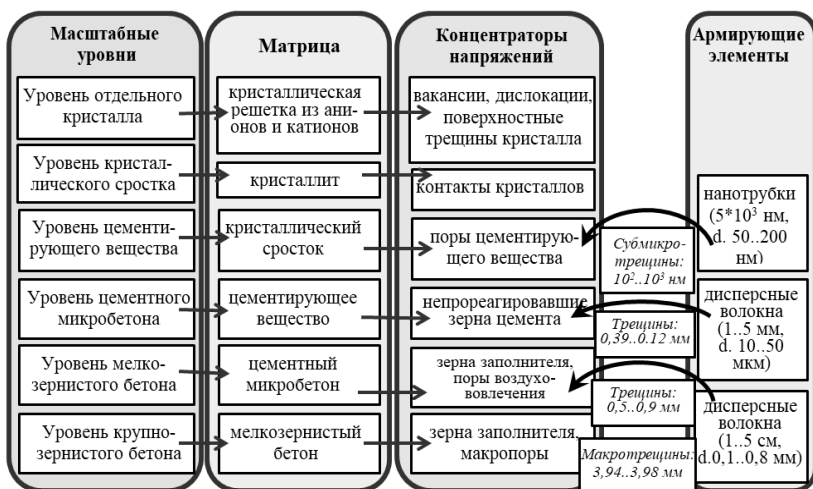


Рис. 2.64. «Масштабные уровни структуры композитов: структурные элементы (включения), как концентраторы напряжений, схема многоуровневого дисперсного армирования» по Е. М. Чернышову и армирующие элементы.

2.4. Программа испытаний

Для приготовления исследуемых нанотфибробетонных смесей использовались следующие материалы:

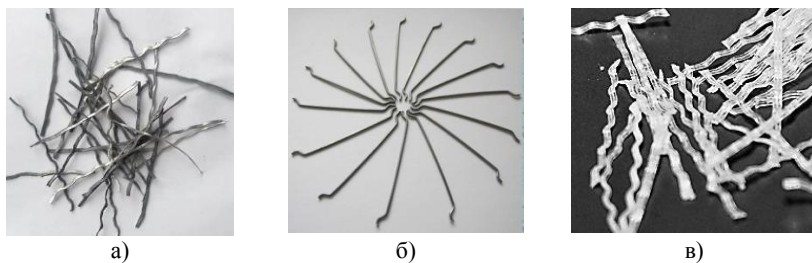


Рис. 2.65. Фибра макроуровня:

a) стальная волнистая; *б)* стальная анкерная; *в)* полимерная волнистая

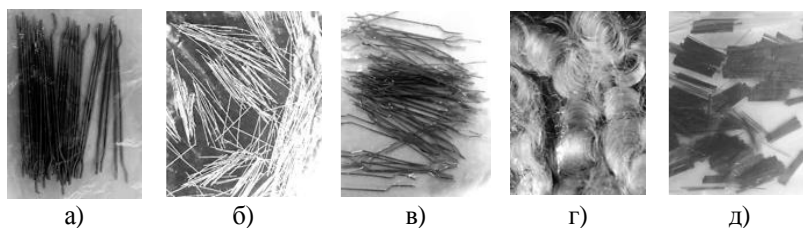


Рис. 2.66. Фибра микроуровня:

a) фибра стальная анкерная; *б)* микрофибра стальная прямая; *в)* микрофибра стальная анкерная; *г)* фибра полипропиленовая; *д)* фибра базальтовая

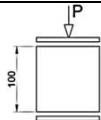
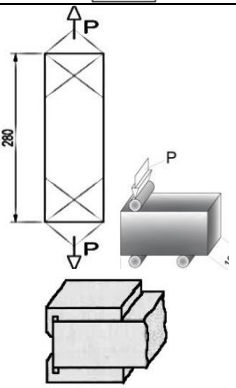
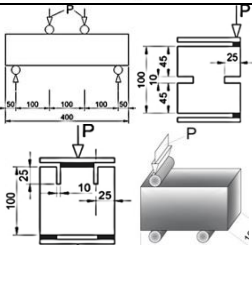
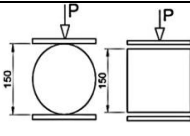
Окончание таблицы 2.5

В.3	460	880	-	950	-	-	0,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,44	-	
Г.0	485	825	-	800	-	-	0,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,7
Г.1	485	825	-	800	-	-	0,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	0,7
Г.2	485	825	-	800	-	-	0,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	0,7
Г.3	485	825	-	800	-	-	0,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,44	0,7
Д.0	400	-	1 020	800	-	-	0,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Д.1	400	-	1 020	800	-	-	0,4	-	0,07	-	-	-	0,26	0,26	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Д.2	400	-	1 020	800	-	-	0,4	-	-	1,1	0,26	-	-	0,26	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ж.0	445	-	1 035	820	-	-	0,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ж.1	445	-	1 035	820	-	-	0,9	-	0,07	-	-	-	0,26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ж.2	445	-	1 035	820	-	-	0,9	-	-	1,1	0,26	-	-	0,26	-	-	-	-	-	-	-	-	-
И.0	485	-	830	835	55	-	0,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
И.1	485	-	830	835	55	-	0,8	-	0,07	-	-	-	0,26	0,26	-	-	-	-	-	-	-	-	-
И.2	485	-	830	835	55	-	0,8	-	-	1,1	0,26	-	-	0,26	-	-	-	-	-	-	-	-	-
К.0	485	-	-	800	40	45	1,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
К.1	485	825	-	800	40	45	1,0	-	0,07	-	-	-	0,26	0,26	-	-	-	-	-	-	-	-	-
К.2	485	825	-	800	40	45	1,0	-	-	1,1	0,26	-	-	0,26	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Для испытаний изготавливались образцы нескольких типов. Перечень образцов и проводимые испытания представлены в таблице 2.6.

Таблица 2.6

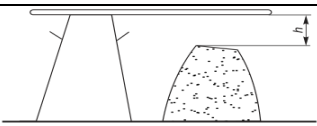
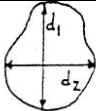
Испытания опытных образцов из тяжелого бетона

№	Тип образца	Вид испытаний	
1	Куб 10×10×10 см	Прочность на сжатие	
2	Призма 7 × 7 × 28 см	Осевое растяжение; Прочность на сжатие; Прочность на раскалывание	
3	Призма 10 × 10 × 40 см	Прочность на изгиб; Отрыв при внецентренном сжатии; Поперечный сдвиг; Прочность на раскалывание	
4	Цилиндр 15 × 15 см	Прочность на раскалывание; Прочность на сжатие	

Помимо прочностных испытаний нанофибробетонных образцов, проводились испытания технологических показателей нанофибробетонной смеси (таблица 2.7).

Таблица 2.7

Испытания бетонных смесей (технологические параметры)

№	Контролируемый параметр	Схема испытаний	ТНПА
1	Определение удобоукладываемости по показателю подвижности		СТБ EN 12350-2
2	Определение удобоукладываемости по показателю расплыва конуса		СТБ EN 12350-8
3	Определение плотности бетонной смеси		СТБ EN 12350-6

2.5. Результаты испытаний

2.5.1. Нанофибробетон с фибровым моноармированием

2.5.1.1. Влияние фибры на удобоукладываемость бетонной смеси

При изготовлении фибробетонных смесей важное значение имеют не только правильный подбор и рациональное сочетание исходных материалов, но и технология их изготовления. Фибробетонные смеси могут изготавливать непосредственно на строительной площадке введением фибры в готовую бетонную смесь или изначально на заводе-изготовителе. Важной проблемой, возникающей при армировании фиброй бетонных материалов, является снижение удобоукладываемости бетонной смеси по мере увеличения в ней содержания волокнистого заполнителя. Для того чтобы оценить степень влияния фибры на изменение удобоукладываемости бетон-

ной смеси нами предварительно было проведено исследование [98]. Для исследования были приняты 4 состава бетонных смесей согласно таблицы 2.5: А, Б, В, Г

Фибра добавлялась в готовую бетонную смесь в 2 приема. Перемешивание осуществлялось в лабораторном смесителе принудительного действия. Изменение подвижности фибробетонной смеси контролировалось с использованием стандартного конуса по его осадке (ОК) и расплыву (РК). Изменение подвижности бетонной смеси после введения фиброволокон и внешний вид фибробетонных смесей представлены на рисунках 2.67–2.70 [99].

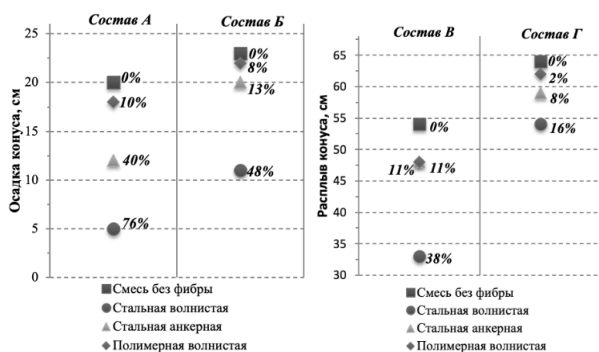


Рис. 2.67. Изменение подвижности бетонной смеси после введения фибры

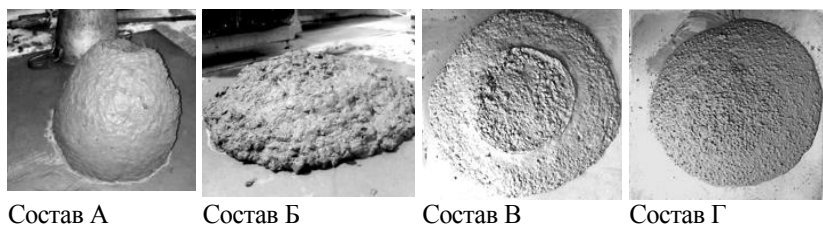


Рис. 2.68. Бетонная смесь со стальной проволочной фиброй анкерного профиля

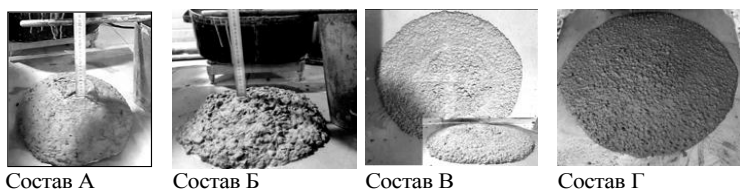


Рис. 2.69. Бетонная смесь с полимерной фиброй волнистого профиля

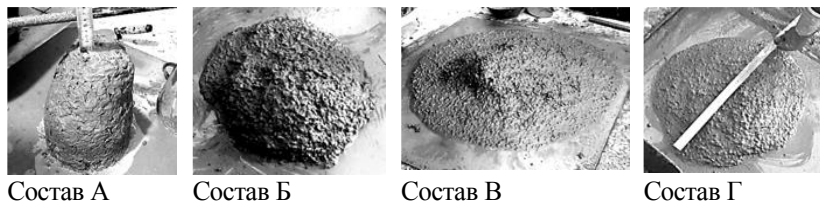


Рис. 2.70. Бетонная смесь со стальной фиброй волнистого профиля

Наибольшее влияние на подвижность бетонной смеси оказала металлическая фибра волнового профиля из листа. Так марка по удобоукладываемости состава А с П5 снизилась до П2, состава Б – с П5 до П3, состава В – с Р4 до Р1, состава Г – с Р6 до Р4. Следует отметить, что в подвижных самоуплотняющихся бетонных смесях наблюдается раствороотделение, фибра с частью защемленного ею щебня скапливается в центральной части. В более подвижной смеси состава Г этот эффект проявляется меньше. Таким образом, смеси, приготовленные с данным типом фибры, требуют обязательного дополнительного распределения смеси по объему и тщательного уплотнения.

Фибра металлическая из проволоки и полимерная фибра оказали меньшее влияние на подвижность бетонной смеси. Так при введении стальной анкерной фибры из проволоки марка по удобоукладываемости состава А с П5 снизилась до П3, состава Б – с П5 до П4, состава В – с Р4 до Р3, состава Г – с Р6 до Р5. При введении полимерной волнистой фибры марка по удобоукладываемости составов А, Б и Г осталась неизменной, состава В снизилась с Р4 до Р3.

В случае добавления в бетонную смесь большего количества стальных волокон (0,7–1 % по объему бетонной смеси) модификация состава бетонной смеси обязательна. Для обеспечения достаточной удобоукладываемости смеси подобные фибробетоны требуют большего количества цементного молока. По этой же причине доля мелких фракций заполнителя тоже должна быть увеличена.

2.5.1.2. Результаты испытаний образцов-призм $70 \times 70 \times 280$ мм

Серия образцов состояла из балочек $70 \times 70 \times 280$ мм. На каждый тип бетона-матрицы приходилось по три серии образцов: без фибрового армирования (серия 0), армирование стальной волнистой фиброй (серия 1), армирование стальной анкерной фиброй (серия 2), армирование полимерной волнистой фиброй (серия 3). Составы бетонных смесей представлены в таблице 2.5. Схема испытаний и результаты представлена на рисунках 2.71–2.74.

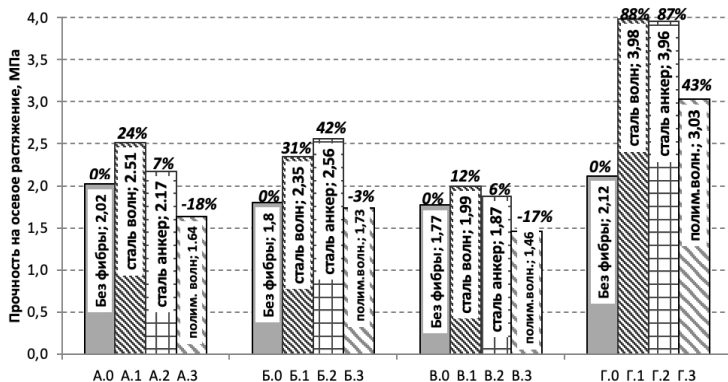


Рис. 2.71. Результаты испытаний на осевое растяжение образцов

Используемое оборудование позволяет фиксировать диаграммы разрушения «Нагрузка-Перемещение (траверсы)» (рис. 2.72).

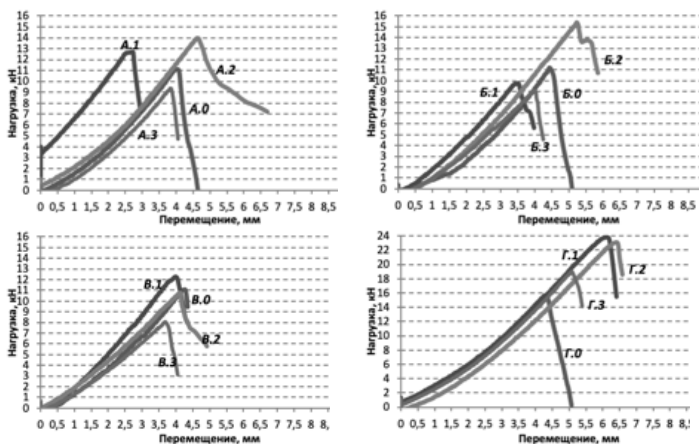


Рис. 2.72. Диаграммы «Нагрузка-Перемещение»

После испытания на осевое растяжение образцы фрагментировались на две половинки балочки, которые пригодны для дальнейших испытаний. Одну половинку испытали на сжатие, а вторую – на раскалывание. Испытания проводились на гидравлическом прессе Testing 2.1005. Схема испытаний и внешний вид образцов представлен на рисунках 2.73 и 2.75. Результаты испытаний на сжатие половинок балочек представлены на рисунке 2.76, на растяжение при раскалывании на рисунке 2.74.



Рис. 2.73. Испытание половинок балочек на растяжение при раскалывании

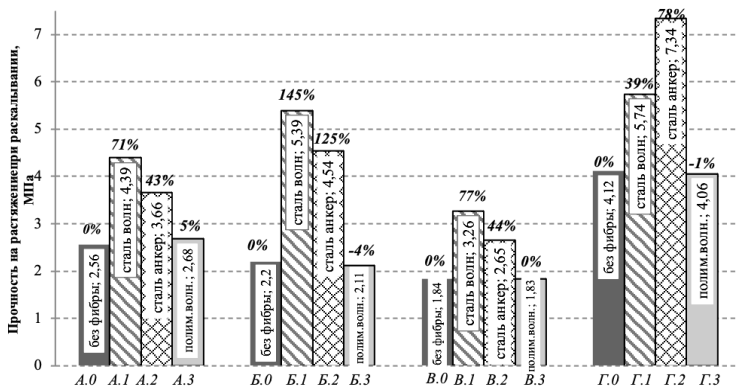


Рис. 2.74. Результаты испытаний прочности на растяжение при раскалывании половинок балочек



Рис. 2.75. Испытание половинок балочек на сжатие

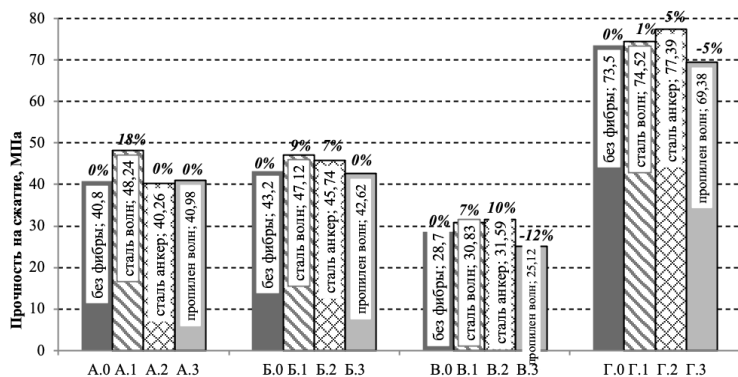


Рис. 2.76. Результаты испытаний прочности на сжатие половинок балочек

Анализируя полученные результаты можно сделать следующие выводы:

1. Наибольший эффект от комплексного фибрового армирования проявляется на прочности на растяжение при раскалывании. Увеличение прочности фибронаноармированного бетона относительно просто наноармированного в зависимости от класса прочности бетона-матрицы составил: стальная волновая фибра – 39–145 %, стальная анкерная 43–125 %, полимерная волнистая – прироста прочности не наблюдается.

2. Наибольший прирост прочности на осевое растяжение наблюдается в составе Г. Так при армировании стальными волокнами прирост составил 87–88 %, полимерными – 43 %. В составе А прирост равен 24 % – фибра стальная волновая, 7 % – фибра стальная анкерная. В составе Б прочность увеличилась на 42 % с фиброй стальной анкерной, на 31 % с фиброй стальной волнистой. Состав В: на 12 % – фибра стальная волновая, на 6 % – фибра стальная анкерная. В составах А, Б, В полимерная фибра не повлияла позитивно на показания прочности на осевое растяжение.

3. Получаемые при испытаниях на осевое растяжение диаграммы «Нагрузка-Перемещение» позволяют наглядно оценить особенности разрушения образца. Характер ниспадающей ветви позволяет оценить вязкость разрушения фибронанобетона.

4. В испытаниях половинок балочек на сжатие зафиксирован незначительный прирост прочности, что совпадает с данными других исследователей [2–3], на чем базируется их неоправданный скепсис в отношении широкого внедрения фибробетона.

5. Методика позволяет визуализировать характер разрушения при испытаниях. Образцы без фибры хрупко фрагментировались сразу же после старта магистральной трещины при всех видах испытаний. Образцы с металлической фиброй сохраняли относительную целостность даже после полной потери несущей способности и изменения своей геометрии в процессе нагружения. Это иллюстрирует повышение вязкости разрушения фибробетона сравнительно с обычным бетоном, что должно быть количественно оценено в экспериментальных исследованиях с расчетом коэффициента интенсивности напряжений.

2.5.1.3. Результаты испытаний образцов-призм $100 \times 100 \times 400$ мм

Испытание образцов-призм на растяжение при изгибе

Серия образцов состояла из призм $100 \times 100 \times 400$ мм. На каждый тип бетона-матрицы приходилось по три серии образцов: без фибрового армирования (серия 0), армирование стальной волнистой фиброй (серия 1), армирование стальной анкерной фиброй (серия 2), армирование полимерной волнистой фиброй (серия 3). Составы бетонных смесей представлены в таблице 2.5. Внешний вид испытания и результаты испытаний представлены на рисунках 2.77–2.78.



Рис. 2.77. Испытание образцов-призм на растяжение при изгибе

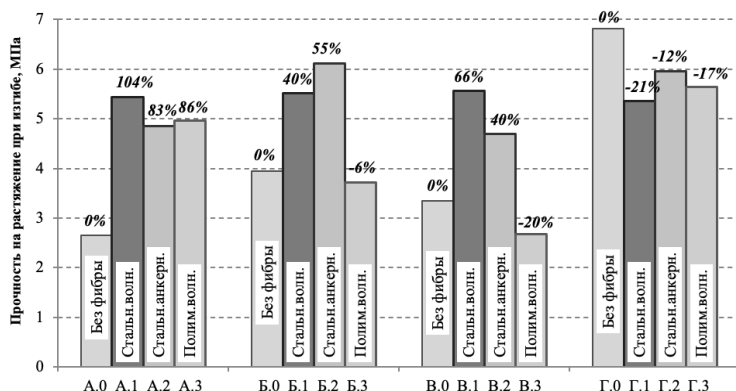


Рис. 2.78. Результаты испытаний на растяжение при изгибе образцов-призм

Согласно полученным результатам испытаний можно сделать следующие выводы [100]:

1. Наибольшую эффективность использования фибрового армирования на растяжение при изгибе показал состав бетона-матрицы А (с наименьшим количеством цемента, и следовательно, низкой прочностью матрицы).

2. В составе Г (с наибольшим содержанием цемента и следовательно, с высокой прочностью матрицы) фибровое армирование было неэффективно, исходя из значения прочности на растяжение при изгибе.

3. В составах Б и В (бетоны-матрицы с одинаковыми прочностными показателями на сжатие и разными по подвижности смеси) наибольшая эффективность на растяжение зафиксирована при армировании высокомодульной стальной фиброй, в отличие от армирования полимерной фиброй.

Определение прочности на растяжение при раскалывании

После испытания образцов призм на растяжение при изгибе образовались половинки (фрагмента). Одна половинка испытывалась на растяжение при раскалывании согласно [77] по схеме, представленной на рисунке 2.79. Результаты испытаний видны на рисунке 2.80.



Рис. 2.79. Испытание половинок призм на раскалывание

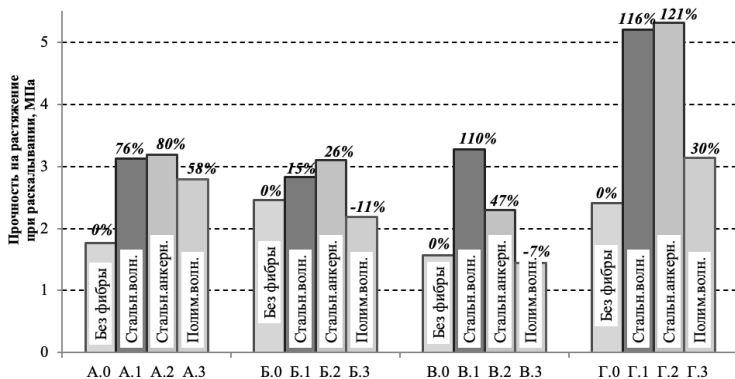


Рис. 2.80. Результаты испытаний на растяжение при раскалывании половинок образцов-призм

По полученным данным можно сделать следующие выводы [101]:

1. Прирост прочности на растяжение при раскалывании с фибровым армированием больше всего в составе Г (бетон-матрица с наибольшим значением прочности на сжатие).

2. В составе А (бетон-матрица с наименьшим показателем прочности на сжатие) прирост прочности на растяжение при раскалывании с стальным фибровым армированием составил 76 % и 80 %, а с полимерным 58 %.

3. В составах Б и В полимерное армирование привело к снижению прочности на растяжение при раскалывании на 11 % и 7 %.

4. Во всех составах фибровое армирование стальными волокнами увеличило значение прочности на растяжение при раскалывании исходной бетон-матрицы.

Определение коэффициента интенсивности напряжения при нормальном отрыве

Испытания проводились согласно методике, изложенной в пункте 2.2.4.2.

Результаты испытаний представлены на рисунке 2.82.

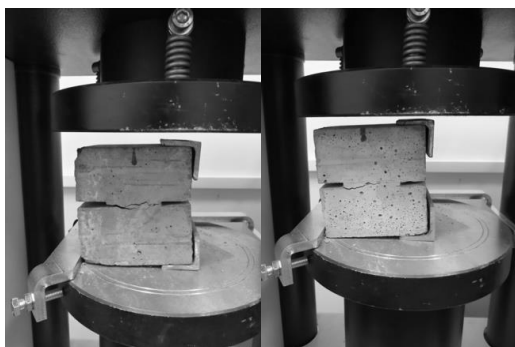


Рис. 2.81. Испытание образца из нанофибробетона с моноармированием

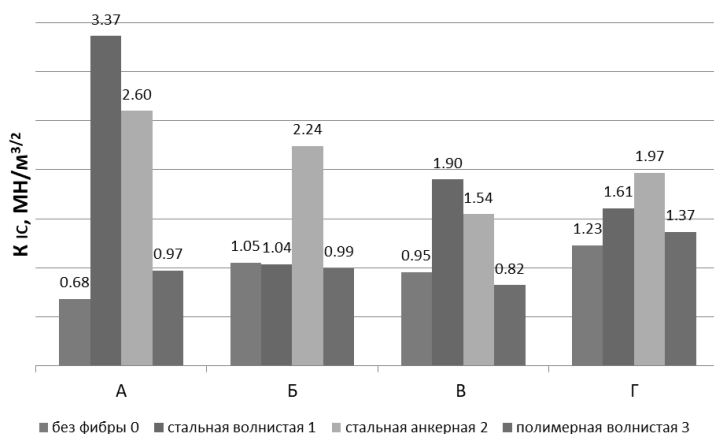


Рис. 2.82. Результаты испытаний для определения коэффициента интенсивности напряжения при нормальном отрыве

Анализ полученных результатов показывает следующее:

1. Во всех составах полимерное фибровое армирование показало наименьший прирост показателя трещиностойкости относительно состава без фибры.

2. Во всех составах армирование стальной анкерной фиброй способствует увеличению значения коэффициента интенсивности напряжений.

3. В составах Б и В наблюдается уменьшение параметра трещи-
нотойкости фиброармированного материал по сравнению с неар-
мированным. Это наблюдается в образцах с полимерной фиброй и
со стальной волнистой из листа.

***Определение коэффициента интенсивности напряжения на
поперечный сдвиг***

Испытания проводились согласно методике, изложенной в пунк-
те 2.2.4.2.

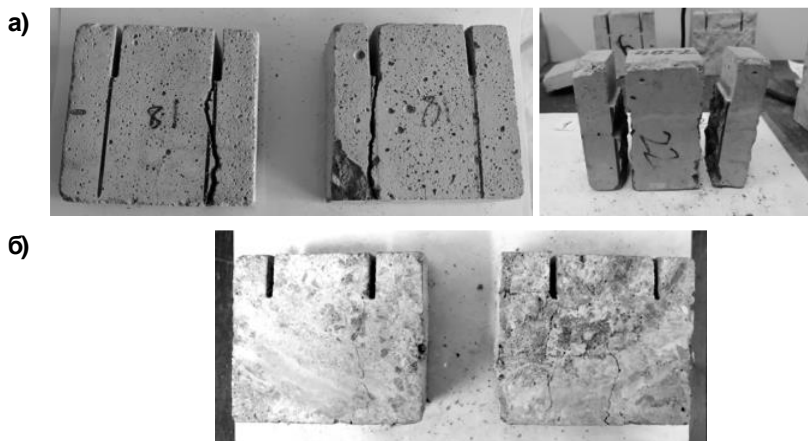


Рис. 2.83. Образец после испытания
а) без фибрового армирования; б) с фибровым армированием

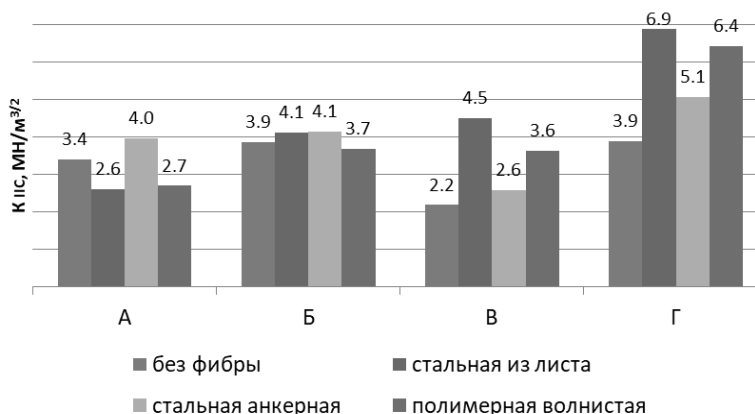


Рис. 2.84. Результаты испытаний определения коэффициента интенсивности напряжения на поперечный сдвиг

Анализ полученных результатов позволяет сделать следующие выводы:

1. В образцах с фибровым армированием стальными волнистыми волокнами из листа значение коэффициента интенсивности напряжений снизилось в составе А, минимальное изменение наблюдается в составе Б, а в составах В и Г наблюдается значительное увеличение относительно неармированных образцов – на 104 % и 77 %.

2. В образцах с дисперсным армированием стальной анкерной фиброй из проволоки значение коэффициента интенсивности напряжений увеличивается во всех образцах: А – на 17 %, Б – на 5 %, В – на 18 %, Г – на 30 %.

Определение параметров трещиностойкости нанофибробетона по диаграммам деформирования

В основу исследования было заложено испытание образцов призм размером 100 × 100 × 400 мм на разрывной машине Controls 70-C0820/С и на специализированном оборудовании Matest C091-03N. Испытание проводилось на растяжение при изгибе по четырехточечной схеме нагружения. Помимо разрушающей нагрузки в процессе испытания фиксировались диаграммы разрушения (рисунки 2.85–2.86).

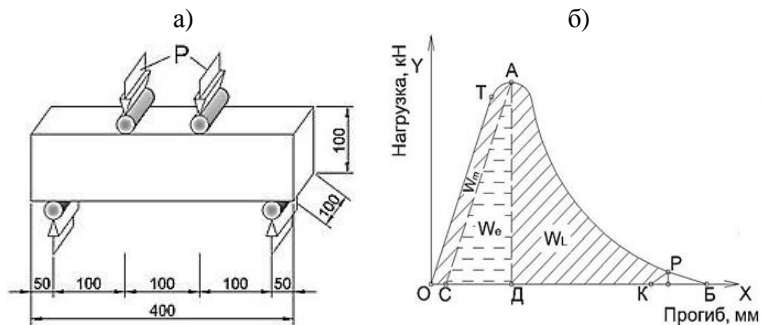


Рис. 2.85. а) схема испытания; б) модель расчетной диаграммы разрушения

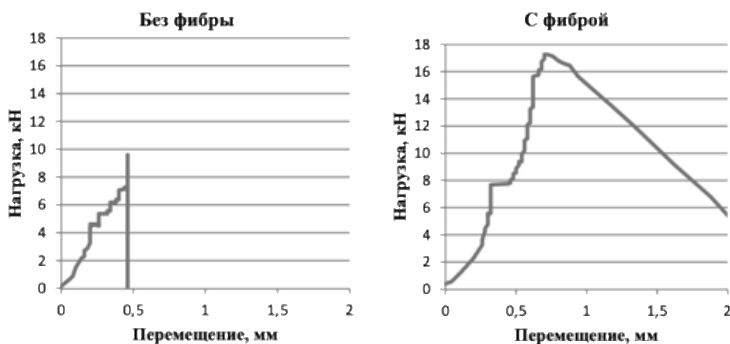


Рис. 2.86. Пример полученных графиков деформирования при испытаниях образцов без фибрового армирования и с фибровым армированием

Полученные диаграммы разрушения представляют собой графики зависимости величины прилагаемого усилия на образец (Нагрузка, кН) от величины перемещения траверсы (Перемещение, мм) испытательной машины Controls 70-C0820/C. Внешний вид испытаний представлен на рисунке 2.87, образцы после испытаний и результаты испытаний представлены на рисунках 2.89–2.90. Диаграммы полученные на специализированном оборудовании Matest C091-03N представляют собой графики зависимости величины прилагаемого усилия на образец (Нагрузка, кН) от величины прогиба (Прогиб, мм). Внешний вид испытаний представлен на рисунках 2.91–2.92, результаты испытаний представлены на рисунках 2.94–2.95. Обработка полученных графиков проводилась расчетным пу-

тем с определением силовых и энергетических характеристик трещиностойкости в соответствии с [48].

Испытания проводились согласно методике, изложенной в пункте 2.2.4.2.



Рис. 2.87. Образцы после испытаний



Рис. 2.88. Испытание образцов балок на оборудовании на разрывной машине Controls 70-C0820/C в лабораторном комплексе РУП «Белэнергострой» филиала «Белэнергоиндустрия» на площадке строительства Белорусской АЭС

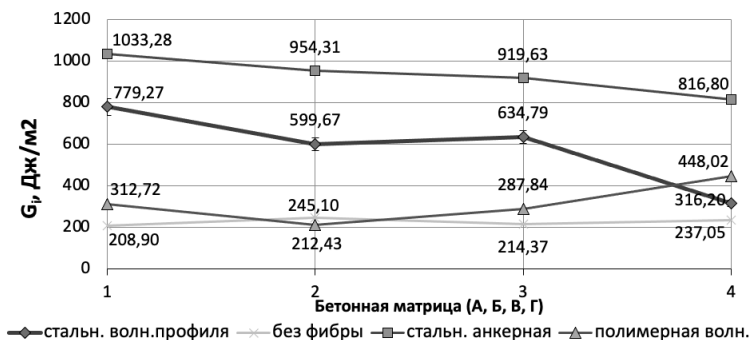


Рис. 2.89. Удельные энергозатраты на инициирование квазистатического разрушения (G_i) в фибробетонных образцах в сравнении с образцами без фибры в зависимости от бетонной матрицы (1, 2, 3, 4 – А, Б, В, Г соотв.)

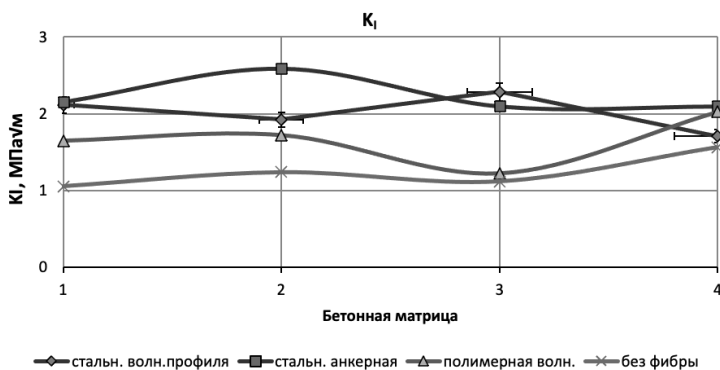


Рис. 2.90. Квазистатический коэффициент интенсивности напряжений в фибробетонных образцах в сравнении с образцами без фибры в зависимости от бетонной матрицы (1, 2, 3, 4 – А, Б, В, Г соотв.)

Анализ данных на приведенных графиках (рисунки 2.89–2.90) позволяет сделать следующие выводы:

1. Наибольшее значение удельных энергозатрат для инициирования квазистатического разрушения ($G_i = (816,8...1033,28)$ Дж/м²) зафиксировано в образцах, армированных стальной анкерной фиброй из проволоки на фоне некоторого снижения энергозатрат с увеличением прочности на сжатие исходной бетонной матрицы. Квази-

статический коэффициент интенсивности напряжений для данных образцов также имеет наибольшее значение из всех исследуемых составов.

2. Немного меньшие, но тоже высокие, удельные энергетические показатели ($G_i = (316,2...779,27)$ Дж/м²) в образцах с дисперсным армированием стальной волнистой фиброй из листа.

3. Образцы, армированные полимерной фиброй, показали значение близкое к неармированным бетонным образцам ($W_i = (245,1...448,02)$ Дж/м²).



Рис. 2.91. Испытание образцов балок на специализированном оборудовании в научно-исследовательской лаборатории «Промышленное и гражданское строительство» БНТУ

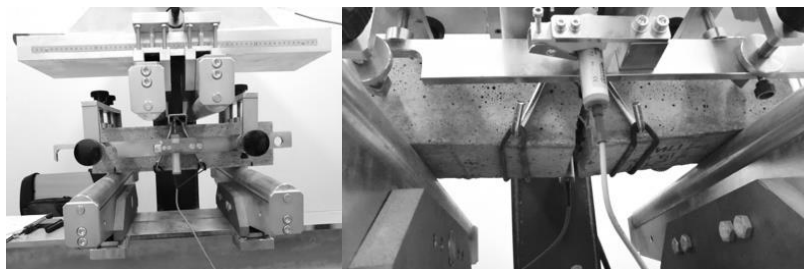


Рис. 2.92. Испытание образцов

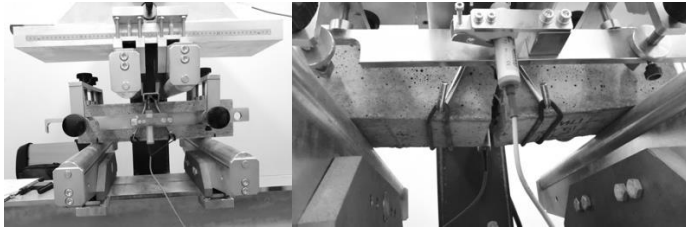


Рис. 2.93. Испытание образцов

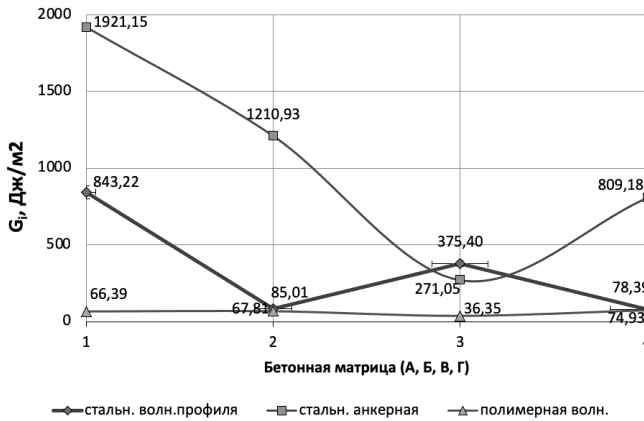


Рис. 2.94. Удельные энергозатраты на инициирование квазистатического разрушения (G) в фибробетонных образцах в зависимости от бетонной матрицы (1, 2, 3, 4 – А, Б, В, Г соотв.)



Рис. 2.95. Квазистатический коэффициент интенсивности напряжений в фибробетонных образцах в зависимости от бетонной матрицы (1, 2, 3, 4 – А, Б, В, Г соотв.)

По полученным графикам (рисунки 2.94–2.95) можно сделать следующие выводы:

1. Наибольшее значение энергозатрат для инициирования квазистатического разрушения ($W_i = (271,05 \dots 1921,15)$ Дж/м²) в образцах с фиброй стальной анкерной из проволоки.

2. Самые низкие значения получены при испытаниях образцов с полимерным фибровым армированием.

3. Данные, полученные на специализированном оборудовании и на разрывной машине, показывают схожую тенденцию изменения энергозатрат и квазистатического коэффициента интенсивности напряжений в зависимости от фибрового армирования в каждой из представленных бетонных матриц.

2.5.1.4. Результаты испытаний образцов цилиндров 150 × 150 мм

Испытания проводятся согласно методике изложенной в пункте 2.4.3.

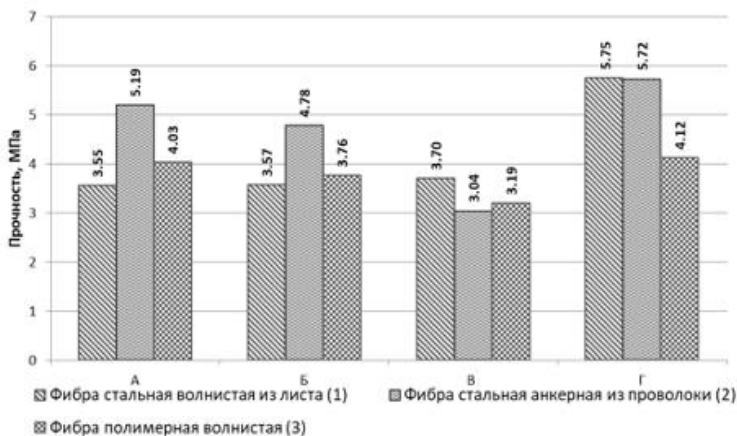


Рис. 2.96. Результаты испытаний на прочность на растяжение при раскалывании образцов цилиндров с фибровым моноармированием в различных бетонных матрицах

Анализируя полученные результаты (рис. 2.96), можно сделать следующие выводы:

1. В составах А и Б (составы с низкой подвижностью) наибольшее увеличение прочности на растяжение при раскалывании наблюдается в образцах-цилиндрах со стальной фиброй анкерного типа из проволоки. В образцах с фиброармированием полимерной и стальной волнистой фиброй значение прочности почти одинаково – на 21 % меньше, чем с анкерной стальной фиброй.

2. В составах В и Г (составы с высокой подвижностью) значение прочности на растяжение различно. Так в составе В (отличающийся меньшим значением прочности на сжатие, чем состав Г) во всех видах фибрового армирования значения прочности на растяжение приблизительно одинаковы. В составе Г наибольший прирост (на 38 %) прочности на растяжение при раскалывании показали образцы, армированные стальной фиброй, чем образцы с полимерным волокном.

