

Министерство образования Республики Беларусь  
Министерство образования и науки Российской Федерации  
Государственное учреждение высшего профессионального образования  
«Белорусско-Российский университет»

С. Д. Семенюк, Ю. Г. Москалькова

**ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ  
ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ,  
УСИЛЕННЫХ НАРАЩИВАНИЕМ СЖАТОЙ ЗОНЫ,  
ПРИ СТАТИЧЕСКОМ И МАЛОЦИКЛОВОМ  
НАГРУЖЕНИИ**

Электронная библиотека Белорусско-Российского университета  
<http://e.biblio.bru.by/xmlui/>



Могилев  
«Белорусско-Российский университет»  
2017

УДК 624.012.45:620.178.46

Рекомендовано к изданию Советом Белорусско-Российского университета  
«21» октября 2016 г., протокол № 3

Рецензенты:

д-р техн. наук, проф., гл. науч. сотр. РУП «Институт «БелНИИС» *С. В. Босаков*;  
канд. техн. наук, доц., зав. кафедрой «Промышленное и гражданское  
строительство» УО «Белорусский государственный университет  
транспорта» *А. А. Васильев*

**Семенюк, С. Д.**

Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружениях : монография / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Москалькова. – Могилев : Белорус.-Рос. ун-т, 2017. – 274 с. : ил.

ISBN 978-985-492-177-8.

В монографии представлены рекомендации по расчету прочности нормальных и наклонных сечений железобетонных изгибаемых элементов, в том числе усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружениях, а также упрощённый метод расчета прогибов и ширины раскрытия трещин в таких конструкциях.

Предназначена для инженеров-проектировщиков строительной отрасли, технологов по возведению, усилению и реанимированию конструкций зданий и сооружений, а также студентов строительных специальностей вузов, магистрантов и аспирантов.

УДК 624.012.45:620.178.46

ISBN 978-985-492-177-8

© Семенюк С. Д., Москалькова Ю. Г., 2017  
© ГУ ВПО «Белорусско-Российский университет», 2017

## Введение

В последнее время актуальным становится вопрос реконструкции и технического перевооружения существующих зданий и сооружений, которые эксплуатируются в течение длительного времени. Проектирование реконструкции напрямую связано с разработкой методов усиления конструкций и частей зданий. Одним из способов усиления изгибаемых железобетонных элементов – балок, плит покрытия и перекрытия – является наращивание сечений намоноличиванием в сжатой зоне, позволяющее существенно повысить несущую способность конструкции за счёт увеличения плеча внутренней пары сил. Эффективность данного вида усиления заключается в использовании поверхности конструкции в виде несъёмной опалубки, что позволяет сократить сроки проведения работ на эксплуатируемых объектах и упростить методы производства работ. При этом совместная работа старого и нового бетона достигается устройством в старом бетоне насечки, шпонок, открытых пазов, поперечного армирования, пересекающего шов, а также использованием композиций на основе синтетических клеев.

В случае усиления сжатой зоны важен учёт особенностей работы бетона усиливаемой конструкции и бетона усиления при малоцикловом нагружении, особенно для конструкций покрытия и перекрытия, т. к. воспринимаемые ими нагрузки имеют ярко выраженный малоцикловой характер. Большая часть исследований в странах СНГ и за рубежом посвящена работе железобетонных конструкций при действии кратковременных, длительных и многократно повторяющихся нагрузок. На сегодняшний день не изучены и не систематизированы результаты экспериментальных и теоретических исследований оценки прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при малоцикловом нагружении.

В настоящее время расчёт железобетонных усиленных конструкций, в том числе и изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, на прочность, трещиностойкость и деформативность производят без учёта их малоциклового нагружения. Если при расчёте неусиленных конструкций реализация современных расчётных моделей имеет достаточное обоснование, то разработка расчётных положений для усиленных железобетонных элементов при малоцикловом нагружении недостаточна и требует дополнительных экспериментальных и теоретических исследований.

Авторы выражают благодарность за оказанную помощь при оформлении монографии магистру техн. наук А. В. Зезюлину.

# 1 Обзор исследований работы изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, и работы бетонов, используемых для усиления

## *1.1 Усиление нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов методом наращивания сжатой зоны*

Эксплуатация железобетонных конструкций сопровождается накоплением повреждений, являющихся следствием старения материалов, перегрузок конструкций, действия переменных нагрузок, несоответствием расчетных параметров конструкции усилиям от эксплуатационных нагрузок, стихийных и аварийных воздействий, а также влияния внешней среды. После некоторого периода эксплуатации конструкция перестает удовлетворять предъявляемым к ней требованиям по прочности и деформативности. Общей тенденцией на сегодняшний день является сокращение объемов нового строительства и увеличение работ по реконструкции. Проведение реконструкции и технического перевооружения с максимальным использованием существующих зданий и сооружений позволяет значительно снизить долю капитальных вложений при проведении технического перевооружения и внедрения новых технологий.

Как следствие, возникает необходимость замены конструкций, их усиления или восстановления. Усиление строительных конструкций выступает одной из наиболее радикальных конструктивных мер по обеспечению работоспособности сооружения, поэтому важной задачей является выбор эффективного способа усиления. Мероприятия по усилению должны быть простыми и экономичными, с минимальными трудозатратами.

Одним из способов усиления железобетонных конструкций является наращивание сечений моноличиванием. Эффективность данного вида усиления заключается в использовании поверхности конструкции в виде несъемной опалубки, что позволяет сократить сроки проведения работ на действующих объектах.

Вопрос восстановления эксплуатационных свойств железобетонных конструкций необходимо решать с учётом предыстории нагружения и изменения напряжённо-деформированного состояния в процессе усиления. Проблему учёта предыстории нагружения при усилении железобетонных конструкций следует решать с позиции износа и деформирования материалов, накопления повреждений.

Оценке ресурса эксплуатируемых конструкций и исследованию способов усиления железобетонных конструкций посвящены работы

Е. М. Бабича, Д. Н. Лазовского, Т. М. Пецольда, А. Б. Голышева, А. И. Полищука, В. Д. Гринёва, И. М. Литвинова, И. А. Физделя, Н. М. Онуфриева, Д. О. Астафьева, Ю. Г. Болошенко, В. М. Бондаренко, С. В. Бондаренко, А. С. Залесова, В. И. Колчунова, С. И. Меркулова, А. И. Никулина, Л. Ф. Сиразиева, М. С. Поветкина, Н. И. Сняtkова, Е. Г. Кремнёвой, Е. А. Скобелевой, В. М. Дворникова, А. И. Татаренкова, О. В. Лужина, В. А. Клевцова, А. В. Боровских, В. В. Тура, Г. А. Гениева, В. С. Плевкова, А. И. Попеско, В. И. Римшина, Р. С. Санжаровского, С. Д. Семенюка, Г. А. Смоляго, А. Г. Тамразяна, В. В. Теряника, В. С. Фёдорова, В. П. Чиркова, В. В. Шугаева, Ю. Тьерри, А. Лоссье и др. [1, 24, 76, 79, 94–96, 99, 103, 114–116, 134, 142, 153, 158].

Исследованию трещиностойкости и деформативности сборно-монолитных конструкций посвящены работы А. Б. Голышева, Т. М. Пецольда, Д. Н. Лазовского, В. В. Тура, И. И. Улицкого, С. Д. Семенюка, А. В. Харченко, В. Ф. Усманова, А. Е. Кузьмичева, Н. С. Метелюка, О. В. Михайлова, С. М. Питулько, Ф. С. Белавина, А. И. Полищука, И. Т. Мирсаяпова, В. Ш. Фатхуллина, А. В. Юркша, Г. С. Валеева, Э. Г. Ратца, Я. Г. Сунгатуллина, Ю. Н. Волкова и др. [1, 45, 50, 72, 79, 85, 88, 103, 106, 107, 111, 116, 117, 128, 132, 146, 153, 158, 159, 163, 175, 186, 187].

Усиление наращиванием сжатой зоны имеет ряд особенностей: реконструируемые элементы состоят из бетонов с различными прочностными и деформационными характеристиками, работающих совместно; усиливаемый элемент имеет собственное напряжённо-деформированное состояние, обусловленное предысторией его эксплуатации. Прочность и деформативность усиленных железобетонных изгибаемых конструкций зависит от уровня, режима, продолжительности предшествующего нагружения, а также от режима загрузки после усиления [1, 42, 85, 86, 128, 140, 156, 157].

В 1937–1938 гг. И. М. Литвиновым [91] в ЦНИПСМ проводились испытания балок двух серий, усиленных наращиванием. Было испытано 48 балок пролетом 1500 мм, сечением  $120 \times 150$  мм, доводимых наращиванием до сечения  $120 \times 250$  мм. Наращивание балок в сжатой зоне с неизменной растянутой арматурой усиливаемого элемента при доведении их до разрушения также показало эффективность такого способа усиления и возможность полного использования существующей арматуры при новой высоте сечения. Была проведена серия опытов, когда производилось наращивание первоначально разрушенных балок. Опыты показали возможность производить восстановление разрушенного элемента путем наращи-

вания, т. к. несущая способность опытных балок была не ниже таких же нарощенных, но неразрушенных балок.

Очевидно, что эффективность, трудоёмкость и надёжность усиления конструкций различными материалами также различны. Поэтому, разрабатывая проект усиления, целесообразно выполнять вариантное проектирование. Исходя из этого, материал для наращивания должен иметь лучшие физико-механические и экономические характеристики. Материалом, который на данный момент наиболее часто применяется при усилении железобетонных конструкций, является тяжёлый бетон, однако это не исключает возможности применения альтернативных решений.

Е. Г. Кремнёвой [80] проведены экспериментальные исследования напряжённо-деформированного состояния плитных конструкций с арматурой, не имеющей физического предела текучести, усиленных намоноличиванием под нагрузкой, разработана деформационная модель расчёта таких конструкций, учитывающая диаграммы деформирования бетона и арматуры, испытаны три однопролётные плиты размерами  $2600 \times 800 \times 160$  мм, с рабочей арматурой класса S1200, усиленные в сжатой зоне намоноличиванием слоем бетона толщиной 60–80 мм. На основании экспериментальных данных установлено, что при проценте армирования, близком к проценту армирования большинства используемых на практике плит покрытий и перекрытий, нагрузка, действующая на конструкцию к моменту усиления, почти не влияет на несущую способность усиленной конструкции. Начальное напряжённо-деформированное состояние, вызванное нагрузкой до усиления, оказывает влияние на характер развития деформаций в бетоне и арматуре лишь до момента начала интенсивных деформаций. Резкое снижение несущей способности имеет место в высокоармированных конструкциях при значении относительной высоты сжатой зоны больше предельно допустимого значения ( $\xi > \xi_{lim}$ ) в случае усиления под нагрузкой более 80 % от прогнозируемой разрушающей ( $0,8P_{разр}$ ). При этом контактный шов рассматривается как абсолютно жёсткий.

И. В. Задорожниковой [79] проведены экспериментальные исследования работы изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при однократном нагружении. Были испытаны пять серий опытных образцов по четыре образца в каждой. Поперечное сечение опытных балок составляло  $120 \times 200$  мм, длина – 2000 мм, рабочая арматура – диаметром 10 мм S500 (процент армирования  $\mu = 0,7$  %), сжатая арматура – диаметром 3 мм S500, поперечная арматура – диаметром 3 мм S500 установлена с шагом 100 мм в 1/3 пролёта с каждой стороны. В качестве предыстории загрузки в соответствии со стандартной мето-

дикой было принято доведение монотонно возрастающей нагрузки до эксплуатационного уровня  $\eta = 0,7-0,8$  от разрушающей, в результате чего появились трещины с шириной раскрытия  $0,2-0,3$  мм. После разгрузки балки усиливались в сжатой зоне слоем бетона толщиной 30 мм. Увеличение несущей способности достигало 13–24 %, трещиностойкости – в пределах 34–40 %. Также была выявлена особенность работы балок, предварительно нагруженных эксплуатационными нагрузками ( $0,7R_{\text{разр}}$ ): их несущая способность несколько возросла по сравнению с ненагруженными балками. Это объясняется наличием остаточных напряжений, появившихся после разгрузки образца. Таким образом, наличие некоторого уровня напряжений в сжатом бетоне перед усилением приводит к большему наполнению эпюры напряжений и увеличению высоты сжатой зоны.

М. С. Поветкиным [116] также проведены экспериментальные исследования балок с поперечным сечением  $80 \times 120$  мм длиной 1200 мм с предварительно напряжённой рабочей арматурой диаметром 12 мм класса S800, с поперечной арматурой диаметром 4 мм S500, усиленных слоем тяжелого бетона высотой 80 мм. Балки с преднапрягаемой арматурой до усиления подвергались статическому нагружению до уровня нагрузки, соответствующего 70 % несущей способности сборных образцов. Далее балки выдерживались под действием длительной нагрузки, соответствующей 70 % несущей способности сборных образцов. После усиления преднапряженных сборных образцов монолитным бетоном методом наращивания сечений опытные балки дополнительно нагружали до уровня 70 % от несущей способности, затем их выдерживали под действием постоянной нагрузки в течение 20–25 сут для стабилизации напряжённо-деформированного состояния и затухания процесса развития прогибов, после чего усиленные образцы разрушали кратковременной статической нагрузкой. В образцах серии 1 прочность контакта обеспечивалась неровностями поверхности, а бетона сборных образцов – дополнительными выпусками поперечной арматуры. Для оценки влияния податливости шва контакта бетонов на несущую способность и деформативность усиленных балок в образцах серии 2 на подготовленную поверхность сборных образцов прокладывали полиэтиленовую пленку. При этом соединение железобетонных элементов обеспечивалось только выпусками поперечной арматуры. За счёт влияния деформаций, образовавшихся в сборных образцах с податливым швом контакта двух бетонов до усиления, разность деформаций на границе шва сдвига увеличилась на 7–9 %, взаимное смещение частей усиленных конструкций интенсивно развивалось на стадиях, близких к разрушению, и в среднем составило 5,92 мм. Разрушению балок серии 2

предшествовало развитие вертикальных и наклонных трещин, слияние их с горизонтальными трещинами по шву контакта двух бетонов. Разрушение балок происходило между точками приложения сил в сжатой зоне сечения изгибаемых элементов с образованием трещин и сколов в бетоне усиления. За счёт усиления в балках серии 1 несущая способность увеличилась на 94 %, в балках серии 2 – на 48 %.

Л. Ф. Сиразиевым [158] в качестве опытных образцов изготавливались сборно-монолитные железобетонные балки прямоугольного сечения с размерами поперечного сечения  $100 \times 100$  мм длиной 2100 мм с рабочей арматурой диаметром 12 мм класса S500, с поперечной арматурой диаметром 8 мм S240, установленной с шагом 100 мм в приопорной зоне. Усиление опытных образцов производилось набетонкой в сжатой зоне высотой 100 мм. Перearмирование по наклонному сечению производилось для предотвращения появления наклонных трещин. Образцы подразделялись на серии, различающиеся друг от друга уровнем предварительного нагружения сборного элемента. Образцы серии 1 (сборные элементы) испытывались для определения разрушающей нагрузки; образцы серии 2 – сборно-монолитные балки без предварительного нагружения сборного элемента; образцы серий 3–5 – балки с предварительным нагружением сборного элемента с уровнем нагружения 0,3; 0,6 и 0,75 от разрушающей нагрузки сборной балки. Все опытные образцы разрушились по нормальному сечению вследствие достижения напряжениями в сжатой зоне сборно-монолитных несущих элементов предела прочности на сжатие. Трещины в растянутой зоне образовались в основном в зоне чистого изгиба и затем по мере увеличения уровня нагружения распространялись по ширине и по высоте сечения элементов и приводили к окончательному физическому разрушению опытных сборно-монолитных железобетонных балок. Закономерности развития прогибов, полных и остаточных деформаций бетона и арматуры изгибаемых элементов зависят от уровня предварительного нагружения сборного элемента. Деформации с различной интенсивностью развиваются на всем протяжении испытаний. Л. Ф. Сиразиевым было отмечено, что при увеличении уровня предварительного нагружения (0,3; 0,6 и 0,75) сборного элемента ширина раскрытия трещин в сборно-монолитных изгибаемых конструкциях увеличивается на 17, 38 и 40 %, а прогибы на 11, 15, 17 % соответственно.

В [106] основной целью исследования балок, усиленных в сжатой зоне, было изучение влияния нагрузки и усиления на несущую способность и жесткость неразрезных балок после их усиления. Опытные образцы представляли собой двухпролётные железобетонные балки, состоящие

из базовых однопролётных элементов, которые ранее не нагружали. Неразрезную систему нагружали двумя сосредоточенными силами таким образом, чтобы в растянутой зоне образовались трещины. После этого балки были усилены по всей длине армированным слоем тяжелого бетона толщиной 50 мм и испытаны путем ступенчатого нагружения одного пролёта вплоть до разрушения всей балки. Было отмечено, что введение в сжатую зону пролётных сечений армированного слоя бетона приводит к увеличению несущей способности сечений и перераспределению внутренних усилий. При одних и тех же нагрузках высота сжатой зоны увеличилась на 10–15 %, а напряжения в «старом» бетоне снизились примерно на 55–60 %. Нарушение контакта не наблюдалось на всех этапах нагружения. Большинство неупругих деформаций сечения, связанных с процессом трещинообразования и реализации запаса неупругого деформирования бетона сечения, было исчерпано на первом этапе, а на всех ступенях нагружения второго этапа (после усиления) заметного отклонения распределения усилий от «упругого» расчёта не наблюдалось. Это связано с относительно медленным падением соотношения жесткостей сечения после второго этапа нагрузки. Согласно экспериментально полученным результатам, усиление балок (набетонкой в сжатой зоне) существенно уменьшает прогибы (на 30–60 %). После формирования системы трещин в растянутой зоне развитие прогибов неразрезных конструкций проходит почти по линейному закону. В выводах научного труда указано, что усиление железобетонных балок путем изменения их статической схемы за счёт инъектирования слоя бетона в сжатых зонах является эффективным методом повышения или восстановления несущей способности, а также увеличения жесткости железобетонных балочных элементов.