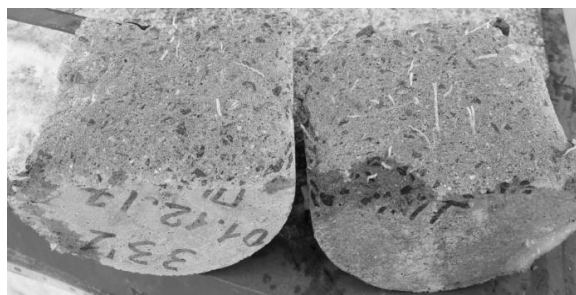


Рис. 2.97. Образец цилиндра состава В.3 после испытаний на растяжение при раскалывании



Рис. 2.98. Испытательное оборудование



Рис. 2.99. Образец цилиндр состава Б.2 после испытаний на растяжение при раскалывании

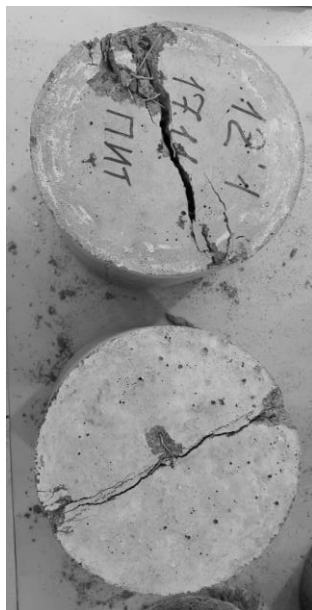


Рис. 2.100. Образец цилиндр состава А.2 после испытаний на растяжение при раскалывании



Рис. 2.101. Образец цилиндр состава Г.1 после испытаний на растяжение при раскалывании



Рис. 2.102. Образец цилиндр состава Г.2 после испытаний на растяжение при раскалывании



Рис. 2.103. Испытание образца-цилиндра на осевое сжатие

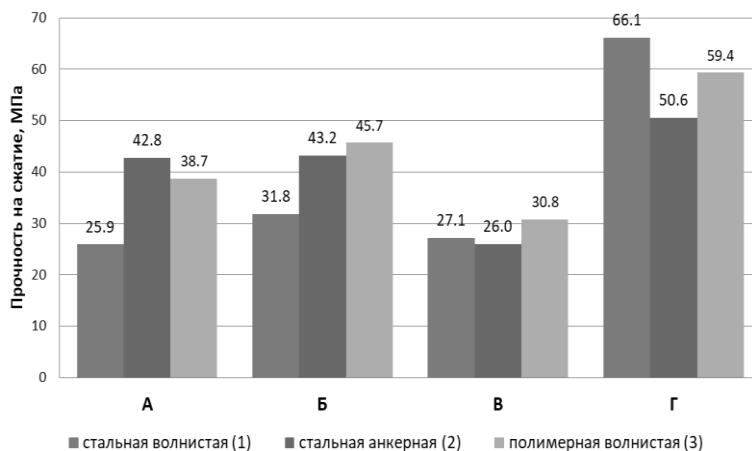


Рис. 2.104. Результаты испытаний на прочность на осевое сжатие образцов цилиндров с фибровым моноармированием в различных бетонных матрицах

Согласно, результатам испытаний, приведенных на рисунке 2.104 можно заключить следующее:

1. В составе А прочность на сжатие фибробетонных образцов-цилиндров с стальной анкерной и полимерной волнистой фиброй увеличилась соответственно на 65 % и 49 % относительно образцов с стальной волнистой фиброй, которая показала наименьшую прочность.

2. В составе Б значения прочности на сжатие повторяют тенденцию с составом А.

3. В составе В все виды фибрового армирования показали себя почти одинаково. Значения прочности близки к прочности бетона-матрицы на сжатие. Аналогично и в составе Г: прирост прочности на сжатие отличается не существенно.

2.5.2. Наноприобетон с фибровым полиармированием

2.5.2.1. Результаты испытаний образцов-призм $70 \times 70 \times 280$ мм

Серия образцов состояла из балочек $70 \times 70 \times 280$ мм. На каждый тип бетона-матрицы приходилось по три серии образцов: без фибрового армирования (серия 0), первый вариант армирования (серия 1), второй вариант армирования (серия 2). Фибровое армирование представляет собой смесь различных типов волокон. Соотношение количества фибры обусловлено технологическими факторами бетонной смеси: возможность перемешивания и укладки в формы, отсутствие расслоения и водоотделения. Составы бетонных смесей представлены в таблице 2.5: Д, Ж, И, К.

Представленные составы бетонных смесей позволяют охватить необходимый диапазон наиболее часто используемых бетонов в строительстве.

После изготовления бетонные образцы хранились в камере нормального твердения. В возрасте 28 суток проводились испытания на прочность: при осевом растяжении, на сжатие, на растяжение при раскалывании.

По полученным значениям разрушающих нагрузок прочность бетона рассчитывали по формулам, соответствующим каждому типу испытания, согласно [105].

Испытание на осевое растяжение проводилось согласно [77]. Образец закрепляли в разрывной машине Controls 70-C0820/C по схеме, приведенной на рисунке 2.105, и нагружали до разрушения при постоянной скорости нарастания нагрузки. Контролировалось место разрушения образца – рабочая зона, и плоскость разрушения образца. Результаты испытаний на осевое растяжение образцов-балочек представлены на рисунке 2.106.

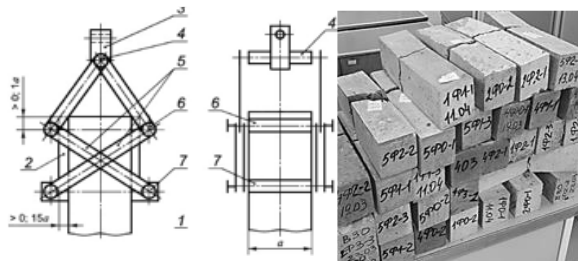


Рис. 2.105. Схема саморегулируемого зажима и внешний вид испытанных образцов:

1 – образец; 2 – прижимная пластина; 3 – концевой элемент шарнира Гука; 4 – ось; 5 – тяга; 6 – подвижная опора захвата (каток); 7 – неподвижная опора захвата

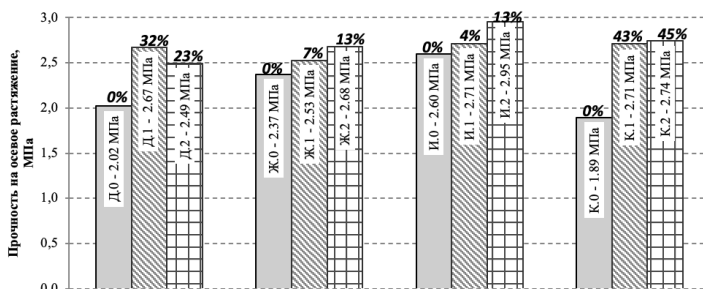
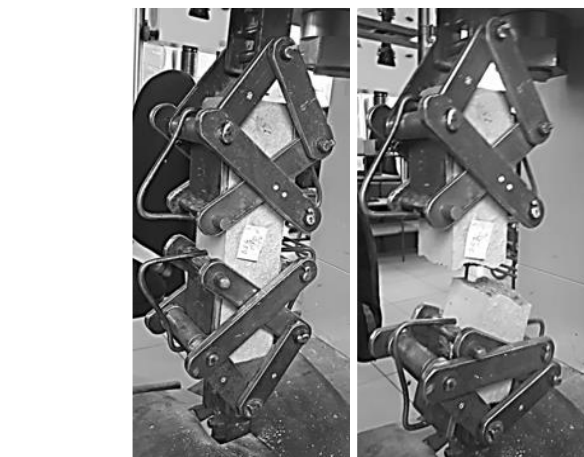


Рис. 2.106. Результаты испытаний на осевое растяжение образцов

Используемое оборудование позволяет фиксировать диаграммы разрушения «Нагрузка-Перемещение (траверсы)» (рис. 2.107).

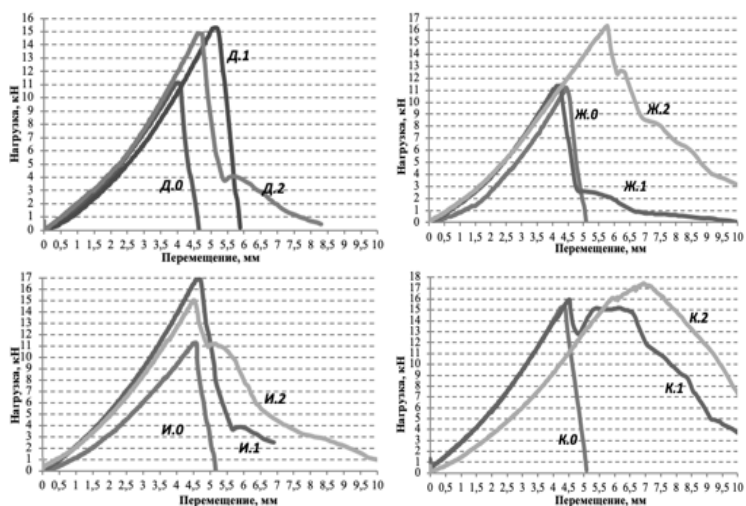


Рис. 2.107. Диаграммы «Нагрузка-Перемещение»

После испытания на осевое растяжение образцы фрагментировались на две половинки балочки, которые пригодны для дальнейших испытаний. Так одну половинку испытали на сжатие, а вторую – на раскалывание. Испытания проводились на гидравлическом прессе Testing 2.1005 согласно [77]. Схема испытаний и внешний вид образцов представлен на рисунках 2.108, 2.110. Результаты испытаний на сжатие половинок балочек представлены на рисунке 2.109, на растяжение при раскалывании на рисунке 2.111.



Рис. 2.108. Испытание половинок балочек на сжатие

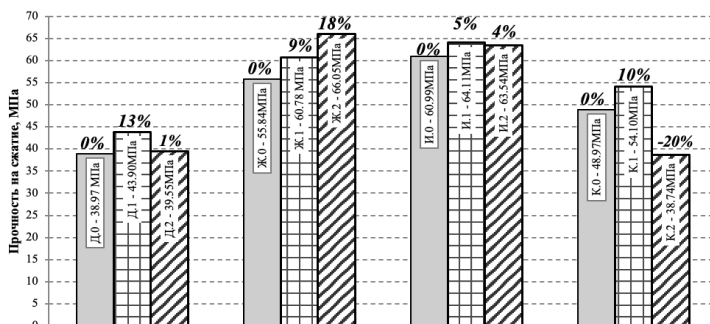


Рис. 2.109. Результаты испытаний прочности на сжатие половинок балочек



Рис. 2.110. Испытание половинок балочек на растяжение при раскалывании

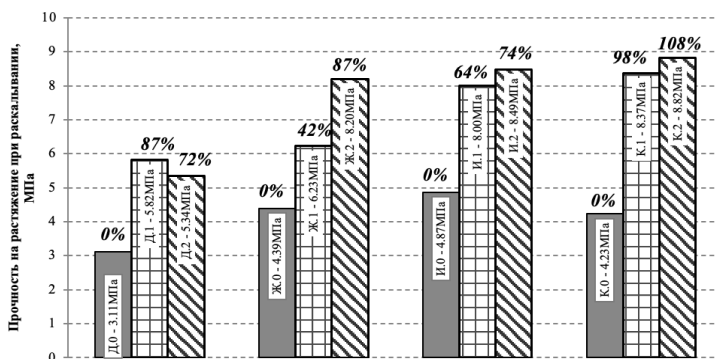


Рис. 2.111. Результаты испытаний прочности на растяжение при раскалывании половинок балочек

Анализируя, полученные результаты второго этапа, можно сделать следующие выводы:

1. Наибольший эффект от комплексного фибрового армирования проявляется при определении прочности на растяжение при раска-

ливании. Увеличение прочности фибронаноармированного бетона относительно просто nanoармированного находится в диапазоне от 42 % до 108 % в зависимости от класса прочности бетона-матрицы.

2. Повышение прочности на осевое растяжение фибронаноармированного бетона находится в пределах от 4 % до 45 % в сравнении с нанобетоном без фибры. Причем наибольший прирост наблюдается в матрицах А и В – 23~45 %. В матрицах Б и Г прирост прочности составляет 4~13 %. Серии без фибры составов А и В имеют более низкую прочность на осевое растяжение, чем Б и Г. В рамках данного исследования, можно сделать заключение, что наибольшая эффективность комплексного армирования достигается в бетонной матрице с относительно низкой прочностью на осевое растяжение.

3. Все значения прочности на осевое растяжение, независимо от прочности исходной матрицы бетона, находятся в диапазоне от 2,5 МПа до 3,0 МПа.

4. Получаемые при испытаниях на осевое растяжение диаграммы «Нагрузка-Перемещение» позволяют наглядно оценить особенности разрушения образца. Характер ниспадающей ветви показывает степень вязкости разрушения фибронанобетона. В последующем эти графики можно обрабатывать для получения комплексного параметра оценки вязкости разрушения фибробетона.

5. Прирост прочности на сжатие для фибробетона не является характерной особенностью. Однако в составах А и Б прирост прочности составил 13 % и 18 % соответственно. В тоже время в составе В наблюдается снижение прочности.

6. Особое внимание следует уделить внешнему виду образцов после испытаний. Так образцы без фибры хрупко фрагментировались сразу же после потери прочности при всех видах испытаний. Образцы с фиброй сохраняли относительную целостность даже после полной потери несущей способности и изменения в процессе нагружения своей геометрии. Фибра, находящаяся в образце, не давала рассыпаться бетону, стягивая зерна крупного заполнителя, который в свою очередь защемлял мелкий заполнитель в теле образца. Это все характеризует повышение вязкости разрушения фибробетона сравнительно с обычным бетоном. Для более полной оценки этого явления необходимо исследовать представленные составы с получением коэффициента интенсивности напряжений.

2.5.2.2. Результаты испытаний образцов-призм $100 \times 100 \times 400$ мм

Серия образцов состояла из призм $100 \times 100 \times 400$ мм. На каждый тип бетона-матрицы приходилось по три серии образцов: без фибрового армирования (серия 0), первый вариант армирования (серия 1). Фибровое армирование представляет собой смесь различных типов волокон. Соотношение количества фибры обусловлено технологическими факторами бетонной смеси: возможность перемешивания и укладки в формы, отсутствие расслоения и водоотделения. Составы бетонных смесей представлены в таблице 2.5: Д, Ж, И, К.

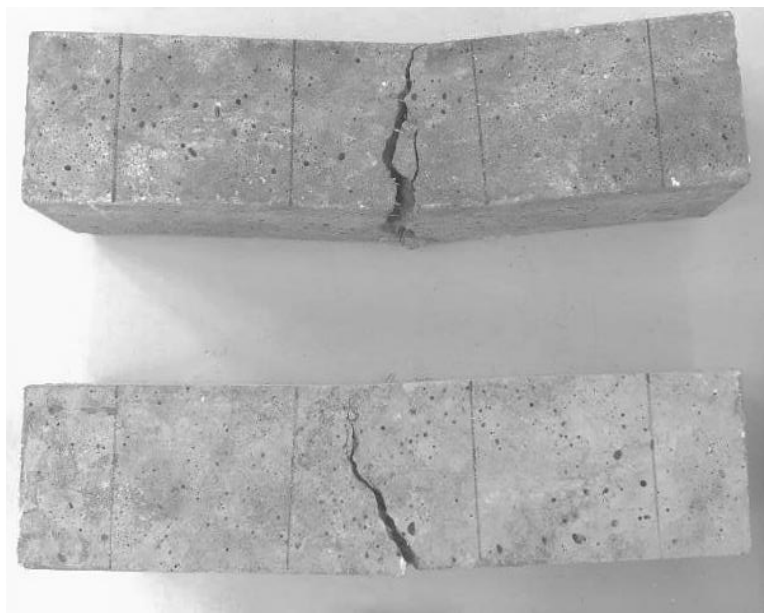


Рис. 2.112. Образцы-призмы после испытаний на изгиб

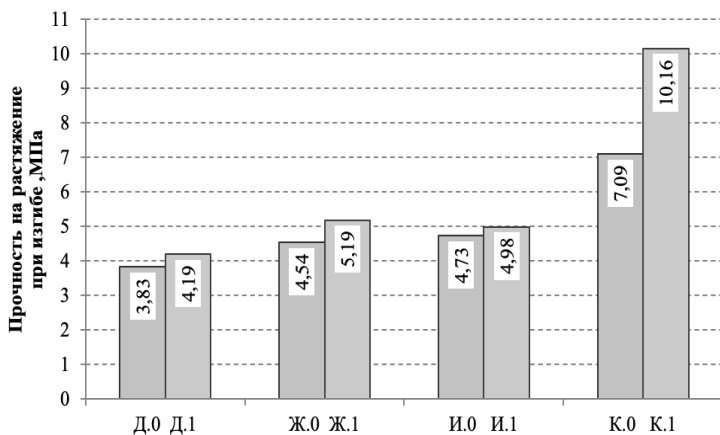


Рис. 2.113. Результаты испытаний на растяжение при изгибе образцов-призм

Анализ результатов испытаний (рис. 2.113) позволяет сделать следующие выводы:

1. Комплексное армирование не ухудшает значение прочности на растяжение при изгибе бетона. В составе Д увеличение составило 9 %, в составе Ж – 14 %, в составе И – 5 %, в составе К – 43 %.

2. Наибольший прирост прочности наблюдается в составе с наибольшим количеством вяжущего.

3. Наблюдается вязкий характер разрушения фибробетонных образцов при испытаниях. Все фибробетонные образцы до конца не фрагментировались. Приходилось прилагать дополнительное усилие для разделения балки на два фрагмента.

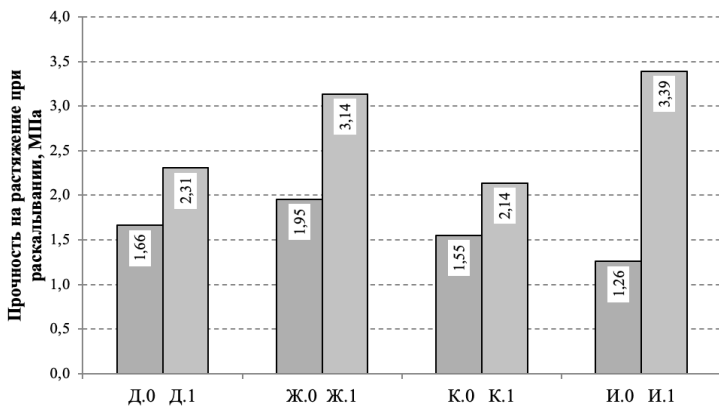


Рис. 2.114. Результаты испытаний на растяжение при раскалывании

Во всех фибробетонных образцах прочность на раскалывание увеличилась относительно образцов без фибрового армирования. В составе Д увеличение прочности составило 39 %, в составе Ж – 61 %, в составе К – 38 %, в составе И – 169 %.

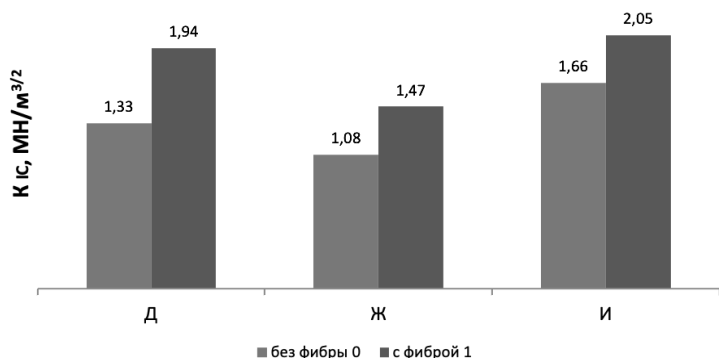


Рис. 2.115. Результаты испытаний для определения коэффициента интенсивности напряжения при нормальном отрыве

Анализируя полученные результаты (рис. 2.115), следует заметить, что значение коэффициента интенсивности напряжений при нормальном отрыве увеличивается в образцах с комплексным ар-

мированием относительно образцов без армирования. Так в составе Д показатель трещиностойкости возрос на 45 %, в составе Ж – на 36 %, в составе И – на 23 %.

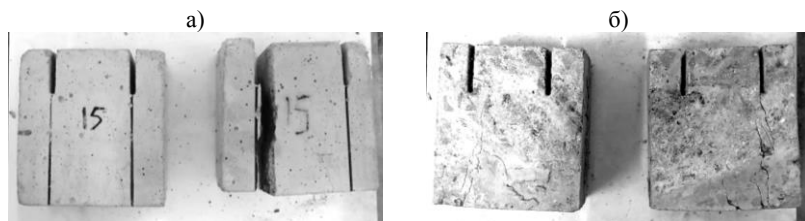


Рис. 2.116. Образец после испытания а) без фибрового армирования, б) с фибровым армированием

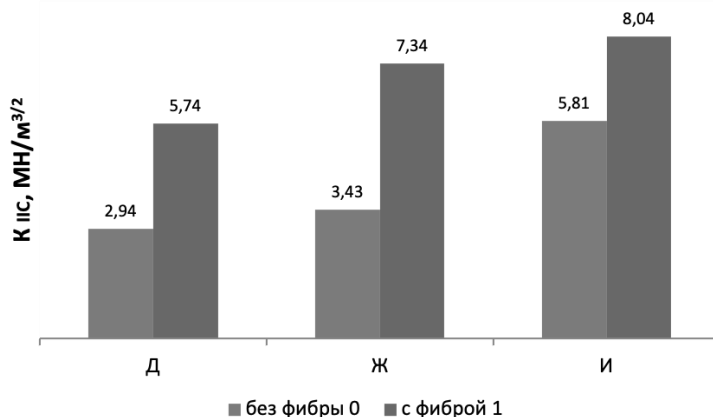


Рис. 2.117. Результаты испытаний определения коэффициента интенсивности напряжения на поперечный сдвиг

Результаты испытаний на поперечный сдвиг показывают значительный рост показателя трещиностойкости ($K_{Ис}$) образцов с комплексным армированием по сравнению с образцами без армирования. Так в составе Д прирост составил 95 %, в составе Ж – 114 %, в составе И – 38 %.

2.5.2.3. Результаты испытаний образцов цилиндров 150 × 150 мм

Испытания проводятся согласно методики, изложенной в пункте 2.2.4.3.

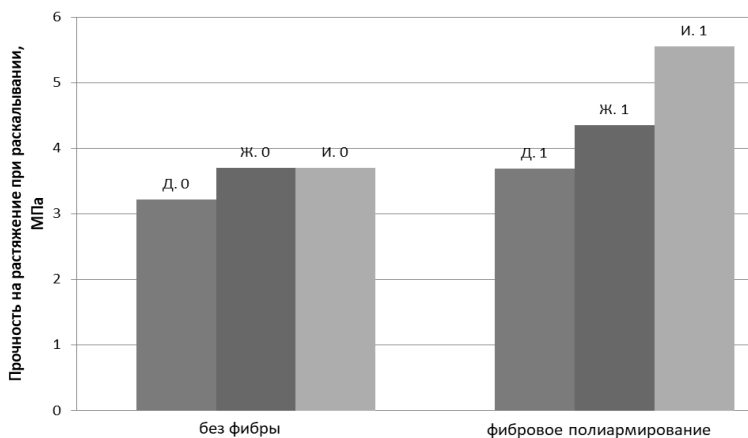


Рис. 2.118. Результаты испытаний нанофибробетонных образцов цилиндров на растяжение при раскалывании

Испытание образцов цилиндров на растяжение при раскалывании демонстрирует явный прост прочности при добавлении комплексного фибрового армирования в состав бетонной смеси. Помимо увеличения прочностных характеристик, наблюдается отличительный характер разрушения образца во время испытаний. Бетонный образец разрушается хрупко на два фрагмента в момент максимального нагружения, а фибробетонный образец разрушается вязко, как бы сплющиваясь с расклиниванием по середине, но без полной фрагментации в отличие от бетонного (рис. 2.119).



Рис. 2.119. Испытание образцов цилиндров на растяжение при раскалывании без фибрового армирования (слева) и с фибровым полиармированием (справа)

Выводы к разделу 2

Нанофибробетон имеет перспективу применения в конструкциях, для которых особенно важными являются показатели трещиностойкости, прочности на растяжение: полы, перекрытия, мостовые сооружения и др. Бетон, армированный на разных структурных уровнях фибровым волокном, демонстрирует увеличение вязкости разрушения от 30 % и выше.

Использование средств механизации с лазерными средствами контроля позволяет увеличить скорость производства монолитных работ без потери качества. Автоматизированная укладка пола из фибробетонного материала позволяет выполнять работы точно по установленному уровню вне зависимости от неровностей основания, и одновременно уплотнять его. Следует отметить, что при устройстве высокопрочного фибробетонного пола с применением таких машин показатели его ровности значительно выше, чем при использовании обычных технологических решений. Такие полы могут возводиться в производственных, торговых, складских и других помещениях, эксплуатируемых в неагрессивной среде при температурах не выше 500 °С и ниже минус 400 °С.

Предложенная методика оценки качества позволяет контролировать параметры фибробетона в лабораторных условиях и на строительной площадке. Применяется для определения прочностных показателей и параметров трещиностойкости фибробетона: прочность на растяжение, критический коэффициент интенсивности напряже-

ний, энергетические параметры разрушения. Представленная методика позволяет получить оценку вязкости разрушения фибробетона на одном образце из серии, что исключает погрешности и неточности показателей качества материала, связанные с разными условиями твердения, формования, неточностями в дублировании состава. Методика оценки качества конструкции в построечных условиях позволяющую оценить качество фибробетонной конструкции в три этапа, каждый из которых дополняет предыдущий.

Библиографический список источников к разделу 2

1. Коледа, Е. А. Результаты испытаний нанофибробетона на растяжение с комплексным фибровым армированием / Е. А. Коледа, С. Н. Леонович, С. А. Жданок // Вестник Поволжского государственного технологического университета. Серия: Материалы. Конструкции. Технологии. 2018. № 2. С. 16–23.

2. Коротких Д. Н. Дисперсное армирование структуры бетона при многоуровневом трещинообразовании // Construction materials. 2011. № 3. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/dispersnoe-armirovanie-struktury-betona-pri-mnogourovnevom-treschinoobrazovanii> (дата обращения: 16.03.2021).

3. Рабинович Ф. Н. Композиты на основе дисперсно армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции М.: АСВ, 2004. – 560 с.

4. Ватин Н. И.; Войлоков И. А. Промышленные полы со слоем износа из фибробетона. // Стройпрофиль № 8(54)2006. – с. 53–57.

5. Войлоков И. А. Фибра как средство улучшения качества покрытия дорог// Мир дорог, август № 41/2009; – с. 26-28.

6. Ревич, Я. Л., Рудомин, Е. Н. и др. Технология строительного производства. Учебное пособие для студентов строительных факультетов Вузов. Москва. Издательство АСВ, 2011. – 376 с. 978-5-93093-798-5 ISBN: 978-5-93093-798-5

7. Блещик Н. П. и др. Технология бетона и композиционных материалов. – Минск: ИСИА, 1983. 175 с.

8. <https://www.directindustry.com.ru/prod/wuerschum-gmbh-dosieranlagen-abfuellmaschinen/product-97931-1794259.html>

9. <http://www.metra.ru/catalogue/batchers/dozator-fibry-trudnosypuchih-materialov.html>

10. <https://riteko.ru/produkcziya/dozatoryi/dozator-stalnyix-voikon-doзатор-fibryi/>

11. <https://proftechpol.ru/>

12. Коледа, Е. А. Фибробетонные промышленные полы: дефекты, технология и система контроля качества / Е. А. Коледа, С. Н. Леонович, А. В. Латыш, Е. Н. Грушевская // Технология строительства и реконструкции: TCR-2015: сборник докладов Международной научно-технической конференции / Белорусский национальный технический университет и Национальная академия наук Беларуси; под ред. Б. М. Хрусталева и С. Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2017. – С. 275–281.

13. <https://somero-russia.com/products/boomed-screeds/>

14. <https://www.diam-instrument.ru/catalog/product/betonoukladchik-stim-3000.html>

15. <https://viprusstroy.ru/beton/zatirka-betona/>

16. <https://intellect-profstroy.com/zatirka-styazhki-pola-vertoletom/>

17. Пухаренко, Ю. В. О вязкости разрушения фибробетона / Ю. В. Пухаренко, В. Ю. Голубев // Вестник гражданских инженеров. – 2008. – №3 (16). – С. 80–83.

18. Брагов, А. М. Исследование механических свойств фибробетона с помощью методики кольцевого и ее модификаций / А. М. Брагов, Б. Карихалоо, А. Ю. Константинов, Д. А. Ламзин, А. К. Ломунов // Вестник Нижегородского университета им. Н. И. Лобачевского – 2011. № 4(1). – С. 123–129.

19. Брайтенбюхер, Р. Процесс производства и свойства сталефибробетона / Р. Брайтенбюхер // Бетон и железобетон 2012 – № 2 (7). – С. 93–97.

20. Блещик, Н. П. Физико-механические и технологические свойства сталефибробетона, особенности применения и перспективы развития сталефибробетонных конструкций / Н. П. Блещик, И. В. Коваль // Третий международный симпозиум «Проблемы современного бетона и железобетона» 9–11.11.2011 г.

21. Зерцалов, М. Г. Экспериментальное определение характеристик трещиностойкости фибробетона / М. Г. Зерцалов, Е. А. Хотеев // Вестник МГСУ. 2014. № 5. С. 91–99.

22. Леонович, С. Н. Использование коэффициентов интенсивности напряжений, как критериев оценки морозостойкости напрягающего бетона / С. Н. Леонович, О. А. Аль-Факих // Вестник Брест-

ского государственного технического университета. Водохозяйственное строительство, теплоэнергетика и геоэкология. 2004. № 1. – С. 91.

23. Леонович, С.Н. Прочность и трещиностойкость легкого бетона с позиций механики разрушения / С. Н. Леонович, А. Я. Лихачевский // Известия высших учебных заведений. Строительство. 1997. № 7 (463). С. 120–124.

24. Эберхардштайнер, Й. Прочность и трещиностойкость конструкционных строительных материалов при сложном напряженном состоянии / Й. Эберхардштайнер, С. Н. Леонович, Ю. В. Зайцев // Минск, 2013. – 522 с.

25. Коледа, Е. А. Влияние дисперсного армирования на плотность и пористость фибробетона / Е. А. Коледа, А. И. Бондарович, С. Н. Леонович // Инновационная подготовка инженерных кадров на основе европейских стандартов (Еврокодов): материалы Международной научно-технической конференции (Минск, 30 мая 2017 г.) / [редколлегия: В.Ф. Зверев, С.М. Коледа]. – Минск: БНТУ, 2017. – С. 97–102.

26. Ключев, А. В. Ориентация и распределение фибр в цементной матрице / А. В. Ключев, А.В. Нетребенко, А. В Дураченко; Сборник научных трудов Sworld. – 2014.

27. Коледа, Е. А. Неразрушающий контроль качества фибробетонных конструкций как компонент системы мониторинга рисков при эксплуатации производственного объекта / Е. А. Коледа, С. Н. Леонович // Системные технологии. 2016. № 2 (19). – С. 85–95.

28. Снежков, Д. Ю. Анализ методик неразрушающих испытаний бетона конструкций по действующим государственным стандартам и нормам Евросоюза / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович, А. В. Вознищик // Наука и техника: международный научно-технический журнал. – 2013. – № 2. – С. 33.

29. Матус, Е. П. Взаимодействие сталефибробетона с радиоволнами / Е. П. Матус // Известия вузов. Строительство. – 2009. – № 11–12. – С. 97–100.

30. Матус, Е. П. Прохождение радиоволн через сталефибробетон / Е. П. Матус // Тр. 13-го международного семинара АТАМ. – Т. 1. – Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин). 2006. – с. 140–142.

31. Дорф, В. А. Скорость распространения ультразвука в сталефибробетонах с цементно-песчаной матрицей / В. А. Дорф, Р. О. Красновский // Бетон и железобетон. – 2014. – № 3. – С. 5–8.

32. Шнелль, Ю. Возможности применения компьютерной томографии в исследовании сталефибробетона / Юрген Шнелль, Фран Шулер, Вольфганг Брайт, Рональд Рёш // Технологии бетонов. – 2013 № 4. – с. 40–47.

33. Хегай, О. Н. Магнитный метод контроля степени опускания фибр в производстве сталефибробетонных конструкций / О.Н. Хегай // Технологии и долговечность дисперсно-армированных бетонов. – Л., 1984. – 105 с.

34. Матус, Е. П. Неразрушающий контроль распределения фибр в сталефибробетоне / Е. П. Матус, Л. В. Глазкова // Известия вузов. Строительство. – 2007. – № 10. – С. 110–113.

35. Леонович, С. Н. Трещиностойкость и долговечность несущих конструкций АЭС с позиции механики разрушения / С. Н. Леонович // Вестник Белорусского национального технического университета: научно-технический журнал. – 2009. – № 4. – С. 13–15.

36. Леонович, С. Н. Коэффициенты интенсивности напряжений в зоне контакта матрицы и заполнителя / С. Н. Леонович // Вестник Белорусского национального технического университета: научно-технический журнал. – 2010. – № 4. – С. 13–15.

37. Леонович, С. Н. Моделирование трещинообразования в бетоне под действием корродирующей арматуры / С. Н. Леонович // Вестник Белорусского национального технического университета: научно-технический журнал. – 2010. – № 6. – С. 14–20.

38. 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 высших учебных заведений. Строительство. – 1996. – № 4. – С. 48–52.

39. Матус, Е. П. Контроль распределения фибр в сталефибробетоне с помощью прибора ИЗС-10Н / Е. П. Матус // Науч. Тр. Общества железобетонщиков Сибири и Урала. – Вып. 8. – Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2004. – с. 128–131.

40. Сергеев, В. А. Контроль распределения стальных фибр прибором ИЗС: Применение фибробетона в строительстве / В. А. Сергеев, О. Н. Хегай. – Л.: Знание, 1985. – 63 с.

41. Коледа, Е. А. Характеристики трещиностойкости фибробетона как определяющий фактор качества / Е. А. Коледа, С. Н. Леонович // Технология строительства и реконструкции: ТCR-2015: сборник докладов Международной научно-технической конференции / Белорусский национальный технический университет и Национальная академия наук Беларуси; под ред. Б.М. Хрусталева и С.Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2017. – С. 282–287.

42. Леонович, С. Н. 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. – 390 с.

43. Леонович, С. Н. Расчет длины и ширины раскрытия трещины, развивающейся во времени / С. Н. Леонович, К. А. Пирадов // Вестник Белорусского национального технического университета: научно-технический журнал. – 2009. – № 5. – С. 9–12.

44. Леонов М. Я., Панасюк В. В. Развитие мельчайших трещин в твердом теле // Прикл. механика. 1959. Т. 5, № 4. С. 391–401.

45. Литвиновский, Д. А., Леонович С. Н. Критерии хрупкости высокопрочного конструкционного бетона при воздействии высоких температур: конструкции изготавливаемые и эксплуатируемые / Д. А. Литвиновский, С. Н. Леонович // Технология строительства и реконструкции: ТCR-2015: сборник докладов Международной научно-технической конференции / Белорусский национальный технический университет и Национальная академия наук Беларуси; под ред. Б. М. Хрусталева и С. Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2017. – С. 293–301.

46. Леонович, С. Н., Литвиновский Д. А., Ким Л. В. Прочность, трещиностойкость и долговечность конструкционного бетона при воздействии высоких температур: монография / Инженерная школа ДВФУ. – Владивосток: Дальневост. федерал. ун-т, 2015. – 148 с.

47. Пухаренко, Ю. В. Проектирование состава и исследование свойств высокопрочного сталефибробетона / Ю. В. Пухаренко, И. У. Аубакирова, В. Ю. Голубев // III третья международная выставка-конференция «Популярное бетоноведение 2009»: сб. докл., 2009. С. 74–79.

48. ГОСТ 29167 «Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении»

49. Способ определения критического коэффициента интенсивности напряжений сталефибробетона: пат. 22544 Респ. Беларусь: МПК (2006.01) G 01N 3/00 / С. Н. Леонович, Д. Ю. Снежков, Е. А. Коледа; заявитель Белорусский национальный технический университет; дата публ.: 2019.06.30.

50. Способ определения критического коэффициента интенсивности напряжения высокопрочного бетона: пат. 16194 Респ. Беларусь: МПК (2006.01) G 01N 3/00 / С. Н. Леонович, Д. А. Литвиновский; заявитель Белорусский национальный технический университет; дата публ.: 2012.08.30.

51. Способ определения критического коэффициента интенсивности напряжения высокопрочного бетона: пат. 16193 Респ. Беларусь: МПК (2006.01) G01N3/00 / С. Н. Леонович, Д. А. Литвиновский; заявитель Белорусский национальный технический университет; дата публ.: 2012.08.30.

52. Способ определения критического коэффициента интенсивности напряжения высокопрочного бетона: пат. 19170 Респ. Беларусь: МПК (2006.01) G01N3/00 / С. Н. Леонович, Д. А. Литвиновский; заявитель Белорусский национальный технический университет; дата публ.: 2015.06.30.

53. DIN EN 14651: Test Method for Metallic Fibre Concrete – Measuring the Flexural Tensile Strength (Limit of Proportionality (LOP), Residual) (Includes Amendment A1: 2007)

54. Снежков, Д. Ю., Леонович С. Н. Мультиволновой ультразвуковой контроль бетона / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович // Технология строительства и реконструкции: TCR-2015: сборник докладов Международной научно-технической конференции / Белорусский национальный технический университет и Национальная академия наук Беларуси; под ред. Б. М. Хрусталева и С. Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2017. – С. 90–102.

55. Снежков, Д. Ю., Леонович С. Н. Контроль прочности бетона неразрушающими методами: повышение достоверности на основе их комбинирования / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович // Технология строительства и реконструкции: TCR-2015: сборник докладов Международной научно-технической конференции / Белорусский национальный технический университет и Национальная академия наук Беларуси; под ред. Б. М. Хрусталева и С. Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2017. – С. 184–199.

56. Снежков, Д. Ю. Неразрушающий контроль бетона монолитных конструкций / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович // Строительная наука и техника. 2009. № 4 (25). – С. 76–84.

57. Зайцев, Ю. В. Опыт использования неразрушающего контроля бетона на объекте монолитного строительства «Минск-Арена» / Ю. В. Зайцев, С. Н. Леонович // Технологии бетонов. 2008. № 11 (28). С. 62–65.

58. Leonovich, S. N. Complex Method of Strength Estimation of the Monolithic Reinforced Concrete Structures / S. N. Leonovich, D. Yu. Snezkov // В сборнике: Concrete Structures – Stimulators of Development, Proceedings of the fib Symposium Dubrovnik 2007. – 2007. – С. 947–954.

59. Коледа, Е. А. Мониторинг набора прочности бетона в монолитных конструкциях неразрушающими методами / Е.А. Коледа, А. В. Латыш, Е. Н. Грушевская, П. А. Коворотный, Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович // Инновационная подготовка инженерных кадров на основе европейских стандартов (Еврокодов): материалы Международной научно-технической конференции (Минск, 30 мая 2017 г.) / [редколлегия: В. Ф. Зверев, С. М. Коледа]. – Минск: БНТУ, 2017. – С. 103–108.

60. СТБ 2264-2012 «Испытание бетона. Неразрушающий контроль прочности».

61. ГОСТ 22690-2015 «Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля».

62. ГОСТ 17624-2012 «Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности»

63. Снежков, Д. Ю. Основы мониторинга возводимых и эксплуатируемых железобетонных конструкций неразрушающими методами / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2016. – 330 с.

64. Коледа, Е. А. Особенности набора прочности монолитного бетона при изменении рецептуры и отказе от прогрева / Е. А. Коледа, А. В. Латыш, Е. Н. Грушевская, П. А. Коворотный, С. Н. Леонович // Технология строительства и реконструкции: TCR-2015: сборник докладов Международной научно-технической конференции / Белорусский национальный технический университет и Национальная академия наук Беларуси; под ред. Б.М. Хрусталева и С.Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2017. – С. 302–304.

65. Снежков, Д. Ю., Леонович С. Н. Мультиволновой ультразвуковой контроль бетона = Multi-Wave Ultrasonic Control of Concrete / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович // Наука и техника. – 2017. – № 4. – С. 289–297.

66. Снежков, Д. Ю. Мониторинг возводимых и эксплуатируемых железобетонных конструкций неразрушающими методами / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2016. – 330 с.

67. Снежков, Д. Ю. Мониторинг возводимых железобетонных конструкций на основе неразрушающих испытаний бетона: методы контроля, критерии соответствия / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович // Строительство и реконструкция. – 2015. – № 2. – С. 152–160.

68. Снежков, Д. Ю. Мониторинг железобетонных конструкций на основе неразрушающих испытаний бетона: методы контроля, критерии соответствия / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович, Л. В. Ким // Вестник инженерной школы Дальневосточного федерального университета. – 2015. – № 1. – С. 80–88.

69. Снежков, Д. Ю. О влиянии армирования при ультразвуковом контроле прочности бетона = On ultrasonic control of concrete strength and effects of reinforcement / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович, Ю. И. Лагун // Строительная наука и техника = Construction science and engineering: научно-технический журнал. – 2009. – № 3. – С. 46–52.

70. Снежков, Д. Ю. Комбинирование неразрушающих методов испытания бетона / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович // Вестник Брестского государственного технического университета. Серия «Строительство и архитектура». – 2017. – № 1. – С. 87–92.

71. Снежков, Д. Ю. Автоматизированный мониторинг состояния несущих конструкций зданий / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович // Вестник Брестского государственного технического университета. Серия «Строительство и архитектура». – 2017. – № 1. – С. 92–97.

72. Снежков, Д. Ю. Неразрушающий контроль прочности бетона конструкций сегодня: практический аспект / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович // Современные проблемы внедрения европейских стандартов в области строительства: сборник Международных научно-технических статей (материалы научно-методической конференции), 27–28 мая 2014 г. В 2 ч. Ч. 1 / ред. колл.: В. Ф. Зверев, С. М. Коледа, С. Н. Делендик. – Минск: БНТУ, 2015. – С. 145–157.

73. Снежков, Д. Ю. Разработка научных основ, методического и нормативного обеспечения (стандарт предприятия) системы неразрушающего мониторингового контроля прочностных показателей бетона монолитных конструкций в период их возведения и эксплуатации / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович // Технология строительства и реконструкции : ТCR-2015: сборник докладов Международной научно-технической конференции / Белорусский национальный технический университет и Национальная академия наук Беларуси; под ред. Б. М. Хрусталева и С. Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2017. – С. 76–89.

74. Способ определения прочности бетона в конструкции: пат. 20585 Респ. Беларусь: МПК (2006.01) G01N33/38 / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович; заявитель Белорусский национальный технический университет; дата публ.: 2016.12.30.

75. Ультразвуковой преобразователь: пат. 6896 U Респ. Беларусь: МПК (2009) G01N29/24, B06B1/06 / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович; заявитель Белорусский национальный технический университет; дата публ.: 2010.12.30.

76. https://www.ntcexpert.ru/pr78/m80/599-ultrazvukovoj-tomograf-a1040-mira?gclid=Cj0KCQjw0caCBhCIARIsAGAfuMxBSgmc3grIXLoLyjHDb2l5ikhJwTySllE4MDukW0CFXINxGnYNjYaApcEALw_wcB

77. ГОСТ 10180-2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам».

78. Леонович, С. Н. Аналитические зависимости прочностных, деформативных, силовых и энергетических параметров высокопрочного бетона при нагреве / С. Н. Леонович, Д. А. Литвиновский // Вестник Белорусского национального технического университета: научно-технический журнал. – 2011. – № 4. – С. 30–34.

79. Леонович, С. Н. Влияние изменения удельных энергозатрат на квазистатическое разрушение высокопрочного бетона при увеличении температуры нагрева = Effects of specific energy expenditures on quasi-static failure of high-strength concrete under increasing temperature / С. Н. Леонович, И. В. Коваль, Д. А. Литвиновский // Строительная наука и техника = Construction science and engineering: научно-технический журнал. – 2010. – № 1–2. – С. 107–111.

80. Леонович, С. Н. Алгоритм расчета трещиностойкости бетона в раннем возрасте при капиллярной усадке по обобщенному критерию / С. Н. Леонович // Технология строительства и реконструкции: ТСР-2015: сборник докладов Международной научно-технической конференции / Белорусский национальный технический университет и Национальная академия наук Беларуси; под ред. Б. М. Хрусталев и С. Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2017. – С. 126–135.

81. Садовская, Е. А. Многоуровневая структура бетона: анализ и классификация уровней организации структуры конгломератных строительных композитов / Е. А. Садовская, Е. Н. Полонина, С. Н. Леонович // Проблемы современного строительства: материалы Международной научно-технической конференции, Минск, 28 мая 2019 г. / Белорусский национальный технический университет; редкол.: В. Ф. Зверев, С. М. Коледа. – Минск: БНТУ, 2019. – С. 285–297.

82. Чернышов, Е. М. Уровни организации и иерархия структуры строительных композитов в строительных конструкциях / сборник статей по материалам 7-й международной научной конференции «Механика разрушения бетона, железобетона и других строительных материалов» том 2: Воронеж, 2013. – с. 129–164.

83. Алексеев, С. Н., Иванов Ф. М., Модры С., Шиссль П. Долговечность железобетона в агрессивных средах. М.: Стройиздат, 1990. – 320 с.

84. Ферронская, А. В. Долговечность конструкций из бетона и железобетона: учебное пособие для студентов / А. В. Ферронская. – Москва: Изд-во Ассоц. строительных вузов (АСВ), 2006. – 335 с.

85. Ратинов, В. Б. Добавки в бетон / В. Б. Ратинов, Т. И. Розенберг. – М.: Стройиздат, 1973. – 207 с.

86. Подвальный, А. М. Определение величины собственных деформаций в бетонном конгломерате на различных структурных уровнях // Заводская лаборатория. – 1973. – № 10. – с. 1204–1206.

87. Мельниченко, П. А. Структурно-статистический подход к решению задачи управляемого структурообразования композитов // Снижение материалоемкости и повышение долговечности строительных изделий. – Киев: Будивельник, 1974. – с. 66–76.

88. Нехорошев, А. В. Комплексный закон структурообразования: Методические указания по курсу «Общая теория строительных материалов», ч. 1 / Сост.: А. В. Нехорошев. – М.: МНИЗ, 1977. – 52 с.

89. Черепанов, Г. П. Механика хрупкого разрушения / Г. П. Черепанов. – М.: Наука, 1974. – 640 с.

90. Коледа, Е. А. Физико-механические свойства бетона средней прочности модифицированного углеродной наноструктурированной добавкой / Е. А. Коледа, С. Н. Леонович, С. А. Жданок, Е. Н. Полонина, Н. А. Будревич // Вестник Поволжского государственного технологического университета. Серия: Материалы. Конструкции. Технологии. 2018. – № 2. – С. 24–34.

91. Жданок, С. А. Повышение прочности бетона пластифицирующей добавкой на основе наноструктурированного углерода / С. А. Жданок, Е. Н. Полонина, С. Н. Леонович, Б. М. Хрусталеv, Е. А. Коледа // Строительные материалы. 2018. – № 6. – С. 67.

92. Жданок, С. А. Влияние пластифицирующей добавки, содержащей углеродный наноматериал на свойства самоуплотняющегося бетона / С. А. Жданок, Е. Н. Полонина, С. Н. Леонович, Б. М. Хрусталеv, Е. А. Коледа // Вестник гражданских инженеров. 2018. – № 6 (71). – С. 76–85.

93. Полонина, Е. Н. Физико-механические характеристики нанобетона / Е. Н. Полонина, С. Н. Леонович, Е. А. Коледа // Вестник Инженерной школы Дальневосточного федерального университета. 2018. № 4 (37). С. 100–111.

94. Жданок, С. А. Физико-механические характеристики бетона, модифицированного пластифицирующей добавкой на основе наноструктурированного углерода / С. А. Жданок, Е. Н. Полонина, С. Н. Леонович, Б. М. Хрусталеv, Е. А. Коледа // Инженерно-физический журнал. 2019. – Т. 92. – № 1. – С. 14–20.

95. Жданок, С. А. Влияние пластифицирующей добавки на основе наноструктурированного углерода в самоуплотняющейся бетонной смеси на ее технологические свойства / С. А. Жданок, Е. Н. Полонина, С. Н. Леонович, Б. М. Хрусталеv, Е. А. Коледа // Инженерно-физический журнал. 2019. – Т. 92. – № 2. – С. 391–396.

96. Полонина, Е. Н. Бетон с добавкой наноструктурированного углерода: физико-механические характеристики / Е. Н. Полонина, С. Н. Леонович, Е. А. Коледа, Н. А. Будревич // В сборнике: Архитектурно-строительный комплекс: проблемы, перспективы, инновации. сборник статей международной научной конференции, посвя-

щенной 50-летию Полоцкого государственного университета. 2018.– С. 173–178.

97. Хрусталеv, Б. М. Влияние многослойных нанотрубок на разрывную прочность / Б. М. Хрусталеv, С. Н. Леонович, Й. Эберхардштайнер, Г. И. Яковлев, Г. Н. Первушин // Наука и техника: международный научно-технический журнал. – 2012. – № 4. – С. 52–57.

98. Коледа, Е. А. Влияние фибры на удобоукладываемость бетонной смеси / Е. А. Коледа, С. Н. Леонович // Актуальные вопросы и перспективы развития транспортного и строительного комплексов: материалы IV Международной научно-практической конференции, Гомель, 11–12 октября 2018 г.: в 2 ч. / под общ. ред. Ю. И. Кулаженко. – Гомель: БелГУТ, 2018. – Ч. 2. – С. 89–92.

99. Полонина, Е. Н. Технологические свойства самоуплотняющейся бетона: влияние добавки наноструктурированного углерода / Е. Н. Полонина, С. Н. Леонович, Е. А. Коледа, Н. А. Будревич // В сборнике: Архитектурно-строительный комплекс: проблемы, перспективы, инновации. сборник статей международной научной конференции, посвященной 50-летию Полоцкого государственного университета. 2018. – С. 168–172.

100. Садовская, Е. А. Вязкость разрушения нанофибробетона с фиброй из листовой стали на разрывной машине / Е. А. Садовская, С. Н. Леонович, Н. А. Будревич // Проблемы современного строительства: материалы Международной научно-технической конференции, Минск, 28 мая 2020 г. / редкол.: В. Ф. Зверев, С. М. Коледа. – Минск: БНТУ, 2020. – 377 с.

101. Sadouskaya, A. Determination of critical stress fiber intensity factor of concrete by tearing off with a splitting / A. Sadouskaya [и др.] // Проблемы современного строительства: материалы Международной научно-технической конференции, Минск, 28 мая 2019 г. / Белорусский национальный технический университет; редкол.: В. Ф. Зверев, С. М. Коледа. – Минск: БНТУ, 2019. – С. 336–341.

РАЗДЕЛ 3. ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ КОМБИНИРОВАННОМ ДЕЙСТВИИ КАРБОНИЗАЦИИ И ХЛОРИДНОЙ АГРЕССИИ³

Статистические данные показывают, что средний срок службы большинства гидротехнических сооружений составляет около 30 лет [1–12]. Около 90 % железобетонных портовых сооружений имеют дефекты бетона и арматуры, которые снижают долговечность и несущую способность [63–64].

В морских условиях наблюдается деградация бетонной поверхности в виде растрескивания и откалывания защитного слоя бетона в течение первых 7–10 лет после ввода конструкции в эксплуатацию [29, 91, 27, 123]. При диагностике у 85 % отремонтированных сооружений в пределах 100 м от береговой линии снова через 5–10 лет зафиксированы признаки повторной деградации, что свидетельствует о неэффективности метода ремонта. Поэтому требуется разработка схемы профилактического обслуживания и более эффективных методов ремонта для снижения стоимости конструкции в пределах всего ее жизненного цикла.

Существующие методики проектирования не в полном объеме отражают реальные условия эксплуатации гидротехнических сооружений. Это особенно проявляется в районах, где одновременное воздействие таких факторов, как низкие температуры воздуха и большое число ясных дней в зимнее время при сильной солнечной радиации, приводит к резкому изменению реальных условий эксплуатации по сравнению с расчетными. Бетоны многих сооружений и конструкций испытывают ее сложную комбинацию агрессивных воздействий, чем это предусматривается нормами проектирования.

Проблемы обеспечения долговечности морских сооружений в разное время освещались в трудах В. М. Москвина, Б. В. Комиссарова, А. Н. Столярова, К. А. Адамчика, С. Н. Алексева [1–5]. В 1958 г. Комиссией, в которую входили С. Н. Алексеев, П. П. Ступаченко и Ю. В. Журавлев, было проведено детальное обследование гидротехнических сооружений Дальнего Востока. Ана-

³ Раздел 3 составлен на основе Диссертационной работы Шалого Е. Е. «Прогнозирование срока службы железобетонных портовых сооружений»

лиз результатов показал, что основные разрушения бетон приходились на переменную и брызговую зоны сооружений. Данные зоны подвергаются целому комплексу воздействий, таких как: переменное замораживание и оттаивание, магнизиальная коррозия, сульфатная коррозия, хлоридная агрессия, карбонизация и т.п. Знание о механизмах процессов коррозии важно для лучшего прогнозирования надежности бетонных конструкций в течении времени их эксплуатации.

Цель работы: разработать метод прогнозирования срока службы морских железобетонных сооружений от действия карбонизации и хлоридной агрессии.

Задачи исследования:

1. Выполнить анализ теоретико-экспериментальных исследований действия карбонизации и хлоридной агрессии на железобетонные сооружения.

2. Выполнить натурные исследования железобетонных элементов портовых сооружений в морских портах.

3. Провести анализ вероятностных методов прогнозирования срока службы железобетонных сооружений.

4. Разработать методику прогнозирования срока службы железобетонных сооружений при совместном действии карбонизации и хлоридной агрессии применительно к климатическим зонам дальневосточных морей.

Объект исследования: железобетонные конструктивные элементы портовых сооружений.

Предмет исследования: долговечность железобетонных конструкций при комбинированном воздействии карбонизации бетона и хлоридной агрессии.

Теоретическая и практическая значимость работы. Результаты исследований позволяют увеличить долговечность портовых железобетонных сооружений, получить значительный экономический эффект.

3.1. Долговечность морских железобетонных сооружений

3.1.1. Деградация морских железобетонных конструкций при действии хлоридной агрессии и карбонизации

Морские портовые сооружения эксплуатируются в тяжелых условиях внешних воздействий: большому перепаду температур, высокой солнечной радиации, переменному замораживанию и оттаиванию, воздействию агрессивных эксплуатационных сред и др. По интенсивности воздействия морской среды на материал конструкций по высоте сооружений выделяют 4 зоны:

1. Зона ниже поверхности дна, где коррозия отсутствует в связи с недостатком кислорода.

2. Подводная зона, где коррозия происходит с малой интенсивностью, в основном из-за биообрастания.

3. Зона переменного увлажнения, где интенсивно корродирует бетон и арматура.

4. Надводная зона (зоны прилива, всплеска и зону брызг), аналогична зоне переменного увлажнения.

На основе анализа состояния экспериментальных исследований (рис. 3.1) [145] можно сделать вывод, что причиной разрушения являются хлориды, растворенные в ней (до 66 %). Что касается коррозионного воздействия атмосферы, основными переменными тут являются уровень углекислого газа (до 5 %), температура воздуха и влажность.

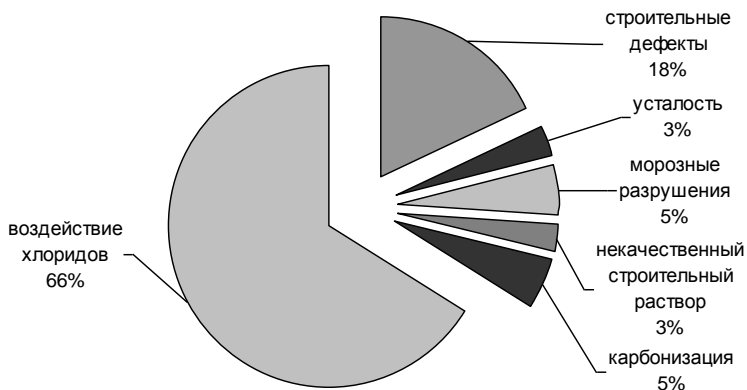


Рис. 3.1. Причины разрушения [145]

Что касается долговечности, основными факторами, от которых она зависит, являются: свойства материала (тип вяжущего, водоцементное отношение, свойства заполнителей), изготовление конструкции (защитного слоя, условия твердения, тип формования), условия окружающей среды (влажность, температура, содержание агрессивных веществ на поверхности конструкции).

Свойства материала конструкций и условия окружающей среды не постоянны. Для определения влияния этих параметров на долговечность железобетонной конструкции необходимо знать их изменение во времени, в течение которого она эксплуатируется. В свою очередь свойства железобетонной конструкции изменяются во времени в зависимости от внешних химических и физических воздействий на конструкцию. Математически срок службы определяется как период времени от начала использования конструкции или ее части, в течение которого достигается предполагаемая производительность, до достижения некоторого предельного состояния, превышающего predetermined значение.

Согласно теории надежности, если $S(t)$ представляет собой свойство, зависящие от времени, усилия или напряжения в элементах сооружения, действующее на конструкцию и $R(t)$ – сопротивление, которое противопоставляет данная конструкция этому свойству, тогда событие, выражающее отказ, можно записать как

$$\{failure\} = \{R(t) - S(t) < 0\}. \quad (3.1)$$

Вероятность отказа P_f определяется

$$P_f = \{R(t) - S(t) < 0\} \quad (3.2)$$

и срок службы t

$$P_f = \{t : P_f(t) \leq P_{f,max}\}. \quad (3.3)$$

Срок службы зависит от требуемого уровня надежности $P_{f,max}$. Требования надежности обычно выражаются в терминах индекса статистической надежности β согласно уравнению

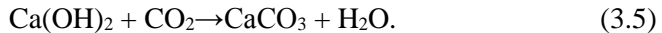
$$P_{f,max} = \Phi - \beta, \quad (3.4)$$

где Φ – кумулятивная функция стандартного нормального распределения.

С помощью выражения (3.3) можно определить характеристику $P(t)$ в любой момент времени. Также можно определить критический уровень рассматриваемого свойства, соответствующий определенному предельному состоянию конструкции.

Эффект карбонизации заключается в уменьшении щелочности пористой воды в бетоне, что позволяет разрушать пассивную пленку на арматуре и тем самым инициировать коррозию, в свою очередь, приводя к растрескиванию бетона и снижению прочности. Однако в морских условиях эффект карбонизации снижается, поскольку CO_2 не может проникать в насыщенный влагой бетон.

В реакции с гидроксидом кальция образуется карбонат кальция



Эта реакция снижает pH порового раствора до величины, при котором пассивная пленка на стали нестабильна. Пассивный слой разрушается, что приводит к инициированию коррозии (рис 3.2).

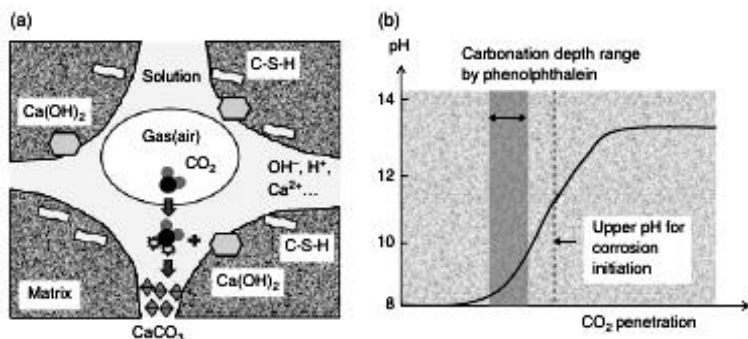


Рис. 3.2. Механизм карбонизации на уровне пор (а) и pH CO_2 (б)

Следует учесть, что выражение (3.5) маскирует растворение в поровом растворе, образуя уголекислоту (H_2CO_3) и последовательно ионизируется в HCO_2^- и CO_3^{2-} . Результаты этой реакции двоякие: потребление ионов OH^- и образование твердого осадка кальцита (CaCO_3) в поровом пространстве. Первое уменьшает значение pH от 13,0 до менее 9,0, в то время как последнее может заполнить исходное пространство пор и укрепить твердую матрицу бетона. По имеющимся данным в ходе карбонизации пористость бетона уменьшается на 10–15 % (Ngala и Page, 1997), а прочность на сжатие увеличивается на 30 % (Lea, 1970). Однако этот эффект значительно меньше в бетонах, включающих большое количество вторичных цементных материалов. Таким образом, полезный аспект карбонизации при усилении плотности зависит от состава и свойств цементного камня.

В бетоне хорошего качества процесс карбонизации замедляется. В высококачественном бетоне было подсчитано, что карбонизация будет происходить со скоростью до 1 мм/год [1–5, 63–64]. Карбонизации значительно увеличивается в бетоне с высоким водоцементным отношением, низким содержанием цемента, коротким периодом отверждения, низкой прочностью и пористой средой.

Этот вид коррозии часто возникает на участках конструкций, которые подвергаются воздействию осадков, затененных от солнечного света, и имеют низкий защитный слой бетона над арматурой. Карбонизация разрушает пассивную пленку арматуры, но не влияет на скорость коррозии. Углекислый газ в бетоне соединяется с рас-

творенным гидроксидом кальция, нейтрализуя его и обуславливая потерю защитных свойств защитного слоя бетона. Концентрация углекислого газа на поверхности прямо влияет на глубину фронта проникновения углекислого газа. При накоплении CO_2 в количестве, превышающем критическое, наступает переход стали из пассивного состояния в активное с неизбежной последующей коррозией. Этапы износа конструкций вследствие карбонизации представлены в табл. 3.1.

Таблица 3.1

Стадии износа конструкций вследствие карбонизации

Этапы	Описание	Коррозия
Инициирование	Период эксплуатации пока глубина карбонизации не достигнет предельного состояния для возникновения коррозии	Проникновение ионов CO_2 в защитный слой бетона
Распространение	Период от начала коррозии стали до возникновения трещин.	Коррозия стали
Ускорение коррозии	Сталь корродирует с высокой скоростью из-за растрескивания	Коррозия стали с образованием трещины
Разрушение / износ	Несущая способность снижается из-за увеличения количества продуктов коррозии	

Карбонизация поглощает OH^- -ионы в поровом растворе, и влияет на электрохимическую стабильность арматурных стержней. Электрохимическая стабильность арматурной стали может быть описана диаграммой железа в воде (диаграмма-Pourbaix), которая иллюстрирует термодинамическое равновесие между железом и его ионными и оксидными видами (рис. 3.3).

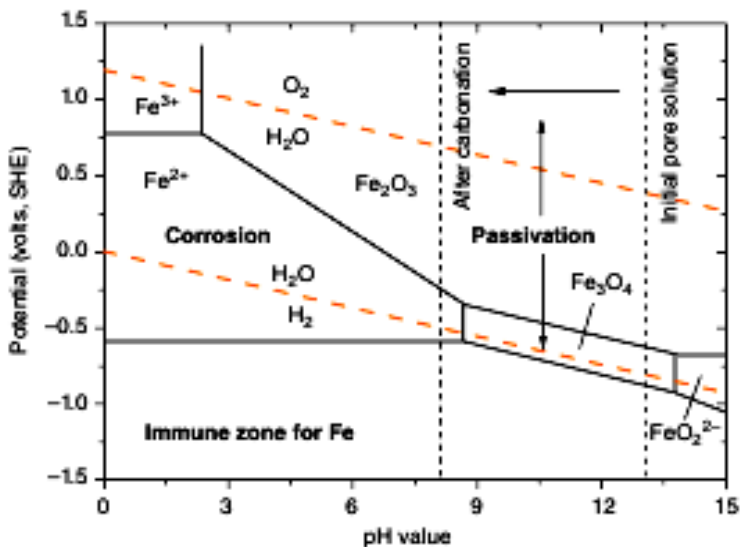


Рис. 3.3. Диаграмма Pourbaix для системы Fe-O при 25 °С

Имеется несколько зон в системе Fe-O: иммунная зона, зона пассивации и зона коррозии. Пористый раствор бетона без карбонизации обычно имеет значение pH в диапазоне 12,4–13,2, устанавливая железо в зонах иммунной пассивации. Поскольку значение pH раствора пор уменьшается за счет карбонизации, пленка пассивации разрушается и возникает анодная реакция коррозии, превращая Fe в Fe²⁺. Для коррозии, вызванной карбонизацией эта фаза называется «иницированием коррозии».

После инициирования электрохимической коррозии процесс коррозии состоит из анодных и катодных реакций: атомы Fe теряют на аноде электроны и превращаются в ионы Fe²⁺; электроны, кислород и вода образуют ионы OH на катоде; и образовавшиеся ионы OH обращаются обратно к аноду с образованием соединений Fe(OH)₂ или Fe(OH)₃ и осаждаются в виде твердых частиц (ржавчины). Интенсивность электрохимического процесса может быть определена количественно по плотности электрического тока или скорости коррозии между анодом и катодом.

Скорость коррозии контролируется как электрическим сопротивлением бетона, так и катодной реакцией: когда насыщение пор низкое (соответствующая относительная влажность ниже 90 %),

скорость коррозии регулируется удельным сопротивлением бетона, поскольку концентрация ОН-ионов должна возвращаться к аноду, чтобы замкнуть электрическую цепь через бетон вокруг стали; когда насыщенность пор высока (относительная влажность выше 95 %), весь процесс контролирует диффузия кислорода к катоду (Raupach, 2006). При карбонизации коррозия стали относится к общему типу коррозии, то есть аноды и катоды равномерно распределены на поверхности стали.

Защитный слой бетона имеет определяющее влияние на ток коррозии благодаря своей толщине. Толстый слой задерживает диффузию и, следовательно, уменьшает ток коррозии. Плотность бетона влияет на скорость коррозии в режиме контроля сопротивления через удельное сопротивление бетона и скорость коррозии в режиме, контролируемом катодом, через диффузию.

Таким образом, одним из основных факторов коррозии является механизм переноса в защитном слое бетона.

Общеизвестно, что молекулярная диффузия через пористые материалы определяется первым и вторым законами Фика [159]

$$x_c = \sqrt{2D' \cdot C_s \cdot t / a}, \quad (3.6)$$

где D' – эффективный коэффициент диффузии углекислого газа в карбонизированном бетоне ($\text{см}^2/\text{с}$); C_s – концентрация углекислого газа на поверхности бетона или в окружающем воздухе (относительная величина по объему); a – количество углекислого газа, поглощенного единицей объема бетона (реакционная емкость бетона); t – время воздействия, с.

Инфильтрации CO_2 сопротивляется извилистая пористая структура бетона и пористого раствора, поэтому CO_2 может переноситься только в заполненном газом пространстве. Принимая диффузию CO_2 в бетоне для характеристики скорости инфильтрации, было предложено несколько аналитических выражений диффузии в зависимости от пористости и влажности окружающей среды.

Papadakis et al. (1991a) предложил выражение

$$D_{\text{CO}_2} = 1,14 \cdot 10^{-6} \phi_p^{1,8} (1-h)^{2,2}, \quad (3.7)$$

где D_{CO_2} (м²/с) – коэффициент диффузии (см²/с), CO_2 , φ_p – пористость материалов на основе цемента, h – относительная влажность в окружающей среде.

Используя те же наборы данных, вышеуказанное соотношение было откалибровано с точки зрения диффузии CO_2 в воздухе $D_{\text{CO}_2}^0$, общей пористости бетона φ и насыщения пор s_1 как (Thierry, 2005)

$$D_{\text{CO}_2} = D_{\text{CO}_2}^0 \varphi_p^{2,74} (1 - s_1)^{4,20}, \quad (3.8)$$

где $D_{\text{CO}_2}^0 = 1,6 \cdot 10^{-5}$ (м²/с) при температуре окружающей среды 25 °С.

Влияние поверхностной концентрации CO_2 , влажности и температуры на карбонизацию

Концентрация CO_2 в окружающей среде играет важную роль в процессе карбонизации. В атмосфере концентрация CO_2 обычно находится в диапазоне 350–380 м. д., что соответствует 0,57–0,62 г/м³. Из-за выбросов парниковых газов в последние десятилетия концентрация в атмосфере увеличилась с 280 млн⁻¹ в 1750 году до 380 млн⁻¹ в 2005 году (IPCC, 2007).

По сравнению со средней атмосферной величиной концентрация CO_2 в бетоне элементов конструкции может быть намного выше: она может легко удвоить среднее значение в менее вентилируемых условиях и принять еще более высокие значения в загрязненных городских районах. Учитывая работы [133–136], предполагается, что кинетика карбонизации определяется диффузией CO_2 , следовательно, глубина карбонизации будет пропорциональна квадратному корню из концентрации CO_2 в окружающей среде (1.6). Другими словами, увеличение концентрации CO_2 в атмосфере на 25 % приводит к увеличению глубины карбонизации бетона на 12 %.

Температура является еще одним влияющим фактором на карбонизацию бетона в естественной среде. Установлено, что за последние 25 лет средняя температура воздуха в атмосфере увеличилась на 0,177 °С. Для конструкций со сроком службы 50–100 лет – это глобальное потепление дает довольно умеренное увеличение кар-

бонизации. С другой стороны, местный климат оказывает гораздо большее влияние на температуру бетонных конструкций нежели глобальный. Более высокая температура ускоряет карбонизацию, поскольку все задействованные реакции по своей природе являются электролитическими и термически активированными. Однако, растворимость в поровом растворе также снижается при более высокой температуре. Из-за этих двух противоположных эффектов влияние температуры на скорость карбонизации считается мало влияющим процессом (Chaussadent, 1999), однако этот процесс так же следует учитывать. Функция влияния температура на процесс карбонизации задается (fib, 2006)

$$f_T(t) = e^{\frac{E}{R} \left(\left(\frac{1}{294} \right) - \left(\frac{1}{273,15} - T(t) \right) \right)}, \quad (3.9)$$

где $T(t)$ – зависимость температуры от времени, E – энергия активации диффузионных процессов, R – постоянная Больцмана.

В отличие от температуры влажность окружающей среды очень сильно влияет на процесс карбонизации: низкая влажность оставляет больше пространства для проникновения CO_2 , но количество растворенного гидрата кальция в поровом растворе ограничено низким насыщением пор; высокая влажность увеличивает насыщенность пор и, следовательно, непосредственно препятствует транспортировке CO_2 ; оптимальный диапазон влажности для протекания процессов карбонизации находится в пределе между 50 и 70 %. Функция влияния влажности на процесс карбонизации задается, как (fib, 2006)

$$f_W(t) = \left(\frac{1 - (W(t))^{f_e}}{1 - W_{ref}^{f_e}} \right)^{g_e}, \quad (3.10)$$

где $W(t)$ – зависимость влажности от времени, f_e и g_e – коэффициенты. W_{ref} - оптимальная влажность для процессов карбонизации равная 65 %.

3.1.2. Обзор способов оценки долговечности железобетонных сооружений при карбонизации

Традиционно, в национальных стандартах разных стран, в том числе и России, для учета долговечности конструкций применялся подход «Удовлетворяющий условиям» [97] Такой подход основывался на накопленном опыте эксплуатации во многих странах, в следствие чего создавался набор первичных предписывающих правил, которые при тщательном наблюдении приведут к тому, что срок службы обычно составляет 50 лет (например, Еврокод 2 [135]). Сегодня многие конструкции, в том числе и гидротехнические, рассчитываются на срок службы 100, 150 или даже более лет, что превышает временной охват существующего опыта использования железобетона и, следовательно, требует некоторой экстраполяции посредством моделирования.

Все это указывает на возрастающую экономическую значимость инструментов, с помощью которых можно надежно прогнозировать срок службы бетонных конструкций, основываясь на вероятностном подходе.

В вероятностном анализе можно выделить три шага:

1. Определение режимов отказа (предельных состояний) и соответствующих моделей.
2. Количественная оценка статистики случайных величин.
3. Расчет требуемых результатов (вероятности отказа).

Срок службы бетонных конструкций обычно моделируется как двухэтапный процесс, включающий этапы «иницирования» и «распространения» рис. 3.4. На основе теоретических и экспериментальных исследований карбонизации бетона в литературе были предложены различные модели [27–38, 44–47, 85–101].

Уровень повреждения



Рис. 3.4. Этапы развития коррозии под действием карбонизации:
1 – Депаассивация арматуры; 2 – Образование трещин; 3 – Отслоение защитного слоя; 4 – Разрушение конструкции в результате потери сцепления между арматурой и бетоном

Согласно второму закону Фика оценка глубины нейтрализации бетона выполняется по следующей зависимости

$$x_c = \sqrt{\frac{2D' \cdot C_s \cdot t}{m_0}}, \quad (3.11)$$

где D' – эффективный коэффициент диффузии углекислого газа в карбонизированном бетоне, $\text{см}^2/\text{с}$; C_s – концентрация углекислого газа на поверхности бетона или в окружающем воздухе (относительная величина по объему); t – время воздействия, с; m_0 – количество углекислого газа, поглощенного единицей объема бетона (реакционная емкость бетона).

Исходные данные для расчета глубины карбонизации бетона по формуле (3.2) получают на основе экспериментальных исследований эксплуатируемых конструкций или в специальных камерах с повышенным содержанием углекислого газа.

Величина m_0 характеризует способность бетона поглощать углекислый газ и зависит от расхода цемента, его минералогического состава, степени гидратации и структуры пор.

J. Crank предложил свою интерпретацию этой модели, согласно которой [120]

$$C(x, t) = C_0 \operatorname{erfc} \frac{x}{\sqrt{4D_{CO_2} t_c}}, \quad (3.12)$$

где x – глубина защитного слоя бетона; C_0 – концентрация на поверхности бетона; D_{CO_2} – коэффициент диффузии; t – время воздействия.

Модель СТН

Модель карбонизации бетона СТН (микроуровневая модель) базируется на данных обо всех процессах при карбонизации. Модель карбонизации СТН была предложена СЕВ СЕВ [66]

$$x_c = \int_0^1 \left[\frac{C_{S,atm}}{a_{CO_3}} \cdot \frac{1}{\int_{x'}^{x''} x_c [1/D_c(RH(x''))] dx''} \right] dt, \quad (3.13)$$

где $C_{s,atm}$ – концентрация углекислого газа в атмосфере, кг/м³; a_{CO_3} – количество карбонатного материала в бетоне, кг/м³; t – время воздействия, с; x_c – глубина карбонизации, (м); D_c – коэффициент диффузии в бетоне, как функция условий влажности, выраженный как относительная влажность (RH), м²/с.

В модели поток углекислого газа в бетоне

$$q_c = D_c(RH(x)) \cdot \frac{C_s}{x_c}, \quad (3.14)$$

где C_s – концентрация углекислого газа на поверхности бетона или в окружающем воздухе, кг/м³; x_c – глубина карбонизации; D_c – коэффициент диффузии в бетоне, как функция условий влажности (RH), м²/с.

Модель DuraCrete

Модель проникновения углекислого газа Dura Crete является эмпирической – модификация модели СЕВ [66, 128–130]. Можно учесть различные факторы влияния, например, окружающую среду, к одному единственному параметру в модели. Это сделано, чтобы облегчить статистическое определение количества параметров модели

$$x_c = \frac{2 \cdot k_c \cdot k_t \cdot k_{RH} \cdot D_{eff} \cdot C_s}{a_{CO_2}} \cdot \sqrt{t} \cdot \left(\frac{t_0}{t} \right), \quad (3.15)$$

где x_c – глубина карбонизации бетона, м; D_{eff} – эффективный коэффициент диффузии в сухом карбонизированном бетоне для диоксида углерода при определенном уплотнении, условиях твердения во внешних условиях, м²/с;

Эффективное сопротивление карбонизации бетона зависит от эффективного коэффициента диффузии $D_{eff,0}$ и способности углекислого газа закрепляться в бетоне, а CO_2

$$R_{Card} = \frac{a_{CO_2}}{D_{eff,0}}, \quad (3.16)$$

где R_{Card} – эффективное сопротивление карбонизации бетона.

Модель Guirguis

Модель [143] учитывает проектную и остаточную глубину защитного слоя бетона, однако весьма упрощенно рассматривает влияние внешних факторов, задается уравнением:

$$t_c = \frac{L}{\lambda D_{CO_2}}, \quad (3.17)$$

где L – глубина защитного слоя, проектная; λ – глубина защитного слоя, остаточная.

Модель Hookham

С. Hookham [147] предложил модель, которая учитывает качество бетонной смеси, а сам эффект карбонизации задается, как коррозионный фактор:

$$t_c = K_c K_e x^2 + K_a x, \quad (3.18)$$

где K_c – коэффициент качества бетона; K_e – фактор окружающей среды; K_a – фактор коррозии.

Модель АЖМФ

Модель [87–88] представляет собой одну из модификаций закона А. Фика. Модель включает в себя коэффициент k , принимаемый в зависимости от температуры и влажности региона эксплуатации конструкции.

При $k = 0,1$ модель имеет вид

$$C(x,t) = kt \left\{ \begin{array}{l} \left(1 + \frac{x^2}{2D_{CO_2}t} \right) \operatorname{erfc} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{CO_2}t}} \right) - \\ - \left(\frac{x}{\sqrt{\pi D_{CO_2}t}} \right) e^{-\frac{x^2}{4D_{CO_2}t}} \end{array} \right\}. \quad (3.19)$$

При $k = 0,545$ модель принимает вид

$$C(x, t) = k\sqrt{t} \left\{ \begin{array}{l} e^{-\frac{x^2}{4D_{CO_2}t}} - \\ - \left[\frac{x\sqrt{\pi}}{2\sqrt{D_{CO_2}t}} \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_{CO_2}t}}\right) \right] \end{array} \right\}, \quad (3.20)$$

где – коэффициент диффузии хлоридов в бетоне, м²/с; *erf* – функция ошибок Гаусса, *C(x,t)* – функция концентрации хлоридов в зависимости от глубины защитного слоя бетона и времени, % по массе цемента, *k* – коэффициент принимаемый в зависимости от температуры и влажности региона.

Модель Bakker

Данная модель [132] определяет глубину проникновения фронта карбонизации в зависимости от функций скорости карбонизации и уровня высушивания

$$X_c = A \sum_{i=1}^n \sqrt{t_{di} - \left[\frac{x_{ci-1}}{B} \right]^2}, \quad (3.21)$$

где *A* – функция, определяющая скорость карбонизации; *B* – функция, определяющая уровень высушивания. *t_{di}* – средняя продолжительность *i*-того периода высушивания, с; *x_{ci-1}* – глубина карбонизации после (*i*-1)-того цикла увлажнения, м.

$$A = \sqrt{\frac{2D_{CO_2} \cdot (C_1 - C_2)}{a}}, \quad (3.22)$$

$$B = \sqrt{\frac{2D_v \cdot (C_3 - C_4)}{b}}, \quad (3.23)$$

где *D_{CO₂}* – эффективный коэффициент диффузии CO₂ в бетоне, см²/с; (*C₁*-*C₂*) – разница между концентрацией CO₂ в воздухе и

фронтом прохождения карбонизации; a – связывающая способность; D_v – эффективный коэффициент диффузии водного пара, $\text{м}^2/\text{с}$; (C_3-C_4) – разница между влажностью окружающей среды и фронтом испарения; b – количество воды, которая испаряется из бетона.

Модель Bob C.

C. Bob [106] предложил модель, в которой оценивается среднее значение глубины проникания газа в бетон

$$X = \left(\frac{150Kd}{f_c} \right) \sqrt{t}, \quad (3.24)$$

где d – параметр, отражающий процент содержания CO_2 в воздухе, t – время в годах; f_c – характеристическое сопротивление железобетона сжатию для образцов цилиндрической формы; K – параметр окружающей среды.

Модель Parrott

Данная модель основывается на проникновении кислорода в бетон при воздействии углекислой среды

$$d = \frac{64K^{0,4}t^n}{c^{0,5}}, \quad (3.25)$$

где K – кислородная проницаемость бетона при 60 % относительной влажности; t – время; c – содержание щелочи в цементе; n – степенной коэффициент.

3.1.3. Коррозия железобетонных сооружений при хлоридной агрессии

Хлоридная коррозия является одним из основных механизмов износа шельфовых конструкций, влияющих на продолжительность

их безотказной работы. Бетон обеспечивает физическую и химическую защиту арматурной стали от проникновения хлоридов, которые могут привести к дезактивации стали, что, в свою очередь, приводит к повышенному риску коррозии арматуры. Сопротивление хлорированию зависит от проницаемости бетона и толщины защитного слоя бетона по отношению к арматуре. Целостность этого покрытия под эксплуатационной нагрузкой, с точки зрения трещинообразования и ширины раскрытия трещин, также влияет на устойчивость к проникновению хлоридов.

Хлориды могут присутствовать в материалах, используемых в исходной бетонной смеси, или могут поступать из внешнего источника, такого как морская вода, с помощью капиллярного переноса или ионной диффузии. Кислотные электролиты нейтрализуют нормальное щелочное состояние бетона, (с pH выше 12,6) и разрушают пассивную оксидную пленку, которая образуется на поверхности стали.

Когда хлоридные ионы проникают в бетон, а затем накапливаются до критического уровня на поверхности стальной арматуры, защитный слой разрушается и этот процесс называется депассивацией. В результате, на поверхности арматуры формируется электрохимическая ячейка, как показано на рис. 3.5.

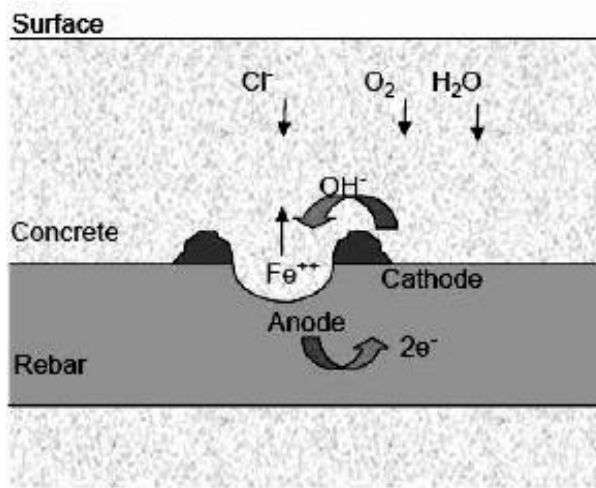
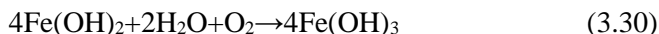
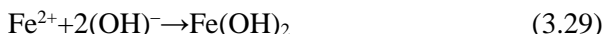


Рис. 3.5. Электрохимическая ячейка на поверхности арматуры, вызванная проникновением хлорида [82]

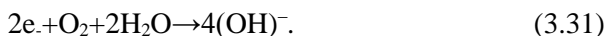
Хлоридная коррозия на поверхности стали включает в себя следующую реакцию



Пассивированная область становится анодом, а пассивированная поверхность становится катодом. В анодной ячейке реакция описывается



и реакция на катоде протекает следующим образом



В процессе коррозии образуются два основных продукта ржавчины (коррозии) $\text{Fe}(\text{OH})_2$ и $\text{Fe}(\text{OH})_3$. Эти продукты вызывают значительное расширение (продукты коррозии гидроксида железа могут занимать в шесть раз больше объема, чем сталь), что в конечном счете, вызывает растрескивание, расслаивание и отслаивание защитного слоя бетона. Процесс отказа может быть дополнительно ускорен внешней нагрузкой.

Снижение долговечности конструкции, вызванное наличием ионов хлорида в бетоне, происходит в 4 этапа, как описано в табл. 3.2.

Из таблицы видно, что временные рамки коррозии включают период инициации, где происходит проникновение Cl^- -ионов в арматурную сталь, и период распространения, после которого и начинается повреждение конструкции. Как показано на рис. 3.6, на продолжительность периодов влияют многие факторы.

Хлоридная коррозия в основном зависит от трех факторов: коэффициента диффузии, концентрации хлоридов и критического уровня хлорида за пределами коррозии арматуры. Исследования, проведенные многими авторами [1–3] показывают, что срок службы бетонной конструкции при воздействии хлоридной агрессии в большей степени зависит от защитного слоя, чем от коэффициента диффузии, и от концентрации хлорида, чем от критического уровня хлоридов.

Таблица 3.2

Стадии износа конструкций вследствие хлоридной агрессии

Этапы	Описание	Коррозия
Инициация	Период до момента предельной концентрации ионов хлора на поверхности	Проникновение ионов хлорида. Первоначальная концентрация хлоридных ионов
Распространение	Период от начала коррозии стали до возникновения трещин	Коррозия стали
Ускорение коррозии	Период, при котором сталь корродирует с высокой скоростью из-за растрескивания	Коррозия стали с образованием трещины
Разрушение / износ	Период, в котором несущая способность значительно снижается из-за увеличения количества продуктов коррозии	

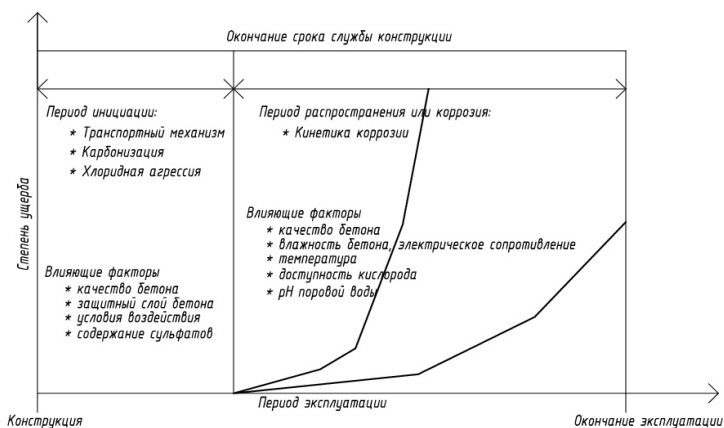


Рис. 3.6. Временная шкала коррозионного повреждения [8]

Процесс коррозии замедляется и может в конечном итоге прекратиться, когда ограничивается поступление в защитный слой бетона воды или кислорода. Очень высокая влажность в бетоне может уменьшить диффузию кислорода до области коррозии и замедлить коррозию арматуры, в то время как нехватка воды в сухом бетоне также снижает коррозионную активность.

Превышение уровня критической концентрации ионов хлорида в бетоне на глубине арматуры может привести к значительной скорости коррозии.

Было проведено много исследований для определения порога или критического значения концентрации хлорида, ниже которого не происходит активной коррозии. Интерес к знанию этого значения двоякий:

- 1) указать предел хлоридного загрязнения в агрегатах или воде, используемой в бетонной смеси;
- 2) прогнозировать период инкубации между первым воздействием хлоридов и началом активной коррозии и, таким образом, обосновать техническое обслуживание.