В результате экспериментальных исследований, проведённых под руководством д-ра техн. наук, проф. Д. Н. Лазовского [96], установлено влияние напряжённо-деформированного состояния усиливаемых балок на прочность, жёсткость и трещиностойкость. Увеличение предварительной нагрузки на балку при ее усилении повышает несущую способность усиленной балки по сравнению с балкой, которую усиливали без предварительной нагрузки. Это проявляется для всех принятых в опыте соотношений призматической прочности дополнительного и основного бетона. Повышение несущей способности объясняется более высоким напряжением в арматуре на всех этапах нагрузки для балок, усиленных под нагрузкой, по сравнению с балками, усиленными без предварительной нагрузки. Увеличение соотношения призматической прочности бетона дополнительного и основного сечения повышает разрушающая нагрузка, причем в большей сте-

пени для балок, усиленных под нагрузкой, поскольку более высокие прочностные и деформативные свойства бетона наращивания проявляют более высокую степень перераспределения усилий в сжатой зоне между бетоном основной конструкции и дополнительным бетоном наращивания. Предварительное нагружение основной конструкции исследованных балок перед усилением повышает деформативность и увеличивает ширину раскрытия трещин на уровне центра тяжести арматуры несущей конструкции по сравнению с балками, которые были усилены без нагрузки. При испытании балок, усиленных под нагрузкой, рост прогиба основной конструкции в середине пролета и ширина раскрытия трещин уменьшаются, однако по абсолютной величине на этапах нагрузки названные характеристики превышают значения, полученные для аналогичных балок, усиленных без нагрузки. Увеличение прочности усиленных элементов зависит от прочности слоя усиливаемого бетона и колеблется в пределах 80–300 %. С увеличением прочности слоя усиливаемого бетона в 2 раза общая прочность усиливаемой балки увеличивается почти в 3 раза. Ширина раскрытия трещин почти не изменяется.

Из экспериментальных исследований можно отметить работу А. Касасбеха [85], в которой он рассматривает увеличение несущей способности изгибаемых железобетонных элементов без изменения конструктивной схемы. Для этого предусмотрено увеличение размеров поперечного сечения усиленных балок путем введения в сжатую зону слоя полимербетона на основе эпоксидной смолы. Были исследованы три серии образцов усиленных балок. В результате проведения опыта предельное состояние балок, усиленных в сжатой зоне, сопровождается достижением в растянутой арматуре предела текучести при сохранении общей деформации бетона и полимербетона. Деформации в крайних сжатых волокнах бетона достигают величин, близких к значениям предельных деформаций. Наличие остаточных деформаций способствует достижению деформациями бетона более высоких уровней. Проведенные экспериментальные исследования позволяют определить влияние способа усиления и восстановления на несущую способность и характер разрушения нормальных сечений изгибаемых элементов после усиления. Установлено, что разрушение всех опытных балок после их усиления происходит исключительно по нормальным сечениям без признаков разрушения балок с наклонными сечениями и нарушением сцепления между слоями. Разрушение нормальных сечений усиленных балок сопровождается достижением предела текучести арматуры растянутой зоны, в то время как разрушение неусиленных балок серии прошло по сжатой зоне. Увеличение уровня нагрузки сопровождается по-

степенным уменьшением высоты сжатой зоны бетона. В момент разрушения этих балок нейтральная ось и точка приложения равнодействующей всех сжимающих напряжений не выходят за пределы «старого» бетона. Поэтому, согласно проведенным исследованиям, А. Касасбех рекомендует при оценке прочности нормальных сечений, усиленных в сжатой зоне слоем неармированного полимербетона, принимать во внимание, что в состав сечений входят материалы с различными прочностными характеристиками. В этом случае оценка прочности нормальных сечений предусматривает приведение сжатой зоны составного сечения к однородному по соотношению сопротивлений материалов основного бетона балки и усиливающего элемента или по соотношению модулей упругости.

С. А. Кричевский [89] установил, что для усиления железобетонных балок целесообразно использовать сталефибробетонное покрытие, которое позволяет увеличить жёсткость и трещиностойкость более чем в 2 раза, а прочность балок в среднем на 30–35 %.

Анализ результатов исследований прочности и деформативности усиленных железобетонных конструкций показал, что существующие методики расчёта и проектирования не отражают специфических особенностей работы реконструированного железобетона при действии малоцикловых нагрузок и должны быть дополнены рядом положений, более полно и адекватно учитывающих предысторию формирования конструктивных систем, анизотропию материала, податливость шва контакта бетонов.

Следует отметить, что экспериментальные исследования работы усиленных железобетонных изгибаемых конструкций с жёстким и податливым контактными швом, работающих в условиях малоциклового нагружения, отсутствуют.

## ***1.2 Особенности работы тяжёлого бетона в условиях малоциклового нагружения***

Анализ исследований Е. М. Бабича, А. Я. Барашикова, Ю. Г. Болонченко, А. М. Кухнюка, С. Я. Дробышинца, С. С. Гомона, М. С. Зинчука, Ю. М. Панчука, С. Д. Семенюка, С. В. Филипчука [4, 9, 11, 14–16, 18, 19, 33, 36, 60, 61, 63, 74, 78, 90, 92, 113, 141, 148] показал, что к малоцикловым относятся нагружения с количеством циклов  $n < 2 \cdot 10^4$ . Немногократно повторенными нагружениями также являются нагружения с числом циклов для бетонных конструкций 10–500. К малоцикловым относятся нагрузки ветровые, снеговые, вызванные землетрясением, от массы людей, мебели, складированных материалов и т. п.

Результаты испытания бетонных цилиндрических образцов на сжатие при количестве циклов от 20 до 1000, отмеченные в работах В. Орнума, показали, что предел выносливости бетона составляет 50 % от прочности бетона на сжатие. В. Бреннер при испытании железобетонных элементов на сжатие при действии малоцикловых нагрузок низких уровней ( $\eta_{top} = 0,41-0,65$  – до нижнего предела микротрещинообразования) на базе двадцати циклов отметил увеличение прочности тяжёлого бетона на сжатие примерно на 15 % [14].

О. Я. Берг выделил на диаграмме деформирования бетона две параметрические точки, характеризующие процесс трещинообразования в процессе нагружения [28, 29]. Первая параметрическая точка является границей микроразрушения  $f_{сг}^0$  (нижняя граница микротрещинообразования) и определяется уровнем нагружения, при котором начинается процесс разупрочнения и в теле бетона появляются микротрещины отрыва. Вторая параметрическая точка  $f_{сг}^v$  (верхняя граница микротрещинообразования) определяется уровнем нагружения, при достижении которого в процессе увеличения нагрузки в бетоне развиваются псевдопластические деформации и происходит накопление микроразрушений, в результате чего микротрещины сливаются в макротрещины, которые приводят к разрушению бетонной матрицы.

Е. М. Бабич, Ю. О. Крусь [7], рассматривая бетон как двухкомпонентную систему из цементного камня и зерен заполнителя, считают, что малоцикловые нагрузки могут вызывать напряжения, близкие к верхней границе микротрещинообразования (высокий уровень нагружения), вследствие чего по контактам составляющих компонентов бетона и в местах различного рода повреждений появляются микротрещины отрыва, которые постепенно развиваются и при высоких уровнях нагружения сливаются в макротрещины, деля структуру материала на блоки (циклическое разупрочнение материала). Деформирование блоков прогрессирует в процессе циклического приложения и снятия нагрузки и после некоторого количества циклов влечёт за собой рост пластических деформаций и дальнейшее разупрочнение (малоцикловая усталость).

Е. М. Бабич, А. П. Погореляк [4] на основании проведённых экспериментальных исследований работы тяжёлого бетона подтверждают, что критической границей малоциклового нагружения является верхняя граница микротрещинообразования.

В [8] было отмечено, что при увеличении количества циклов нагружения происходит постепенное (от цикла к циклу) уменьшение значения объёмных деформаций. С увеличением количества циклов объёмные отно-

сительные деформации достигают критических значений. При малоцикловых сжимающих напряжениях среднего уровня наблюдается уплотнение бетона с последующей стабилизацией объёмных деформаций. Нагрузки высоких уровней приводят к постепенному разупрочнению структуры материала. То есть существует уровень малоциклового усталости (приспособляемости) материала, при превышении которого происходит разупрочнение и разрушение материала, а при режимах нагружения, не превышающих этот уровень, наблюдается уплотнение материала и стабилизация его деформаций. Критерием малоциклового приспособляемости служат два основных принципа: стабилизация деформаций и неизменность несущей способности по сравнению с однократным нагружением [44].

Как отмечено в [7], при малоцикловом нагружении бетонного образца пластические деформации при разгрузке до нижнего уровня напряжений  $\sigma_{\min}$  имеют бóльший диапазон, чем при нагружении до верхнего уровня  $\sigma_{\max}$ , т. е. имеет место так называемый «эффект Баушингера»: увеличение начальных пластических деформаций приводит к снижению прочностных характеристик бетона. Для бетона при однократном нагружении данный эффект не наблюдается, однако при многократной повторной нагрузке (малоцикловое нагружение), когда на каждой ступени нагружения развиваются и накапливаются пластические деформации, «эффект Баушингера» проявляется явно, и его необходимо учитывать.

В [15, 33, 36, 44, 60, 63, 78, 92, 141, 148] экспериментально установлено, что основные процессы деформирования бетона заканчиваются после действия первых десяти циклов.

И. Л. Корчинским [87] установлено, что с увеличением числа циклов нагружения влияние режима нагружения на прочность уменьшается. Это объясняется тем, что проблему многоциклового усталости можно охарактеризовать как проблему прочности, а малоциклового усталости – как проблему граничного деформирования.

Г. Н. Ставровым, В. В. Руденко [167] экспериментально доказано, что предельная сжимаемость бетона и несущая способность элементов после повторных нагрузок несколько ниже, чем при однократном нагружении. Это явление объясняется суммарным накоплением микроразрушений в бетоне вследствие предыдущих нагружений и снижением пластических свойств материала. Наличие армирования увеличивает упругие свойства элемента и позволяет перераспределять усилия в его сечении, передавая большую часть усилий на арматуру.

В [168] опытным путём установлено, что деформации бетона, предшествующие разрушению, при малоцикловом нагружении значительно выше, чем при статическом, что объясняется перераспределением внут-

ренных усилий между цементно-песчаной матрицей и заполнителем. При высоких уровнях нагружения бетон разупрочняется, и ширина петли гистерезиса растёт от цикла к циклу вплоть до разрушения; при низких и средних уровнях бетон ведёт себя как материал, циклически уплотняющийся, затем следует период стабилизации. Была отмечена следующая особенность: в большинстве случаев малоцикловые нагружения приводят к уменьшению конечных деформаций бетона в сравнении с однократным нагружением. Однако при уровне нагружения, близком к верхней границе микротрещинообразования, деформации бетона значительно (на 20–30 %) превышают деформации на том же уровне для образцов, испытанных монотонным нагружением и немногokrатно повторной нагрузкой с низким и средним уровнями.

И. Л. Корчинским [87] для определения прочности бетона при действии малоциклового нагружения была предложена зависимость

$$f_{c,cyc} = f_c(1,2 - 0,109 \ln N), \quad (1.1)$$

где  $N$  – количество циклов повторного нагружения.

Исследования [175] показали, что при циклическом нагружении основная часть пластических деформаций бетона выбирается в первом цикле. Для всех уровней циклического нагружения участки разгрузки диаграммы деформирования имеют кривизну, обратную участку загрузки. С увеличением количества циклов участок разгрузки постепенно выпрямляется. Причинами такого поведения бетона являются уплотнение структуры бетона, появление микротрещин и возникновение внутренних напряжений. Коэффициент  $\gamma_{c,cyc}$ , учитывающий изменение прочности бетона, и  $\gamma_{\varepsilon,cyc}$ , учитывающий уменьшение деформаций в вершине диаграммы « $\sigma_c - \varepsilon_c$ », предлагается выражать через уровень напряжений  $\eta$ :

$$\gamma_{c,cyc} = (0,97 - 1,1\eta)^{\frac{1}{15,44}} \text{ при } \eta \leq 0,8; \quad (1.2)$$

$$\gamma_{c,cyc} = (-3,64 + 4,65\eta)^{\frac{1}{11,85}} \text{ при } \eta > 0,8; \quad (1.3)$$

$$\gamma_{\varepsilon,cyc} = (0,994 + 0,263\eta)^{-1,3} \text{ при } \eta \leq 0,9; \quad (1.4)$$

$$\gamma_{\varepsilon,cyc} = (1,56 + 0,56\eta)^{-5} \text{ при } \eta > 0,9. \quad (1.5)$$

В [92] были предложены зависимости для определения коэффициентов условий работы  $\gamma_{с,сус}$  (поправочный коэффициент для прочности бетона) и  $\gamma_{E,сус}$  (поправочный коэффициент для модуля упругости бетона) при действии малоциклового нагружения для тяжёлого бетона в следующем виде:

$$\gamma_{E,сус} = 0,8515 + 0,0128X_1 - 0,0195X_2 + 0,0268X_3 - 0,0065X_1^2 - 0,0160X_2^2 + 0,0269X_3^2 - 0,0008X_1X_2 + 0,0014X_1X_3 - 0,0017X_2X_3; \quad (1.6)$$

$$\gamma_{с,сус} = 1,0767 + 0,03X_1 - 0,04X_2 + 0,04X_3 - 0,0027X_1^2 - 0,0077X_2^2 + 0,022X_3^2 - 0,0125X_1X_2 + 0,0125X_1X_3 - 0,0075X_2X_3, \quad (1.7)$$

$$\text{где } X_1 = \frac{\eta_{\text{top}} - 0,65}{0,15}; \quad X_2 = \frac{\rho - 0,3}{0,3}; \quad X_3 = \frac{N - 6}{5},$$

$\rho$  – асимметрия цикла,  $\rho = \eta_{\text{top}}/\eta_{\text{low}}$ ;

$\eta_{\text{top}}$  – верхний уровень нагружения;

$\eta_{\text{low}}$  – нижний уровень нагружения.

Недостатком данных формул является то, что никак не учитывается возможность изменения асимметрии цикла в процессе эксплуатации конструкции.

В [12] отмечено, что при верхнем уровне нагружения  $\eta_{\text{top}}$ , равном 0,45; 0,60; 0,75; 0,81, увеличение прочности составило соответственно 1,12; 1,10; 1,07; 1,02 %. Анализируя результаты, авторы [12] пришли к выводу, что малоцикловое нагружение влияет на изменение прочности бетона, которое может быть описано следующим уравнением:

$$\frac{f_{с,сус}}{f_c} = 1 + 0,483\eta - 0,556\eta^2. \quad (1.8)$$

Согласно этому уравнению, наибольший прирост прочности наблюдается при уровне  $\eta = 0,43$  и составляет 10,5 %.

В [60, 61, 100, 176] экспериментально-статистические исследования напряжённо-деформированного состояния бетона показали линейную зависимость между секущим модулем упругопластичности  $E$  и уровнем нагружения  $\eta$ , зависимость между которыми в [12] определяется следующим образом:

$$E_{c,cyc} = E_{c0} \left( 1 - \frac{\lambda_{cR,cyc} \sigma_{c,cyc}}{f_{c,cyc}} \right). \quad (1.9)$$

Чем ниже верхний уровень загрузки, тем выше начальный модуль упругости бетона по сравнению с образцами, испытанными монотонным нагружением, т. е. при низких и средних уровнях нагружения начальный модуль упругости бетона  $E_0$  увеличивается на 20–30 %, при высоких уровнях нагружения почти не изменяется, что отмечается в [7, 12, 92].

### ***1.3 Особенности работы сталефибробетона***

Учёными во многих странах мира получены результаты, которые подтверждают качественно лучшие показатели сталефибробетона по сравнению с обычным бетоном. Изучению бетона, армированного стальными волокнами, а также конструкций на его основе посвящены работы Н. А. Рака, Н. П. Блещика, В. В. Билозира, Ю. Г. Болошенко, П. И. Васильева, А. Я. Барашикова, И. В. Коваля, И. В. Волкова, В. М. Косарева, Б. А. Крылова, А. П. Кричевского, А. Н. Куликова, Л. Г. Курбатова, Г. Е. Лагутина, Е. Ф. Лысенко, Е. И. Митрофанова, С. М. Панарина, Ф. Н. Рабиновича, В. Рамачадрана, А. В. Сакварелидзе, С. Д. Семенюка, В. И. Соломина, О. П. Сунака, Н. Г. Тхань, Р. Н. Свема, Р. А. Эйзеншмидта, Дж. Бодуэна, И. Эджингтона, Д. И. Хананта и др. [19, 25, 27, 30, 31, 34, 39, 82, 97, 101, 122, 123, 140, 145, 154, 173, 174, 184, 190, 192–197].

Сталефибробетон рекомендуется применять в конструкциях зданий и сооружений, для которых существенное значение имеют снижение собственного веса, уменьшение раскрытия трещин, обеспечение водонепроницаемости бетона, повышение ударной стойкости, сопротивления истиранию, продавливанию и долговечности [127, 166]. Рекомендуемые составы бетонной матрицы при изготовлении сталефибробетонных конструкций приведены в [127].

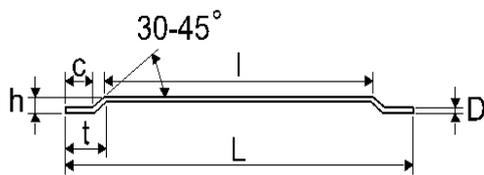
Производителем стальной фибры в Республике Беларусь является РУП «Белорусский металлургический завод», г. Жлобин, Гомельская область (рисунок 1.1).

В Республике Беларусь на сегодняшний день накоплен определённый опыт применения сталефибробетона, в частности, при устройстве сталефибробетонных полов на основе стальной фрезерованной фибры Vulkan Narex (изготовитель – ЗАО «Курганстальмост», г. Курган, РФ) [31].

В Республике Беларусь РУП «Институт БелНИИС» разработаны рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных

конструкций (разработчики Н. П. Блещик, Н. А. Рак, И. В. Коваль, Г. В. Мазуренок, И. А. Мейлах) [121].

а)



б)

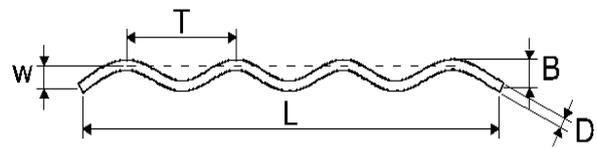
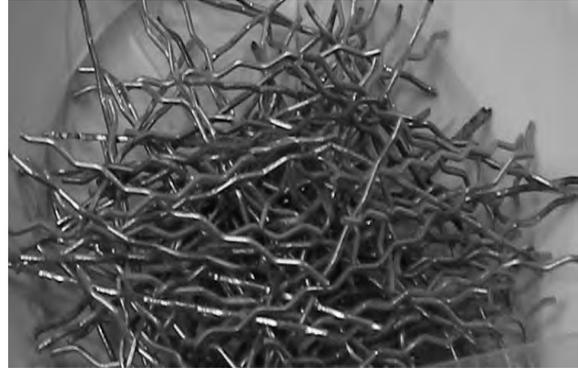


Рисунок 1.1 – Стальная профилированная фибра анкерного (а) и волнового (б) профилей

Обоснованным является применение сталефибробетона для усиления сжатой зоны изгибаемых железобетонных конструкций (плит перекрытия) общественных и производственных зданий, т. к. при этом снижаются трудозатраты на устройство полов: набетонку из сталефибробетона при соответствующей доработке [176] можно использовать в качестве пола.