К сожалению, идея универсального порогового значения хлоридов, применимая ко всем конструкциям, нереалистична, поскольку она будет функцией многих переменных, включая: бетонную смесь; тип и удельную площадь поверхности цемента; использование любых дополнительных цементирующих материалов; водоцементное

соотношение; сульфатное содержание; способ твердения и возраст; степень карбонизации бетона; температуру и относительную влажность окружающей среды; шероховатость и чистоту арматуры.

Различные исследователи рассматривают пределы концентрации хлоридов в зависимости от опыта эксплуатации конструкций в этой стране (таблица 3.3).

Таблица 3.3

Критическая концентрация хлоридов в бетоне кг/м³

Скр, кг/м ³	Год	Исследователи
0,7	1962	Lewis D. A.
0,2–2,8	1967	Hausmann D. A.
0,77	1972	Berman H. A.
0,6–0,9	1973	Clear K.C., Hay R.E.
0,66	1974	Clear K. C.
0,66	1975	Stratfull R. F., Spellman D. L.
0,6–1,3	1978	Cady P. D.
1,33	1982	Brown R. D.
0,5–1,33	1986	Pfeifer D. W., Landgren J. R., Zoob A.

В работах [1–3] даны рекомендации по определению критического уровня хлоридов, основываясь на лабораторных испытаниях железобетонных образцов, выдержанных в течение 16 месяцев при температуре 22 °С в условиях воздействия хлоридсодержащей среды. Бетон имеет прочность на сжатие 35 МПа и водоцементное отношение 0,65.

Таблица 3.4

Критическая концентрация хлоридов в % по массе вяжущего

Скр, %	Год	Исследователи
0,4	1990	Алексеев С. Н., Иванов Ф. М.
0,025–0,050% от массы бетона	1992	Cady P.D.
0,2–1,5	1984	Vassie P.
0,25	1985	West R.E.
0,3–0,7	1993	Henriksen C.F.

0,4	1994	Bamforth P.B.
0,4–1,6	1990	Hansson C.M.
0,5–1,4	1993	Tuutti K.
0,5–2,0	1990	Schiessl P.
0,9–1,8	1993	Pettersson P.E.
1,6–1,25	1991	Lambert P.
0,7	2004	Schiessl P.
Скр, %	Год	Исследователи

Не все хлориды, проникающие в бетон, опасны в отношении коррозии, поскольку цемент в бетоне способен связывать хлориды. Эта способность отличается для различных цементов. Только так называемые свободные хлориды, поступающие после исчерпания способности связывания хлорида цементом, приводят к депассивации арматурной стали. Это является причиной того, что невозможно установить определенный, общий применимый предел содержания хлорида, который не следует превышать по отношению к покрытию арматурной стали. Возможно только определить определенный диапазон критического содержания хлоридов. Но, не смотря на большое количество исследований, значение критической концентрации 0,4 % по массе сухого цемента является наиболее распространенным.

3.1.4. Диффузия хлоридов

Как и в случае с карбонизацией, молекулярная диффузия через пористые материалы определяется первым и вторым законами Фика [148]:

$$dC(x,t)/dt = D \cdot d^2C(x,t)/dx^2, \quad (3.32)$$

где t – время эксплуатации в условиях воздействия хлоридсодержащей среды; $C(x,t)$ – концентрация ионов хлора на расстоянии x от поверхности бетона в момент времени t ; D – коэффициент диффузии хлорида.

Таблица 3.5

Механизм переноса первичного хлорида в конструкциях,
эксплуатируемых на шельфе

Условия эксплуатации	Расположение конструкций и элементов конструкции	Первичный механизм переноса хлоридов
Подводная зона	Конструкция ниже переменного уровня воды	Диффузия
Зона переменного уровня воды	Элементы конструкции и надстройки в зоне переменного уровня воды	Капиллярное поглощение и диффузия
Зона всплеска и брызг	Элементы конструкции и надстройки в зоне брызг	Капиллярное поглощение и диффузия. (Также карбонизация)
Прибрежная зона	Конструкции, расположенные в прибрежной зоне или надстройки над зоной переменного уровня воды	Капиллярное всасывание. (Также карбонизация)

Как видно из таблицы 3.5, диффузия хлорида в бетоне является важным показателем для анализа его процесса переноса и долговечности конструкции, эксплуатируемой в шельфовой зоне. Диффузия представляет собой перенос массы свободных молекул или ионов в поровом растворе, что приводит к тому, что вещества транспортируются из областей с более высокой концентрацией в области с более низкой концентрацией диффундирующего вещества. Для пористого материала, подобного бетону, коэффициент диффузии D является характеристикой материала, описывающей перенос данного вещества, обусловленного градиентом концентрации. Выражение диффузии (3.33) учитывает влияние насыщения пор хлоридами (Ngyuen, 2007)

$$D_{Cl}(S_1) = D_{Cl}^0 \cdot S_1^\lambda \cdot S_1 \geq 0,4, \quad (3.33)$$

где D_{Cl}^0 – коэффициент диффузии хлорида в полностью насыщенном бетоне ($S_1 = 1$), S_1 – показатель проницаемости пор и λ – показатель степени, для бетона $\lambda = 6.0$. Допустимый диапазон для этого выражения представляет собой насыщенность пор выше 0,4, ниже этого значения жидкий раствор в порах считается более не связанным.

Особым воздействием морской среды на бетонные конструкции является цикл сушки-смачивания. Это явление является основной причиной высокого содержания хлорида на поверхности железобетонных конструкций в зоне переменного уровня воды, зоне приливов-отливов и зоне брызг (рис. 3.7)

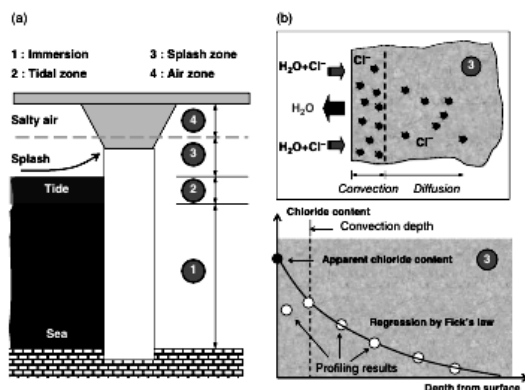


Рис. 3.7. Зоны воздействия для морских бетонных конструкций (а) и накопление хлоридов на бетонной поверхности в зоне брызг (б)

Во время смачивания, когда капли и брызги воды касаются бетонной поверхности, вода и хлоридные ионы переносятся в поры бетона; во время сушки вода испаряется и ионы хлорида остаются в порах. При повторных циклах хлоридные ионы могут накапливаться на очень высоком уровне. Было обнаружено, что в естественных морских условиях коэффициент диффузии хлорида, характеризующийся хлоридными профилями, меняется со временем. Согласно

установленной модели (fib, 2006), коэффициент диффузии описывается функцией

$$D_{Cl}^{app}(t_2) = D_{Cl}^{app}(t_1) \left(\frac{t_1}{t_2} \right)^{n_{Cl}}. \quad (3.34)$$

Это выражение свидетельствует о том, что кажущаяся диффузия хлора в более позднем возрасте воздействия t_2 может быть связана с более ранним возрастным значением t_1 через функцию с показателем n_{Cl} . Показатель принимает разные значения и в основном зависит от вяжущего, обычный диапазон значений составляет от 0,30 (для портландцемента) до 0,60 (для микрокремнезема). Основными механизмами старения от кажущейся диффузии являются как старение материала, так и долгосрочное взаимодействие между бетоном и окружающей средой. Фактически, постоянная гидратация в течение длительного времени воздействия может уплотнять микроструктуру материала, тем самым уменьшая диффузию хлорида.

Связывающая способность хлорида бетоном в основном определяется типом цемента, гидратами и концентрацией хлорида в водной фазе. Концентрация связанного хлорида представляет собой массу или количество связанных хлоридов по отношению к объему или массе бетона. Имеются некоторые эмпирические законы для связывания хлорида цементными материалами в виде линейного закона и законов Лангмюра или Фрейндлиха [206].

Линейный закон:

$$C_b = \alpha \cdot C_f \rightarrow \frac{\partial C_b}{\partial C_f} = \alpha. \quad (3.35)$$

Закон Лангмюра:

$$C_b = \frac{\alpha_f C_f}{1 + \beta_f C_f} \rightarrow \frac{\alpha_f}{(1 + \beta_f C_f)^2}. \quad (3.36)$$

Закон Фрейндлиха:

$$C_b = \alpha_f C_f^{\beta_f} \rightarrow \alpha_f \beta_f C_f^{\beta_f - 1}. \quad (3.37)$$

Недавние эксперименты (Li и Li, 2013) показали, что эти законы в отношении концентрации хлорида имеют разные диапазоны (рис. 3.8).

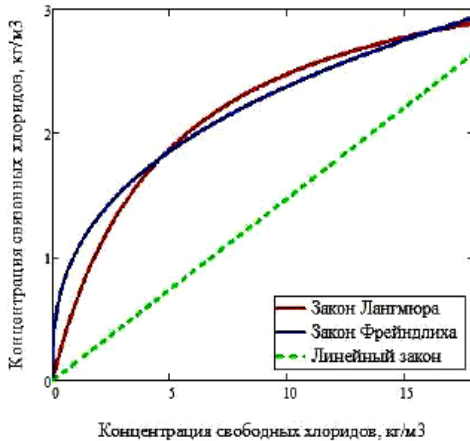


Рис. 3.8. Сравнение законов связывающей способности хлорида

Влияние температуры, влажности и поверхностной концентрации хлоридов на хлоридную агрессию

На проникновение хлора влияют температура, относительная влажность и концентрация хлоридов на поверхности защитного слоя бетона. Относительная влажность определяет насыщение бетона влагой через функцию изменения равновесия влажности в порах:

$$f(W) = \left(1 + \frac{(1-w)^4}{(1+w_{ref})^4} \right)^{-1}, \quad (3.38)$$

где w – влажность окружающей среды; w_{ref} – влажность при которой коэффициент диффузии достигает своего среднего значения.

Температурные условия описываются функцией с учетом ежегодных изменений

$$f(T) = e^{\left(\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T} \right) \right)}, \quad (3.39)$$

где E – энергия активации для хлоридной диффузии, кДж/моль; R – газовая константа, $8,314 \cdot 10^{-3}$ кДж/К·моль; T – температура окружающей среды, К; T_{ref} – исходная температура, при которой был измерен коэффициент диффузии.

Энергия активации для хлоридной диффузии E зависит от водоцементного отношения (таблица 3.6).

Таблица 3.6

Энергия активации для хлоридной диффузии

В/Ц	E , кДж/моль
0,4	41,8±4,0
0,5	44,6±4,3
0,6	32,0±2,4

Что касается содержания хлоридов на бетонной поверхности, то этот показатель является одним из важнейших экологических воздействий на бетонные конструкции в прибрежных условиях. Поверхностное содержание хлоридов увеличивается с течением времени и требуется несколько лет эксплуатации, чтобы оно стабилизировалось. Достижение стабильного содержания хлорида на поверхности бетонного покрытия в морской среде зависит от условий, в которых эксплуатируется конструкция и состава вяжущего. Это значение было всесторонне изучено для инженерного исполь-

зования, а в таблице 3.7 приведены рекомендуемые значения для разных зон воздействия и различных составов вяжущего.

Интенсивность осаждения хлорида будет уменьшаться с удалением от берега. Однако количественное определение осаждения хлорида на элементах железобетонных конструкций с удалением от берега связано с локальными климатическими и метеорологическими условиями, такими как скорость ветра, ориентация и атмосферные осадки. Содержание хлоридов на бетонной поверхности с точки зрения возраста конструкции и удаленности от источника хлоридов приведены на рис. 3.9.

Таблица 3.7

Содержание хлоридов на поверхностном слое, рекомендованное для различных зон в % от связующего

Тип вяжущего	Атмосферная зона эксплуатации	Зона волновых брызг	Зона приливов и переменного уровня воды	Подводная зона
DuraCrete (2000)				
Портландцемент	2,57·w/c	7,76·w/c	7,76·w/c	10,3·w/c
Зола уноса	4,42·w/c	7,46·w/c	7,46·w/c	10,8·w/c
Доменный шлак	3,05·w/c	6,77·w/c	6,77·w/c	5,06·w/c
Микрокремнезем	3,23·w/c	8,96·w/c	8,96·w/c	12,5·w/c
Vamforth (2000)				
Портландцемент	1.5–3.0	4.5	–	–
Для остальных типов вяжущего	1,8–3,6	5,4	–	–
Life365 (Thomas and Bentz, 2000)				
Портландцемент	3,6	6,0	4,8	–

3.1.5. Обзор методов оценки долговечности железобетонных конструкций при хлоридной агрессии

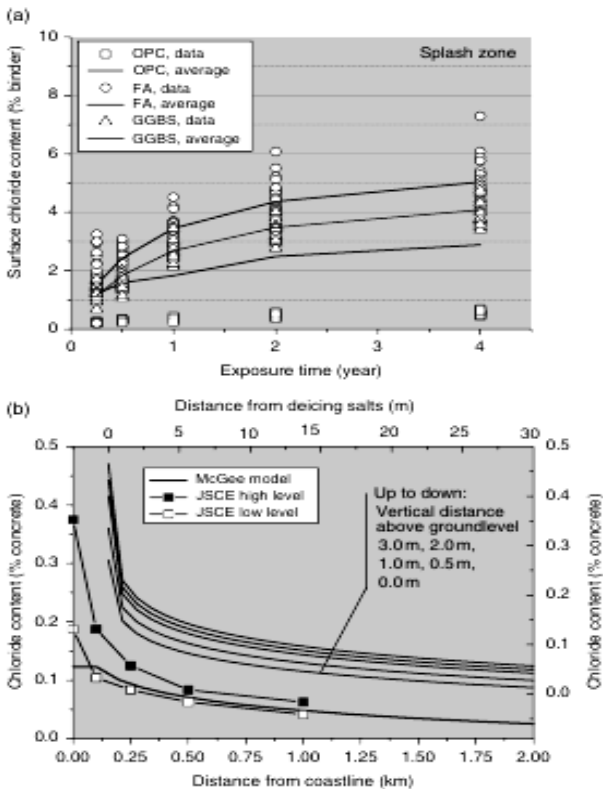


Рис. 3.9. Содержание хлоридов на бетонной поверхности в зависимости от (а) продолжительности эксплуатации и (б) расстояния от береговой линии [184]

Для хлоридной агрессии в подходах к оценке долговечности особое внимание должно уделяться концентрации хлоридов на поверхности арматурной стали. Эта величина должна сравниваться с критической предельной концентрацией хлоридов (C_{crit}). Если содержание хлорида на поверхности арматуры превысит критическую концентрацию C_{crit} , металл будет корродировать. Поэтому модели расчета долговечности железобетонных конструкций должны это учитывать.

В большинстве работ [94, 98, 107, 123, 124, 160, 169, 170] проникание агрессивной среды в конструктивные элементы моделируется вторым законом Фика, который для случая одномерной диффузии имеет вид

$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2}, \quad (3.40)$$

где t – время экспозиции в условиях воздействия хлоридсодержащей жидкой среды; $C(x,t)$ – содержание хлоридов на расстоянии x от поверхности бетона в момент времени t ; D – коэффициент диффузии хлоридов.

Аналитическое решение уравнения (1.40), соответствующего случаю проникания среды в конструкцию, при условии, что начальное содержание хлоридов равно нулю, а коэффициент диффузии и поверхностное содержание хлоридов постоянны, имеет вид

$$C(x,t) = C_\infty \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \right), \quad (3.41)$$

где C_∞ – равновесное содержание хлоридов на поверхности бетона; erf – функция ошибок Гаусса (интеграл вероятности ошибки).

Модель ClinConc

Численная модель ClinConc для прогнозирования проникновения хлорида в бетон была впервые представлена в середине 1990-х годов [205–207]. Модель состоит из двух основных составляющих:

1. Моделирование свободного проникновения хлора через поровую жидкость в бетоне с использованием закона Фика с концентрацией свободного хлорида в качестве движущего потенциала.

2. Расчет распределения общего содержания хлорида в бетоне с использованием уравнения баланса массы в сочетании с нелинейным связыванием хлорида.

$$\begin{aligned} \frac{\partial c_{tot}}{\partial t} &= \frac{\partial C_f}{\partial t} + \frac{\partial C_b}{\partial t} = \frac{\partial C_f}{\partial t} \left(1 + \frac{\partial C_b}{\partial C_f} \right) =, \\ &= - \frac{\partial q_{Cl}}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} D \frac{\partial C_f}{\partial x} \end{aligned} \quad (3.42)$$

где C_{tot} – общее содержание хлоридов; C_f – содержание свободных хлоридов; C_b – содержание связанных хлоридов; q_{Cl} – поток хлоридов; D – коэффициент диффузии.

Модель DuraCrete

Модель предполагает перенос хлорида путем диффузии, основанной на постоянной концентрации поверхностного хлорида, зависящей от времени и постоянным критическим содержанием хлорида в приарматурной зоне. Все эти переменные зависят от зон воздействия, которые для морских конструкций разделены на подводную, приливную, брызговую и атмосферную зоны. Модель выглядит следующим образом:

$$C(x, t) = C_{SN} \left[\operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_a(t)t}} \right], \quad (3.43)$$

где C_x – содержание хлоридов на некоторой глубине, в % по массе цемента; C_{sn} – поверхностное содержание хлоридов в % по массе цемента; x – глубина проникновения хлоридов, м; t – время воздействия, с; $D_a(t)$ – коэффициент диффузии хлоридов, м²/с, определяемый по формуле [131]:

$$D_a(t) = D_a(t_0) \left(\frac{t_0}{t} \right) = k_c k_e k_t D_0 \left(\frac{t_0}{t} \right)^n, \quad (3.44)$$

где k_c – постоянный коэффициент, который учитывает влияние изготовления; k_e – постоянный коэффициент, который учитывает влияние окружающей среды; k_t – постоянный коэффициент, который учитывает влияние метода испытаний; D_0 – коэффициент диффузии

хлоридов, определенный при стандартных условиях, m^2/c ; – эталонное время, с; n – фактор возраста.

Преимущество этой модели состоит в том, что с ее помощью, при прогнозах долговечности, можно использовать большой спектр натурные данных. Однако, стоит учесть, что модель хорошо подходит для прогноза вновь проектируемых сооружений и слабо подходит для анализа сооружений со сроком службы более 10 лет.

Модель DuMaCon

Модель предложена R. Polder [188] и представляет собой модификацию решения модели DuraCrete для морской среды.

Эффективный коэффициент диффузии хлоридов для данной модели описывается следующим образом

$$D_t = K_{tot} D_0 \left(\frac{t_0}{t} \right)^{n_{Cl}}, \quad (3.45)$$

где D_t – коэффициент эффективной диффузии принятый по результатам обследования конструкции, K_{tot} – составной коэффициент для влияния типа цемента, окружающей среды и отверждения, D_0 – коэффициент диффузии в контрольное время (28 дней), определяемый с помощью теста Rapid Chloride Migration (RCM), а n_{Cl} – показатель старения ($0 < n_{Cl} < 1$).

Данная модификация модели DuraCrete хорошо подходит для прогноза остаточного срока службы морских сооружений со сроком службы более 20 лет.

Модель ERFc

Аббревиатура ERFc обозначает математический символ *erfc* – Error Function Complement. Эта модель, была впервые предложена [116] в начале 1970-х годов для моделирования поступления хлорида в бетон. Модель использует функцию ошибок *erfc* () для решения второго закона диффузии Фика

$$C(x,t) = C_i + (C_s - C_i) \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_a t}} \right), \quad (3.46)$$

где C_i – начальное содержание хлорида в бетоне, – содержание хлоридов поверхности защитного слоя бетона, x – глубина проникновения хлорида, D_a – коэффициент кажущейся диффузии, t – продолжительность воздействия. В этой модели параметры C_s и D_a считаются постоянными в течение всего периода воздействия.

Модель Mejlbro-Poulsen

Эта математическая модель была разработана в Дании для проекта НЕТЕК в середине 1990-х годов [136–137]. Модель – результат множества сравнений и расчетов, сделанных на основании лабораторных экспериментов, наблюдений и исследований конструкций, эксплуатируемых в морской воде. Модель рассматривает содержание общего хлорида в качестве движущей силы и представлена, как

$$C(x, t) = C_i + (C_s - C_i) \cdot \Psi_p \left(\frac{x}{2\sqrt{D_a t}} \right), \quad (3.47)$$

где C_i – начальное содержание хлоридов в бетоне; C_s – поверхностное содержание хлоридов; $\Psi_p(z)$ – параметр, определяемый по формулам

$$\Psi(z) = \sum_{n=0}^{+\infty} \frac{p^{(n)} (2z)^n}{(2n)!} - \frac{\Gamma(p+1)}{\Gamma(p+0,5)} \sum_{n=0}^{+\infty} \frac{(p-0,5)^{(n)} (2z)^{2n+1}}{(2n+1)!}, \quad (3.48)$$

$$p^{(0)} = 1; p^{(1)} = p; p^{(2)} = p(p-1);$$

$$p^{(n)} = p(p-1) \cdot \dots \cdot p(p-n+1)$$

$$z = \frac{0,5x}{\sqrt{(t-t_{ex})D_a(t)}} = \frac{0,5x}{\sqrt{\tau t_{ex} D_{a,ex}}}. \quad (3.49)$$

Коэффициент диффузии $D_a(t)$ определяется по формуле

$$D_a(t) = D_{a,ex} \left(\frac{t_{ex}}{t} \right)^{\alpha}, \quad (3.50)$$

где $D_{a,ex}$ – явный коэффициент диффузии, получаемый аппроксимацией кривой профиля проникновения хлоридов, м²/с; t_{ex} – время воздействия, которым оценивается явный коэффициент диффузии, с; t – возраст бетона, с; α – параметр, который описывает, как явный коэффициент распространения уменьшается со временем.

Поверхностное содержание хлоридов определяется

$$C_s = C_i + S(D_a \cdot t)^p \quad (3.51)$$

где S и p – константы [136].

ACI модель – Life 365

В начале 2000-х годов, в Северной Америке, была разработана эмпирическая модель ACI TC-365 [113]. В модели используется второй закон Фика, зависящий от времени, как функция переноса с общим содержанием хлорида C в качестве движущей силы

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D(t) \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}, \quad (3.52)$$

$$D(t) = D_{ref} \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^m, \quad (3.53)$$

где D_{ref} – кажущийся коэффициент диффузии, измеренный во время t_{ref} .

Модель АЖМФ

Представляет собой модифицированное решение второго закона диффузии Фика [87–88]

$$C(x,t) = kt \left\{ \begin{array}{l} \left(1 + \frac{x^2}{2D_C t} \right) \operatorname{erfc} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_C t}} \right) - \\ - \left(\frac{x}{\sqrt{\pi D_C t}} \right)^2 \frac{x^2}{4D_C t} \end{array} \right\}, \quad (3.54)$$

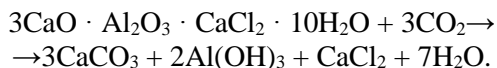
где D_{CO_2} – коэффициент диффузии хлоридов в бетоне, $\text{м}^2/\text{с}$; erf – функция ошибок Гаусса, $C(x,t)$ – функция концентрации хлоридов в зависимости от глубины защитного слоя бетона и времени, % по массе цемента, k – коэффициент принимаемый в зависимости от температуры и влажности региона.

3.1.6. Механизм коррозии от совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии

Карбонизация влияет на перенос ионов хлорида в бетон. Для изучения этого влияния были проведены многочисленные эксперименты. Согласно этим экспериментальным исследованиям, точное влияние карбонизации настолько сложно, что трудно учесть, будет ли она ускорять или замедлять коррозию, вызванную ионами хлорида. Известны работы по изучению совместных факторов среды: хлоридной агрессии и карбонизации [13–15]. Отмечено, что влияние карбонизации на коэффициент диффузии ионов хлорида зависит от типов и пропорций смеси бетонов. В [14–15] описан переменный тест с хлоридным воздействием и карбонизацией, где концентрация ионов хлорида была максимальной вблизи фронта карбонизации.

Несмотря на то, что в условиях морской среды одновременно происходят и карбонизация, и хлоридная агрессия, следует отметить, что диффузия ионов хлорида идет намного быстрее, чем процесс карбонизации. До карбонизации бетон обычно содержит соль Фриделя из-за хлоридного иона, связанного внутри бетона. Когда

соль Фриделя реагирует с двуокисью углерода, ионы хлорида высвобождаются в поровую воду [23]



Высвобожденные ионы увеличивают концентрацию свободного хлорида, значительно превышающую концентрацию хлоридных ионов, которые транспортируются с поверхности во внутреннюю среду. Поэтому для анализа и прогнозирования комбинированного действия карбонизации и проникновения хлоридов необходимо в первую очередь моделировать, как карбонизация взаимодействует с хлоридным переносом без карбонизации, а уже потом комбинировать эти два эффекта.

3.1.7. Обзор методов оценки долговечности железобетонных конструкций при совместном действии карбонизации и хлоридной агрессии

Модель Xingji Zhu

Модель исследований [223] строится на предположении того, что уравнение переноса ионов хлорида после карбонизации по-прежнему соответствует второму закону диффузии Фика, а общее количество хлорида в единице объема бетона состоит из свободного хлорида в поровом растворе и связанного хлорида, высвобожденно-го карбонизацией

$$\frac{\partial C_{tc}}{\partial t} = \frac{\partial \varphi_{we} C_{fc}}{\partial t} + \frac{\partial C_{bc}}{\partial C_{fc}} \cdot \frac{\partial C_{fc}}{\partial t} + \frac{\partial C_{bc}}{\partial \alpha_c} \cdot \frac{\partial \alpha_c}{\partial t}. \quad (3.55)$$

Решенная уравнение (3.55), общее содержание хлорида находится по формуле

$$C_{tc} = \varphi_{we} C_{fc} + C_{bc}, \quad (3.56)$$

где ϕ_{we} – объемная доля испаряющейся поровой воды, C_{fc} – содержание свободных ионов хлорида, C_{bc} – представляет собой содержание связанного хлорида.

Так как в конкретном случае взаимодействие бетона с окружающей средой сопровождается не только проникновением ионов хлорида, но и карбонизацией, то остаточная связывающая способность бетона после карбонизации снижается.

На основе экспериментальных исследований [223], количество связанного хлорида зависит от не только от концентрации свободного хлорида в поровом растворе, но и от степени карбонизации, как показано на рис. 3.10, потому предлагается заменить на для бетона после полной карбонизации [223]

$$\alpha_{Lc} = \alpha_L(1 - d \cdot a_c), \quad (3.57)$$

где d – коэффициент уменьшения связывающей способности ионов хлорида за счет карбонизации, принимаемый равным 0,88 на основании исследований [223].

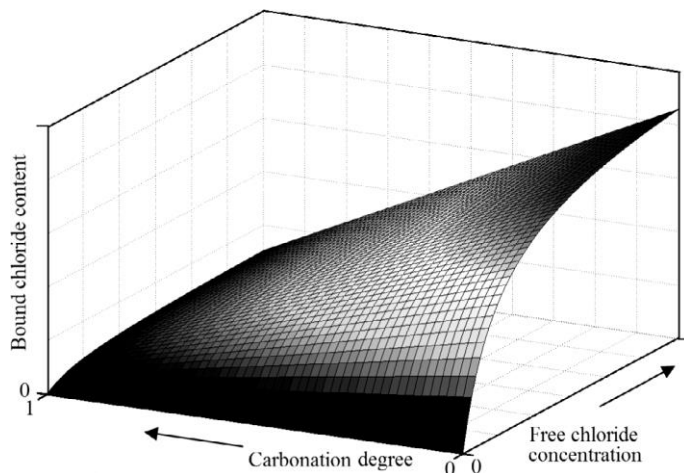


Рис. 3.10. Изменение содержания связанного хлорида в зависимости от концентрации свободного хлорида и степени карбонизации

Принимая во внимание уравнение (3.57), закон Лангмюра (3.37) с учетом карбонизации выглядит следующим образом

$$\frac{\partial C_b}{\partial C_f} = \frac{\alpha_L(1-d \cdot a_c)}{\left(1 + \beta_L \cdot \frac{C_f}{b}\right)^2}, \quad (3.58)$$

где β_L и α_L – константы, зависящие от типа вяжущего.

Модель Lee and Yoon

Согласно исследованиям М. К. Lee [110] и I.-S. Yoon [148–149], коэффициенты диффузии хлоридных ионов в карбонированных и некарбонатных срезах бетонных образцов сильно различались, и на границе двух секций наблюдались резкие диффузионные различия. Эти наблюдения также сообщались в исследованиях Андраде и др. [109]. Исходя из этих исследований количество ионов хлорида карбонизированных и некарбонатных сечений было предложено рассчитывать следующим образом.

Для карбонизированных участков:

$$C_{Cl,cb}(x,t) = C_s \sum_{n=0}^{\infty} a^n \left[\begin{array}{l} \operatorname{erfc}\left(\frac{2nX_c + x}{2\sqrt{D_{Cl,cb}(t) \cdot t}}\right) - \\ - a \cdot \operatorname{erfc}\left(\frac{(2n+2) \cdot X_c - x}{2\sqrt{D_{Cl,cb}(t) \cdot t}}\right) \end{array} \right]. \quad (3.59)$$

Для некарбонизированных участков:

$$\frac{\partial C_b}{\partial C_f} = \frac{\alpha_L(1-d \cdot a_c)}{\left(1 + \beta_L \frac{C_f}{b}\right)^2}, \quad (3.60)$$

где C_s – количество ионов хлора на поверхность, x – глубина защитного слоя, $erfc(x)$ – функция ошибок, $D_{Cl,cb}$ – коэффициент диффузии хлоридов карбонизированного бетона, $X_c = X_c(t)$ – глубина карбонизации бетона, $D_{Cl,ucb}$ – коэффициент диффузии хлоридов некарбонизированного бетона, a – коэффициент, равный

$$a = \frac{1 - k}{1 + k}, \quad (3.61)$$

где k – коэффициент, рассчитанный по формуле

$$k = \sqrt{\frac{D_{Cl,cb}}{D_{Cl,ucb}}}. \quad (3.62)$$

Модель была подтверждена данными Корейского института бетона (КСИ) [152], которые также показали, что в конструкциях, расположенных в прибрежной среде, на глубине карбонизации содержание несвязного хлорида больше, чем в конструкциях некарбонизированного бетона.

3.1.8. Выводы по главе

1. Эксплуатационные качества железобетонной конструкции зависят от различных свойств, которые изменяются во времени и носят переменный характер, в зависимости от внешних химических и физических воздействий на конструкцию.

2. Установлено, что главным ядром расчетов является формулировка функции состояния. Функция состояния и критерий наступления предельного состояния обеспечивает основу процесса проектирования и позволяет планировать обследования и ремонты, в результате чего возможна экономическая оптимизация восстановительных работ наиболее эффективным способом.

3. Процесс коррозии арматуры в железобетонных конструкциях представляется в виде двух периодов времени: периода иницирования и периода распространения. Период иницирования заканчивается и начинается процесс распространения, когда содержание ионов хлора у арматуры достигает критического значения. Процесс

распространения заканчивается, когда вследствие коррозии арматуры возникают напряжения, которые приводят к разрушению защитного слоя бетона.

4. Деградацию железобетонных конструкций при совместном воздействии карбонизации и хлоридной агрессии можно прогнозировать с использованием математических моделей. Математическое моделирование процесса коррозии арматуры включает: расчет проникновения агрессивного агента в зависимости от толщины защитного слоя бетона, времени эксплуатации, свойств агрессивного агента, вызывающего депассивацию; расчет скорости коррозии арматурной стали; расчет конструктивных последствий коррозии.

3.2. Особенности деградации прибрежных и шельфовых сооружений в условиях дальнего востока россии

Исходя из выводов, сделанных в пункте 2.1, эксплуатационные качества железобетонной конструкции зависят от различных свойств, которые изменяются во времени и носят переменный характер, в зависимости от внешних химических и физических воздействий на конструкцию. Вне зависимости от ее вида, все морские гидротехнические сооружения эксплуатируются в тяжелых и очень тяжелых условиях. Это обусловлено тем, что они подвергаются комплексу внешних воздействий: нагрузок от судов, большому перепаду температур, высокой солнечной радиации, переменному замораживанию и оттаиванию, воздействию агрессивных эксплуатационных сред и др. Совместное влияние их приводит к интенсивному развитию повреждений и сокращению срока службы железобетонных конструкций.

Как правило, гидротехнические сооружения опираются на дно непосредственно или с заглублением в грунт и возвышаются над уровнем воды. Интенсивность воздействия морской среды на материал конструкций по высоте сооружений неодинакова, в связи с чем можно выделить несколько зон морской коррозии. Обычно выделяют четыре зоны (рис. 3.11):

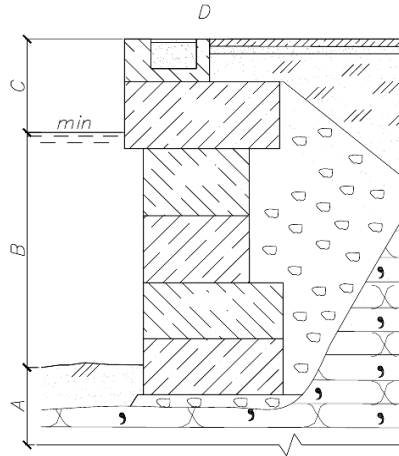


Рис. 3.11. Зоны коррозионного разрушения морских гидротехнических сооружений

А. Зона ниже поверхности дна. Коррозия в данной зоне практически отсутствует в связи с недостатком главного окислителя – кислорода.

В. Подводная зона. Коррозия происходит с малой интенсивностью, в основном из-за значительного обрастания конструкций живыми микроорганизмами. Животное обрастание снижает концентрацию кислорода, однако повышает концентрацию углекислоты, что приводит к усилению коррозии железобетона и снижению скорости коррозии металлов. Растительное обрастание, наоборот, увеличивает концентрацию кислорода и уменьшает концентрацию углекислоты, что приводит к усилению коррозии металлов и снижению скорости коррозии железобетона.

С. Зона переменного увлажнения (циклическая влажная и сухая зона). Поверхность сооружений в этой зоне постоянно увлажняется, обрастает различными микроорганизмами, подвергается переменному замораживанию и оттаиванию, а так же для нее характерен неограниченный приток кислорода из воздуха. В железобетонных конструкциях интенсивно корродирует арматура, активной коррозии подвергаются стальные конструкции, наблюдается коррозия бетона.

Д. Надводная зона, включая зоны прилива, всплеска и зону брызг. Данная зона подвергается действию морской воды только во время крупных приливов, штормов. Подвергается действию атмосферных факторов с неограниченным доступом кислорода. Как и в предыдущей зоне коррозия происходит интенсивно.

Из вышесказанного мы видим, что основными зонами коррозионного разрушения являются: зона переменного увлажнения (С) и надводная зона (D). На обе эти зоны действует большое количество факторов, которые оказывают влияние на долговечность сооружения. В данной главе мы попытаемся разобраться более подробно с этими факторами.

3.2.1. Климатические факторы

Главной отличительной чертой климата Дальнего Востока является его разнообразие. Обширная и протяженная территория обуславливает его смену от арктического до муссонного: Чукотский автономный округ лежит в зоне арктического и субарктического климатических поясов; Камчатский, Хабаровский край, Магаданская область частично расположены в умеренном климатическом поясе. Дальневосточные области, которые захватывают бассейн реки Амура и побережье Охотского, Берингово морей, (Камчатка, Сахалин и Курильская гряда) носят муссонный характер. Субъекты: Приморский край, Амурская и Еврейская автономная области, целиком расположены в зоне муссонного типа климата.

Так как в работе рассматриваются прибрежные сооружения, в данной главе мы рассмотрим натурные инженерно-гидрометеорологические наблюдения, снятые с различных гидрометеорологических станций Дальнего востока. Ряд этих непрерывных наблюдений составляет более 25–30 лет.

3.2.1.1. Температура воздуха

Температура воздуха на побережье Приморского края колеблется от 37 до минус 31 °С, среднегодовое ее значение около 5,5 °С (табл. 3.8, интерполяция).

Таблица 3.8

Значения характерных температур воздуха по месяцам, °С

Месяц	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Год
Максимум	$\frac{5}{9}$	$\frac{11}{9}$	$\frac{16}{18}$	$\frac{23}{24}$	$\frac{29}{28}$	$\frac{33}{30}$	$\frac{37}{33}$	$\frac{34}{37}$	$\frac{31}{31}$	$\frac{25}{29}$	$\frac{20}{17}$	$\frac{10}{12}$	$\frac{37}{37}$
Среднее	$\frac{-13,1}{-8,9}$	$\frac{-9,8}{-6,4}$	$\frac{-2,4}{-0,6}$	$\frac{4,8}{5,1}$	$\frac{9,9}{9,6}$	$\frac{13,8}{13,1}$	$\frac{18,5}{17,9}$	$\frac{21,0}{20,3}$	$\frac{16,8}{17,1}$	$\frac{9,7}{10,8}$	$\frac{-0,3}{1,5}$	$\frac{-9,2}{-5,9}$	$\frac{5,0}{6,0}$
Минимум	$\frac{-31}{-25}$	$\frac{-28}{-23}$	$\frac{-22}{-20}$	$\frac{-8}{-6}$	$\frac{0}{-1}$	$\frac{5}{2}$	$\frac{8}{9}$	$\frac{10}{12}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{-7}{-9}$	$\frac{-18}{-17}$	$\frac{-27}{-30}$	$\frac{-31}{-30}$
Среднее из максимумов	-9,2	-5,9	0,9	7,7	12,9	15,8	19,9	22,1	18,7	11,7	1,6	-6,1	7,5
Среднее из минимумов	-15,6	-12,5	-4,5	2,0	7,0	11,1	15,9	18,0	13,1	5,9	-3,5	-11,7	2,0

Примечание. В верхних строках таблицы числитель – по данным ГМС Владивосток, знаменатель – ГМС Гамов. Для характеристики температурных условий района изысканий принимаются средние значения.

Переход среднесуточной температуры к отрицательным значениям происходит в середине второй декады ноября, к положительным – в начале третьей декады марта. Продолжительность периода со среднесуточной температурой воздуха ниже 0°C составляет около 130 суток, ниже минус 10 °С – 45 суток, ниже минус 15 °С – 17–18 суток, ниже минус 20 °С – 2–3 суток за год.

Средняя продолжительность периода со среднесуточной температурой воздуха выше 0 °С составляет около 235 суток, выше 15 °С – 77–78 суток.

Продолжительность безморозного периода – 185–190 суток.

В весенний и осенний периоды года здесь нередко наблюдаются переходы температуры воздуха через 0 °С в ту или иную сторону в течение суток, что сказывается на прочности ряда конструкций. Количество таких переходов составляет в среднем за год около 41.

Расчетная температура самых холодных суток 98 % обеспеченности равна минус 27 °С, 92 % обеспеченности – минус 26 °С. Температура самой холодной пятидневки составляет минус 25 °С и минус 24 °С соответственно.

На побережье Камчатского края и Магаданской области средняя температура самого холодного месяца в районе 8,5–9,0 °С мороза. С удалением от побережья влияние моря ослабевает. Абсолютный минимум на территории города Петропавловск-Камчатский – 34 °С мороза. В течение зимы возможны оттепели, повторяемость которых в среднем 10–13 дней.

Средняя температура самого теплого месяца – августа – 13,5–13,7° тепла. Абсолютный максимум – +35°. Продолжительность периода активной вегетации около 3-х месяцев. Продолжительность безморозного периода для Камчатского края – 130–150 дней.

Таблица 3.9

Климат побережья Камчатского края

Показатель	Янв	Фев	Мар	Апр	Май	Июн	Июл	Авг	Сен	Окт	Ноя	Дек	Год
Абсолютный максимум, °С	4,4	3,6	6,8	18,1	20,6	27,6	29,4	27,2	24,4	17,8	12,6	6,4	29,4
Средний максимум, °С	-5,5	-4,5	-2,6	1,1	5,5	10,5	13,9	17,1	12,4	7,4	0,4	-4,1	4,1
Средняя температура, °С	-7,5	-7,6	-5,3	-1,2	3,0	7,7	11,2	13,4	9,5	4,6	-2	-6,4	2,3
Средний минимум, °С	-10,8	-10,5	-8	-3,5	0,6	4,8	8,5	9,7	6,6	1,9	-4,4	-8,8	-1,2
Абсолютный минимум, °С	-28,6	-31,7	-24,8	-14,8	-10	-5,5	0,1	0,2	-3,2	-8,6	-16,5	-26	-31,7

На побережье Хабаровского края и о. Сахалин зимний период длится с декабря по март. В ноябре наблюдается переход среднесуточной температуры через 0 °С и ее дальнейшее понижение. Средняя температура января – самого холодного месяца составляет – 9,7 °С, абсолютный минимум равен –25,0 °С. Так же возможны случаи, когда зимой температура воздуха достигает положительных значений (абсолютный максимум января равен 4 °С). В конце марта происходит переход среднесуточной температуры воздуха через 0 °С и идет ее дальнейшее повышение. Температура повышается сравнительно медленно, наблюдаются возвраты холодов, даже в апреле, в отдельные дни, возможны понижения температуры до – 14 °С. Весна отличается холодной и пасмурной погодой. Среднемесячная температура августа равна 17,7 °С (абсолютный максимум равен 30,0 °С). Средняя дата первого заморозка – 19 октября, последнего – 17 мая.

3.2.1.2. Влажность и атмосферные осадки

О влажности воздуха на побережье Сахалина можно судить по величине парциального давления водяного пара, относительной влажности воздуха, а также по дефициту насыщения. Основные характеристики влажности воздуха приведены в таблице 3.10.

Таблица 3.10

Основные характеристики влажности воздуха, ГМС Холмск

Характеристика	Месяцы												Год
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Относительная влажность, %	75	73	73	74	76	81	85	83	78	74	71	74	76
Парциальное давление водяного пара, гПа	2,4	2,4	3,4	5,5	7,8	11,0	15,3	16,8	12,8	8,0	4,6	3,1	7,8
Дефицит насыщения, гПа	0,8	0,9	1,3	2,1	2,8	2,7	2,8	3,2	3,7	2,9	1,8	1,0	2,2

Наибольшее количество осадков в этом районе приходится на теплый период года. В среднем в теплый период года выпадает

559 мм или 64,7 % от годовой нормы осадков, и только 305 мм, или 35,3 % осадков выпадает в холодное время года. Ливни, дающие более 100 мм осадков за сутки, наблюдаются, в основном, осенью.

Близость моря оказывает существенное влияние на формирование основных атмосферных явлений. Сахалинские туманы по своему происхождению являются адвективными (то есть образующиеся вследствие охлаждения теплого влажного воздуха при его движении над более холодной поверхностью суши или воды). Радиационные туманы возникают лишь во внутренних долинах и наблюдаются сравнительно редко.