Расчётное сопротивление сжатию сталефибробетона  $f_{fcd}$  определяется в зависимости от класса бетона, вида и размеров фибры, геометрии и размеров сечения элемента по формуле [121, 177]

$$f_{fcd} = f_{cd} + K_n^2 \phi_f \rho_{fv} f_{fd}, \quad (1.10)$$

где  $K_n$  – коэффициент, учитывающий работу фибр в сечении, перпендикулярном направлению внешнего сжимающего усилия, принимаемый по [121, таблица б] в зависимости от размеров сечения элемента;

$\rho_{fv}$  – коэффициент фибрового армирования по объёму;

$f_{fd}$  – расчётное сопротивление растяжению фибры для предельных состояний первой группы, для стальной фрезерованной фибры Narex  $f_{fd} = 500$  МПа [121, 180];

$\varphi_f$  – коэффициент эффективности косвенного армирования фибрами.

В [125] при расчёте прочности сечений сталефибробетонных конструкций допускается применять параболически-линейную диаграмму, для которой взаимосвязь между напряжениями  $\sigma_{fc}$  и относительными деформациями сталефибробетона  $\varepsilon_{fc}$  при сжатии описывается следующими зависимостями:

$$\begin{cases} \sigma_{fc} = f_{fcd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_{fc}}{\varepsilon_{fc1}} \right)^2 \right], & \text{при } 0 \leq |\varepsilon_{fcu1}| < |\varepsilon_{fc2}|; \\ \sigma_{fc} = f_{fcd}, & \text{при } |\varepsilon_{fc2}| \leq |\varepsilon_{fc}| \leq |\varepsilon_{fcu2}|, \end{cases} \quad (1.11)$$

где  $\varepsilon_{fc1}$  – относительные деформации, соответствующие максимальным напряжениям на диаграмме,

$$\varepsilon_{fc1} = \varepsilon_{c1} \left( \frac{f_{fc}}{f_c} \right)^2; \quad (1.12)$$

$\varepsilon_{fcu1}$  – расчётные предельные относительные деформации сталефибробетона,

$$\varepsilon_{fcu1} = \varepsilon_{cu1} + 5 \left( \frac{f_{fc}}{f_c} - 1 \right); \quad (1.13)$$

$\varepsilon_{c1}$  – относительные деформации бетона-матрицы, соответствующие максимальным напряжениям;

$f_{fcd}$  – расчётное сопротивление сталефибробетона сжатию;

$\varepsilon_{cu1}$  – расчётные предельные относительные деформации бетона-матрицы.

Также в [125] обоснована возможность использования для расчёта сталефибробетонных конструкций эквивалентной упрощённой билинейной диаграммы деформирования сталефибробетона при сжатии. При этом значения относительных деформаций  $\varepsilon_{fc3} = 0,9\varepsilon_{fc1}$  и  $\varepsilon_{fcu3} = \varepsilon_{fcu1}$ .

Начальный модуль упругости сталефибробетона  $E_{fc0}$  определяется по формуле

$$E_{fc0} = E_{cm} (1 - \rho_{fv}) + E_f \rho_{fv}, \quad (1.14)$$

где  $E_f$  – модуль упругости стальной фибры;  
 $\rho_{fv}$  – коэффициент фибрового армирования по объёму;  
 $E_{cm}$  – модуль упругости бетона, определяемый согласно [180],

$$E_{cm} = 22 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} . \quad (1.15)$$

Г. Н. Ставров и С. Д. Николаенко [169] исследовали сталефиброжелезобетонные образцы-балки, армированные стержневой или фибровой арматурой, а также с комбинированным армированием. На основании выполненных опытов была обоснована целесообразность использования сталефибробетона в конструкциях, которые в процессе эксплуатации подвергаются знакопеременным малоцикловым нагрузкам.

В [11] отмечалось, что для сталефибробетона в условиях малоциклового нагружения при  $\eta_{top} \leq 0,7$  полные и остаточные деформации почти не изменяются, тогда как для традиционного бетона увеличиваются на 15–20 %.

С. Я Дробышинец [13, 74] проводил испытания сталефибробетонных призм с различным процентом фибрового армирования. Согласно экспериментальным данным, малоцикловая прочность сталефибробетона  $f_{fc,cyc}$  не ниже прочности при однократном нагружении  $f_{fc}$  ( $f_{fc,cyc} \geq f_{fc}$ ).

Зависимость между напряжениями и деформациями сталефибробетона в общем виде описывается формулой

$$\sigma_{fc} = \frac{E_{fc,0}}{\frac{1}{\varepsilon_{fc}} + \frac{(1 - \nu_{fcR})E_{fc,0}}{f_{fc}}} , \quad (1.16)$$

где  $\sigma_{fc}$  – напряжения в сталефибробетоне при сжатии;

$\varepsilon_{fc}$  – деформации сталефибробетона при сжатии;

$f_{fc}$  – прочность сталефибробетона при осевом сжатии;

$\nu_{fcR}$  – граничный коэффициент упругости сталефибробетона при сжатии.

В [19] для сталефибробетона были предложены формулы для определения коэффициентов условий работы  $\gamma_{c,cyc}$  (поправочный коэффициент для прочности бетона) и  $\gamma_{E,cyc}$  (поправочный коэффициент для модуля упругости бетона) при действии малоциклового нагружения:



$$\begin{aligned} \gamma_{e, \text{сyc}} = & 1,173 - 0,018m_1 - 0,029m_2 + 0,006m_3 - 0,050m_1^2 - 0,101m_2^2 - \\ & - 0,037m_3^2 - 0,007m_1m_2 + 0,001m_1m_3 - 0,010m_2m_3; \end{aligned} \quad (1.17)$$

$$\begin{aligned} \gamma_{E, \text{сyc}} = & 0,837 - 0,008m_1 - 0,083m_2 + 0,106m_3 - 0,043m_1^2 - 0,015m_2^2 - \\ & - 0,044m_3^2 - 0,001m_1m_2 + 0,011m_1m_3 - 0,032m_2m_3, \end{aligned} \quad (1.18)$$

где  $m_1$ ,  $m_2$ ,  $m_3$  – натуральные значения объёмного процента армирования ( $m_1 = \mu_{rv}$ ), верхнего уровня повторного нагружения ( $m_2 = \eta_{top}$ ), количества циклов повторных нагружений ( $m_3 = N$ ) соответственно.

#### ***1.4 Бетон с использованием отходов литейно-металлургических производств в качестве мелкого заполнителя***

Заводы Могилевской области уже сегодня испытывают серьезные затруднения с мелким заполнителем бетонов. Этот дефицит можно ликвидировать, используя в качестве мелкого заполнителя пески отработанных формовочных смесей литейно-металлургических производств. Промышленные предприятия г. Могилева, имеющие литейные производства, ежегодно вывозят в отвалы около 80 тыс. м<sup>3</sup> отработанных формовочных смесей.

Для оценки возможности использования отработанных формовочных смесей и гранулированного ваграночного шлака в бетонах различных марок проанализирован их состав [135, 143, 144]. Для анализа взяты формовочные смеси промышленных предприятий г. Могилева: литейного цеха ОАО «НИИСтромавтолиния», чугунолитейного производства (ЧЛП) ОАО «Могилёвлифтмаш», литейного цеха ОАО «Могилёвский металлургический завод» (ОАО «ММЗ»), сталелитейного и чугунолитейного цехов филиала ОАО «БелАЗ «Могилёвский завод им. С. М. Кирова».

В литейном цехе ОАО «НИИСтромавтолиния» применяются формовочные смеси ЕФ-1 и стержневые формовочные смеси. Отходы формовочных смесей составляют около 25 т в сутки, или 12 тыс. т в год. Формовочная смесь ЕФ-1 содержит: смесь оборотную – 86,7 %; песок формовочный 1К016 или 1К020 – до 13 %; суспензии глины – до 7 %; топочный мазут – 5 %. Формовочная смесь стержневого участка включает: песок формовочный 1К016, 1К020 – 95 %; шлак феррохромовый – 5 %.

Дополнительно для изготовления стержней используется жидкая самотвердеющая смесь (ЖСС), которой вводится 10 %. В нее входят: стек-

ло жидкое ( $\text{Na}_2\text{SiO}_3$ ) – 8,6 %; пенообразователь (ДС-РАС) – 0,1 %; гидрол – 1 %. Подробный химический состав отработанных песков приведен в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Химический состав отработанных песков

Предприятие	Массовая доля компонентов, %						
	$\text{SiO}_2$	$\text{Al}_2\text{O}_3$	$\text{Fe}_2\text{O}_3$	$\text{CaO}$	$\text{MgO}$	$\text{SO}_3$	Прочие
НИИСтромавтолиния	96,00	0,44	0,38	Следы	0,45	0,20	2,53
Могилёвлифтмаш	88,26	3,35	3,25	1,04	2,71	0,20	1,19
Могилевский автомобильный завод им. С. М. Кирова	88,00	5,38	4,12	0,35	Следы	0,26	1,89
ОАО «ММЗ»	41,2	10,2	3,9	24,6	14,8	0,5	2,6

Для каждого состава отработанной формовочной смеси выполнено 4–5 просеиваний. Результаты анализа приведены в таблице 1.2.

Таблица 1.2 – Определение зернового состава и модуля крупности отработанной формовочной смеси

Номер пробы	Зерновой состав по полным остаткам на ситах, %					Модуль крупности $M_{кр}$
	$A_{2,5}$	$A_{1,25}$	$A_{0,63}$	$A_{0,315}$	$A_{0,16}$	
1	2	3	4	5	6	7
<b>НИИСтромавтолиния</b>						
1	1,0	2,6	6,8	75,4	98,9	1,85
2	1,1	3,4	7,2	72,1	99,0	1,83
3	1,3	3,9	8,9	71,7	98,9	1,85
4	1,3	3,5	8,3	75,3	98,9	1,88
Среднее	1,18	3,35	7,8	73,63	98,93	1,85
<b>Чугунолитейное производство Могилёвлифтмаша</b>						
1	4,3	5,9	7,8	70,8	97,0	1,86
2	3,5	4,5	5,7	86,2	98,4	1,98
3	4,3	5,4	6,8	87,2	98,5	2,02
4	3,1	4,1	5,0	58,0	93,4	1,64
5	4,5	5,5	7,4	86,3	98,2	2,02
Среднее	3,94	5,08	6,54	77,7	97,1	1,90

Окончание таблицы 1.2

1	2	3	4	5	6	7
Могилевский автомобильный завод им. С. М. Кирова						
1	1,9	3,5	7,3	79,4	97,7	1,9
2	1,7	3,6	7,1	75,1	97,5	1,85
3	1,8	3,6	7,7	75,4	97,7	1,86
4	1,4	2,9	6,9	73,5	97,2	1,82
Среднее	1,70	3,40	7,25	75,85	97,53	1,86
ОАО «ММЗ»						
1	45,3	68,1	87,4	97,1	99,2	3,97
2	49,8	69,6	86,9	95,9	98,1	4,00
3	49,5	65,2	89,1	95,5	97,4	3,97
4	48,8	67,3	89,6	93,4	97,9	3,97
5	48,6	70,8	88,0	94,1	97,4	3,99
Среднее	48,4	68,2	88,2	95,2	98,0	3,98

Для характеристики зернового состава отработанных формовочных смесей определен модуль крупности. Для песков отработанных формовочных смесей ОАО «НИИСтромавтолиния» значение модуля крупности изменяется от 1,83 до 1,88 и составляет в среднем 1,85, для смесей чугунолитейного производства ОАО «Могилёвлифтмаш» – от 1,6 до 2,0 (в среднем 1,90), для смесей Могилёвского автомобильного завода им. С. М. Кирова – от 1,8 до 1,9 (в среднем 1,86), для смесей ОАО «ММЗ» – от 3,967 до 4,003 (в среднем 3,980). В большинстве случаев доля фракции менее 0,16 мм составляет не более 3 %. В песках отработанных формовочных смесей встречаются металлические включения.

Для вынесения рекомендаций по использованию гранулированного ваграночного шлака в качестве заполнителя следует проанализировать также требования зарубежных стандартов.

По германскому стандарту шлак, применяемый в качестве заполнителя, должен содержать не менее 29 % SiO<sub>2</sub> и не более 45 % CaO. Этим требованиям ваграночные шлаки удовлетворяют.

По английскому стандарту условия пригодности шлака для заполнителей выражаются следующими формулами:

$$\% \text{CaO} + 0,8(\% \text{MgO}) < 1,2 (\% \text{SiO}_2) + 0,4 (\% \text{Al}_2\text{O}_3) + 1,75 (\% \text{S});$$

$$\% \text{CaO} < 0,9 (\% \text{SiO}_2) + 0,6 (\% \text{Al}_2\text{O}_3) + 1,75 (\% \text{S}).$$

Расчет по этим формулам приводит к следующим неравенствам:  $43 < 53$ ,  $33 < 43$ ,  $37 < 53$ ,  $25 < 43$  и т. д. Следовательно, условия выполняются.

Для определения возможности использования отработанных формовочных смесей в соответствии с ГОСТ 27006 проводили экспериментально-теоретический подбор составов бетона классов С8/10–С20/25 [135, 143], в которых в качестве мелкого заполнителя применяли пески отработанных формовочных смесей. Крупным заполнителем служил гранитный щебень соответствующих фракций. Было заформовано 12 серий образцов-кубов с ребром 10 см. Каждая серия включала не менее 90 кубов и контролировалась необходимым числом образцов, в которых в качестве мелкого заполнителя использовали природный кварцевый песок.

В результате испытаний [135, 143] установлено, что в условиях естественного твердения прочность бетонов с использованием отходов металлургических производств и рост прочности во времени не ниже, чем для бетонов базового варианта, начиная с раннего возраста и до 360 сут.

На основании эмпирических данных были разработаны рекомендуемые составы бетонной смеси для различных классов бетона (таблица 1.3).

Таблица 1.3 – Базовые и предлагаемые варианты бетонных смесей

Вариант смеси	Компоненты масс, %			Содержание добавки, %			Активность цемента, МПа	Прочность на сжатие, МПа
	Цемент	Щебень	Песок	С-3	УПБ	Вода		
Базовый	14,66	48,59	30,47	0,06	–	6,22	18,84	24,69/14,62
	10,63	48,33	35,00	–	0,02	6,02	19,82	18,51/15,24
	8,70	48,03	37,10	–	0,02	6,15	18,84	18,87/9,31
Предлагаемый	14,66	48,59	30,47	0,06	–	6,22	18,84	24,85/23,93
	14,46	47,93	30,04	0,06	–	7,51	21,78	36,37/–
	10,68	48,58	35,17	–	0,02	5,55	19,82	20,21/16,71
	8,72	48,10	37,22	–	0,02	5,84	18,84	17,41/13,49
	10,93	46,88	35,06	0,04	–	7,09	26,00	24,19/22,37
	10,94	46,96	35,12	0,04	–	6,94	16,87	18,62/–

*Примечание* – В числителе – на 28 сут естественного твердения, в знаменателе – на 2 сут после термовлажностной обработки

Авторами [49, 50, 51, 54, 55, 57] были проведены экспериментальные исследования работы железобетонных балок, усиленных в растянутой зоне бетоном на основе отходов обогащения железных руд, в условиях малоциклового нагружения. Опытные балки с поперечным сечением

120 × 220 мм длиной 2070 мм были армированы в растянутой зоне двумя стержнями диаметром 12 мм из арматуры класса S500 ( $\mu = 0,94 \%$ ), в сжатой зоне – 2Ø8 мм S500; поперечная арматура диаметром 8 мм S500 установлена с шагом 180 мм в зоне чистого изгиба и 80 мм – в приопорной зоне. Балки были усилены наращиванием растянутой зоны высотой 30 мм и установкой дополнительной арматуры 2Ø8 мм S500 ( $\mu = 1,16 \%$ ). Максимальный уровень малоциклового нагружения составил 0,75; 0,85; 0,9 с разрушением на 11-м цикле. Установлено, что момент образования трещин соответствует уровню нагружения  $\eta = 0,3\text{--}0,4$  от разрушающего. Величина прогибов усиленных балок при  $\eta = 0,7\text{--}0,8$  уменьшается на 8 % по сравнению с неусиленными образцами. Однако для балок, испытанных при уровнях нагружения  $\eta = 0,85$  и  $\eta = 0,9$ , прогибы увеличились на 17 и 46 % соответственно по сравнению с прогибами контрольных образцов при эксплуатационном уровне. Авторами отмечена закономерность увеличения граничного значения прогибов с увеличением максимального уровня циклических нагружений. Таким образом, малоцикловое нагружение железобетонных изгибаемых элементов при эксплуатационном уровне может привести к увеличению граничных прогибов до 75 % [51].

При анализе сжатой зоны в балках, усиленных наращиванием сжатой зоны, зависимость «М –  $\epsilon_c$ » остается почти линейной на всех этапах загрузки. Это связано с тем, что бетоны на отходах обогащения железных руд могут работать почти упруго до уровня  $\eta = 0,75\text{--}0,8$  и их деформативность по сравнению с бетонами на обычных заполнителях ниже на 25–30 % [53, 55, 117, 188].

Исследуемые ваграночные шлаки удовлетворяют английскому и германскому стандартам, регламентирующим химический состав шлаков, применяемых в качестве заполнителя. Подробнее особенности бетона с использованием отходов литейно-металлургических производств в качестве мелкого заполнителя (ОМП-бетона) рассмотрены в приложении Б.

Исследованием особенностей работы железобетонных конструкций, изготовленных из бетонов на мелком заполнителе из отходов промышленности, занимались Г. Н. Бондаренко, А. И. Валовой, Г. Т. Стороженко, Б. Н. Шевченко и др. [51, 52, 117, 172, 188].

В [109] отражены исследования работы балок, изготовленных из бетона с использованием в качестве мелкого заполнителя отходов горнодобывающих комбинатов. При анализе сжатой зоны в балках, усиленных наращиванием сжатой зоны, было отмечено, что зависимость «изгибающий момент – относительные деформации» остается почти линейной на всех этапах загрузки. Это связано с тем, что бетоны на отходах обога-

щения железных руд могут работать почти упруго до уровня  $\eta = 0,75-0,8$  (для тяжёлого бетона 0,4–0,5) и их деформативность по сравнению с бетонами на обычных заполнителях ниже на 25–30 %. Это можно объяснить повышенными прочностными свойствами бетона на пульпе по сравнению с аналогичными бетонами на обычных заполнителях. Заполнители из отходов обогащения железных руд имеют большую удельную поверхность зерен и, соответственно, лучшее сцепление с цементным камнем. Поэтому бетоны на отходах лучше сопротивляются усилиям разрыва в поперечном направлении. Эти выводы находят подтверждение также в [53, 55, 188] и в собственных работах авторов.