Среднее число дней с туманом в году равно 34, максимальное – 55. Сплошные туманы в большинстве случаев наблюдаются в ночное время суток и удерживаются примерно по 5–10 часов. В холодное время года туманы наблюдаются значительно реже, чем в теплое. Среднее количество дней с метелями, зафиксированное на ГМС Холмск, составляет 69, наибольшее – 101. Особо опасные метели повторяются в среднем один раз в год. Среднее число дней с грозой равно 5, максимальное – 10. Среднее количество дней с градом в году составляет 0,9, максимальное – 6.

Что касается Камчатского края, территория относится к зоне избыточного увлажнения. В среднем за год выпадает 1200–1600 мм осадков. Большая часть осадков выпадает в холодное время года в виде снега, сопровождаясь обильными снегопадами и снежными заносами.

Средний годовой уровень осадков составляет 895 мм. Рекордный максимум осадков за сутки 90,0 мм пришелся на 14 ноября 2006 г. Абсолютный максимум осадков за месяц, 347 мм, был зарегистрирован в августе 1896 г. Основная масса осадков выпадает в осенние и зимние месяцы.

Таблица 3.11

Осадки Петропавловска-Камчатского

	Янв	Фев	Мар	Апр	Май	Июн	Июл	Авг	Сен	Окт	Ноя	Дек	Год
Норма осадков, мм	69	59	52	53	49	57	75	99	100	133	81	68	895

На территории Приморского края в зимнее время большое влияние на влагосодержание оказывает континентальный умеренный воздух, перемещающийся с азиатского континента и обладающий малой влажностью и низкой температурой.

В теплый период года по периферии северотихоокеанского антициклона сюда поступает относительно теплый и влажный воздух с Тихого океана. В этой связи теплый период характеризуется слоистой облачностью, морозящими осадками и густыми туманами.

Наименьшая влажность воздуха отмечается в ноябре-декабре, наибольшая – в июне-августе (таблица 3.12).

Таблица 3.12

Средняя месячная и годовая влажность воздуха, в %, ГМС

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Год
<u>64</u>	<u>64</u>	<u>67</u>	<u>69</u>	<u>77</u>	<u>88</u>	<u>92</u>	<u>88</u>	<u>78</u>	<u>68</u>	<u>62</u>	<u>63</u>	<u>73</u>
60	60	65	69	78	91	92	88	74	64	59	60	72

Владивосток (числитель) и ГМС Гамов (знаменатель), многолетний период

Осадки в рассматриваемом районе выпадают неравномерно. Наибольшее количество осадков отмечается летом, наименьшее – зимой. Особенно длительные дожди наблюдаются в июне и августе (в июне 1963 г. продолжительность непрерывных осадков составила 61 час).

В целом за год, число дней с твердыми осадками составляет около 25–28, с жидкими и смешанными – 100–105 дней.

Среднегодовое количество осадков 810–515 мм, наибольшее – 1281 мм (1974 г.), наименьшее – 344 мм (1976 г.).

Распределение осадков по месяцам приведено в таблице 3.13.

Таблица 3.13

Среднее многолетнее количество осадков, по месяцам и за год, в мм

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Год
<u>13</u>	<u>14</u>	<u>23</u>	<u>58</u>	<u>67</u>	<u>115</u>	<u>138</u>	<u>158</u>	<u>130</u>	<u>60</u>	<u>33</u>	<u>15</u>	<u>824</u>
10	14	22	49	71	112	135	162	120	53	31	12	791

*здесь также числитель – по данным ГМС Владивосток, знаменатель – ГМС Гамов)

Интенсивность ливневых дождей может достигать 1.6–1.7 мм/мин. На ГМС Владивосток наблюдаемый суточный максимум осадков составил 244 мм (июль 1990 г., табл. 3.15).

Таблица 3.14
Суточные максимумы осадков по месяцам, в мм, ГМС Владивосток

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Год
48	28	51	69	88	72	244	163	178	142	43	28	244

Расчетный суточный максимум осадков 1% вероятности превышения для района ГМС Владивосток равен 252 мм.

Сведения о суточном слое осадков на ГМС Гамов отсутствуют. На ГМС Посыет суточный слой осадков равен 258 мм.

3.2.1.3. Ветровые условия

Ветровые условия на том или ином участке определяется не только общей циркуляцией атмосферы, но и орографическими особенностями берега, горных хребтов и речных долин.

Анализ распределения ветровых потоков на различных станциях западного побережья Приморского края показал, что они значительно отличаются между собой (рис. 3.12).

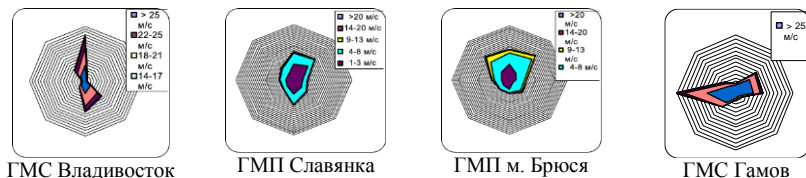


Рис. 3.12. Повторяемость различных ветров на станциях Владивосток, Славянка, мыс Брюса и мыс Гамова

ГМС Гамов находится у подножья сопки, имеющей высоту около 530 м, с южной ее стороны, в связи с чем распределение ветровых потоков здесь нерепрезентативно даже для прилегающей акватории.

Согласно непрерывным пятилетним наблюдениям, в течение года здесь преобладают северные и северо-восточные ветры. В холодный период года (декабрь-март) указанные ветры становятся господствующими.

В безледовый период (апрель-ноябрь) в рассматриваемом районе преобладают ветры южных направлений, хотя повторяемость северных и северо-восточных ветров остается довольно велика – более 25 %.

В целом год повторяемость ветров 9 м/с и более, составляет около 3,2 %, 14 м/с и более – 0,25 %, более 20 м/с – 0,08 % (0,08 % составляет в сумме примерно 8–10 часов за год).

Тем не менее, при наблюдениях 1974–1978 гг. несколько раз были зарегистрированы скорости ветров около 34 м/с (при десятиминутном интервале осреднения). То есть, при порывах скорости ветров достигали 42–43 м/с.

Учитывая, что ветры скоростью 34 м/с были измерены на высоте 35 м, на высоте 10 м над средним уровнем моря скорости их составляли 26–27 м/с

Для острова Сахалин, распределение ветра по направлениям тесно связано с сезонной изменчивостью барических систем. Обычно зимой в этом районе преобладают ветры северных направлений, а летом – южных. Характеристики ветрового режима представлены в таблице 3.2.

Флюгер на ГМС Холмск имеет высоту 13 м. Среднемесячная скорость ветра колеблется от 3,6 м/с в июле, до 7,8 м/с в декабре. Максимальная скорость ветра может достигать 50 м/с.

В зимний период (декабрь-март) преобладают северо-восточные и юго-восточные ветры, достигающие повторяемости 16–28 %, которые отличаются большой устойчивостью и постоянством. Средние скорости ветра в декабре-марте колеблются от 5,5 до 6,8 м/сек. Летом преобладают ветры юго-восточных и юго-западных направлений, со средними скоростями до 4,6 м/сек.

Летний период характеризуется, в основном, слабыми ветрами. Осенью наблюдается учащение ветров юго-восточных направлений, средняя скорость этих ветров колеблется от 5,8, до 6,8 м/сек., в отдельные периоды ветры могут достигать ураганной силы (28–40 м/сек). Обычно такие ветры возникают в период прохождения глубоких тропических циклонов (тайфунов).

Таблица 3.15

Основные характеристики ветра, ГМС Холмск

Характеристика	Месяцы												Год
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Средняя месячная и средняя годовая скорость ветра, м/с.	6,9	6,3	6,1	6,0	5,2	3,9	3,6	3,8	5,3	6,1	7,1	7,8	5,7
Среднее число дней с сильным ветром (≥ 15 м/с)	7,7	4,9	5,8	4,8	4,2	1,4	0,9	0,9	3,1	6,2	7,2	10,2	57,3
Наибольшее число дней с сильным ветром	17	13	14	12	13	6	3	3	6	15	14	16	95

На побережье Камчатского края преобладающее направление ветров в летнее время – юго-восточное, в остальные сезоны – северо-западное. Годовое преобладающее направление ветра – северо-западное. Средняя годовая скорость ветра составляет 5,9 м/сек.

Средние месячные скорости ветра достигают наибольших значений зимой и в переходные сезоны (7,2–7,7 м/сек), наименьшие среднемесячные скорости ветра наблюдаются летом (3,8–4,2 м/сек). Скорость ветра 5 %-ной обеспеченности – 9,9 м/сек. Поправка на рельеф – 1. Значение коэффициента стратификации, соответствующее неблагоприятным метеорологическим условиям, при которых концентрация вредных веществ в атмосферном воздухе максимальна, принята равной 200.

3.2.1.4. Гидрологические условия

Амплитуда максимальных приливных колебаний для исследуемого района по данным наблюдений Сахалинского УГМС не превышает 1,2–1,5 м. Собственные колебания бассейна Японского моря (сейши) невелики. Их период не превышает нескольких часов, а высота – 0,1–0,2 м.

Сезонные колебания уровня моря связаны с муссонным характером климата и различной интенсивностью Цусимского течения в различные сезоны года. Сезонные колебания в течение года имеют два максимума и два минимума. Максимумы наблюдаются в июне-июле и декабре-январе, что обусловлено наступлением тропической

фазы приливных колебаний, минимумы – в марте-апреле и сентябре-октябре при наступлении равноденственной фазы.

Поскольку в исследуемом районе конфигурация береговой полосы ровная, колебания уровня моря, вызванные сгонно-нагонными явлениями незначительны.

По данным наблюдений ГМС г. Холмск за период с 1948 по 1982 год, минимальный уровень моря над нулем поста составил, – 11 см, максимальный – +158 см. Амплитуда колебания уровня за весь период наблюдений, таким образом, составляет 169 см.

Основными факторами, формирующими систему течений, являются: постоянное Западно-Сахалинское течение со скоростью до 50 см/с и приливо-отливные течения со скоростями до 80 см/с. Ветровые течения имеют определенное значение только при продолжительных и сильных ветрах. В придонном горизонте возможны компенсационные течения. Направления их противоположны поверхностным течениям.

На рейде морского порта Холмск в слое 0–10 м наибольшую повторяемость имеют течения южного направления (60–65 %), в то время как повторяемость течений с севера – (34–41 %). Наибольшие скорости имеют также течения южного направления, причем в поверхностном слое 0–10 м скорости течений практически постоянны. Средние скорости течений в этом слое, зафиксированные на рейде Холмского порта в теплый период года составляют 24 см/с, а максимальные 50–54 см/с.

В менее изученный холодный период года максимальная скорость течения, измеренная на поверхности, составляет 116 см/с, а на горизонте 5 м – 68 см/с. Преобладающее направление зимних течений северное.

Согласно результатам сравнения характерных уровней в бухте Славянка и бухте Золотой Рог (ГМП Владивосток), колебания их здесь идентичны. Коэффициент корреляции (мера тесноты связи между отметками уровней) составляет более 0,96. В этой связи для характеристики режима уровня в бухте Славянка, в настоящей работе использованы материалы многолетних ежечасных наблюдений ГМП Владивосток, где наблюдения выполняются Росгидрометом в течение более 80 лет (с 1917 г. до настоящего времени).

Приливы здесь неправильные полусуточные. Средняя высота их около 0630 м, максимально возможная по астрономическим усло-

виям – 0,45 м. Полная вода наступает в среднем через 3 часа 22 мин. после кульминации Луны.

Нагонные колебания уровня, обусловленные воздействием на водную поверхность ветровых потоков с одновременным падением атмосферного давления, могут достигать в максимуме 0,65–0,70 м, из них чисто ветровые – до 0,25–0,30 м.

В результате статистической обработки материалов многолетних наблюдений ГМС Владивосток рассчитаны уровни моря различной обеспеченности по ежечасным данным. Значения их бухте Славянка практически те же.

Таблица 3.16

Уровни воды различной обеспеченности по многолетним ежечасным наблюдениям относительно НТУ и нуля Балтийской системы высот 1977 г., в метрах

Обеспеченность, в %	0,1	1	5	50	95	98	99,9
Нуль БС высот 1977 г.	–0,45	–0,58	–0,70	–0,97	–1,23	–1,28	–1,41
НТУ	0,98	0,85	0,73	0,46	0,20	0,15	0,02

*– здесь уровень 0.1% обеспеченности – это уровень, превышаемый в среднем за год в течение около 8.8 часов. (0.1 % от продолжительности годового периода, составляющей 8760 ч)

Согласно расчетам, выполненным по наивысшим годовым уровням за 46-летний период наблюдений ГМП Владивосток, уровень воды 1 % вероятности превышения (1 раз в 100 лет), может достигать здесь минус 0,15 м, 5 % вероятности превышения (1 раз в 20 лет) – минус 0,21 м, 10 % обеспеченности (1 раз в 10 лет) – минус 0.29 м относительно нуля Балтийской системы высот 1977 г. (соответственно 1,28, 1,22 и 1,14 м относительно НТУ).

Наивысшие уровни воды в заливе Петра Великого наблюдаются в безледовый период года, как правило, в июле-августе, и совпадают с годовыми максимумами.

1 раз в 100 лет уровень воды может опускаться до отметки минус 1,71 м, 1 раз в 20 лет – минус 1,60 м, 1 раз в 10 лет – минус 1,55 м относительно нуля БС высот 1977 г.

При изысканиях в бухте Славянка 1974–1978 гг. максимальная высота сейш составила около 0,20 м, средний их период – около

15 минут, минимальный период – 8 минут. Высота короткопериодных колебаний уровня не превышала 0,1 м. В этой связи явление «тяги» здесь отсутствует.

Западное побережье Японского моря подвержено цунами. По данным Приморского УГМС, за последние 100 лет здесь отмечено 5 таких случаев (1924, 1940, 1964, 1983 и 1993 гг.). При наиболее сильном из них (26 мая 1983 г.), «перепад уровней» в бухте Золотой Рог, хорошо защищенной от волн открытого моря, была зарегистрирована волна высотой 0,7 м.

В Посъете «перепад уровней» составил при этом около 1,0 м.

В бухте Славянка данное цунами прошло незамеченным. По крайней мере, никаких неблагоприятных последствий отмечено не было.

Крупное волнение бывает здесь исключительно редко. Повторяемость штормов с высотами волн h 1 % более 0,5 м составляет здесь за весь безледовый период около 1,7 %, более 1,0 м – 0,5 %. Наибольшие высоты волн в закрытых бухтах h 1% составили около 1,6 м, h 0,1 % – около 2,0 м.

3.2.1.5. Ледовый режим

Лед в районе юге острова Сахалин наблюдается не каждую зиму. В мягкие зимы морской лед, как правило, отсутствует. Льды могут быть как местные, образующиеся в искусственных укрытиях (ковшах) и на мелководье, так и принесенные с северной части Татарского пролива. Для образования местного льда имеется ряд неблагоприятных условий, к числу которых можно отнести относительно высокую температуру воды зимой в этой части Татарского пролива, сравнительно мягкие зимы, наличие больших глубин, преобладание зимой значительного штормового волнения, механически препятствующего образованию льда и припая, сильные течения. Среднее положение кромки льда находится в 50 км к северо-западу от города Холмск, а в суровые зимы это расстояние сокращается до 15 км.

Местный лед представлен лишь первичными видами. Снежура и шуга в отдельные периоды заполняет ковши целиком слоем до 0,6 м, что затрудняет плавание транспортных судов и катеров в те-

чение нескольких суток. Затем шуга исчезает под воздействием таяния и частичного выноса ветром.

Наблюдавшийся в районе Холмска лед является в основном приносным. Основными местами его образования являются прибрежные районы северной части Татарского пролива.

Основную опасность лед представляет в Северной и северо-западной частях о. Сахалин, где наблюдается интенсивное образование торосов и ледяных полей.

На побережье Приморского края ледовые образования обычно появляются в начале декабря. К середине указанного месяца начинает формироваться припай, и в последних числах декабря замерзаемые бухты покрываются неподвижным льдом.

В некоторых бухтах ледяной покров достигает толщины 20–25 см, как правило, уже к 25 декабря. К середине января толщина льда достигает 35–40 см, а к началу февраля – 50–55 см. Наибольшее развитие ледяной покров получает в конце февраля – начале марта. Толщина льда в вершине бухты и в ее средней части достигает 65–70 см, а в особо суровые зимы – 80–85 см.

Лед обычно гладкий, и лишь в районе фарватера отмечаются торосы, формирование которых обусловлено взломом льда и надвиганием ледяных обломков на кромку припая при движении крупных судов.

Разрушение припая происходит в конце февраля – начале марта. Но в отдельные годы, с высокой повторяемостью в зимний период года волн зыби, взлом припая происходит в течение зимы несколько раз.

3.2.2. Техногенные факторы

3.2.2.1. Эксплуатационные нагрузки

Говоря о техногенных факторах, влияющих на долговечность прибрежных сооружений нельзя не сказать о эксплуатационных нагрузках.

В соответствии с требованиями нормативных документов эти нагрузки учитываются проектировщиками на стадии проектирова-

ния и расчет любого прибрежного сооружения выполняется на их основное и особое сочетание.

Основное сочетание нагрузок включает в себя постоянные, временные длительные нагрузки и воздействия и возможные кратковременные нагрузки. Кратковременные нагрузки учитываются исходя из анализа их одновременного действия.

Особое сочетание включает постоянные, временные длительные нагрузки и воздействия, возможные кратковременные и одну из возможных особых нагрузок и воздействий (сейсмiku).

При расчете на основные сочетания, включающие одну кратковременную нагрузку, значение последней учитывается без снижения, включающие две или три кратковременные нагрузки, нормативное значение этих нагрузок умножаются на коэффициент сочетания 0,9. При учете более трех кратковременных нагрузок, действующих одновременно, коэффициент сочетания принимается 0,8.

В таблице 3.17 приведены основные и особые нагрузки, действующие на проектируемые прибрежные и шельфовые сооружения.

Таблица 3.17

Действующие нагрузки

Номер нагрузки	Нагрузка и воздействие	Тип нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке	Сооружение
1	Собственный вес сооружения	Постоянная	1,05 (0,95)	+
2	Вес грунта	Постоянная	1,1 (0,9)	+
3	Нормативная нагрузка	Временная длительная	1,2	+
4	Безрельсовый транспорт	Временная длительная	1,2	+
5	Навал судна при подходе	Кратковременная	1,1	+
6	Натяжение швартовых	Кратковременная	1,1	+
7	Нагрузка при стоянке	Кратковременная	1,1	+
8	Ветровая нагрузка	Кратковременная	1,4	+

Окончание табл. 3.17

9	Волновая нагрузка	Кратковременная	1,0	+
11	Ледовая нагрузка	Кратковременная	1,1	+
12	Сейсмическая нагрузка	Особая	1,0	+

Указанные в скобках значения коэффициента надежности по нагрузке относятся к случаям, когда применение минимального значения коэффициента приводит к невыгодному загрузению сооружения.

Наиболее невыгодное сочетание нагрузок, действующих на прибрежные сооружения, приведено в таблице 3.18.

Таблица 3.18

Сочетание действующих нагрузок

Тип сочетания	Номера сочетающихся нагрузок (из табл. 3.17)	Причал
I основное	1+2+3+4+5+6+7+8	+
II основное	1+2+3+4+5+9+10	+
III основное	1+2+3+4+5+9+11	+
Особое	1+2+3+4+12	+

Как видно из таблицы 3.18, сочетания действующих на сооружения нагрузок довольно хорошо учитывается на стадии проектирования. Разрушение конструкций от эксплуатационных нагрузок, скорее связано с дефектами, возникающими при строительстве и пренебрежением требований к эксплуатации прибрежных и шельфовых сооружений.

3.2.3. Экологические факторы

По климатическим условиям большинство портовых городов Дальнего Востока относится к зоне повышенного потенциала загрязнения атмосферы (ПЗА), то есть характеризуется низкой рассеивающей способностью атмосферы. Неблагоприятные условия для рассеивания вредных примесей создаются за счет приземных и

приподнятых инверсий, застойных явлений, слабых скоростей ветра и туманов. Основными источниками антропогенного загрязнения приземного слоя атмосферы в населенных пунктах являются предприятия топливно-энергетического комплекса, горнорудной промышленности, транспорт, а для Камчатского края значительный вклад в загрязнение атмосферного воздуха вносят парогазовые и пепловые выбросы действующих вулканов.

Помимо этого, в данную категорию факторов попадает химический состав и соленость воды.

3.2.4. Выводы по главе

Дальний Восток России – это регион с множеством факторов, которые могут влиять на состояние железобетонных конструкций. К этим факторам можно отнести и суровые условия окружающей среды (большой перепад температур, высокую солнечную радиацию, переменное замораживание и оттаивание, воздействию агрессивных эксплуатационных сред), и большой спектр эксплуатационных нагрузок, и экологическое состояние рассматриваемого региона. Но, как уже было сказано, сочетания действующих на сооружения нагрузок довольно хорошо учитывается на стадии проектирования. Так же, на основе анализа экспериментальных исследований [141], паспортов и обследований существующих сооружений, можно сделать вывод, что основной причиной разрушения большинства прибрежных сооружений является агрессивное воздействие окружающей среды (температура воздуха, влажность, химический состав воды) в совокупности с изменением этой среды, вызванной хозяйственной деятельностью человека (постепенно возрастающий уровень углекислого газа в атмосфере и загрязнение прибрежных вод).

Отсюда следует, что для прогнозирования срока службы железобетонных конструкций необходима модель, которая будет не только учитывать факторы самой конструкции и окружающей среды, но и прогнозировать их изменение во времени, в том числе вызванные и деятельностью человека.

3.3. Детерминистская модель действия карбонизации и хлоридной агрессии на морские железобетонные конструкции

3.3.1. Постановка задачи

Большинство опубликованных моделей долговечности, связанных с коррозией арматуры в бетоне, следуют упрощенной модели, которая была впервые введена Tuutti (1982), где механизм коррозии рассматривается как двухстадийный процесс, показанный на рис. 3.13 и описываемый уравнением:

$$t_{tot} = t_{ini} + t_{prop}, \quad (3.63)$$

где, t_{tot} – общее время работоспособности конструкции; t_{ini} – период инициации, (в течение которого сталь остается в пассивном состоянии) при котором начало коррозии соответствует дезактивации арматуры за счет либо карбонизации защитного слоя бетона, либо накопления ионов хлорида на глубине залегания арматуры. t_{prop} – период распространения, в течение которого конструкция ухудшается в результате потери арматурой площади поперечного сечения и накопления продуктов коррозии вокруг поверхности стержня.

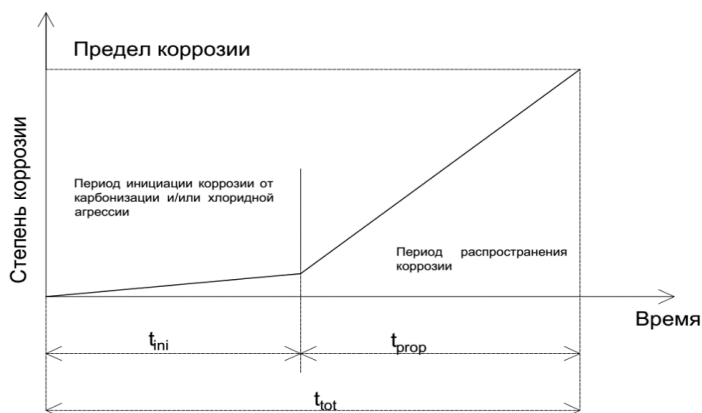


Рис. 3.13. Модель срока службы железобетонной конструкции Tuutti (1982)

Предполагается, что срок службы железобетонной конструкции, подверженной коррозии, прекращается, когда достигается неприемлемая степень повреждения, которую Tuutti (1982) определил в своей первоначальной модели как количество коррозии, которое вызывает видимые трещины шириной приблизительно от 0,1 до 0,2 мм. Исследование коррозии арматурной стали показало, какие переменные влияют на каждую стадию модели, показанной на рис. 3.12; однако из-за сложности физико-химических явлений и их взаимодействия, в настоящее время нет общепринятой математической модели, которая делает модель Tuutti применимой для оценки срока службы железобетонных конструкций. Нужно учитывать, что при коррозии, хлоридные ионы, карбонизация, электрохимические реакции и механические повреждения оказывают друг на друга определенное влияние, тем самым снижая время работоспособности конструкции в целом. Другими словами, при оценке долговечности нужно рассматривать одновременно комплекс различных воздействий на конструкции. Отдельный анализ каждого процесса подходит только для лабораторных исследований, а не для решения проблемы долговечности. Даже в неагрессивных условиях эксплуатации нельзя игнорировать влияние карбонизации на хлоридную коррозию. Как описано в литературе [83], фронт карбонизации в защитном слое бетона может достигать уровня в 10–20 мм уже после 20 лет эксплуатации. Многочисленные эксперименты показали, что карбонизация существенно влияет на перенос ионов хлора, влаги и кислорода в бетон путем изменения структуры пор и химического состава [110–112]. Однако, стоит учесть, что для лучшего анализа и прогнозирования комбинированного действия карбонизации и проникновения ионов хлорида в защитный слой бетона необходимо моделировать, как хлоридная диффузия с учетом карбонизации взаимодействует с хлоридным транспортным механизмом без учета карбонизации.

3.3.2. Механизм усиления хлоридной коррозии при карбонизации

Согласно Kobayash [151], механизм деградации бетона вследствие поступления хлоридных ионов и карбонизации заключается в следующем:

1. Образование соли Фриделя;
2. Карбонизация соли Фриделя;
3. Растворение ионов хлорида, содержащихся в соли Фриделя, в поровом растворе;
4. Увеличение концентрации ионов хлорида в поровом растворе, что приводит к дальнейшему проникновению ионов хлорида глубже в бетон путем диффузии.

Следовательно, при прогнозировании времени инициации коррозии из-за сложного влияния хлоридных ионов и карбонизации необходимо предпринять следующие шаги:

1. Установить степень карбонизации бетона при заданном сроке службы.
2. Установить степень выделения ионов хлорида из карбонизированной соли Фриделя.
3. Определить концентрацию ионов хлорида на глубине залегания арматуры.
4. Сравнить концентрацию ионов хлорида на глубине залегания арматуры с пороговым значением и определить время инициации коррозии.

Объединив эти условия с существующими моделями для прогнозирования карбонизации и проникновения хлоридов в бетон, можно получить общую модель прогноза сроков службы железобетонных конструкций от их совместного воздействия.

3.3.3. Детерминистическая модель карбонизации защитного слоя

В течение многих лет в различных исследовательских центрах проводятся исследования по разработке универсальных моделей карбонизации, описывающие ее изменения во времени с учетом различных переменных факторов. В математическом моделирова-

нии карбонизации ключевой проблемой является определение диффузии двуокиси углерода через бетон. Отправной точкой является закон Фика. Поток диффузии в одномерном пространстве в соответствии с первым законом Фика описывается уравнением:

$$J = -D \frac{\partial C_s}{\partial x}, \quad (3.64)$$

где J – поток, т. е. количество вещества, протекающего через единичное поперечное сечение в единицу времени, D – коэффициент диффузии, C_s – концентрация вещества, x – переменная дифференцирования.

Таким образом, первый закон Фика позволяет описывать процесс дифференцирования при постоянной, неизменной по времени плотности потока [119]. В случае, когда плотность потока диффузии изменяется со временем, процесс дифференцирования описывается вторым законом Фика в следующем виде

$$\frac{\partial J}{\partial t} = D \cdot F_D \frac{\Delta C_s}{x}, \quad (3.65)$$

где J , D , C_s , x – то же, что и в уравнении (3.63), t – время, F_D – поверхность, через которую происходит дифракция, ΔC_s , x – градиент концентрации вещества на поверхности бетона и на глубине. Если считать глубиной карбонизации и предположить, что $\Delta C_s = 0$, то уравнение (3.64) принимает вид:

$$\frac{\partial J}{\partial t} = \frac{D \cdot F_D \cdot C_{CO_2}}{x}, \quad (3.66)$$

где C_{CO_2} – концентрация углекислого газа в воздухе.

Так как, двуокись углерода используется для карбонизации, то диффузионный поток через заданный объем бетона равен максимальному потенциальному количеству двуокиси углерода, которое может связываться за счет карбонизации в этом объеме бетона:

$$\partial J = a \cdot F_D \partial x, \quad (3.67)$$

где a – коэффициент, определяющий количество CO_2 , необходимое для превращения всех способных карбонизироваться продуктов гидратации, рассчитанный согласно СЕВ [112]

$$a = 0,75 \cdot \text{CaO} \cdot C_e \cdot a_H \frac{M_{\text{CO}_2}}{M_{\text{CaO}}}, \quad (3.68)$$

где CaO – содержание оксида кальция в цементе; C_e – содержание цемента в бетоне, $\text{кг}/\text{м}^3$; M_{CO_2} и M_{CaO} – молярные массы соответственно, $\text{г}/\text{моль}$; a_H – степень гидратации цемента.

Подставляя уравнение (3.66) в уравнение (3.65) и интегрируя по ∂x , получаем базовую модель карбонизации. Эта модель используется большинством исследователей, например, Vars. [95], Burkan [184] и др. в качестве базовой модели, определяющей глубину карбонизации после времени эксплуатации:

$$x = \sqrt{\frac{2 \cdot D \cdot C_{\text{CO}_2}}{a}} \cdot \sqrt{t}. \quad (3.69)$$

На практике, эта наиболее широко используемая модель (3.69) корректируется коэффициентом диффузии, описанным А. Абабнех [85] и зависящим от параметров окружающей среды, представленных, как функции времени [25] и [187]:

$$X_c(t) = \sqrt{\frac{2 \cdot D_{\text{CO}_2}}{a_c}} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^{0,12}, \quad (3.70)$$

$$\int_1^t f_T(t) \cdot f_W(t) \cdot C_{\text{CO}_2}(t) dt$$

где $f_T(t)$, $f_W(t)$, $C_{\text{CO}_2}(t)$ – функции влияния температуры, влажности и концентрации на коэффициент диффузии.

В этой модели функция коэффициента диффузии CO_2 зависит от прочности на сжатие в свежем бетоне (D_{CO_2}) [216], которая дей-

ствительна только для бетона, подверженного относительной влажности около 60 % и температуре 20 °С. Так как в естественных условиях влажность и температура не постоянны и изменчивы во времени, то коэффициент диффузии корректируется функциями влияния температуры (рис 3.14), влажности (рис 3.15) [131].

$$f_T(t) = \exp\left(\frac{E}{R} \cdot \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T(t)}\right)\right), \quad (3.71)$$

где E – энергия активации диффузионного, процесса кДж/моль; R – постоянная Больцмана; T_{ref} – эталонная температура, при которой измеряется D_{CO_2} , К; $T(t)$ – сезонное колебание температуры, К.

Сезонное колебание температуры представляет собой синусоиду и рассчитывается по формуле:

$$T(t) = \frac{T_{max} + T_{min}}{2} + \frac{T_{max} - T_{min}}{2} \sin(2\pi \cdot t), \quad (3.72)$$

где T_{max} и T_{min} – средние температуры наиболее теплого и наиболее холодного месяца, К; t – время.

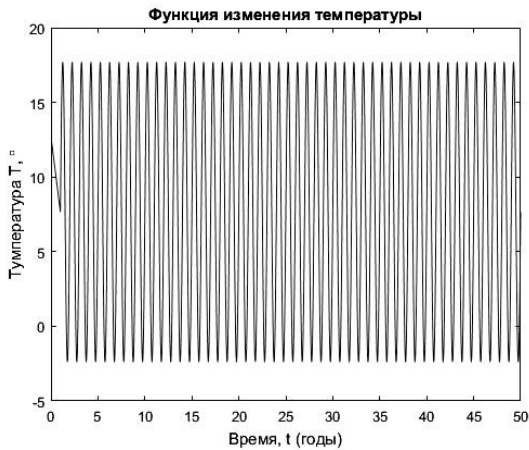


Рис. 3.14. Синусоидальная функция изменения температуры

Функция влияния влажности рассчитывается следующим образом

$$f_W(t) = \left(\frac{1 - (W(t))^{f_e}}{1 - W_{ref}^{f_e}} \right)^{g_e}, \quad (3.73)$$

где $W(t)$ – сезонное колебание влажности; W_{ref} – эталонная влажность, при которой измеряется D_{CO_2} ; f_e и g_e – коэффициенты, зависящие от типа цемента.

Как и в случае с температурой сезонное колебание влажности представляет собой синусоиду и рассчитывается по формуле:

$$TW(t) = \frac{W_{max} + W_{min}}{2} + \frac{W_{max} - W_{min}}{2} \sin(2\pi \cdot t), \quad (3.74)$$

где W_{max} и W_{min} – средние влажность наиболее влажного и наиболее сухого месяца, К; t – время.

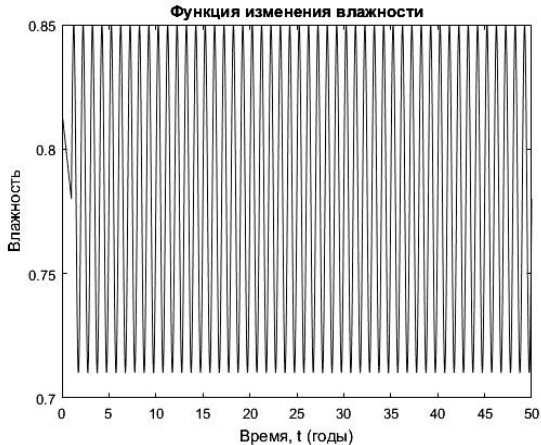


Рис. 3.15. Синусоидальная функция изменения влажности

На концентрацию CO_2 в атмосфере оказывают влияние два основных фактора: сгорание топлива и глобальное уменьшение растительности.

По данным Umweltbundesamt [85], средняя концентрация CO_2 в воздухе $C_{S, atm}$ находится в диапазоне от 350 до 380 частей на миллион, что соответствует концентрации от 0,00057 до 0,00062 кг $\text{CO}_2/\text{м}^3$.

Влияние концентрации CO_2 в окружающем воздухе на конструкцию можно описать уравнением

$$C_S = C_{S, atm} + C_{S, emi}, \quad (3.75)$$

где $C_{S, emi}$ – дополнительная концентрация CO_2 из-за источников загрязнения воздуха, кг $\text{CO}_2/\text{м}^3$ (в городе, в туннеле); $C_{S, atm}$ – концентрация CO_2 в атмосфере, кг $\text{CO}_2/\text{м}^3$.

Согласно данным, полученным посредством измерительных станций в Свалбарде (Северная Норвегия), концентрация углекислого газа в атмосфере Земли достигла рекордно высокого уровня [85].

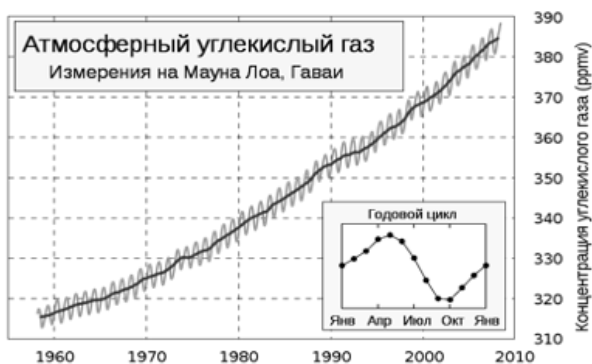


Рис. 3.16. Кривая Килинга [85]

Ускоряющиеся темпы роста концентрации углекислого газа в атмосфере нашей планеты очевидны. С 1970 по 2000 год содержание CO_2 в атмосфере планеты каждый год повышалось на 1,5 частей на миллион. Однако, в связи с малой плотностью населения и уда-

ленностью от крупных скоплений больших городов, концентрация CO_2 на шельфе России в 2016 году была несколько ниже средней по планете и составляла $0,000389 \text{ кг/м}^3$.

3.3.4. Детерминистическая модель совместного действия хлоридной агрессии и карбонизации

Основным процессом переноса хлоридов в бетоне является диффузия. Диффузия характеризуется движением вещества из области с его высокой концентрации в область с низкой концентрацией

$$\frac{\partial C_f}{\partial t} = \text{div}(D_{Cl} w_e \bar{\nabla}(C_f)), \quad (3.76)$$

где C_{Cl} – общее содержание хлорида в бетоне; C_{Cl} – эффективный коэффициент диффузии хлоридов; w_e – свободная поровая влажность.

Главным предположением модели совместного действия хлоридной агрессии и карбонизации является то, что перенос ионов хлорида после карбонизации по-прежнему соответствует второму закону диффузии Фика (3.40). Общее количество хлорида в единице объема бетона состоит из свободного хлорида в поровом растворе и связанного хлорида (соль Фриделя)

$$C_{Cl} = w_e C_f + C_b, \quad (3.77)$$

где C_{Cl} – общее содержание хлорида в бетоне; C_f – содержание свободного хлорида в бетоне; C_b – содержание связанного хлорида в бетоне.

Таким образом, уравнение (3.75) можно переписать с точки зрения концентрации свободных хлоридов и связанных хлоридов (3.76)

$$\frac{\partial C_f}{\partial t} = \frac{D_{Cl}^*}{1 + \left(\frac{1}{w_e}\right) \cdot \left(\frac{\partial C_b}{\partial C_f}\right)} \frac{\partial^2 C_f}{\partial x^2}, \quad (3.78)$$

где D_{Cl}^* - эффективный коэффициент диффузии хлорида в бетоне, кг/м³; $\frac{\partial C_b}{\partial C_f}$ - связывающая способность бетона.

Связывающая способность бетона часто определяется наклоном связывающей изотермы. В различных исследованиях используются три основных типа изотерм [166–167]

1. Линейная изотерма

$$C_b = \alpha \cdot C_f \rightarrow \frac{\partial C_b}{\partial C_f} = \alpha; \quad (3.79)$$

2. Изотерма Френдлиха

$$C_b = \alpha_f \cdot C_f^{\beta_f} \rightarrow \frac{\partial C_b}{\partial C_f} = \alpha_f \cdot \beta_f \cdot C_f^{\beta_f - 1}; \quad (3.80)$$

2. Изотерма Лангмюра

$$C_b = \frac{\alpha_L \cdot C_f}{1 + \beta_L \cdot C_f} \rightarrow \frac{\partial C_b}{\partial C_f} = \frac{\alpha_L}{(1 + \beta_L \cdot C_f)^2}, \quad (3.81)$$

где α , β_f , α_f , α_L , β_L являются константами связывания, полученными эмпирически из регрессионного анализа. Значение констант зависит от содержания трехкальциевого алюмината C_3A , который существенно влияет на связывающую способность цемента.

Для настоящей модели для описания связывающей способности используется изотерма Лангмюра. Так как в данном случае хлоридная агрессия сопровождается карбонизацией, то нужно учитывать, что остаточная связывающая способность бетона после карбонизации снижается. Это снижение было описано различными авторами и [21, 24, 25] и показано на рис. 3.17.

На основе уравнений (3.80) и (3.81), изотерма Лангмюра с учетом карбонизации выглядит следующим образом:

$$C_b = \frac{\alpha_L(1-d \cdot a_c)C_f}{1+\beta_L \cdot C_f} \rightarrow \frac{\partial C_b}{\partial C_f} = \frac{\alpha_L(1-d \cdot a_c)}{\left(1+\beta_L \cdot \frac{C_f}{c}\right)^2} \quad (3.82)$$

где a_c – степень карбонизации бетона, d – коэффициент понижения связывающей способности хлорида за счет карбонизации, который рассчитывается по формуле

$$d = 1 - \frac{\alpha_{L,c}}{\alpha_L}, \quad (3.83)$$

где $\alpha_{L,c}$ – константа связывания карбонизированного бетона [223].

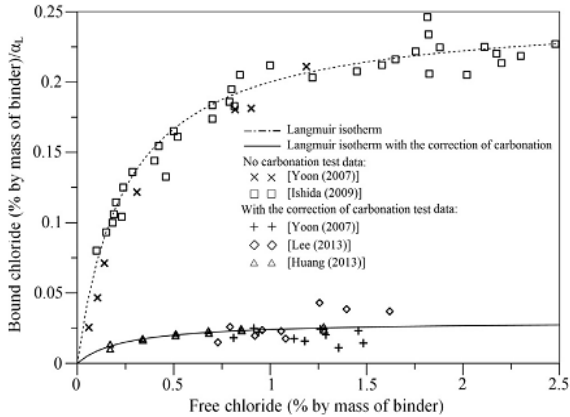


Рис. 3.17. Хлоридная связывающая способность бетона до и после карбонизации

$$\alpha_{L,c} = 0,12\alpha_L \frac{\alpha_{L,c}}{\alpha_L}. \quad (3.84)$$

Эффективный коэффициент диффузии

Экспериментальные данные показали, что эффективный коэффициент диффузии хлорида зависит главным образом от температуры, относительной влажности, возраста бетона, типа цемента, пористости и условий отверждения [196].

Таким образом, коэффициент диффузии хлорида D_{Cl}^* рассчитывается по формуле:

$$D_{Cl}^* = f_T(t) \cdot f_W(t) \cdot f_t(t) \cdot D_{Cl,ref}, \quad (3.85)$$

где $f_T(t) \cdot f_W(t) \cdot f_t(t)$ – функции влияния температуры, влажности и возраста бетона на коэффициент диффузии; $D_{Cl,ref}$ – начальный коэффициент диффузии, измеренный при стандартных условиях.

Влияния температуры и влажности, так же, как и в случае с карбонизацией описываются синусоидальному закону и определяются уравнениями (3.74) и (3.76). Функции их влияния описываются следующим образом

$$f_T(t) = \exp\left(\frac{E}{R} \cdot \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T(t)}\right)\right), \quad (3.86)$$

$$f_W(t) = \left(1 + \frac{(1 - W(t))^4}{(1 - W_{ref})^4}\right)^{-1}, \quad (3.87)$$

где E – энергия активации для хлоридной диффузии, кДж/моль; R – газовая константа, $8,314 \cdot 10^{-3}$ кДж/К·моль; T_{ref} – начальная температура при которой был измерен коэффициент диффузии, К; W_{ref} – влажность при которой коэффициент диффузии достигает своего среднего значения. Энергия активации для хлоридной диффузии, E , зависит от водоцементного отношения (таблица 3.19).

Таблица 3.19

Энергия активации для хлоридной диффузии

B/C	E , кДж/моль
0,4	41,8±4
0,5	44,6±4,3
0,6	3,2±2,4

Функция зависимости коэффициента диффузии от времени определяется следующим образом

$$f_t(t) = \left(\frac{t_0}{t} \right)^m, \quad (3.88)$$

где, t_0 – время, при котором был определен коэффициент диффузии, с; t – время эксплуатации, с; m – фактор возраста.