Исследования прочностных и деформативных характеристик бетона на основе отходов литейно-металлургических производств при малоцикловом нагружении до настоящего времени не проводились.

### ***1.5 Работа изгибаемых железобетонных элементов при малоцикловом нагружении***

Исследования работы изгибаемых железобетонных элементов при повторной нагрузке низкой частоты проводились с 1960-х гг. и продолжаются до сегодняшнего дня. Частным случаем таких режимов нагружения являются нагрузки малоциклового характера. Первыми учёными, исследовавшими работу железобетонных элементов при изгибе и растяжении при циклическом нагружении, были Де Толи и М. Консидер [190]. В результате более поздних исследований ряда авторов [46, 54, 64, 83, 98, 185] выявлены некоторые особенности малоциклового нагружения по сравнению со статическим и длительным видами нагружения.

Данные, полученные в [83, 98], показали, что прогибы балок в зависимости от процента их армирования и характеристики цикла в 1,4–2,2 раза превышали прогибы при первом нагружении. Наибольшее приращение прогибов происходило в балках с максимальным процентом армирования, при этом интенсивное увеличение отмечалось на первоначальном этапе, а по мере увеличения количества циклов процесс нарастания прогибов стабилизировался. Аналогичные результаты получены в [64].

В [185] доказано, что ширина раскрытия трещин при повторном приложении нагрузки увеличивается по сравнению с однократным нагружением, причём интенсивность увеличения ширины раскрытия трещин уменьшается по мере роста количества циклов нагружения. Стабилизация ширины раскрытия трещин наступает к шестому циклу повторения нагрузки. Высокий уровень нагрузки ускоряет процесс раскрытия трещин.

Возникновение нормальных трещин соответствует уровню напряжений  $\eta = 0,3-0,4$ , для наклонных трещин  $\eta = 0,5-0,6$  [9, 15, 93].

В [64] отмечалось, что бóльшие значения ширины раскрытия трещин имели место в образцах с бóльшим процентом армирования. Было рекомендовано принимать ширину раскрытия трещин при действии повторных нагрузжений увеличенной на 30 % по сравнению с шириной раскрытия трещин при первом загрузжении. А. И. Вальной [48] доказал, что увеличение ширины раскрытия трещин может достигать 20 %.

В. П. Бранцевичем [46] исследовались деформативность и трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов при действии повторных нагрузжений низкой частоты. Были отмечены следующие особенности: при низкочастотных нагрузжениях (0,05–0,5 Гц) в изгибаемых железобетонных элементах происходит более интенсивное развитие и накопление неупругих деформаций в бетоне сжатой зоны и в растянутой арматуре, чем при длительно действующих нагрузках и нагрузках более высокой частоты (5–10 и 30–50 Гц), что влечёт за собой увеличение ширины раскрытия трещин и прогибов. Таким образом, воздействие низкочастотных циклических нагрузок более интенсивно изменяет напряжённо-деформированное состояние конструкции, чем высокочастотные или длительные нагрузжения. К аналогичным выводам пришёл А. П. Казанков [83].

При малоцикловых нагрузжениях отмечено в одних случаях снижение несущей способности элементов (при  $\eta_{top} > 0,85$ ), а в других – увеличение несущей способности ( $\eta_{top} < 0,85$ ). Это связано с тем, что верхний уровень микротрещинообразования находится в пределах  $\eta_{cr}^V = 0,75-0,81$ . Данное явление получило подтверждение в [9, 15, 92, 93].

В [45] отмечено, что для изгибаемых железобетонных элементов относительные деформации при повторениях одного и того же режима нагрузжения стабилизируются и остаются почти неизменными.

Е. М. Бабич, А. П. Погореляк и А. С. Залесов [5] изучали работу железобетонных балок на действие поперечной силы. Анализ полученных результатов показал, что верхний уровень повторных нагрузок  $\eta_{top} = 0,7$  является пределом малоциклового усталости для изгибаемых элементов.

В [6] при исследовании напряжённного состояния, жёсткости и трещиностойкости предварительно напряжённных балок при высоких уровнях малоцикловых нагрузок было предложено оценивать малоцикловую долговечность элементов конструкций с высокими уровнями нагрузки по возникновению остаточных деформаций бетона, превышающих  $\epsilon_{c1}$ .

С. Я. Дробышинец [74] исследовал работу сталефибробетонных и сталефиброжелезобетонных балок при действии малоциклового нагрузже-

ния. Было отмечено, что основные процессы деформирования материалов и трещинообразования происходят, как правило, на первых пяти-семи циклах. Ширина раскрытия трещин на циклах нагружения с одинаковым уровнем увеличивалась незначительно, а при возрастании уровня нагружения возрастала значительно (до 30 %).

Исследование работы изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны сечения, при малоцикловых нагрузках к настоящему времени не проводилось.

### ***1.6 Расчёт изгибаемых элементов с усиленной сжатой зоной***

Проектирование железобетонных конструкций, усиленных методом наращивания в сжатой зоне, основано на способах расчёта сборно-монолитных конструкций составного сечения с учётом целого ряда особенностей: предыстории нагружения; нелинейности деформирования усиливаемой части; совместной работы бетонов в зоне контакта; различия деформаций ползучести и усадки бетонов; перераспределения внутренних усилий между бетонами и арматурой; собственного напряжённо-деформированного состояния усиливаемой конструкции и бетона усиления [1, 42, 72, 104, 105, 110, 163, 175, 183].

Многие из известных методов расчёта железобетонных конструкций составного сечения основаны на принципах механики твёрдого тела и закономерностях работы составных конструкций, базирующихся на методе сил или методе перемещений в вариационной постановке. С развитием вычислительной техники стало возможным выполнять расчёты конструкций составного сечения с учётом образования трещин и изменения неупругих свойств железобетона в процессе нагружения, использовать деформационные модели на основе действительных диаграмм состояния и макроструктурной интегральной теории В. И. Мурашёва [108, 109]. Теория В. И. Мурашёва получила широкое развитие и применение в практике проектирования железобетонных конструкций как основа норм [160, 164, 165, 180].

Согласно [160, 180], существует две основные методики расчёта нормальных сечений железобетонных элементов: альтернативная модель (метод предельных усилий) и деформационная модель.

Расчёт нормальных сечений железобетонных элементов по альтернативной модели рассматривался в трудах К. В. Сахновского [129], А. Б. Голышева [58, 120], В. М. Мурашёва [108, 109], Т. М. Пецольда, Д. Н. Лазовского [95, 115]. Данная модель основана на расчёте по предель-

ным усилиями с использованием уравнений равновесия всех продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении, и уравнений равновесия моментов относительно выбранных осей при расчётных сопротивлениях материалов. Эпюра напряжений принимается в виде прямоугольника (рисунок 1.2).

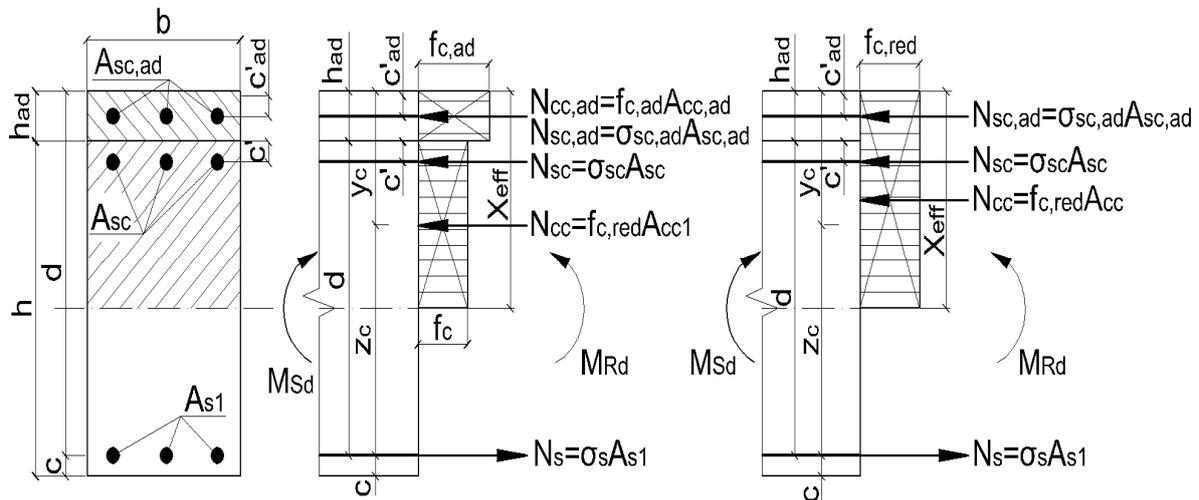


Рисунок 1.2 – К расчёту нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов по методу предельных усилий (альтернативная модель)

Соответственно, высота сжатой зоны определяется из условия

$$\alpha f_{c,red} b x_{eff} = \sigma_s A_{s1} - \sigma_{sc} A_{sc} - \sigma_{sc,ad} A_{sc,ad}. \quad (1.19)$$

Расчёт прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения следует производить из условия  $M_{Sd} \leq M_{Rd}$ , где  $M_{Rd}$  – момент, который может воспринять сечение элемента, рассчитывается относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{Rd} = \alpha f_{c,red} b x_{eff} (d - 0,5 x_{eff}) + \sigma_{sc} A_{sc} (d - h_{ad} - c') + \sigma_{sc,ad} A_{sc,ad} (d - c'_{ad}). \quad (1.20)$$