В мире было проведено множество исследований с целью определения фактора возраста. Большинство его значений основаны на данных относительно короткого периода эксплуатации, систематические долгосрочные полевые исследования, подходящие для определения достоверных данных для возрастных конструкций очень малочисленны. Однако, в течение последних трех десятилетий в Норвегии проводились полевые исследования по изменению коэффициента диффузии хлоридов в морской среде с течением времени [201]. На основе этих исследований был определен фактор возраста для различных зон эксплуатации конструкций (таблица 3.20).

Таблица 3.20

Фактор возраста

Тип бетона		Фактор возраста	
		Зона всплеска	Зона переменного уровня воды
Легкий	Портландцемент + 5–10 % микрокремнезема	0,56±0,16	0,49±0,14
	Портландцемент + 5–10 % микрокремнезема + 50 % доменного шлака	–	–

Тяжелый	Портландцемент	0,19±0,03	0,10±0,04
	Портландцемент + 8–10 % микрокремнезема	0,38±0,00	–
	Портландцемент + 20 % микрокремнезема	0,43±0,06	–
	Портландцемент + 10–20 % золы уноса	0,40±0,04	0,41±0,09
	Портландцемент + 35 % золы уноса	0,52±0,46	0,41±0,13
	Портландцемент + 4–5 % микрокремнезема и 20 % золы уноса	0,46±0,08	0,37±0,02
	Портландцемент + 8–10 % микрокремнезема и 20 % золы уноса	–	0,45

Концентрация хлоридов на поверхности

В большинстве моделей, при моделировании хлоридной агрессии предполагается, что концентрация хлоридов в морской среде остается постоянной для воздействия [177]. Однако, поскольку кинематика изменения хлоридов изменяется в зависимости от погодных условий, в этой работе принимается модифицированная модель воздействия морской воды на шельфовые сооружения. Эта модель считает, поверхностная концентрация хлоридов зависит от расстояния расположения объекта от моря L [172]

$$C_{env}(L) \begin{cases} 2,95 & \left\{ \begin{array}{l} L < 0,1 \\ 0,1 \leq L < 2,84 \\ L > 2,84 \end{array} \right. \\ 1,15 - 1,18 \log(L) \\ 0,35 \end{cases} \quad (3.89)$$

Таким образом, принята основная модель совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии выглядит следующим образом:

$$\frac{\partial C_f}{\partial t} = \frac{D_{Cl}^*}{1 + \left(\frac{1}{w_e} \right) \cdot \left(\frac{\alpha_L(1-d \cdot a_c)}{1 + \beta_L \cdot \frac{C_f}{b}} \right)} \frac{\partial^2 C_f}{\partial x^2}. \quad (3.90)$$

3.3.5. Оценка совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии на гидротехнические сооружения

Требования к качеству бетона должны устанавливаться с учетом степени агрессивности окружающей среды по отношению к бетону эксплуатируемых конструкций.

Таблица 3.21

Классы среды по условиям эксплуатации конструкций в зависимости от характеристики окружающей среды [184]

Класс среды	Среда эксплуатации	Примеры
Коррозия, вызванная карбонизацией		
XC2	Влажная и кратковременно сухая среда	Поверхности бетона, длительно смачиваемые водой. Фундаменты
XC4	Переменное увлажнение и высушивание	Наружные конструкции, подвергающиеся действию дождя и морской воды
Коррозия, вызванная действием хлоридов морской воды		
XS1	Воздействие аэрозолей, но без прямого контакта с морской водой	Береговые сооружения
XS2	Под водой	Подводные части морских сооружений
XS3	Зона прилива и отлива	Части сооружений в зоне переменного уровня воды

Европейский стандарт EON 206-1:2000 предлагает минимальные требования к прочности путем применения максимального водоцементного соотношения на срок службы 50 лет для обоих видов коррозии: коррозии, вызванной углеродом и хлоридной коррозии в морской воде, как представлено в таблице 3.10. Российский стандарт СП 28.13330.2012 также дает минимальную прочность на сжатие бетонных элементов, необходимую для поддержания достаточной прочности на срок службы более 50 лет (таблица 3.22).

Таблица 3.22

Предельные значения состава и свойств бетона, для конструкций, эксплуатируемых в прибрежной зоне на срок службы 50 лет

Бетон	Карбонизация		Хлоридная агрессия	
	EN 206-1	СП 28.13330.2012	EN 206-1	СП 28.13330.2012
Класс	XC4		XS3	
Максимальное В/Ц	0,5	0,45	0,45	0,45
Минимальная прочность на сжатие МРа	30	35	35	45
Минимальный расход цемента кг/м ³	300	300	340	340
Минимальный защитный слой мм	45	25	50	50

Таким образом, из таблицы 3.22 видно, что минимальная толщина защитного слоя бетона для поддержания достаточной прочности на срок службы более 50 лет в шельфовых условиях должна составлять 50 мм.

Для оценки влияния совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии на бетон шельфовых сооружений были приняты железобетонные конструкции XC4 и XS3 классов по условиям эксплуатации со средними значениями параметров бетонной смеси согласно EN 206:2013 (E) [133–134] и минимальными толщинами за-

щитного слоя бетона согласно СП 28.13330.2012 [39]. Конструкции эксплуатируются в шельфовой зоне о. Сахалин.

Исходные данные, принятые при проведении моделирования глубины, представлены в таблице 3.23.

Таблица 3.23

Исходные данные для апробации модели

		Место эксплуатации на о. Сахалин		
		Северная часть	Центральная часть	Южная часть
Параметр	Ед. изм.			
	°С	18,3	20,5	17,7
	°С	-7,3	-6,2	-2,4
W_{\max}	%	86	81	85
W_{\min}	%	74	76	71
w/b		0,4	0,4	0,4
b	кг	350	350	350
Карбонизация				
g_e	–	2,5	2,5	2,5
f_e	–	5	5	5
E		40	40	40

R		$8,314 \cdot 10^{-3}$	$8,314 \cdot 10^{-3}$	$8,314 \cdot 10^{-3}$
C_s	кг/м ³	$3,89 \cdot 10^{-4}$	$3,89 \cdot 10^{-4}$	$3,89 \cdot 10^{-4}$
D_{CO_2}	см ² /с	$3,399 \cdot 10^{-4}$	$3,399 \cdot 10^{-4}$	$3,399 \cdot 10^{-4}$
n_m	–	0,12	0,12	0,12
Хлоридная агрессия				
E		41,8	41,8	41,8
R		$8,314 \cdot 10^{-3}$	$8,314 \cdot 10^{-3}$	$8,314 \cdot 10^{-3}$
	–	0,1185	0,1185	0,1185
	–	0,09	0,09	0,09
W_{ref}	%	65	65	65
	кг/м ³	6,2	6,2	6,2
m	–	0,4	0,4	0,4
t_0	дней (лет)	28 (0,0767)	28(0,0767)	28(0,0767)
t	лет	50	50	50

Нелинейное дифференциальное уравнение (3.78) не имеет аналитического решения.

Так как второй закон диффузии Фика используется в нестационарной диффузии, когда концентрация внутри диффузионного объема изменяется по времени, то уравнение (3.40) можно представить в виде:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \left(\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} \right). \quad (3.91)$$

Уравнение (3.91) представляет собой двумерную форму закона Фика для анализа диффузионного механизма. С помощью разложения Тейлора его можно записать следующим образом,

$$\text{по оси } X : \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} = \frac{C_{i-1} + 2C_i + C_{i+1}}{\Delta x^2}; \quad (3.92)$$

$$\text{по оси } Y : \frac{\partial^2 c}{\partial y^2} = \frac{C_{j-1} + 2C_j + C_{j+1}}{\Delta y^2}. \quad (3.93)$$

Накладывая уравнения (3.92) и (3.93) друг на друга, а так же предполагая что $\Delta x = \Delta y$, мы получаем 5-точечный шаблон для решения уравнения (3.16), в котором для концентрации «С» требуются два индекса: один «i» для «x» (глубина защитного слоя бетона), а другой «j» для «t» (времени эксплуатации)

$$C_{t+\Delta t} = C_t + D \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x^2} \left[\begin{aligned} & \{C_{j,i-1} - 2C_{j,i+1}\} + \\ & + \{C_{j-1,i} - 2C_{j,i} + C_{j+1,i}\} \end{aligned} \right] \quad (3.94)$$

Таким образом, используя схему конечного дифференцирования (3.94) в уравнении (3.78), можно рассчитать время инициации коррозии, т. е. время, когда концентрация хлоридов на глубине залегания арматуры достигнет критического значения.

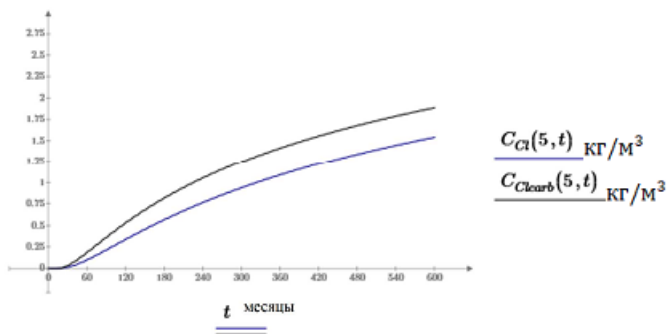
Для расчета совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии на шельфовые и прибрежные сооружения автором была

модифицирована программа, разработанная в программном комплексе Mathcad Д. Шестовицким и Э. Карапетовым [25] и позволяющая выполнять все шаги конечно-разностного метода автоматически. Результаты моделирования с использованием исходных данных их таблицы 3.23, представлены на рис. 3.16–3.18 и в таблице 3.24.

Таблица 3.24

Результаты моделирования совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии

Параметр для $t = 50$ лет	Ед. изм	Место эксплуатации о. Сахалин		
		Северная часть	Центральная часть	Южная часть
Фронт карбонизации	мм	30,8	29,6	29,4
Степень карбонизации	–	0,61	0,6	0,6
Концентрация хлоридов на глубине залегания арматуры без учета карбонизации	%	0,55	0,65	0,44
То же с учетом карбонизации	%	0,65	0,6	0,54
Время инициации хлоридной коррозии без учета карбонизации	годы	50	40	43
Время инициации хлоридной коррозии без учета карбонизации	годы	50	40	43



$C_{Cl}(x, t)$ — концентрация ионов хлорида на глубине защитного слоя X см без учета карбонизации, в зависимости от времени t , кг/м^3 . $C_{clearb}(x, t)$ — концентрация ионов хлорида на глубине защитного слоя X см с учетом карбонизации, в зависимости от времени t , кг/м^3 . Критическая концентрация хлоридов принята 0,4% или 1,4 кг/м^3 по массе вкрапленного

Рис. 3.18. График изменения концентрации хлоридов в защитном слое бетона с учетом и без учета карбонизации (южная часть о. Сахалин)

Из-за вызванного карбонизацией изменения, связанные хлоридные ионы высвобождаются в поровый раствор. Этот эффект увеличивает концентрацию свободных ионов хлорида. Поэтому, как видно из результатов моделирования (таблица 3.24) и график на рис. 3.18, железобетонная конструкция будет иметь проблемы с долговечностью гораздо раньше расчетного срока службы.

3.3.6. Детерминистская модель долговечности железобетонной конструкции

Одна из первых аналитических/математических моделей, предсказывающая время начала коррозии, включающая эффект расширения корродированной стали была предложена Z. Bazant [99]. В модели бетон вокруг корродирующего арматурного стержня рассматривается как толстостенный цилиндр. Напряжения в стенке цилиндра, вызванные образованием продуктов коррозии, имеющих больший объем, чем исходная сталь, вычисляются с помощью изотропной линейной теории упругости. Кроме того, предполагается, что раскрытие трещин защитного слоя бетона происходит, когда напряжения превышают предел прочности. Согласно модели Z. Bazant, время до раскрытия трещин зависит от скорости коррозии, толщины защитного слоя бетона, механических свойств бетона

(прочность на растяжение, модуль упругости, коэффициент Пуассона и коэффициент ползучести). Исследование теоретического уравнения Базанта показало, что скорость коррозии является наиболее значимым параметром при определении времени раскрытия трещин в защитном слое бетона [159]. Модель была подтверждена экспериментально, однако было установлено, что она недооценивает время первого взлома.

Работа Базанта была расширена T. Liu и R. Weyers [159]. Их модель включает те же параметры, что и модель Bazant, но, помимо этого, включает еще и время, необходимое для того, чтобы продукты коррозии заполняли предполагаемую пористую зону на стыках стали и бетона, прежде чем создавать внутреннее давление на окружающий бетон. В их модели время от начала коррозии (t_{ini}) до образования трещин (t_{prop}), определяется как функция критического количества продукта ржавчины, необходимого для стимулирования раскрытия трещин в защитном слое бетона, W_{crit} и скорости коррозии, k_p .

$$t_{prop} = \frac{W_{crit}^2}{2k_p}; \quad (3.95)$$

$$W_{crit} = \rho_{rust} \left(\pi \left[\frac{x f_t'}{E_{ef}} \left(\frac{a^2 + b^2}{a^2 - b^2} + v_c \right) + d_0 \right] d + \frac{W_{st}}{\rho_{st}} \right); \quad (3.96)$$

$$k_p = 0,098 \cdot \left(\frac{1}{\alpha_{prop}} \right) \cdot \pi \cdot d \cdot i_{corr}, \quad (3.97)$$

где ρ_{rust} – плотность продукта коррозии (коррозии); x – толщина защитного слоя бетона; f_t' – предел прочности бетона на растяжение; E_{ef} – эффективный модуль упругости бетона; E_c – модуль упругости стали; φ_{creep} – коэффициент ползучести; v_c – коэффициент Пуассона; d_0 – размер пор вокруг арматуры; d – диаметр арматуры; W_{st} – количество потерь стали; ρ_{st} – плотность стали; i_{corr} – среднего-

довая скорость коррозии; α_{prop} – соотношение между атомной массой железа (55,8) и молекулярной массой продукта ржавчины; $\alpha_{prop} = 0,523$ если продукт коррозии представляет собой $Fe(OH)_3$; a и b – коэффициенты, определяемые по формулам

$$a = \frac{d + 2d_0}{2}; \quad (3.98)$$

$$b = C + \frac{d + 2d_0}{2}, \quad (3.99)$$

Принимая во внимание влияние удельное сопротивление и диффузии кислорода, предполагая относительную влажность 75 % и температуру 20 °С, К. Vu и М. Stewart [219] разработали эмпирическую модель, которая рассчитывает плотность тока коррозии в начале периода распространения в зависимости от водоцементного соотношения (w/c) и толщины защитного слоя (x)

$$i_{corr} = 37,8 \cdot (1 - wc)^{-1,64} / d. \quad (3.100)$$

Таблица 3.25

Исходные данные для определения t_{prop}

Параметр	Размерность	Значение
ρ_{rust}	г/см ³	$0,5\rho_{st}$
c	см	5
f_t'	кг/см ²	294,6
E_{ef}	МПа	$E_{ef} = \frac{E_c}{1 + \varphi_{creep}}$
E_c	МПа	$2,1 \cdot 10^5$
φ_{creep}		$-0,000339 \cdot \rho_{st} + 4,302$
ν_c		0,26
W_{st}	мг/см ²	39,3
d_0	см	$25 \cdot 10^{-4}$

Окончание таблицы 3.25

ρ_{st}	г/см ³	7,85
d	см	0,14
α_{prop}		0,523
i_{corr}	мА/см ²	6,24

Таким образом, решая уравнение (3.95), подставляя его и данные из таблицы 3.24 в уравнение (3.63), можно получить общее время безопасной эксплуатации железобетонной конструкции, подверженной совместной коррозии от карбонизации и хлоридной агрессии (таблица 3.25).

Таблица 3.26

Срок служба железобетонной конструкции, эксплуатируемой в шельфовой и/или прибрежной зоне о. Сахалин

Параметр	Ед. изм	Место эксплуатации о. Сахалин		
		Северная часть	Центральная часть	Южная часть
Время инициации хлоридной коррозии без учета карбонизации t_{ini1}	годы	56	40	43
Время инициации хлоридной коррозии с учетом карбонизации t_{ini2}	годы	50	35	30
Время распространения коррозии t_{prop}	годы	4	4	4
Срок службы конструкции без учета совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии t_{tot1}	годы	60	44	47

Срок службы конструкции с учетом совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии t_{tot2}	годы	54	34	34
--	------	----	----	----

Из таблицы 3.26 видно, что совместное действие карбонизации и хлоридной агрессии значительно сокращает срок службы конструкций.

3.3.7. Выводы по главе

1. В предложенной конечно-разностной модели взаимодействия хлоридов с цементным камнем работа конструкций представлена в виде ряда состояний: достижение хлоридов предельного содержания; депассивация арматуры; коррозия арматуры; инициирование трещины; развитие трещины; достижение трещиной поверхности конструкции, дальнейшее развитие трещины, отслаивание бетона, разрушение конструкции. Процесс инициирования заканчивается после достижения содержанием хлоридов предельного значения и начинается процесс распространения, который заканчивается после достижения трещиной поверхности конструкции. Срок эксплуатации конструкции заканчивается, когда коррозия арматуры достигает критического уровня, при котором трещины достигают поверхности конструкции.

2. Для разработки модели прогнозирования срока службы железобетонных конструкций ГТС, при совместном воздействии карбонизации и хлоридной агрессии принята модель конечно-разностного решения второго закона диффузии Фика.

3. Проанализированы результаты определения критического содержания хлоридов в бетоне, выполненные отдельными авторами, на основании которых при прогнозировании срока службы железобетонных конструкций принято критическое содержание хлоридов в бетоне защитного слоя, равное 0,4 % по массе вяжущего.

4. Выполнен анализ ключевых факторов, влияющих на модель (температуры, влажности, возраста конструкции).

5. В качестве модели периода распространения, описывающей процесс коррозии арматуры после достижения критического содержания хлоридов в бетоне защитного слоя, рассмотрена модель работы железобетонного элемента, как толстостенного цилиндра под внутренним радиальным давлением.

3.4. Стохастическая модель совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии

3.4.1. Вероятностный подход к определению надежности и долговечности железобетонных конструкций

Большинство современных методов оценки надежности конструкции основаны на детерминистском (историческом и эмпирическом) методе, полувероятностном и полном вероятностном методах. Полувероятностные и вероятностные методы оценки надежности были задуманы с учетом неопределенности параметров, влияющих на долговечность конструкции с точки зрения вероятности ее отказа. В этом подходе управляющие параметры задачи моделируются как случайные величины. В большинстве международных норм [132] определяющей величиной требуемого запаса надежности конструкции является индекс надежности β . Он характеризует тот факт, что между сроком службы конструкции и средним сроком службы существует определенный запас. Этот запас зависит от требуемого уровня надежности, его типа распределения, его среднего значения и его отклонения от этой средней величины. Таким образом, индекс надежности β непосредственно связан с вероятностью отказа P_f

$$P_f = \Phi(-\beta), \quad (3.101)$$

где Φ – кумулятивная функция стандартного нормального распределения или функция Лапласа

$$P_f = \int_{-\infty}^{\beta} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}u^2} du. \quad (3.102)$$

В общем виде основное уравнение вероятности отказа конструкций включает в себе две функции: функцию S , которая характеризует внешние воздействия на конструкцию и функцию R , которая представляет собой сопротивление элементов конструкции этим воздействиям. Поскольку S и R характеризуются разбросом, то можно говорить лишь о вероятности не наступления предельного состояния

$$P_f = P(R - S \leq 0) \leq P. \quad (3.103)$$

Принимая во внимание уравнение (3.103), состояние элемента можно охарактеризовать через переменную Z

$$Z = R - S. \quad (3.104)$$

Величина Z представляет надежность, с которой элемент соответствует требованиям по предельному состоянию. Таким образом, если, и представляют собой случайные величины, имеющие среднее значение (μ), стандартное отклонение (σ) и, подчиняющиеся закону нормального распределения, то и Z также будет иметь среднее значение и стандартное отклонение, которые вычисляются по формулам (3.105) и (3.106)

$$\mu_z = \mu_R - \mu_S; \quad (3.105)$$

$$\sigma_z = \sigma_R - \sigma_S. \quad (3.106)$$

По J. Schneider [161], средние значения и стандартные отклонения надежности Z в виде индекса надежности β – это те отклонения Z , которые соответствуют средним значениям по осям абсцисс (рис. 3.19).

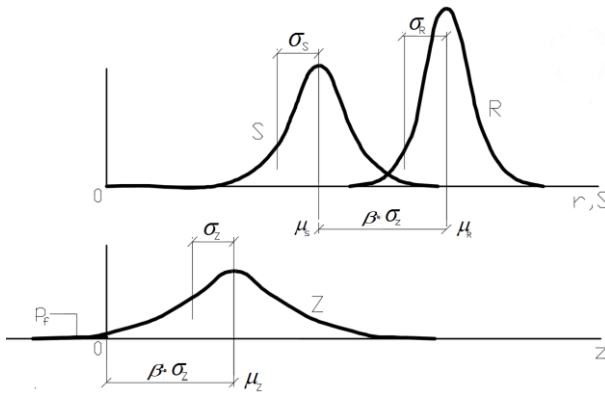


Рис. 3.19. Графическое представление вероятностного расчета [161]

Индекс надежности в этом случае рассчитывается по формуле

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z}. \tag{3.107}$$

Тогда, вероятность отказа будет равна

$$P_f = \Phi\left(-\frac{\mu_z}{\sigma_z}\right). \tag{3.108}$$

Для хлоридной коррозии, в вероятностной постановке, S представляет собой значение концентрации хлоридов $C(x,t)$. Другой параметр в уравнении (3.66), R , представляет собой эффект сопротивления, C_{crit} , который является критической (пороговой) концентрацией хлорида на уровне арматуры, превышение которого приводит к иницированию коррозии.

Исходя из этого, уравнение (3.103) можно выразить, как

$$Z = C_{crit} - C(x,t). \tag{3.109}$$

Тогда вероятность отказа (3.103) будет иметь вид

$$P_f = P(C(x,t) \geq t) \geq C_{crit}. \quad (3.110)$$

Условие, представленное уравнением (3.110) можно схематически изобразить с помощью функций плотности вероятности $C(x,t)$ и C_{crit} , как показано на рис. 3.20. Взаимодействие между двумя функциями плотности представляет вероятность отказа P_f .

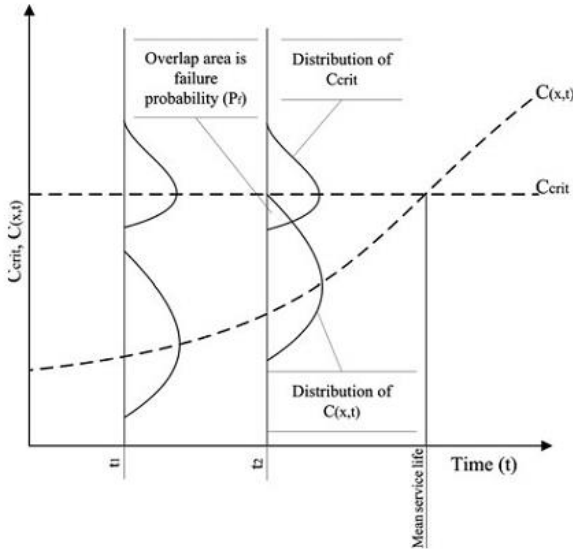


Рис. 3.20. График уменьшения сопротивления конструкции и увеличения воздействия на нее со временем [193, 194]

В этом случае вероятность безотказной работы (3.103) будет определяться, как

$$P_f = P(\{C_{crit} - C(x,t)\} \leq 0) \leq P. \quad (3.111)$$

Вероятность безотказной работы в уравнении (3.72) дается в стандартах долговечности и может определяться двумя способами:

1. Путем проведения анализа затрат-выгод, что включает в себя изучение изменения первоначальной стоимости и расходов на тех-

ническое обслуживание, а также ожидаемых затрат на ремонт или реконструкцию.

2. Путем установки определенного значения, которое сопоставимо со стоимостью ремонта, оцененной на основе накопленного опыта эксплуатации. Эти значения вероятности были определены в [145] и представлены в таблице 3.27.

Таблица 3.27

Зависимость между целевой вероятностью и индексом надежности

Предельное состояние конструкции	P	β
Максимальное предельное состояние (ULS)	~10–4	~3,7
Предельное состояние по работоспособности (SLS)	0,01–0,1	1,3–2,3
Предельное состояние по долговечности (DLS)	0,05–0,2	0,8–1,6

3.4.2. Вероятностная модель совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии

3.4.2.1. Основное уравнение модели

В результате сравнительного анализа теоретических моделей взаимодействия хлоридов с цементным камнем и арматурой, выполненного в пункте 3.1, для расчета концентрации хлоридов очень хорошо подходит модель DuraCrete-модель (3.43). Эта модель представляет собой аналитическое решение второго закона диффузии Фика (3.40) и хорошо применима инженерами на практике, так как она основана на постоянной концентрации поверхностного хлорида, зависящей от времени и постоянном критическом содержании хлорида в приарматурной зоне.

Модель выглядит следующим образом

$$C(x,t) = C_c \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_a(t) \cdot t}} \right) \right\}, \quad (3.112)$$

где $C(x,t)$ – содержание хлоридов на некоторой глубине, в % по массе цемента; C_{sn} – поверхностное содержание хлоридов в % по массе цемента; x – глубина проникновения хлоридов, м; t – время воздействия, с; $D_a(t)$ – коэффициент диффузии хлоридов.

Однако, в случае, когда в защитном слое бетона помимо хлоридной агрессии протекает еще и процесс карбонизации, возникает необходимость учета этого процесса при расчете концентрации хлоридов.

Согласно исследованиям М. Lee [158–160] и С. Юна [143], коэффициенты диффузии хлоридных ионов в карбонизированных и не карбонизированных участках защитного слоя бетона существенно различались. Об этих различиях также сообщалось в исследованиях С. Andrade [104]. В своих исследованиях она назвала это «скин-эффектом» (рис. 3.15). «Скин-эффект» представляет собой изменение хлоридного профиля, когда ионы хлорида имеют два разных значения коэффициента диффузии в одном срезе. Это может быть вызвано либо в следствие, когда происходило восстановление защитного слоя бетона путем нанесения различных мастик, растворов, эпоксидов и т.п., либо, когда наблюдается одновременное действие нескольких агрессивных факторов окружающей среды на конструкцию.

Это эффект наблюдал и J. Crank, в своей работе [113] он представил решение второго закона диффузии Фика, которое его учитывает. В последствии, С. Andrade доработала это решение, основываясь на своих экспериментальных исследованиях

$$C_1(x,t) = C_0 \sum_{n=0}^{\infty} a^n \left[\begin{array}{l} \operatorname{erfc} \left(\frac{2 \cdot n \cdot e + x}{2 \sqrt{D_1(t) \cdot t}} \right) - \\ - a \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{(2n+2) \cdot e - x}{2 \sqrt{D_1(t) \cdot t}} \right) \end{array} \right]; \quad (3.113)$$

$$C_2(x,t) = \frac{2 \cdot k \cdot C_0}{k+1} ; \quad (3.114)$$

$$\cdot \sum_{n=0}^{\infty} a^n \operatorname{erfc} \left[\left(\frac{(2n+1) \cdot e + k \cdot x}{2\sqrt{D_1 \cdot t}} \right) \right]$$

$$a = \frac{1-k}{1+k} ; \quad (3.115)$$

$$k = \sqrt{D_1/D_2} . \quad (3.116)$$

Это решение достигается, если принять следующие условия:

– начальные условия:

$$C_1 = 0 \text{ e } < x < 0 \text{ t } = 0 ;$$

$$C_2 = 0 \text{ 0 } < x \text{ t } = 0 .$$

– граничные условия:

$$C_1 = C_0 \text{ x } = \text{ e t } \geq 0 ;$$

$$C_1 = C_2 \text{ 0 } = \text{ x t } \geq 0 .$$

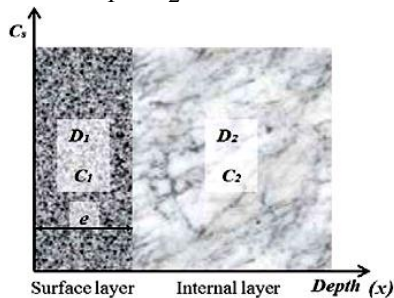


Рис. 3.21. Схематическое представление «скин-эффекта» двухслойной системы с различными характеристиками [168]

Так же С. Andrade отмечает, что на границе двух участков может возникать явное накопление хлоридов. Это связано с сопротивлением, которое может проявляться, например, когда существует, разная реакционная способность цементных фаз по отношению к хлоридам в некарбонизированном слое бетона. Кроме того, более высокая реакционная способность в некарбонизированной части будет вызывать некоторое замедление (сопротивление) проникновения хлоридов на границе слоев. Учитывая это сопротивление уравнение (3.114) представляет вид:

$$C_2(x,t) = \frac{2 \cdot k \cdot C_0 \cdot R}{k+1} \cdot \sum_{n=0}^{\infty} a^n \operatorname{erfc} \left[\left(\frac{(2n+1) \cdot e + k \cdot x}{2\sqrt{D_1 \cdot t}} \right) \right], \quad (3.117)$$

где R – сопротивление между двумя слоями.

Это явление стоит учитывать, если происходит восстановление защитного слоя бетона раствором по свойствам отличным от исходного, либо, когда толщина защитного слоя бетона превышает 5 см.

S. Lee и S. Yoon [105], исследуя процесс совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии, на основании своих экспериментов и исследований С. Andrade предложили вычислять количество ионов хлорида карбонизированных и некарбонатных участков, $C_{Cl,cb}(x,t)$ и $C_{Cl,ucb}(x,t)$ соответственно, следующим образом

$$C_{Cl,cb}(x,t) = C_s \sum_{n=0}^{\infty} a^n \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{2 \cdot n \cdot X_c + x}{2\sqrt{D_{Cl,cb}(t) \cdot t}} \right) - a \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{(2n+2) \cdot X_c - x}{2\sqrt{D_{Cl,cb}(t) \cdot t}} \right) \right]; \quad (3.118)$$

$$C_{Cl,ucb}(x,t) = \frac{2 \cdot k \cdot C_s}{k+1} \cdot \sum_{n=0}^{\infty} a^n \operatorname{erfc} \left[\frac{(2n+1) \cdot x + k \cdot (x - X_c)}{2\sqrt{D_{Cl,cb} \cdot t}} \right] ; \quad (3.119)$$

$$a = \frac{1-k}{1+k} ; \quad (3.120)$$

$$k = \sqrt{\frac{D_{Cl,cb}}{D_{Cl,ucb}}} . \quad (3.121)$$

Учитывая сопротивление между слоями

$$C_{Cl,ucb}(x,t) = \frac{2 \cdot k \cdot C_s \cdot R}{k+1} \cdot \sum_{n=0}^{\infty} a^n \operatorname{erfc} \left[\frac{(2n+1) \cdot x + k \cdot (x - X_c)}{2\sqrt{D_{Cl,cb} \cdot t}} \right] \quad (3.122)$$

где C_s – поверхностная концентрация хлоридов, %; x – толщина защитного слоя бетона, мм; $\operatorname{erfc}(x)$ – обратная функция ошибок Гаусса. $D_{Cl,cb}$ – коэффициент диффузии хлоридов карбонизированного бетона; $X_c=X_c(t)$ – глубина карбонизации бетона, мм; t – время годы, в секундах; a и k коэффициенты, которые определяются по формулам (4.15) и (4.16), $D_{Cl,ucb}$ – коэффициент диффузии хлоридов не карбонизированного бетона.

В своей работе S. Yoon [136] вывел выражение для расчета сопротивления при карбонизации

При $x \leq X_c + 5$ мм

$$R = 0,0482(x - X_c) + 1,3331 \quad (3.123)$$

При $X_c + 5 \text{ мм} \leq x \leq X_c + 25 \text{ мм}$

$$R = 2,0549(x - X_c)^{-0,226} + 1,3331 \quad (3.124)$$

Таким образом, из вышесказанного, основным уравнением модели является система, состоящая из уравнений (3.118) и (3.122). Решить эту систему можно, если принять следующие граничные и начальные условия:

– начальные условия модели

$$C_{Cl,cb}(x,0) = 0, 0 < x < X_c;$$

$$C_{Cl,ucb}(x,0) = 0, x > X_c;$$

– граничные условия модели

$$C_{Cl,cb}(X_c, t) = C_{Cl,ucb}(X_c, t), t \geq 0;$$

$$C_{Cl,ucb}(0, t) = C_s, t \geq 0.$$

Помимо этого, С. Andrade в своем исследовании отмечает, что эффект совместного воздействия («скин-эффект») карбонизации и хлоридной агрессии следует учитывать, когда глубина карбонизации достигает 10 мм. и более.

3.4.2.2. Параметры расчетной модели

Коэффициент диффузии уравнения (3.112) определяется следующим образом

$$D_a(t) = D_0 \left(\frac{t_0}{t} \right)^{n_{Cl}} k_e k_t k_c, \quad (3.125)$$

где D_0 – коэффициент диффузии хлоридов, определенный при стандартных условиях, m^2/c ; где k_c – постоянный коэффициент, который учитывает влияние технологии изготовления; k_e – постоянный коэффициент, который учитывает влияние окружающей среды; k_t – постоянный коэффициент, который учитывает влияние метода испытаний; t_0 – эталонное время (время определения коэффициента диффузии), с; n_{Cl} – фактор возраста.

Так, как в нашем случае происходит комбинированное действие карбонизации и хлоридной агрессии, то коэффициенты диффузии рассчитываются следующим образом

$$C_{Cl,cb/ucb}(t) = D_{Cl,cb/ucb}^0 \left(\frac{t_0}{t} \right)^{n_{cl}} k_e k_t k_c, \quad (3.126)$$

где $D_{Cl,cb/ucb}^0$ – коэффициент диффузии хлоридов карбонизированного/не карбонизированного бетона, определенный в момент времени, m^2/c ; t_0 – время определения коэффициента диффузии, с; k_e , k_t , k_c , n_{Cl} – тоже, что и в уравнении (3.125).

Для эксплуатируемых конструкций $D_{Cl,cb/ucb}^0$ рекомендуется определять экспериментально. Однако, для проектируемых конструкций возникает проблема с определением начального коэффициента диффузии хлоридов карбонизированного бетона.

Изменение структуры пор за счет карбонизации, которое влияет на коэффициент диффузии рассматривается в работе X. Zhu [223]. Он предлагает определять начальный коэффициент диффузии хлоридов карбонизированного бетона с учетом этого изменения:

$$D_{Cl,ucb}^0 = D_{ucb} \cdot f_p(\Omega, \delta), \quad (3.127)$$

где δ_0 и Ω_0 – влияние изменения структуры пор на коэффициент диффузии. Это влияние может характеризоваться изменением кривизны и сжимаемости пор

$$f_p(\Omega, \delta) = \frac{\delta}{\delta_0} \frac{\Omega_0}{\Omega}, \quad (3.128)$$

где δ_0 и Ω_0 – начальная сжимаемость и начальная кривизна соответственно. Кривизна – это показатель того, насколько извилистые каналы пор в бетоне. Обычно она определяется функцией пористости. Сужение пор определяет, как узкие каналы пор влияют на перенос хлорида. Кривизна и сужение следующими уравнениями

$$\Omega = -b_1 \tan h[b_2(\varphi - b_3)] + b_4, \quad (3.129)$$

$$\delta = c_1 \tan h[c_2(\log r_p - c_3)] + c_4, \quad (3.130)$$

где $b_1 - b_4$ и $c_1 - c_4$ – параметры, зависящие от структуры бетона и определяющиеся экспериментально в момент времени t ; r_p – усредненный радиус пор.

Значения начальных коэффициентов диффузии карбонизированного и не карбонизированного бетона для портландцемента были определены S. Yoon [136] и представлены в таблице 3.28.

Таблица 3.28

Значения коэффициентов диффузии карбонизированного и не карбонизированного бетона

B/C	$D_{Cl,cb} \cdot 10^{-12}$	$D_{ucb} \cdot 10^{-12}$
0,4	8,181	1,383
0,45	11,689	2,387
0,50	15,191	4,114
0,55	30,268	6,564

Влияние окружающей среды в модели учитывается коэффициентом k_e , который в свою очередь зависит от изменения влажности $k_{D,RH}$ и температуры $k_{D,T}$

$$k_{D,T} = \exp \left(b_e \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T_{real}} \right) \right) \quad (3.131)$$

где b_e – параметр регрессии, К; T_{ref} – стандартная температура, при которой проводились испытания, К; T_{real} – температура окружающей среды, К.

Влияние условий влажности на коэффициент диффузии изучалось в работах [131, 149, 150]. Модели, которые описывают это влияние описываются уравнениями (3.128) и (3.129) и показаны на рис. 3.22.

$$k_{D,RH} = \frac{D_a(T, RH)}{D_a(T, 100\%RH)} = \left(1 + \frac{(1 - RH)^4}{(1 - RH_c)^4} \right)^{-1}, \quad (3.132)$$

где RH_c – влажность бетона, при которой коэффициент диффузии $D(RH_c) = 1/2D(100\%RH)$, $RH_c = 83\%RH$.

$$k_{D,RH} = \frac{D_a(T, RH)}{D_a(T, 100\%RH)} = \begin{cases} 0 & RH < 75\% \\ 0,6 & 75\% < RH < 85\% \\ 10 & RH > 85\% \\ 0,6 + \frac{0,4}{15}(RH - 85\%) & \end{cases}$$

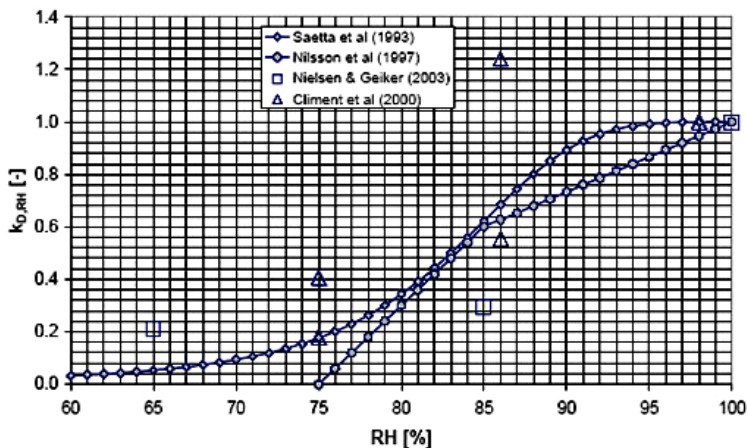


Рис. 3.22. Зависимость коэффициента $k_{D,RH}$ от влажности

Коэффициент, который учитывает влияние состава бетона на поверхностное содержание хлоридов k_C принимается на основании экспериментальных данных [112, 113, 114] и может быть выражен как функция В/Ц:

$$k_{C,conc} = 2,5 \cdot \text{В/Ц} \cdot \quad (3.134)$$

Для бетонов с водоцементным отношением В/Ц = 0,4 $k_C = 1$.

Коэффициент, который учитывает условия набора прочности $k_{D,c}$, принят в соответствии с экспериментальными данными [112–114] (табл. 3.29).

Таблица 3.29

Параметры распределения вероятностей коэффициента $k_{D,c}$

Время набора прочности, дни	Среднее значение μ	Стандартное отклонение σ	Статистическое распределение
1	2,4	0,700	Beta (1,667, 1,905, 1,00, 4,00) $1,00 \leq k_c \leq 4,00$

Окончание табл. 3.29

3	1,5	0,300	Beta (2,148, 10,741, 1,00, 4,00) $1,00 \leq k_c \leq 4,00$
7	1,0	–	Det. (1)
28	0,793	0,102	Beta (4,445, 2,333, 0,40, 1,00) $0,40 \leq k_c \leq 1,00$

Поверхностная концентрация хлоридов, как и в пункт 3.2, в морской среде остается постоянной [FIB] и определяется условием (3.127).

Фактор возраста, учитывающий уменьшение коэффициента диффузии со временем, на основании [148], подчиняется бета-распределению и принят из таблицы 3.28.

3.4.3. Основные допущения

Для оценки влияния совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии на бетон шельфовых сооружений были приняты железобетонные конструкции XC4 и XS3 классов по условиям эксплуатации со средними значениями параметров бетонной смеси согласно EN 206:2013 (E) [127] и минимальными толщинами защитного слоя бетона согласно СП 28.13330.2012 [37]. Конструкции эксплуатируются в шельфовой зоне о. Сахалин. Для упрощения модели и экономии машинного времени расчета, величина карбонизации определяется детерминированным методом, представленным в главе 3. Исходные данные для модели, представлены в таблицах 3.30–3.33.

Таблица 3.30

Исходные данные, принятые при проведении моделирования фронта карбонизации защитного слоя бетона

			Место эксплуатации – о.Сахалин		
			Северная часть	Центральная часть	Южная часть
Параметр	Ед. изм.	Тип распределения			
Карбонизация					
T_{max}	°С	Const	18,3	20,5	17,7
T_{min}	°С	Const	-7,3	-6,2	-2,4
W_{max}	%	Const	86	81	85
W_{min}	%	Const	74	76	71
w/b		Const	0,4	0,4	0,4
b	кг/м ³	Const	350	350	350
g_e	–		2,5	2,5	2,5
f_e	–	Const	5	5	5
E	кДж/моль	Const	40	40	40
R	кДж/К	Const	$8,314 \cdot 10^{-3}$	$8,314 \cdot 10^{-3}$	$8,314 \cdot 10^{-3}$
CS	кг/м ³	Const	$3,89 \cdot 10^{-4}$	$3,89 \cdot 10^{-4}$	$3,89 \cdot 10^{-4}$
D_{CO_2}	см ² /с	Const	$3,399 \cdot 10^{-4}$	$3,399 \cdot 10^{-4}$	$3,399 \cdot 10^{-4}$
nm	–	Const	0,12	0,12	0,12

Таблица 3.31

Данные для моделирования концентрации хлоридов для северной части о. Сахалин

		Место эксплуатации – северная часть о. Сахалин		
		Тип распределения	Среднее значение	Стандартное отклонение
Параметр	Ед. изм.			
C_s	%	Const	2,5	–
x	мм	Const	вектор из множества {0-50}	–
$D_{Cl,cb}$	м ² /с	Normal	$11,689 \cdot 10^{-12}$	$1,2 \cdot 10^{-12}$
$D_{Cl,ucb}^0$	–	Normal	$2,387 \cdot 10^{-12}$	$1,2 \cdot 10^{-12}$
b_e	–	Normal	4800	700
T_{ref}		Normal		
T_{real}		Const	273	–
k_t	–	Normal	0,795	0,05

Окончание табл. 3.31

k_c	–	Normal	1	0,125
t_0	год	Const	0,0767	–
t	год	Const	вектор из множества $\{t_0-50\}$	–
n_{cl}	-	Beta	0,3	$a = 0; b = 1$
C_{crit}	%	Normal	0,4	0,063

Таблица 3.32

Данные для моделирования концентрации хлоридов для центральной части о. Сахалин

Параметр		Место эксплуатации - центральная часть о. Сахалин		
		Тип распределения	Среднее значение	Стандартное отклонение
Ед. изм.				
C_s	%	Const	2,5	–
x	мм	Const	вектор из множества $\{0-50\}$	–
$D_{Cl,cb}$	м ² /с	Normal	$11,689 \cdot 10^{-12}$	$1,2 \cdot 10^{-12}$
$D_{Cl,cb}$	–	Normal	$2,387 \cdot 10^{-12}$	$1,2 \cdot 10^{-12}$
b_e	–	Normal	0,33	0,05
T_{ref}		Normal	0,79	0,05
T_{real}		Normal	1	0,125
k_t	–	Const	0,0767	–
k_c	–	Const	вектор из множества $\{0-50\}$	–
t_0	год	Beta	0,3	$a = 0; b = 1$
t	год	Normal	0,4	0,063
n_{cl}	–	Const	2,5	–
C_{crit}	%	Const	вектор из множества $\{0-50\}$	–

Таблица 3.33

Данные для моделирования концентрации хлоридов
для южной части о. Сахалин

Параметр		Место эксплуатации - южная часть о. Сахалин		
		Тип распределения	Среднее значение	Стандартное отклонение
Ед. изм.				
C_s	%	Const	2,5	–
x	мм	Const	вектор из множества {0–50}	–
$D_{Cl,cb}$	м ² /с	Normal	$11,689 \cdot 10^{-12}$	$1,2 \cdot 10^{-12}$
$D_{Cl,cb}$	–	Normal	$2,387 \cdot 10^{-12}$	$1,2 \cdot 10^{-12}$
b_e	–	Normal	0,67	0,05
T_{ref}		Normal		
T_{real}		Const	273	
k_t	–	Normal	0,8	0,05
k_c	–	Normal	1	0,125
t_0	год	Const	0,0767	–
t	год	Const	вектор из множества { t_0 –50}	–
n_{cl}	–	Beta	0,3	$a = 0; b = 1$
C_{crit}	%	Normal	0,4	0,063

Результаты моделирования представлены в таблице 3.34.

Таблица 3.34

Результаты моделирования совместного действия
карбонизации и хлоридной агрессии

Параметр для $t=50$ лет	Ед. изм.	Место эксплуатации – о. Сахалин		
		Северная часть	Центральная часть	Южная часть
Фронт карбонизации	мм	33,28	31,97	32,13
Концентрация хлоридов на глубине залегания арматуры без учета карбонизации по модели DuraCrete	%	0,317	0,387	0,442

Окончание табл. 3.34

Концентрация хлоридов на глубине залегания арматуры с учетом карбонизации	%	0,436	0,519	0,638
Время инициации хлоридной коррозии без учета карбонизации – по модели DuraCrete	годы	62	53	46
Время инициации хлоридной коррозии с учетом карбонизации	годы	46	38	29

Как видно из таблицы 3.34, наиболее неблагоприятным местом эксплуатации является Южная часть шельфовой зоны о. Сахалин. Результаты вероятностного моделирования для этой области показаны ниже.

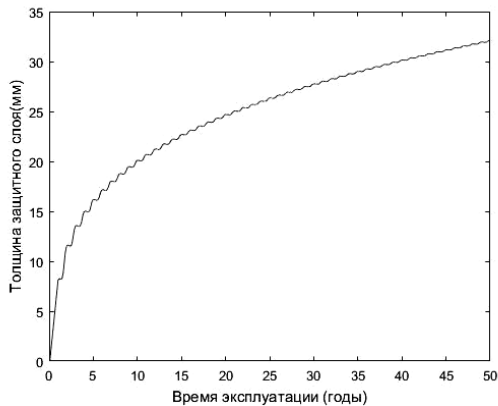


Рис. 3.23. Рост глубины карбонизации с течением времени

После построения графиков, представленных на рис. 3.23–3.25, и определения времени инициации коррозии, вычисляются вероятность отказа обобщенной железобетонной конструкции и ее индекс

надежности (рисунки 3.26–3.27 и таблица 3.35). После 50-ти лет эксплуатации в наиболее неблагоприятном районе о. Сахалин по условиям эксплуатации, вероятность отказа составила $p_f = 0,98$ или 98 %.

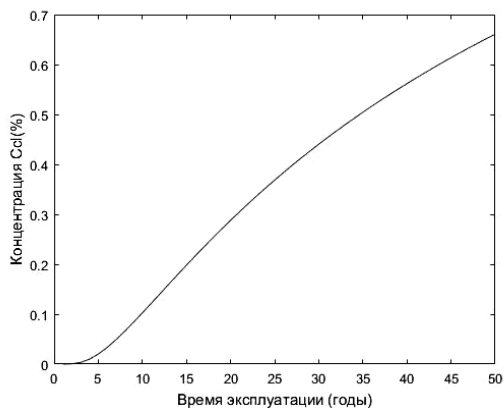


Рис. 3.24. Изменение концентрации хлоридов в приарматурной зоне для всего срока эксплуатации

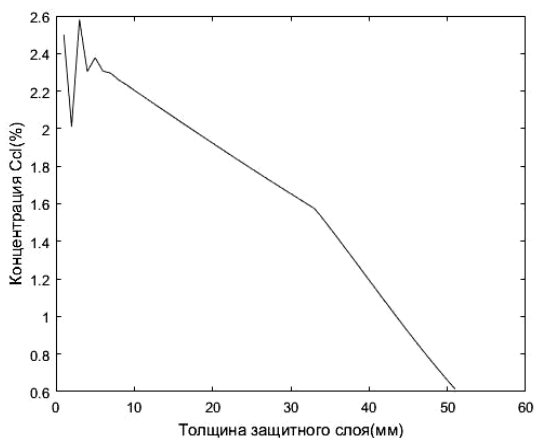


Рис. 3.25. Профиль концентрации хлоридов в приарматурной зоне в последний год эксплуатации (50 лет)

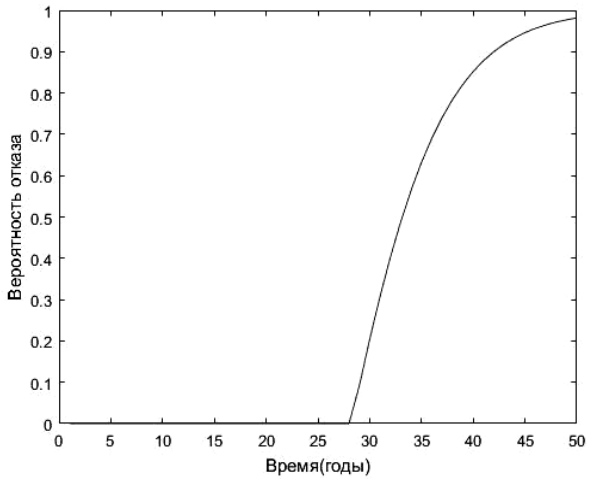


Рис. 3.26. Вероятность отказа конструкции

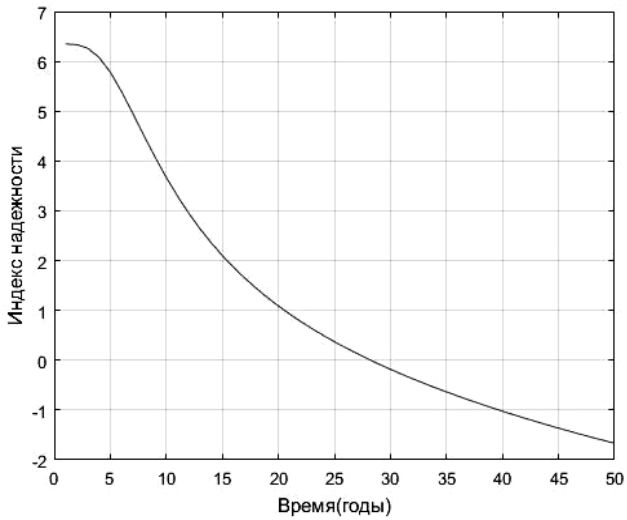


Рис. 3.27. Индекс надежности конструкции

Таблица 3.35

Вероятность отказа и индекс надежности железобетонных конструкций в зависимости от срока эксплуатации для наиболее неблагоприятного района о. Сахалин по условиям эксплуатации

Срок эксплуатации	Вероятность отказа P_f	Индекс надежности β
10	0,0001	3,688
20	0,005	1,102
30	0,19	-0,173
40	0,849	-1,02

Вероятностные расчеты показали, что одна и та же железобетонная конструкция на портландцементе без добавок с В/Ц = 0,40 при эксплуатации на юге о. Сахалин будет иметь проблем с долговечностью уже после 29 лет эксплуатации. Полученное значение индекса надежности для 50-ти лет эксплуатации $\beta = \text{«минус»}1,66$, что меньше требуемого значение $\beta = 1,5$ согласно [145] (при проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности для железобетонных конструкций в нормальных условиях эксплуатации).

3.4.4. Определение расчетного срока службы железобетонной конструкции

В вероятностной постановке задачи, время инициации представляет собой нормальное распределение Гаусса (рис. 3.28).

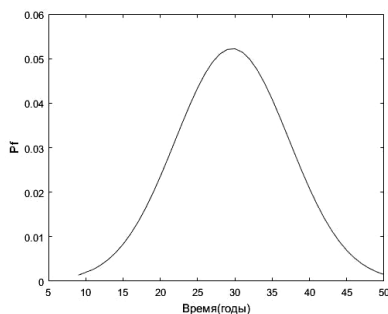


Рис. 3.28. Вероятностное распределение времени инициации коррозии

Срок службы конструкции определяется, также, как и в главе 2 моделью Tuutti (3.63). Таким образом, средний срок службы конструкции можно определить, как:

$$t_{tot(ini)} = t_{ini(mid)} + t_{prop} \quad (3.135)$$

Время распространения определяется уравнением (3.95). Решая и подставляя его в уравнение (3.135), можно получить общее среднее время безопасной эксплуатации железобетонной конструкции, подверженной совместной коррозии от карбонизации и хлоридной агрессии (таблица 3.36).

Таблица 3.36

Срок служба железобетонной конструкции, эксплуатируемой в шельфовой и/или прибрежной зоне о. Сахалин

Параметр	Ед. изм.	Место эксплуатации – о. Сахалин		
		Северная часть	Центральная часть	Южная часть
Среднее время инициации хлоридной коррозии без учета карбонизации, t_{ini1} (по модели DuraCrete)	годы	62	53	46
Среднее время инициации хлоридной коррозии с учетом карбонизации, t_{ini2}	годы	48	38	29
Время распространения коррозии, t_{prop}	годы	4	4	4
Средний срок службы конструкции без учета совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии, t_{tot1}	годы	66	57	50

Средний срок службы конструкции с учетом совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии, t_{tot2}	годы	52	42	33
---	------	----	----	----

3.4.5. Повышение срока службы железобетонной конструкции

Из обзора пункта 3.1 видно, что критическая концентрация ионов хлорида в бетоне обычно составляет 0,4 % от веса цемента. Однако, в своих исследованиях S. Lee и S. Yoon [105] доказали, что необратимые последствия, приводящие к хлоридной коррозии арматуры в карбонизированном бетоне, могут начинаться уже при концентрации ионов хлорида 0,2 %.

Используя это значение, как критическое значение концентрации, при котором необходимо производить замену карбонизированного защитного слоя бетона на новый, а так же используя модель С. Андраде для двойной среды (уравнения (3.113) и (3.117)). Можно рассчитать среднее время, при котором необходимо провести замену карбонизированного слоя.

Автором, в программе Matlab разработан код модели, позволяющей рассчитывать средние время и глубину замены защитного слоя бетона, а также прогнозировать срок службы конструкции с учетом этой замены. Результаты моделирования, используя исходные данные из таблицы 4.23 и таблицы 4.26, представлены в таблице 3.37 и на рис. 3.29. В качестве материала-замены выбран раствор аналогичный исходному составу бетона.

Таблица 3.37

Срок служба железобетонной конструкции, эксплуатируемой в шельфовой и/или прибрежной зоне о. Сахалин с учетом замены защитного слоя

Параметр	Ед. изм.	Место эксплуатации
		Южная часть о. Сахалин
Время инициации хлоридной коррозии без учета замены карбонизированного слоя	годы	29
Срок службы конструкции без учета замены карбонизированного слоя	годы	33
Среднее время замены карбонизированного слоя.	годы	16
Средняя глубина замены карбонизированного слоя	мм	24.5
Время инициации хлоридной коррозии с учетом замены карбонизированного слоя	годы	45
Срок службы конструкции с учетом замены карбонизированного слоя	годы	49

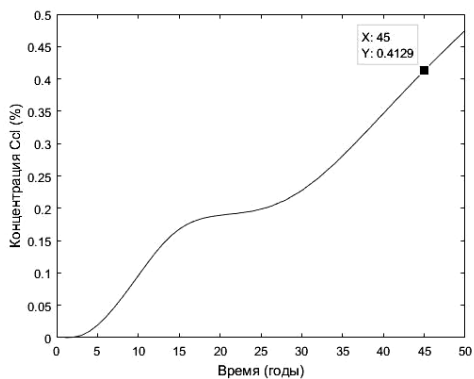


Рис. 3.29. Изменение концентрации хлоридов в приарматурной зоне для всего срока эксплуатации с учетом ремонта

Далее вычисляются вероятность отказа и индекс надежности обобщенной железобетонной конструкции с учетом ремонта (рисунки 3.26–3.27 и таблица 3.35).

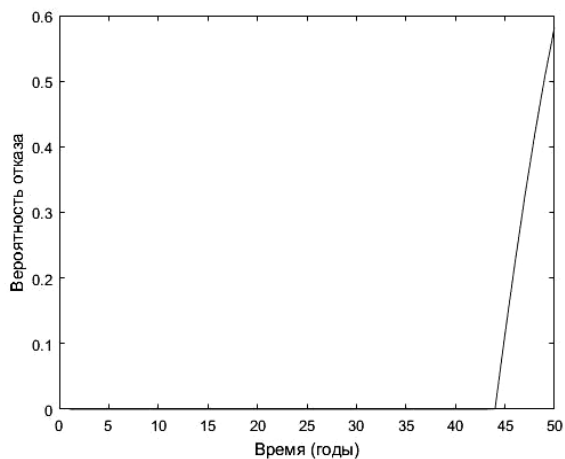


Рис. 3.30. Вероятность отказа отремонтированной конструкции

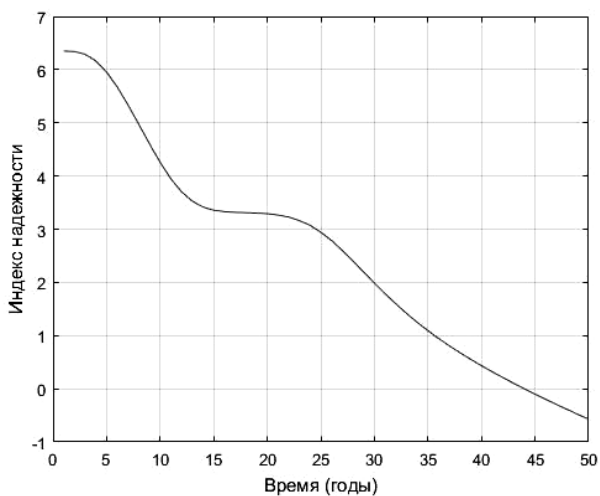


Рис. 3.31. Индекс надежности отремонтированной конструкции

Таблица 3.38

Вероятность отказа и индекс надежности отремонтированной железобетонной конструкции в зависимости от срока эксплуатации для наиболее неблагоприятного района о. Сахалин по условиям эксплуатации

Срок эксплуатации	Вероятность отказа, p_f	Индекс надежности, β
10	0,0001	4,27
20	0,0008	3,29
30	0,012	2
40	0,109	0,44
50	0,582	-0,57

После 50 лет эксплуатации в наиболее неблагоприятном районе о. Сахалин по условиям эксплуатации, вероятность отказа составила $P_f = 0,58$ или 58 %. Таким образом, ремонт конструкции, путем замены карбонизированного слоя новым, с похожими характеристиками увеличивает срок службы конструкции. В конструкции, в которой инициировалась коррозия после 29 лет эксплуатации, новое время инициации составляет 45 лет.

Полученное значение индекса надежности для 50-ти лет эксплуатации конструкции $\beta = \text{«минус» } 0,57$, что равно меньше требуемого $\beta = 1,5$ согласно [145] (при проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности для железобетонных конструкций в нормальных условиях эксплуатации).

3.4.6. Выводы по главе

1. Разработана теоретическая модель прогнозирования долговечности железобетонных ГТС при воздействии хлоридов. Модель позволяет учитывать многочисленное количество факторов (толщину защитного слоя бетона, коэффициент диффузии хлоридов, критическое содержание, поверхностное содержание хлоридов, время воздействия, условия морской атмосферы), часть из которых являются стохастическими: в простейшем стационарном случае – случайными величинами с заданными законами распределения. Для оценки конструкции по предельному состоянию рассчитываются

периоды инициирования и распространения коррозии арматуры при воздействии морской среды и сравниваются со сроком эксплуатации.

2. Для расчета долговечности в системе Matlab разработан специализированный программный комплекс автоматизации имитационного моделирования, использующий метод Монте-Карло, позволяющий оценивать вероятность ресурсного отказа по критерию проникновения хлоридов к арматуре различных железобетонных конструкций, эксплуатируемых в условиях агрессивной среды. При этом может быть решена и обратная задача определения ресурса конструкций, обеспечиваемого с заданной вероятностью. Предлагаемый программный комплекс позволяет уточнять и еще более точно определить влияние на ресурс железобетонных конструкций различных факторов. Программа также позволяет учитывать ремонт конструкций при расчете их долговечности.

3.5. Натурные исследования совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии

3.5.1. Постановка задачи экспериментальных исследований

На основании выполненного обзора предложены две модели: конечно-разностная и вероятностная модели.

Задачи экспериментальных исследований:

1. Провести комплексные полевые экспериментальные исследования состояния бетонных конструкций гидротехнических сооружений, эксплуатируемых в морской атмосферной среде.

2. Провести комплексные лабораторные экспериментальные исследования агрессивного действия карбонизации и хлоридсодержащей среды на бетон гидротехнических сооружений.

3. Проанализировать результаты лабораторных исследований, построить хлоридные профили.

4. Сопоставить полученные экспериментальные данные с результатами моделирования. Сравнить модели и выбрать наиболее подходящую.

5. Разработать рекомендации по совершенствованию методик определения долговечности конструкций прибрежных и шельфовых сооружений.

3.5.2. Планирование эксперимента

Алгоритм:

- получить фактические значения фронта карбонизации и концентрации хлор-ионов в защитном слое бетона;
- определить влияние карбонизации на концентрацию хлор-ионов в защитном слое бетона;
- определить характер и отличительные особенности комбинированного действия карбонизации и хлоридной агрессии на конструкции шельфовых и прибрежных сооружений;
- сравнивалось содержание хлоридов возле арматуры с предельным содержанием, то есть содержанием хлоридов, при котором начинается коррозия арматуры;
- сравнивалось содержание хлоридов возле арматуры с содержанием, полученным в ходе конечно-разностного и вероятностного моделирования.

Для решения этих задач были проведены натурные и лабораторные исследования состояния портовых сооружений в южной части о. Сахалин – Холмск и Корсаков. Сравнилось содержание хлоридов возле арматуры с предельным содержанием.

3.5.3. Натурные исследования

Техническое состояние конструкций оценивалось в соответствии с [73].

Визуальный осмотр включал измерение, видеофотосъемку дефектов.

Инструментальные измерения прочности бетона проводились методом пластических деформаций с помощью молотка Кашкарова

[15]. Для измерения повреждений на поверхности ж. б. элементов использовался набор измерительных инструментов. Точность измерений – 5 мм. Раскрытие трещин шириной более 1 мм измерялось металлической линейкой с точностью 0,5 мм. Измерение глубины и ширины трещин при их ширине от 0,1 мм до 1 мм выполнялось с помощью набора щупов.

Выполнялись:

- определение критических частей, в частности несущих элементов и областей с повышенным риском коррозии;
- визуальный осмотр на предмет повреждений, таких как: растрескивание, отслаивание, признаки коррозии и т. п.;
- определение прочности и толщины защитного слоя бетона сооружений для выбора тестовых зон в областях с повышенным риском коррозии;
- выбор тестовых зон.

В каждой тестовой зоне проводились:

- визуальный осмотр для выбора мест тестирования и отбора проб;
- проверка глубины защитного слоя бетона;
- (опционально) выбор мест для отбора проб в «наихудших местах» конструкций;
- определение глубины карбонизации, по средствам фенолфталеиновой пробы, как минимум в 6 местах: на свежееобломанном или просверленных участках, согласно EN 14630;
- отбор пластин для хлоридных профилей: отбирается минимум шесть пластин в каждой тестовой зоне, для получения приемлемого результата (на основе работ [183]), минимального размера 70 × 70 мм и минимальной глубины 50 мм.

Строительство первой очереди порта Холмск было начато в 1970 г. и завершено в 1973 г., т. е. на момент обследования срок эксплуатации причалов составляет более 45 лет. Обследуемые гидротехнические сооружения паромного комплекса второй очереди строились в период с 1981 по 1985 гг. Таким образом, срок их эксплуатации на момент обследования составляет более 30 лет.

Результаты обследования конструкций, проведенного при участии автора в 2016 году представлены в таблице 3.39.

Таблица 3.39

Результаты испытаний защитного слоя бетона
методами неразрушающего контроля

Наименование		Лицевая стенка	Ж. б. надстройка	Колесоотбойный брус	Колонны моста	Ж. б. балка моста
Склерометр	R_m , МПа	40,0	33,7	39,5	26,2	32,6
Пульсар 2.2	R_m , МПа	40,4	41,9	40,1	35,8	30,8
Уменьшение защитного слоя	%	6	10	10	22	16
Прочность	R_m , МПа	40,2	37,8	39,8	31,0	31,7
Измеренный класс бетона		V30	V30	V30	V25	V25
Класс бетона по проекту		V30	V30	V30	V30	V30

Корсаковский порт основан в 1946 году и в последствие реконструировался в 80-х годах XX века. Таким образом, возраст большинства сооружений составляет от 70 до 30 лет.

Результаты обследования конструкций при участии автора (2016) представлены в таблице 3.40.

Таблица 3.40

Результаты испытаний защитного слоя бетона методами
неразрушающего контроля в наиболее критических частях
конструкций (Корсаков)

Наименование		Лицевая стенка	Ж. б. надстройка	Колесоотбойный брус	Колонны моста	Ж. б. балка моста
Склерометр	R_m , МПа	40,0	33,7	39,5	39,7	26,5
Пульсар 2.2	R_m , МПа	33,3	31,4	31,5	26,5	25,2

Окончание табл. 3.40

Уменьшение защитного слоя	%	15	12	22	25	30
Прочность	R_m , МПа	36,5	32,55	35,5	33,1	25,85
Измеренный класс бетона		B30	B25	B25	B25	B20
Класс бетона по проекту		B30	B30	B30	B30	B30

Помимо прочностных характеристик, по месту определялась также и степень карбонизации бетона по средствам фенолфталеиновой пробы. Пробы показали, что на гидротехнические сооружения со стороны моря карбонизация оказывает незначительное воздействие. Однако со стороны территории наблюдается проникновение углекислого газа в защитный слой бетона.

Из критических участков этих конструкций, имеющих переменный контакт с морской водой, отбирались тестовые зоны для отбора образцов для лабораторных испытаний на содержание хлоридов. Номера тестовых зон, а также места их расположения, представлены в таблице 3.41.

Таблица 3.41
Место отбора средней аналитической пробы на определение концентрации хлоридов и глубины карбонизации

Код тестовой зоны	Место отбора	Элемент конструкции, из которого происходил отбор пробы	Зона эксплуатации
X1	Холмский порт	Лицевая стенка (колонна-оболочка)	Зона переменного уровня
X2		Ж. б. надстройка	Зона переменного уровня / Надводная зона
X3		Ж. б. колесоотбойный брус.	Зона переменного уровня
X4		Ж. б. колонна пешеходного моста.	Надводная зона
X5		Ж. б. опорная балка мостового полотна	Надводная зона

Окончание табл. 3.41

К1	Корсаковский порт	Тело причала. Ж. б. массив-гигант	Зона переменного уровня
К2		Ж. б. надстройка причала	Зона переменного уровня/ Надводная зона
К3		Ж. б. колесоотбойный брус	Зона переменного уровня
К4		Фундамент под знак СНО	Надводная зона
К5		Ж. б. опорная под трубы	Надводная зона

3.5.4. Лабораторные исследования

Образцы разрезались на несколько частей по 10 мм. Каждая часть измельчалась и из измельченного парашка брались навески составляющие 2 г., содержащие куски и крупинки диаметром менее 0,5 мм. Отмеренную навеску засыпали в завинчивающийся флакон, герметично закрывающийся крышкой с 20 мл экстрагирующего раствора. Экстрагирующий раствор состоит из дистиллированной воды с добавкой буферного регулятора ионной силы. Далее, по «Методике определения содержания хлоридов в железобетонных конструкциях мостовых сооружений» с помощью ионоселективного электрода (рис. 3.32) с точностью 0,005 % определялось и калибровалось значение концентрации хлоридов в растворе. Таким образом, для каждого образца, по всей его глубине находится значение концентрации хлоридов.



Рис. 3.32. Ионоселективный индикатор

Определение глубины карбонизации проводилось по средствам фенолфталеиновой пробы. Для этого применялся фенолфталеин по ГОСТ 5850 и этиловый спирт по ГОСТ 18300. Основные результаты лабораторных испытаний показаны в табл. 3.42.

Таблица 3.42

Результаты испытаний на определение концентрации хлоридов
и глубины карбонизации защитного слоя бетона

Код тестовой зоны	Место отбора пробы	Возраст конструкции	Глубина отбора, мм	В/Ц	Глубина карбонизации, мм	РН	Концентрация Cl, % (по массе цемента)
X1	Лицевая стенка	31	10	0,4	4	11,7	1,84
			20			11,7	1,45
			30			12,1	0,836
			40			12,3	0,254
			50			12,3	0,082
X2	Ж. б. надстройка	31	10	0,4	6	11,7	1,253
			20			12,1	1,241
			30			12,3	1,049
			40			12,3	0,385
			50			12,3	0,182
X3	Ж. б. колесоотбойный брус	33	10	0,4	6	11,5	1,99
			20			12,1	1,84
			30			12,1	1,42
			40			12,1	0,845
			50			12,1	0,382

X4	Ж. б. колонна пешеходного моста	33	10	0,4	30	10,6	2,24
			20			10,9	1,97
			30			11,2	1,64
			40			11,2	1,1
			50			11,6	0,51
X5	Ж. б. опорная балка мостового полотна	33	10	0,4	30	11,2	2,25
			20			11,2	1,98
			30			11,2	1,68
			40			11,4	1,1
			50			11,6	0,5
Корсаковский порт							
K1	Тело причала. Ж. б. массив-гигант	70	10	0,4	11	11,5	2,4
			20			11,5	1,92
			30			11,6	1,59
			40			12,1	1,21
			50			12,1	0,52
K2	Ж. б. надстрой-ка причала	44	10	0,4	8	11,7	2,2
			20			11,8	1,71
			30			12,1	1,43
			40			12,1	0,98
			50			12,2	0,46

Окончание таблицы 3.42

К3	Ж. б. колесоотбойный брус.	44	10	8	0,4	11,7	2,1
			20			12	1,64
			30			12,1	1,32
			40			12,2	0,95
			50			12,2	0,43
К4	Фундамент под знак СНО	44	10	35	0,4	10,8	2,13
			20			11	1,77
			30			11,4	1,44
			40			11,4	1,07
			50			11,8	0,53
К5	Ж. б. опорная под трубы.	46	10	40	0,4	10,4	2,15
			20			10,4	1,8
			30			10,6	1,5
			40			11,2	1,1
			50			11,4	0,55

Хлоридные профили тестовых зон представлены на рис. 3.33–3.34.

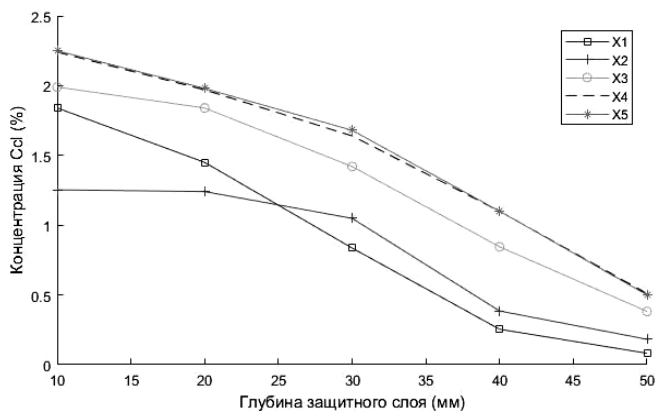


Рис. 3.33. Хлоридные профили образцов Холмского порта

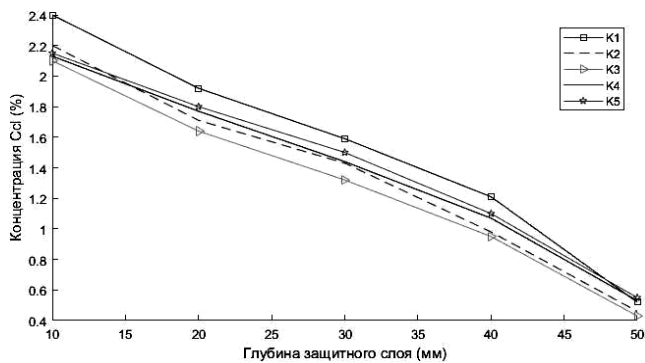


Рис. 3.34. Хлоридные профили образцов Корсаковского порта

Из результатов лабораторных испытаний видно, что одновременно наибольшая концентрация хлоридов и наибольшая глубина карбонизации достигается в образцах X4–X5 (рис. 3.35 и 3.36) и K4–K5 (рис. 3.37 и 3.38). Это происходит от того, что данные конструкции расположены на некотором расстоянии от приливной зоны воды (5 и более метров) и подвергаются воздействию морской атмосферы и волновых брызг.

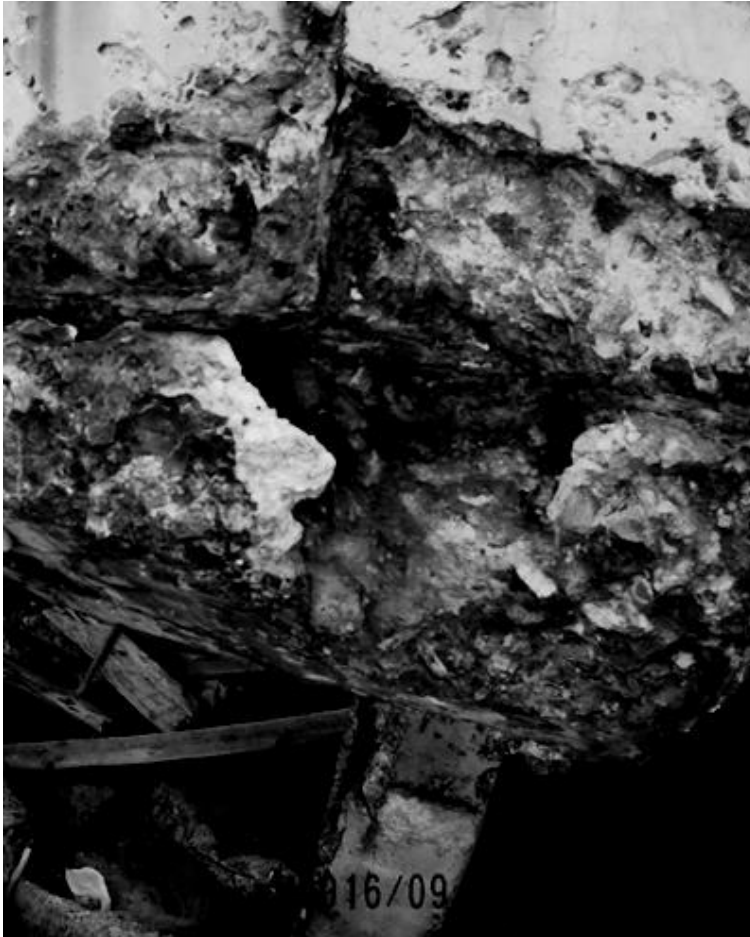


Рис. 3.35. Место отбора пробы X4



Рис. 3.36. Место отбора пробы X5



Рис. 3.37. Место отбора пробы K4



Рис. 3.38. Место отбора пробы K5

Для этих конструкций выполнен расчет по моделям совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии (по конечно-разностной модели хлоридной диффузии, представленной в пункте 3.2 и вероятностной модели, представленной в пункте 3.3). Результаты моделирования и их сравнение с экспериментальными данными, представлены в таблице 3.43.

Сравнение результатов моделирования с экспериментальными данными при глубине карбонизации более 8 мм

	Место отбора пробы	Возраст конструкции	Глубина защитного слоя, мм	Концентрация C_1 , % (Экспериментальные данные)	Концентрация C_1 , % (конечно-разностная модель)	Концентрация C_1 , % (вероятностная модель)
Холмский порт						
X4	Ж. б. колонна	33	10	2,24	2,8	2,2
			20	1,97	2,2	1,9
			30	1,64	1,81	1,62
			40	1,1	1,2	1,03
			50	0,51	0,62	0,49
X5	Ж. б. опорная балка мостового полотна	33	10	2,25	2,8	2,21
			20	1,98	2,2	1,94
			30	1,68	1,81	1,62
			40	1,1	1,2	1,03
			50	0,5	0,62	0,491

Корсаковский порт						
К4	Фундамент под знак СНО	44	10	2,32	2,9	2,13
			20	1,81	2,34	1,77
			30	1,46	1,91	1,44
			40	1,1	1,35	1,07
			50	0,55	0,72	0,53
К5	Ж. б. опор- ная под трубы	46	10	2,32	2,96	2,15
			20	1,81	2,39	1,8
			30	1,48	1,97	1,5
			40	1,1	1,37	1,1
			50	0,55	0,77	0,55

Таблица 3.43 показывает хорошую сходимость экспериментальных данных с вероятностной моделью и довольно большие различия с конечно-разностной моделью. Это связано с тем, что, в отличие от вероятностной модели, конечно-разностная модель не учитывает «скин-эффект», показанный в пункте 3.3. Коэффициент диффузии в конечно-разностной модели зависит от степени карбонизации и постоянен на всей глубине защитного слоя, таким образом в модели нет разбивки на 2 слоя с разной диффузией и нет сопротивления между слоями, поэтому и происходит завышение концентрации хлоридов в приарматурной зоне. Поэтому, для наиболее подходящей для моделирования совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии, а также расчета срока службы является вероятностная модель, представленная в пункте 3.3. Сравнение хлоридных профилей с натурными профилями показано на рис. 3.39 и 3.40.

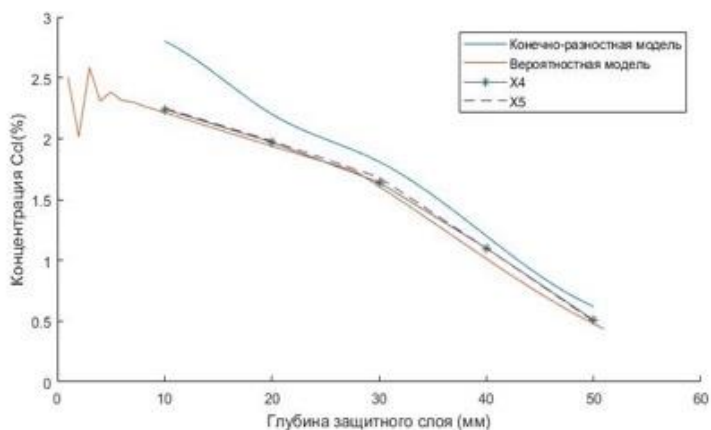


Рис. 3.39. Сравнение моделей с экспериментальными данными Холмского порта

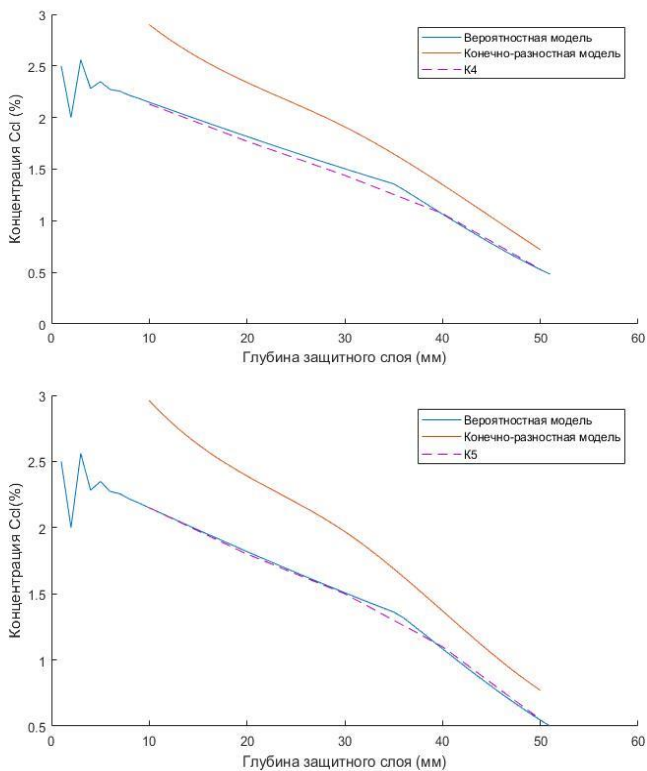


Рис. 3.40. Сравнение моделей с экспериментальными данными Корсаковского порта

Таким образом, можно сделать вывод о том, что наиболее подходящей моделью прогнозирования срока службы железобетонных конструкций является вероятностная модель расчета.

3.5.5. Выводы по главе

1. Для установления влияния совместного воздействия карбонизации и хлоридной агрессии на конструкции ГТС из высокопрочного бетона проведены натурные исследования состояния железобетонных портовых строений городов Холмск и Корсаков. В местах балок, подвергающихся увлажнению морскими водами и высуши-

ванию на солнце содержание хлоридов увеличивается со временем эксплуатации и в отдельных случаях достигает предельного содержания, при котором происходит коррозия арматуры

2. Срок службы большинства обследованных портовых строений не достиг проектного срока службы. Натурные исследования показали, что содержание хлоридов, измеренное в бетоне рядом с арматурой, подверженной коррозионному разрушению, составила 0 % по отношению к массе цемента. Следовательно, эту величину содержание хлоридов можно принять за предельное содержание, при котором происходит коррозионное разрушение арматуры.

3. По результатам лабораторных исследований получены профили распределения содержания хлоридов по глубине защитного слоя бетона. Профили определялись для мест визуально наиболее подверженных коррозии.

4. Натурные исследования состояния железобетонных портовых строений, показали, что содержание чем дальше сооружение находится от воды, тем лучше прослеживается совместное воздействие карбонизации и хлоридной агрессии.

Библиографический список источников к разделу 3

1. Александровский, С. В. Приложение теории ползучести к практическим задачам железобетонных конструкций / С. В. Александровский, В. М. Бондаренко, И. Е. Прокопович // В кн.: Ползучесть и усадка бетона. – М.: Стройиздат, 1976. – С. 56–62.

2. Алексеев, С. Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде / С. Н. Алексеев, Н. К. Розенталь. – М.: Стройиздат, 1976. – 205 с.

3. Алексеев, С. Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне / С.Н. Алексеев. – 2е изд., перераб и доп. – М.: Стройиздат, 1988. – 230 с.

4. Алексеев, С. Н. Причина разрушения конструкций с термически упрочненной арматурой / С. Н. Алексеев [и др.] // Бетон и железобетон. – 1982. – № 9. – С. 19–21.

5. Алексеев, С. Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах / С. Н. Алексеев, Ф. М. Иванов, С. Модры, П. Шиссль. – М.: Стройиздат, 1990. – 320 с.

6. Алмазов, В. О. Железобетонные конструкции сооружений для добычи нефти и газа на континентальном шельфе северных морей:

дис. на соиск. уч. степ. докт. техн. наук / В. О. Алмазов. – М., 1990. – 472 с.

7. Алмазов, В. О. Проектирование железобетонных конструкций по евронормам. М.: АСВ, 2007. – 216 с.

8. Бабушкин, В. И. Термодинамика силикатов / В.И. Бабушкин, Г. М. Матвеев, О. П. Мчедлов-Петросян. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 406 с.

9. Баженов, Ю. М. Технология бетона: учебник. М.: АСВ, 2002. – 500 с.

10. Болотин, В. В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. М.: Стройиздат, 1982. – 351 с.

11. Болотин, В. В. Прогнозирование ресурса машин и конструкций. М.: Машиностроение, 1984. – 312 с.

12. Бондаренко, В. М. Надежность строительных конструкций и мостов / В. М. Бондаренко, Л. И. Иосилевский, В. П. Чирков. – М.: Издво акад. архитектуры и стр. наук, 1996. – 230 с.

13. Бондаренко, В. М. Проблемы устойчивости железобетонных конструкций / В. М. Бондаренко, В. Н. Прохоров, В. И. Римшин // Бюллетень строительной техники. – Издво БСТ, 1998. – № 5. – С. 13–16.

14. Васильев, А. И. Оценка коррозионного износа рабочей арматуры в балках пролетных строений автодорожных мостов / А. И. Васильев // Бетон и железобетон. – 2000. – № 2. – С. 20–23.

15. ГОСТ 313842008. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Общие технические требования – Введ. 01.03.2010. – М.: Издательство стандартов, 2010. – 50 с.

16. Гузеев, Е. А. Интегральный метод оценки напряженнодеформированного состояния железобетонных элементов в случае воздействия агрессивной среды и силовой нагрузки / Е. А. Гузеев, В. М. Бондаренко, Н. В. Савицкий // НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1984. – С. 20–27.

17. Гузеев, Е. А. Разрушение бетона и его долговечность: [монография] / Е. А. Гузеев, С. Н. Леонович, А. Ф. Милованов и др.; под ред. Гузеева Е. А. – Мн.: Тыздзень, 1997. – 170 с.

18. Гузеев, Е. А. Расчет железобетонных конструкций с учетом кинетики коррозии третьего вида / Е. А. Гузеев, Н.В. Савицкий // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрес-

сивных средах: сб. тр. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1988. – С. 16–20.

19. Гузеев, Е. А. Расчет напряженно-деформированного состояния нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов с учетом кинетики сульфатной коррозии бетона / Е. А. Гузеев, Н. В. Савицкий, А. А. Тытук // Защита бетона и железобетона от коррозии: сб. тр. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1990. – С. 59–66.

20. Гусев, Б. В. Математические модели процессов коррозии бетона / Б. В. Гусев, А. С. Файвусович, В. Ф. Степанова, Н. К. Розенталь. – М.: ИИЦ «ТИМР», 1996. – 103 с.

21. Гучкин, И. С. Диагностика повреждений и восстановление эксплуатационных качеств конструкций: учеб. пособие / И. С. Гучкин. – М.: Издво АСВ, 2000. – 176 с.

22. Добромыслов, А. Н. Исследование надежности конструктивных систем / А. Н. Добромыслов // Промышленное строительство. – 1989. – № 12. – С. 20–22.

23. Иванов, Ф.М. Защита железобетонных конструкций транспортных конструкций от коррозии / Ф.М. Иванов. – М.: Транспорт, 1968. – 176 с.

24. Иванов, Ф. М. Оценка воздействий внешней среды на бетон в нормативных документах / Ф. М. Иванов, Н.-К. Розенталь // Бетон и железобетон. – 1990. – № 11. – С. 42–44.

25. Карапетов, Э. С. Прогноз срока службы железобетонных мостов на основе модели процесса карбонизации защитного слоя / Э. С. Карапетов, Д. А. Шестовицкий // Известия Петербургского университета путей сообщения, выпуск № 1 (46). – 2016.

26. Карнаухова, Л. Н. Исследование физикохимических процессов и закономерностей массопереноса при коррозии цементного камня в кислых средах / Л. Н. Карнаухова, В. Г. Петров-Денисов // Коррозионная стойкость бетона и стальной арматуры: сб. тр. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1984. – С. 156–158.

27. Кельтон, В. Имитационное моделирование. Классика CS. 3-е изд. / В. Кельтон, А. Лоу. – СПб.: Питер; Киев: Издательская группа ВНУ, 2004. – 847 с.

28. Корн Г. Справочник по математике для научных работников и инженеров / Г. Корн и Т. Корн. – М.: Наука, 1974. – 832 с.

29. Коррозия: справочник / под ред. Л. Л. Шранера. – М.: Металлургия, 1981. – 631 с.

30. Котляревский, В. А. Аварии и катастрофы. Предупреждение и ликвидация последствий: учебное пособие в 3-х книгах / В. А. Котляревский, К. Е. Кочетков, А. А. Носач, А. В. Забегаев и др.; под ред.: К. Е. Кочеткова, В. А. Котляревского и А. В. Забегаева. – М.: Издво АСВ, 1995, 1996. 1998.

31. Кравченко, Т. Г. Процессы электрокоррозии и электрозащиты железобетона / Т. Г. Кравченко // Защита бетона и железобетона от коррозии: сб. тр. ; под ред. С. Н. Алексеева, В. Ф. Степановой. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1990. – С. 108–118.

32. Кравченко, Т. Г. Электрокоррозия стальной арматуры железобетонных конструкций в хлоридных средах / Т. Г. Кравченко // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах: сб. тр. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1988. – С. 33–40.

33. Краснюк, Т. В. Оптимизация первичной защиты арматуры железобетонных конструкций в агрессивных газовых средах по критериям надежности и долговечности / Т. В. Краснюк, Н. А. Швец, Н. В. Савицкий // Бетон и железобетон в Украине. – 2000. – № 4. – С. 29.

34. Крушедольская, В. Е. Коррозионное поведение арматуры в бетонах на шлакопортландцементях / В. Е. Крушедольская, В. Я. Флакс, В. Л. Чернявский // Бетон и железобетон. – 1993. – № 3. – С. 28–29.

35. Кудзис, А. П. Оценка надежности железобетонных конструкций / А. П. Кудзис. – Вильнюс: Мокслас, 1985. – 156 с.

36. Курбанов, Ф. М. Исследование диффузии хлоридов из грунта в бетон железобетонных труб / Ф. М. Курбанов [и др.] // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах: сб. тр. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1988. – С. 124–128.

37. Леонович С. Н. Алгоритм расчета долговечности железобетонных конструкций при хлоридной агрессии / С. Н. Леонович // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке кадров Республики Беларусь: сб. тр. VII Междунар. науч. методич. семинара; под ред. Н. П. Блещика, А. А. Борисевича, Т. М. Пецоьлда – Брест: БрГТУ, 2001. – С. 432–435.

38. Леонович, С. Н. Долговечность железобетонных конструкций при воздействии коррозии арматуры / С. Н. Леонович // Строительство и недвижимость. – 2005. – № 8. – С. 10–11.

39. Леонович, С. Н. Вероятностная оценка коррозии арматуры в существующих железобетонных конструкциях при хлоридной агрессии / С. Н. Леонович // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке кадров Республики Беларусь: сб. тр. VII Междунар. науч. методич. семинара; под ред. Н. П. Блещика, А. А. Борисевича, Т. М. Пецольда – Брест: БрГТУ, 2001. – С. 435–440.

40. Леонович, С. Н. Модели периода инициирования коррозии арматуры / С. Н. Леонович, А. В. Прасол // Строительные материалы. – 2012. – № 9. – С. 74–75.

41. Леонович, С. Н. Моделирование трещиностойкости в бетоне под действием корродирующей арматуры / С. Н. Леонович // Вестник Белорусского национального технического университета: научнотехнический журнал. – 2010. – № 6.

42. Ли, Ф. М. Химия цемента и бетона / Ф. М. Ли. – М.: Госстройиздат, 1961. – 646 с.

43. Максимей, И. В. Имитационное моделирование случайных процессов в СМДЭС / И. В. Максимей, Д. Н. Шевченко // Математические машины и системы, № 3, 2010. – С. 141–152.

44. Марковский, Д. М. Калибровка значений параметров безопасности железобетонных конструкций с учетом заданных показателей надежности: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Д. М. Марковский; БрГТУ. – Брест, 2009. – 260 с.

45. Мельникова, Л. А. Аварии и деформации железобетонных силосных корпусов (зернохранилищ) и их причины / Л. А. Мельникова // Труды Харьковского сельскохозяйственного института, 1977. – Т. 237. – С. 32–39.

46. Милованов, А. Ф. Коррозионная стойкость бетона при воздействии температуры и агрессивной среды / А. Ф. Милованов, В. И. Веретенников, С. Е. Кобзенко // Защита бетона и железобетона от коррозии: сб. тр.; под ред. С. Н. Алексеева, В. Ф. Степановой. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1990. – С. 126–131.

47. Михальчук, П. А. Характер и скорость коррозионного разрушения бетона в условиях капиллярного подсоса и испарения высокоминерализованных сред / П. А. Михальчук, С. А. Рябчук // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах: сб. тр. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1988. – С. 20–28.

48. Москвин, В. М. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гузев; под общ. ред. В. М. Москвина. – М.: Стройиздат, 1980. – 536 с.
49. Надежность и эффективность в технике: справочник. В 10 т. Т. 5. Проектный анализ надежности / под. ред. В. И. Патрушева, А. И. Рембезы. – М.: Машиностроение, 1988. – 316 с.
50. Овчинников, И. Г. Инженерные методы расчета конструкций, эксплуатирующихся в агрессивных средах: учебное пособие / И. Г. Овчинников, А. И. Айнабеков, Н. Б. Кудайбергенев. – Шымкент: Издво КазХТИ, 1994. – 132 с.
51. Овчинников, И. Г. Моделирование поведения железобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридсодержащих сред / И. Г. Овчинников, В. В. Раткин, А. А. Землянский. – Саратов: СГТУ, 2000. – 232 с.
52. Петров, В. В. Расчет элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой / В. В. Петров, И. Г. Овчинников, Ю. М. Шихов // Саратов: Издво СГУ, 1987. – 288 с.
53. Полак, А. Ф. Обобщенная математическая модель коррозии бетона в агрессивных жидких средах / А. Ф. Полак, Р. Г. Хабибуллин, В. В. Яковлев, В. М. Латыпов // Бетон и железобетон. – 1981. – № 9. – С. 44–45.
54. Попеско, А. И. Работоспособность инженерных конструкций, подверженных коррозии / А. И. Попеско. – СПб.: СПбГАСУ, 1996. – 182 с.
55. Пособие по проектированию защиты от коррозии бетонных и железобетонных строительных конструкций (к СНиП 2.03.1185). – М.: Стройиздат, 1989. – 175 с.
56. Пухонто, Л. М. К вопросу о минимальном проценте армирования обделок напорных гидротехнических туннелей / Л. М. Пухонто [и др.] // Гидротехническое строительство. – 1993. – № 1. – С. 23–30.
57. Райзер, В. Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций / В. Д. Райзер. – М.: Стройиздат, 1986. – 190 с.
58. Райзер, В. Д. Равновесные состояния элементов конструкций, подверженных коррозионному износу / В. Д. Райзер, АльМалюль Р. – М.: МГСУ, 1994. – 147 с.

59. Райзер, В. Д. Расчет и нормирование надежности строительных конструкций / В. Д. Райзер. – М.: Стройиздат, 1995. – 348 с.

60. Райзер, В. Д. Теория надежности в строительном проектировании / В. Д. Райзер. – М.: Издво АСВ, 1998. – 302 с.

61. Рекомендации по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении. – М.: Стройиздат, 1990. – 176 с.

62. Ржаницын, А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность / А. Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.

63. Розенталь, Н. К. Коррозионная стойкость цементных бетонов низкой и особо низкой проницаемости: дис. дра техн. наук: 05.23.05 / Н. К. Розенталь, НИИЖБ. – М., 2004. – 432 с.

64. Розенталь, Н. К. Способ оценки коррозионного состояния стальной арматуры в железобетонных конструкциях / Н.К. Розенталь // Изучение стойкости железобетона в агрессивных средах; под. ред. В. М. Москвина, Ю. М. Савиной. – М.: Стройиздат, 1980. – С. 72–80.

65. Сарья, А. И. Проектирование долговечности бетонных конструкций / А. И. Сарья, Е. Весикари // Доклад технического комитета RILEM 130GSL. Центр технических исследований Финляндии – 1994.

66. CEB Comite Euro International du Beton / New Approach to Durability Design An example for carbonation induced corrosion// edited by P. Schiessl, Bulletin 238, Comite EuroInternational du Beton (CEB). – Lausanne, 1997.

67. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Технологические допуски: ГОСТ 2177982. – Введ. 01.01.1983. – Москва: ЦНИИЭПжилища, 1982. – 23 с.

68. СНБ 1.04.012004. Здания и сооружения. Основные требования к техническому состоянию и обслуживанию строительных конструкций и инженерных систем, оценке их пригодности к эксплуатации. – Введ. 01.04.2004. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2004. – 140 с.

69. СНБ 5.03.012002. Бетонные и железобетонные конструкции. – Введ. 01.07.2003. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 140 с.

70. СТБ 116899. Бетоны. Метод контроля коррозионного состояния стальной арматуры в бетоне и защитных свойств бетона. – Введ. 01.03.2000. – Мн., 2000. – 28 с.

71. СТБ 22212011. Бетоны конструкционные тяжелые для транспортного и гидротехнического строительства. – Введ. 01.01.2012. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2012. – 24 с.

72. СТБ ISO 23942007. Надежность строительных конструкций. Общие принципы. – Введ. 01.07.2008. – Мн., 2008. – 72 с.

73. Степанова, В. Ф. Теоретические основы и практическое обеспечение сохранности арматуры в бетонах на пористых заполнителях: дис. д-ра техн. наук: 05.23.05 / В. Ф. Степанова; НИИЖБ. – М., 2003. – 268 с.

74. Тимашов, С. А. Надежность больших механических систем / С. А. Тимашов. – М.: Наука, 1982. – 184 с.

75. ТКП 451.04372008 (02250). Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения. – Введ. 29.12.2008. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2008. – 94 с.

76. ТКП 452.011112008 (02250). Защита строительных конструкций от коррозии. Строительные нормы проектирования. – Введ. 01.01.2009. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2009. – 94 с.

77. ТКП 453.032322011 (02250). Мосты и трубы. Строительные нормы проектирования. – Введ. 01.11.2012. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2011. – 304 с.

78. ТКП EN 19902011 (02250). Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 01.07.2012. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2012. – 74 с.

79. Томашов, Н. Д. Теория коррозии и защиты металлов / Н. Д. Томашов. – М.: Изд. АН СССР, 1959. – 591 с.

80. Чехов, А. П. Справочник по бетонам и растворам / А. П. Чехов, А. М. Сергеев, Г. Д. Дибров. – Киев: Будівельник, 1979. – 256 с.

81. Чирков, В. П. К определению расчетных сопротивлений бетона при заданном сроке службы конструкции: научное издание / В. П. Чирков // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 1994. – № 9/10. – С. 37.

82. Чирков, В. П. Надежность и долговечность железобетонных конструкций зданий и сооружений / В. П. Чирков // Российская арх. строит. энциклопедия. – М.: ВНИИТПИ Госстроя РФ, 1998. – Т. V. – С. 86–117.

83. Чирков, В. П. Основы теории ресурса железобетонных конструкций / В. П. Чирков // Бетон и железобетон. – 1990. – № 10. – С. 35–36.

84. Чирков, В. П. Прогнозирование сроков службы железобетонных конструкций: учебное пособие / В. П. Чирков. – М.: МИИТ, 1997. – 56 с.

85. Шаталов, А. Я. Практикум по физической химии / А. Я. Шаталов, И. К. Маршаков. – М. Высш. шк., 1975. – 287 с.

86. Яковлев, В. В. Некоторые особенности прогнозирования долговечности железобетона в агрессивных средах / В. В. Яковлев // Вопросы повышения долговечности строительных конструкций в агрессивных средах: сб. науч. тр. – Уфа: Издво Уфимского НИИ-промстроя, 1989. – С. 314.

87. A. Neville, Properties of Concrete, Longman and John Wiley, London and New York, 1995., B. Hans (Ed.), Corrosion in Reinforced Concrete Structures, Woodhead Publishing Limited, England, 2005.

88. AASHTO T 260. Standard Method of Test for Sampling and Testing for Chloride Ion in Concrete and Concrete Raw Materials // American Association of State Highway and Transportation Officials. – Washington, 1984.

89. Ababneh, A., Benboudjema, F., and Xi, Y. 2003. «Chloride penetration in nonsaturated concrete». J. Mater. Civ. Eng. 15–21, 183–191.

90. Alekseev, S.N. Durability of reinforced concrete in aggressive media / S. N. Alekseev, F. M. Ivanov, S. Modry, P. Schiessel // A. A. BALKEMA PUBLISHERS, 1993. – 394 p.

91. Amey, S. L., Johnson, D. A., Miltenberger, M. A., and Farzam H., «Temperature dependence of compressive strength of conversioninhibited high alumina cement concrete», ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 1, pp. 27–36 (1998).

92. Amey, S. L., Johnson, D. A., Miltenberger, M. A., and Farzam H., «Temperature dependence of compressive strength of conversioninhibited high alumina cement concrete», ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 1, pp. 27–36 (1998).

93. Amey, S. L. Predicting the Service Life of Concrete Marine Structures / S. L. Amey, D. A. Johnson, M. A. Miltenberger, H. Farzam // An Environmental Methodology, ACI Structural Journal. Farmington Hills. – Vol. 95. – № 2. –1998. – P. 205–214.

94. Andersen, A. Investigation of chloride penetration into bridge columns exposed to deicing salt / A. Andersen // HETEKreport № 82, Danish Road Directorate. – Copenhagen, 1997. – 80 p.

95. Andersen, A. Measurements of Seasonal and Diurnal Variations of Environmental Conditions Surrounding a Heavily Trafficked Bridge Structure / A. Andersen, J. Paulsson // International Symposium on Repair of concrete structures – From Theory to Practice in a Marine Environment. – Norway, 1997. – P. 143–152.

96. Andersen, A. Unpublished data / A. Andersen // Department of building Materials, Chalmers University of Technology. – Goteborg, 1996.

97. Andrade, C. Calculation of initiation and propagation periods of service life or reinforcements by using the electrical resistivity / C. Andrade // Advances in concrete through science and engineering. – Northwestern University, Evanston, Illinois, 2004. – P. 23–30.

98. Andrade, C. Cover cracking and amount of rebar corrosion: Importance of the current applied accelerated tests / C. Andrade, C. Alonso, J. Rodriguez, M. Garsia // Concrete rebar, Rehabilitation and Protection; Edited by R. K. Dhir and M. R. Jones. – EFN Spon, London, 1996. – P. 263–273.

99. Andrade, C. Models for Predicting Corrosion Rates / C. Andrade, C. Alonso, A. Arteaga // BriteEuRam, Project № BE951347. – Brussels, 1997.

100. B. Bary and A. Sellier, «Coupled moisture-carbon dioxide-calcium transfer model for carbonation of concrete», Cement and Concrete Research 34 (12), 1859–1872 (2004).

101. Bamforth, P. B. Definition of exposure classes and concrete mix requirements for chloride contaminated environments / P. B. Bamforth // Proc. 4th Int. Symp. On Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction. – Cambridge, 1996. – P. 176–188.

102. Basler, R. GPM portable equipment for determination of corrosion stage of concrete structures laboratory and onsite experiences / R. Basler, A. Burkert // International Symposium «NonDestructive Testing in Civil Engineering», 2003.

103. Bazant, Z.P. Physical Model for Steel Corrosion in Concrete Sea Structures – Theory / Z. P. Bazant // Journal of the Structural Division. – June 1979. – Vol. 105, № 6. – P. 1137–1153.

104. Bazant, Z. P. Physical Model for Steel Corrosion in Sea Structures – Theory”, ASCE Journal of the Structural Division, Vo. 105, NO. ST6, pp 1137–1153.

105. Beeby, M. W. Design for life / M. W. Beeby // Proceedings of the International Congress: Concrete 2000. Economical and durable constructions through excellence. – Dundee, Scotland, 1994. – P. 37–51.

106. Berke, N. S. Predicting Chloride Profiles in Concrete / N. S. Berke and M. C. Hicks // Corrosion, March 1994. – Vol. 50, № 3. – P. 234–239.

107. Bilcik, J. Prediction of service life with regard to reinforcement corrosion / J. Bilcik // Slovak journal of civil engineering. – Bratislava, 1994. – Vol. 3.

108. Bjegovic, D. CDct diagrams for practical design of concrete durability parameters / D. Bjegovic, V. Krstic, D. Mikulic, V. Ukrainczyk // Cement and Concrete Research. – 1995. – Vol. 25, № 1 – P. 187–196.

109. Blomqvist, G. Airborne spreading and deposition of deicing salt – a case study / G. Blomqvist, E. L. Johansson // The Science of the Total Environment. – 1999. – Vol. 235. – P. 161–168.

110. Blomqvist, G. Impact of deicing salt on roadside vegetation – a literature review / G. Blomqvist // VTI rapport 427A, Swedish National Road and Transport Research Institute. – 1998. – P. 136.

111. Bob, C. Probabilistic assessment of reinforcement corrosion in existing structures / C. Bob // Proceedings of the International Conference held at the University of Dundee. – Scotland, UK. – 1996. – pp. 17–28.

112. Bob, C. Probabilistic assessment of reinforcement corrosion in existing structures / C. Bob // Proceedings of the International Conference held at the University of Dundee, Scotland, UK. – 1996. – P. 17–18.

113. Burton, R. Scourge of the Planes / R. Burton // The Horticulturist. – 1982. – Vol. 1, № 3. – P. 28–30.

114. C. Andrade, J. M. Diez, and C. Alonso, «Mathematical modeling of a concrete surface skin effect on diffusion on chloride contaminated media» Advanced Cement Based Materials, vol. 6, No. 2, pp. 39–44, 1997.

115. C. Andrade, J. M. Diez, and C. Alonso, «Mathematical modeling of a concrete surface skin effect on diffusion on chloride contaminated

media» *Advanced Cement Based Materials*, vol. 6, No. 2, pp. 39–44, 1997

116. C. S. Lee and I. S. Yoon, «Prediction of deterioration process for concrete considering combined deterioration of carbonation and chloride ion» *Journal of the Korea Concrete Institute*, vol. 15, No. 6, pp. 902–912, 2003.

117. Cavalier, P. G. *Investigation and Repair of Reinforcement Corrosion in a Bridge Deck* / P. G. Cavalier, P. R. Vassie // *Proc. Inst. of Civil Engineers*. – London, 1981. – Vol. 70. – P. 461–480.

118. CEB Bulletin 238, *New Approach to Durability Design. an Example for Carbonation Induced Corrosion*, Comitree EuroInternational du Breton CEB, Paris, 1997.

119. CEBFIP Model Code 1990 / Thomas Telford Services, Ltd // London, for Comite EuroInternational du Beton, Laussane, 1993. – 437 p.

120. Ciampoli, M. *Probabilitybased durability design of reinforced concrete structures* / M. Ciampoli, P. Giovenale, L. Petrichella // *Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management*. – Barcelona, July 2002. – P. 211–215.

121. Clifton, R. J. *Predicting the service life of concrete* / R. J. Clifton // *ACI Materials Journal*, 1993. – № 6. – P. 611–617.

122. Collepardi, M., Marcialis A. and Turriziani, R. (1970), ‘The kinetics of penetration of chloride ions into the concrete’, *Il Cemento*, 1970, No. 4, pp. 157–164.

123. Costa, a., and Appleton, J. *Concrete Carbonation and Chloride Penetration in a Marine Environment*, 2001.

124. Crank, J. «*The Mathematics of Diffusion*», Ed. Oxford University, 1975.

125. Crank, J., *The Mathematics of Diffusion*, Oxford University Press, Oxford (1975).

126. D. Gawin and L. Sanavia, «Mathematical model of thermalmoisture phenomena in porous materials, including air di and solved in water», *Proc. Physics of Structure Building in Theory and Practice 2*, 53–60 (2007).

127. Dhir, R. K. *Concrete durability: estimation of chloride concentration during design life* / R.K. Dhir, M.R. Jones, H.E.H. Ahmed // *Magazine of Concrete Research*. – 01 March 1991. – Vol. 43, Iss. 154. – P. 37–44.

128. Ditlevsen, O. *Structural Reliability Methods* / O. Ditlevsen & H. O. Madsen // Wiley Publishers. – Chichester, 1996.

129. Dura Crete: Brite EuRam III Proeject BE951347, Report R3, *Models for Environmental Action on Concrete Structures*, March, 1999.

130. Dura Crete: Brite EuRam III Proeject BE951347, Report R8, *Compliance Testing for Probabilistic Design Purposes*, 1999.

131. *Durability design of concrete structures* / Edited by A. Sarja, E. Vesicary // Report of RILEM Technical Committee 130csl. – E & SPON. – 165 p.

132. *Durable Concrete Structures. CEB Design Guide, № 182.* – Thomes Telford, 1992. – 128 p.

133. *DuraCrete – Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures: Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions.* Report No.: BE 951347– 2000. – P. 62–63.

134. *DuraCrete (1998a). Modelling of Degradation* // Document BE951347/R45. The European Union – Brite EuRam III, Contract BRPRCT950132, Project BE951347, CUR, Gouda. – 1998.

135. *DuraCrete (1999). Models for Environmental Actions on Concrete Structures* // Document BE951347/R3. The European Union – Brite EuRam III, Contract BRPRCT950132, Project BE951347. – CUR, Gouda, March 1999. – 273 p.

136. *DuraCrete (1999f). Quantification of the environmental parameters in the carbonation and chloride ingress models* // Document BE951347/TG4/C. The European Union – Brite EuRam III, Contract BRPRCT950132, Project BE951347, Prepared at Chalmers University of Technology, Göteborg. – 1999.

137. Eliasson, Å. *Spridning av vägsalt kring vägar (The spread of deicing salts around roads)* / Å. Eliasson // Project work 20p, Naturgeografiska institutionen, Göteborgs universitet, Göteborg, 1996. (in Swedish).

138. Emilio BastidasArteaga, Alaa Chateaufneuf, Mauricio SónchezSilva, Philippe Bressolette, Franck Schoefs. *A comprehensive probabilistic model of chloride ingress in unsaturated concrete.* *Engineering Structures*, Elsevier, 2011, 33 (3), pp.720–730.

139. *EN 1990: 2002 Eurocode – Basis of structural design [Text]* / European Committee for Standardization. – Brussels: European Committee for Standardization. – 2003. – p. 116.

140. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARTIZATION, European prestandard env. 19921 1. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1. General rules and rules for buildings, CEN, December 1991, Brussels. – 253 p.

141. European Standard. Concrete – Specification, performance, production and conformity: EN 206:2013 (E). – Brussels: European Committee for Standardization, 2013. – 93 p.

142. Fagerlund, G. Kartering av kloridbelastning vid Riksväg 40 – Resultat från 5 vintersasonger (Mapping of the chloride load around a Swedish main road exposed to deicing salts – Results after 5 winter seasons): Report TVBM7162 / G. Fagerlund, J. Svard // Division of Building Materials, Lund Technical University. – Lund, 2001. – 12 p.

143. Frederiksen, J.M, Nilsson, L.O., Poulsen, E., Sandberg, P., Tang, L., and Andersen, A (1996), «HETEK A system for estimation of chloride ingress into concrete. Theoretical background» Report No. 83, Danish Road Directorate, Copenhagen.

144. Frederiksen, J. M. The HETEK model of chloride ingress into concrete made simpler by approximations / J. M. Frederiksen, L. Mejlbro, E. Poulsen // Proceedings of 2nd International RILEM Workshop on Testing on Modelling the Chloride Ingress into Concrete. – Paris, 2000. – P. 317–336.

145. Gaal, G. C. Prediction of deterioration of concrete bridges in the Netherlands / G. C. Gaal, C. Veen, M. H. Djourai // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002. – P. 526–529.

146. Gaal, G. C. Prediction of deterioration of concrete bridges in the Netherlands / G. C. Gaal, C. Veen, M. H. Djourai // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002. – P. 526–529.

147. Glanvill, J. Prediction of Concrete Durability / J. Glanvill, A. Neville, G. Sommerville // E & FN Spon. – 1996. – 208 p.

148. Guirguis, S., «A basis for determining minimum cover requirement for durability,» Concrete Durability, ACI, Detroit, pp. 447–463.

149. Haque, M.N. Carbonation of concrete structures in hot dry coastal regimées / M.N Haque, H. AlKhayat // Cement and Concrete Composites 19. – 1997. – 123–129 p.

150. Hausmann, D.A. Steel Corrosion in Concrete / D.A. Hausmann // Materials Protection. – 1967. – № 11. – P. 19–23.

151. Hobbs, D. W. Chloride ingress and chloride-induced corrosion in reinforced concrete members / D. W. Hobbs // Proc. 4th Int. Symp. On Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction. – Cambridge, 1996. – P. 124–135.

152. Hookham, C. J., «Rehabilitation of Great Lakes Steel's no. one dock» ACI Symposium of Durability of Concrete, ACI, Detroit (1992).

153. Horrigmoe, G. Nonlinear finite element analysis of deteriorated and repaired concrete structures / G. Horrigmoe // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, July 2002. – P. 61–63.

154. Horrigome, G. Assessment of the performance of concrete structures attacked by reinforcement corrosion / G. Horrigome, T. Hansen / International Symposium on Advances in Concrete Through Science and Engineering. – Northwestern University, Evanston, Illinois, 2126 March, 2004.

155. I. S. Yoon, «Deterioration of concrete due to combined reaction of carbonation and chloride penetration: experimental study», Key Engineering Materials, vol. 348349, pp. 729–732, 2007

156. I. S. Yoon, «Deterioration of concrete due to combined reaction of carbonation and chloride penetration: experimental study», Key Engineering Materials, vol. 348349, pp.729–732, 2007.

157. ISO 2394 (1998) General principles on reliability for structures for durability, p 73.

158. K. Kobayashi, R. Shiraki, and K. Kawai, «Carbonation of Concrete», Proceedings of JSCE, No.433, p. 114, 1991.

159. KCI, Development of Performance Based Design Code for Concrete Structures: Sourcebook, KCI, 2010.

160. Khitab, A. Chloride diffusion through saturated concrete: numerical and experimental results / A. Khitab, S. Lorente, J.P. Ollivier // International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur. – Northwestern University, Evanston, Illinois, 2004.

161. Kumar, Ram. Prediction of Long Term Behaviour and Performance of Concrete Structures // International Conference on Maintenance & Durability of Concrete Structures, March 4–6, 1997. – JNT University, Hyderabad, India, 1997. – P. 245247.

162. Li, C.Q. Serviceability assessment of reinforced concrete structures in marine environments / C.Q. Li, W. Lawanwisut // Proceedings

PRO 29: 2nd International RILEM Workshop on Life Prediction and Aging Management of Concrete Structures. – Paris, 2003. – P. 127136.

163. Li, K. Durability modeling of reinforcement corrosion in cracked concrete structures / K. Li, B. Capra, O. Bernard // International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur. – Northwestern University, Evanston, Illinois, 2004.

164. Lindvall, A. Chloride ingress data from Danish and Swedish road bridges exposed to splash from deicing salt / A. Lindvall, A. Andersen, L.O. Nilsson // Proceedings of 2nd International RILEM Workshop on Testing and Modelling the Chloride Ingress into Concrete. – Paris, 2000. – P. 85–103.

165. Lindvall, A. Mapping of the chloride load around two Swedish reinforced concrete bridges / A. Lindvall // Publication P02:2, Department of Building Materials, Chalmers University of Technology. – Goteborg, 2002. – 52 p.

166. Liu, T. and Weyers, R. W. (1998): «Modelling the dynamic corrosion process in chloride contaminated concrete structures», Cement and Concrete Research, Vol. 28, pp 365–379.

167. Liu, Y. Modeling the timetocorrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures / Y. Liu, R. E. Weyers // ACI Materials Journal 95(6). – 1998. – P. 675–681.

168. Livingston, R. A. The damage function concept in the deterioration science of concrete / R. A. Livingston // International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur. – Northwestern University, Evanston, Illinois 2004.

169. Lounis, Z. Reliabilitybased service life predictions of deteriorating concrete structures / Z. Lounis, M. S. Mirza // Concrete Under Severe Conditions: Proceeding of Third International Conference. – Vancouver, 2001. – P. 965–972.

170. M. K. Lee, S. H. Jung, and B. H. Oh, «Effects of carbonation on chloride penetration in concrete», ACI Materials Journal, vol. 110, No. 5, pp. 559–566, 2013.

171. M. K. Lee, S. H. Jung, and B. H. Oh, «Effects of carbonation on chloride penetration in concrete», ACI Materials Journal, vol. 110, No. 5, pp. 559–566, 2013.

172. M. Lee, S. Jung, B. Oh, Effects of carbonation on chloride penetration in concrete, ACI Mater. J. 110 (5) (2013) 559–566. Backus, D. Mcpolin, M. Basheer, A. Long, N. Holmes, Exposure of mortars to

cyclic chloride ingress and carbonation, *Adv. Cem. Res.* 25 (1) (2013) 3–11.

173. M. D. A. Thomas, P. B. Bamforth, Modelling chloride diffusion in concrete: effect of fly ash and slag, *Cem. Concr. Res.* 29 (4) (1999) pp. 487–495.

174. M. D. A. Thomas, P.B. Bamforth, Modelling chloride diffusion in concrete: effect of fly ash and slag, *Cem. Concr. Res.* 29 (4) (1999) pp. 487–495.

175. Maage, M. Chloride Penetration into concrete with lightweight aggregates / M. Maage, S. Helland, J.E. Carlsen // Report FoU Lightcon. – Report № 3.6. – STF22 A98755 SINTEF. – Trondheim, 1999.

176. Maage, M. Service life model for concrete structures exposed to marine environment / M. Maage, E. Poulsen, O. Vennesland, J. E. Carlsen // Initiation period Lightcon. – Report № 2.4. – STF70 A94082 SINTEF. – Trondheim, 1995.

177. MartinPerez, B. Service Life Modelling of R. C. Highway Structures exposed to chlorides / B. MartinPerez // PhD Dissertation. – Department of Civil Engineering, University of Toronto. – 1999.

178. McBean, E. Migration pattern of deicing salts from roads / E. McBean, S. AlNassri // *Journal of Environmental Management.* – 1987. – Vol. 25. – P. 231–238.

179. McGee, R. Modelling of durability performance of Tasmanian bridge / R. McGee, R. Melchers, M. Stewart // *Applications of statistics and probability in Civil engineering.* – Rotterdam. – pp. 297–306.

180. Mehta, P. K. Concrete Technology at the Crossroads. Problems and Opportunities / P. K. Mehta // *Concrete Technology: Past, Present and Future*, SP144, ACI – Farmington Hills, Mich., 1994. – P. 131.

181. Mehta, P. K. Concrete, Microstructure, Properties and Materials / P. K. Mehta, J. M. Paulo, O. Monteir // Indian Edition, Indian Concrete Institute, 1997. – 548 p.

182. Mejers, S. J. H., 2Danalysis of chloride ingress in the tidal zone of marine concrete structures / S. J. H. Mejers, E. Schlangen // *International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur.* – Northwestern University, Evanston, Illinois 2004.

183. Mejlbro, L. The complete solution to Fick's second law of diffusion with timedependent diffusion coefficient and surface concentration /

L. Mejlbro // Proceedings of CEMENTA's Workshop on Durability of Concrete in Saline Environment. – Danderyd, 1996. – P. 127–158.

184. Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures // FIB (CEBFIP) Bulletin, 2003. – P. 153–161.

185. Morinaga, S. Prediction of service lives of reinforced concrete buildings based on the corrosion rate of reinforcing steel / S. Morinaga // Proceedings of Building Materials and Components, 79 November 1990. – Brighton, UK, 1990. – P. 516.

186. Nagarai, A. Correlations between stress, strain, crack parameters and permeation characteristics of cementitious systems for durability assessments / A. Nagarai, N. Hearn // International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur. – Northwestern University, Evanston, Illinois 2004.

187. Nevill, A. M. Properties of Concrete / A. M. Nevill. – Third Edition // Longman Scientific & Technical. – London, 1994.

188. Nilsson, L. O. Chloride ingress data from field exposure in a Swedish road environment / L. O. Nilsson, A. Andersen, T. Luping, P. Utgennant // Department of Buildings Materials, Chalmers University of Technology. – Göteborg, 2000.

189. Nilsson, L. O. A model for convection of chloride. Chapter 7 in Frederiksen et al / L. O. Nilsson // HETEKreport № 83. – Danish road directorate, Copenhagen, 1997.

190. Nowak, A. S. Reliability of Structures / A. S. Nowak & K. R. Collins // McGrawHill. – Boston, 2000.

191. O. Burkan Isgor and A. G. Razaqpur, «Finite elements modeling of coupled heat transfer, moisture transport and carbonation processes in concrete structures», Cement and Concrete Composites 26, pp. 57–73 (2004).

192. P. Tumidajski, G. Chan, Effect of sulfate and carbon dioxide on chloride diffusivity, Cem. Concr. Res. 26 (4) (1996) 551–556. I. Yoon, Simple approach to calculate chloride diffusivity of concrete considering carbonation, Comput. Concr. 6 (1) (2009) 1–18.

193. Pedersen, P. A. Effekter av veisaltning på jord, van og vegetasjon (Effects from spread of deicing salt on soil, water and vegetation) / P.A. Pedersen, O. Fostad // Hovedrapport del I, Institutt for plantefag, Norges landbrukshøgskole / Forskningsparken. – 1996.

194. Peng, Lizhengli. Climate change and corrosion damage risks for reinforced concrete infrastructure in China / Lizhengli Peng, Mark G.

Stewart // Structure and Infrastructure Engineering. – Newcastle, New South Wales, 2014.

195. Polder, R. B. What diffusion coefficient is used for chloride diffusion modeling? / R. B. Polder, M. R. de Rooij // International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur. – Northwestern University, Evanston, Illinois, 2004.

196. Poulsen, E. Details of the MejlbroPoulsen model. Chapter 3 in Frederiksen et al / E. Poulsen // HETEKreport № 83. – Danish road directorate, Copenhagen, 1997.

197. Rajabipour, F. Insitu electrical conductivity measurements to assess moisture and ionic transport in concrete (A discussion of critical features that influence the measurements) / F. Rajabipour, J. Weiss, D. M. Abraham // International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur. – Northwestern University, Evanston, Illinois 2004.

198. Raphaelae Malheiro «Experimental study of chloride transport into double layered components with concrete and rendering mortar», Estudo experimental de la penetraciyn de cloruro en componentes con doble capa de hormigyn y mortero de recubrimiento, Portugal 2015.

199. Rodríguez, J. Methodology for the assessment of concrete structures with corroded reinforcement / J. Rodríguez, L.M. Ortega, D. Izquierdo, C. Andrade // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, July 2002. – P. 56–59.

200. Rostam S (2005) Service life design of concrete structuresa challenge to designers as well as to owners. Asian J Civil Eng (Build Hous) 6(5): 423–445.

201. Rostam, S. Performance based Design of Structures for the Future / S. Rostam // IABSE Symposium. Structures for the Future – The search for Quality. – Rio de Janeiro, Brazil, August, 1999.

202. S. Yoon, Deterioration of concrete due to combined reaction of carbonation and chloride penetration: experimental study, Key Eng. Mater. 348–349 (2007). – pp. 729–732.

203. Saetta A, Scotta R, Vitaliani R. Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete. ACI Mater J 1993; 5: – pp. 441–451.

204. Sandberg, P. Chloride initiated reinforcement corrosion in marine concrete / P. Sandberg // Report TVBM1015. – Lund Institute of Technology, Department of Building Materials. – Lund, 1998.

205. Schiessl, P. Corrosion of Steel in Concrete / P. Schiessl // Report of the TC60CSC RILEM. – Chapman and Hall. – London, 1988. – 154 p.
206. Schneider, J. Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen, Grundwissen für Ingenieure, ETH. – Zurich, 1996.
207. SI (1992). BS 7543. Guide to Durability and Building Elements, Production and Components. British Standards Institution. – London, 1992. – 48 p.
208. Skjilsvold, O., 'Chloride diffusion into concrete. Evaluation of the ageing effect based on results from field studies', COIN Project Report 112009, ISBN 9788253610887, (in Norwegian) (2009).
209. Sterritt, G. ReliabilityBased Inspection Planning for RC Highway Bridges / G. Sterritt, M. K. Chryssanthopoulos, N. K. Shetty // Safety, Risk, Reliability – Trends In Engineering. – Malta, 2001. – P. 1001–1007.
210. Structural Concrete : Textbook on Behaviour, Design and Performance // CEBFIP Bulletin, 1999. – Vol. 3. – 269 p.
211. Tait, C. Permeability of concrete: A practical approach / C. Tait; A. Kermani; F. M. Khalaf // Conference, Radical concrete technology. – University of Dundee, Scotland, UK, 1996. – P. 435442.
212. Tang, L. Chloride ingress data from five years field exposure in a Swedish marine environment / L. Tang, A. Andersen // 2nd International RILEM Workshop on Testing and modelling chloride ingress into concrete. – September 1112, 2000. – Paris, 2000. – P. 105–119.
213. Tang, L. Chloride transport in concrete – Measurement and Prediction / L. Tang // Publication P96:6, Department of Building Materials, Chalmers University of Technology, 1996.
214. Tang, L. Measurement of chloride flow along highway / L. Tang, P. Utgenannt // Proceedings of the 2nd International Conference on concrete under severe conditions. – Svolvaer, 1998.
215. Tepfers, R. Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars / R. Tepfers // Magazine of Concrete Research. – March 1979. – Vol. 31, Iss. 106. – P. 312.
216. ThoftChristensen, P. Deterioration of concrete structures / P. ThoftChristensen // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, July 2002. – P. 65–69.

217. ThoftChristensen, P. Estimation of the Service Lifetime of Concrete Bridges / P. ThoftChristensen // Proceedings ASCE Structures Congress XV. – Portland, Oregon, USA, 1316 April, 1997. – P. 142–147.

218. ThoftChristensen, P. Reliability Based Expert System for Bridge Maintenance / Tekho Vision Conference. – Denmark, 1992.

219. ThoftChristensen, P. Structural Reliability Theory and Its Applications / P. ThoftChristensen & M. J. Baker // Springer Verlag. – Berlin, 1982.

220. Thomas, M. D. A. and Bentz (2001), «Life 365 – Computer program for predicting the service life and lifecycle costs of reinforced concrete structures exposed to chlorides», User Manual (version 1.0.0), presented at the Nordic Mini Seminar & fib TG 5.5 Meeting, Göteborg, May 22–23, 2001.

221. Tula L. Tensile strength reduction of corroded stainless steel re-bars / L. Tula, P. Helene // Proceeding of CONPAT'99. – Montevideo (in Spanish). – Oct. 1999. – P. 10.

222. Tuutti, K. Corrosion of steel in concrete / K. Tuutti // Swedish Cement and Concrete Research Inst. – Stockholm, 1982. – 469 p.

223. V. G. Papadakis, C. G. Vayenas, M. N. Fardis, Physical and chemical characteristics affecting the durability of concrete, ACI Mater. J. 88 (2) (1991)

224. Vesikary, E. Lifetime factor method in durability design of concrete structures / E. Vesikary // Proceedings of the radical concrete technology. Inter. Congress: Concrete in the Service of Mankind, 24–28 June 1996. – Dundee, Scotland, UK, 1996. – P. 443–454.

225. Volkwein, A. Untersuchungen zur Kloridkorrosion der Bewehrung von Autobahnbrücken aus Stahl oder Spannbeton (Investigation of chloride induced reinforcement corrosion in highway bridges made of steel or reinforced concrete) / A. Volkwein, H. Dorner, R. Springenschmid // Forschung, Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Heft 460. – Berlin, 1986.

226. Vu, K. A. T. and Stewart, M. G. (2000): «Structural reliability of concrete bridges including improved chlorideinduced corrosion models», Structural Safety, Vol. 22. – pp. 313–333.

227. Wallbank, E. J. H. The performance of concrete in bridges / E. J. H. Wallbank // A survey of 200 highway bridges: HSMO publication, prepared for the Department of Transport. – London, 1989.

228. Weber, D. Untersuchung von Umwelteinflüssen auf Ingenieurbauwerke der Berliner Stadsautobahn (Investigation of the environmental load on structures in the motorways in Berlin) / D. Weber // BAM 12. – Berlin, Germany, 1982. – № 2.

229. Wirje, A. Kartering av miljöladd – Kloridpenetration vid RV 40 (Mapping of environmental load – Chloride penetration at RV40): Report TVBM7106 / A. Wirje, P. Offrell // Division of Building Materials, Lund Institute of Technology. – Lund, 1996.

230. Zhu X., Goangseup Z. Combined effect of carbonation and chloride ingress in concrete // Construction and Building Mater., 2016.

Научное издание

ЛЕОНОВИЧ Сергей Николаевич
ПОЛОНИНА Елена Николаевна
САДОВСКАЯ Елена Александровна и др.

**ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ПРИ КОМБИНИРОВАННОМ ВОЗДЕЙСТВИИ
КАРБОНИЗАЦИИ И ХЛОРИДНОЙ АГРЕССИИ
И ИХ ВОССТАНОВЛЕНИЕ**

Подписано в печать 05.08.2021. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 20,58. Уч.-изд. л. 16,09. Тираж 200. Заказ 440.

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.