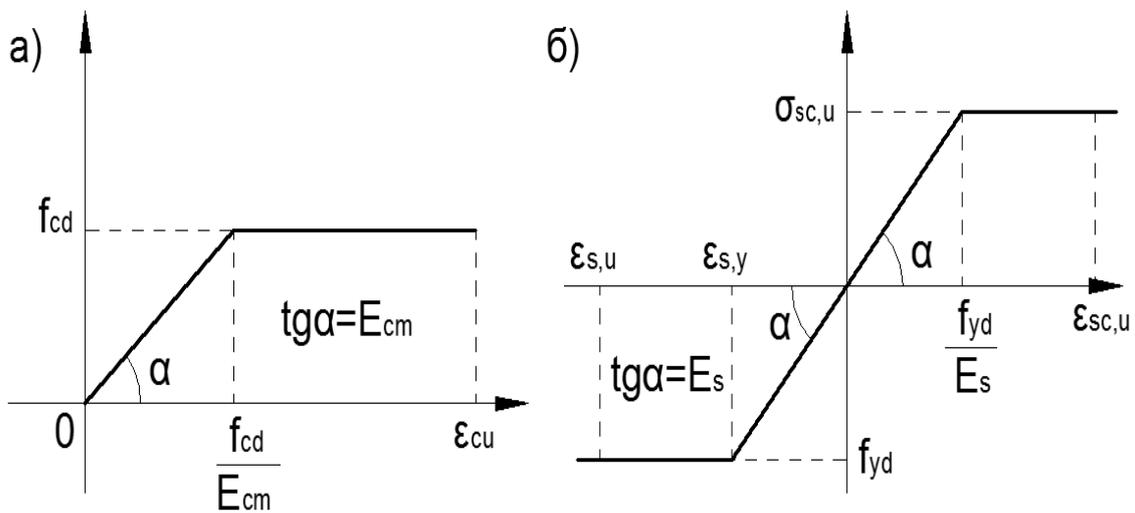
Согласно [150], высота сжатой зоны принимается  $x_{eff} = \lambda_c x$ .

К настоящему времени разработано большое количество теоретических предложений по расчёту железобетонных конструкций с учётом нелинейности деформирования бетона, авторами которых предлагается выразить зависимость между напряжениями и деформациями в бетоне в виде

различных функций. Установлению истинной зависимости « $\sigma_c - \epsilon_c$ » для бетона на сжатие посвящены работы А. Ф. Лолейта, П. Л. Пастернака, А. А. Гвоздева, Д. Н. Лазовского, Д. О. Глухова, Н. И. Карпенко, Н. Н. Попова, А. С. Залесова, В. И. Колчунова, А. И. Никулина, В. Н. Байкова, В. И. Мурашёва, А. Б. Голышева, В. Я. Бачинского, А. Н. Бамбуры, Т. М. Пецольда, В. В. Тура, С. И. Меркулова [20–24, 58, 104, 109].

В нормах США диаграмму сжатия бетона рекомендуется описывать двумя уравнениями: на первом участке зависимость « $\sigma_c - \epsilon_c$ » параболическая, на втором участке – линейная. Аналогичный метод рассматривается также в [75] как упрощенный деформационный.

В [126] связь между напряжениями и деформациями бетона принимается в виде билинейной диаграммы (рисунок 1.3), в соответствии с которой эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны представляется в виде прямоугольной трапеции с высотой участка постоянных напряжений, равной  $\lambda_c X_c$ , где  $X_c$  – среднее значение высоты сжатой зоны;  $\lambda_c$  – коэффициент пластичности бетона (рисунок 1.4). Данная методика была уточнена в [58, 79, 80, 104, 116, 133, 147]. В [133, 138, 147] она получила название «упругопластическая модель расчёта» (УПМ).



а – для бетона; б – для арматурных сталей, имеющих физический предел текучести

Рисунок 1.3 – Диаграммы « $\sigma_c - \epsilon_c$ »

Коэффициент пластичности бетона  $\lambda_c$  определяется следующим образом:

– при  $\frac{f_c}{E_c} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$

$$\lambda_c = 1 - \frac{f_c}{\varepsilon_c E_c} ;$$

– при  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$

$$\lambda_{cu} = 1 - \frac{f_c}{\varepsilon_{cu} E_c} = 0,93 - 0,014f_c \quad (\text{для тяжёлого бетона}).$$

Для билинейной диаграммы в виде прямоугольной трапеции (см. рисунок 1.3) предлагаются следующие зависимости [104]:

– при  $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c,crk}$

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c ;$$

– при  $\varepsilon_{c,crk} < \varepsilon_c \leq \frac{f_c}{E_c}$

$$\sigma_c = \sigma_{ci} ;$$

– при  $\frac{f_c}{E_c} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$

$$\sigma_c = f_c .$$

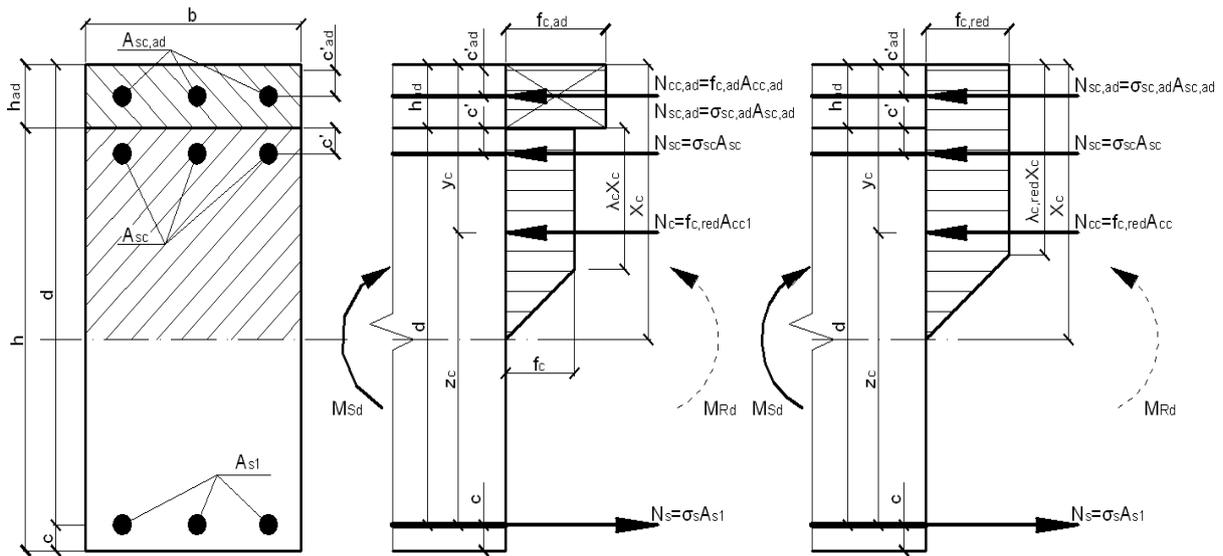


Рисунок 1.4 – Схема усилий и эпюра напряжений в нормальном сечении изгибаемого железобетонного элемента при расчёте по упругопластической модели

Проверка прочности нормальных сечений сборно-монолитных элементов производится по приведенным характеристикам из условия

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = 0,5f_{c,red}bX_c [(1 + \lambda_{c,red})d - 0,33X_c(1 + \lambda_{c,red} + \lambda_{c,red}^2)] + \sigma_{sc}A_{sc} (d - h_{ad} - c') + \sigma_{sc,ad}A_{sc,ad} (d - c'_{ad}). \quad (1.21)$$

Высота сжатой зоны  $x$  находится из уравнения [133, 138]

$$A_1X_c^2 + A_2X_c + A_3 = 0, \quad (1.22)$$

где коэффициенты  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$  рассчитываются по следующим формулам:

$$A_1 = 0,5b(1 - \lambda_{c,red}^2); \quad (1.23)$$

$$A_2 = \alpha_m(A_{s1} + A_{sc} + A_{sc,ad}); \quad (1.24)$$

$$A_3 = -\alpha_mA_{s1}d. \quad (1.25)$$

Идеализированная диаграмма вносит в расчёт некоторые погрешности. Так, в упругой стадии игнорируются пластические деформации, в упругопластической стадии несколько переоценивается влияние неупругих деформаций, а в пластической стадии не учитывается снижение напряжений [104, 116].

Деформационная модель основана на методе численного интегрирования, в котором бетон сечения мысленно разбивают на отдельные малые участки (как правило, прямоугольной формы), дополненные при необходимости треугольными. В пределах каждого элементарного участка напряжения принимаются постоянными и равными напряжениям на уровне его центра тяжести. Считается, что допущение о постоянстве напряжений в пределах элементарного участка не вносит существенной погрешности в расчёты, если его размеры не превышают 1/10 соответствующего размера сечения (рисунок 1.5) [118, 182].

Деформационная модель расчёта разрабатывалась и уточнялась многими учёными [3, 10, 17, 21, 23, 24, 26, 74, 79, 88, 116].

В качестве нормативной диаграммы бетона, устанавливающей зависимость между напряжениями и деформациями, принимается нелинейная диаграмма состояния бетона с ниспадающей ветвью с учётом переменности относительной деформации бетона на сжатие в вершине диаграммы. Для описания диаграммы деформирования бетона в условиях осевого

кратковременного сжатия допускается использовать следующую аналитическую зависимость [91, 118, 160]:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (1.26)$$

где  $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$  ( $\varepsilon_{c1} < 0$ );

$\varepsilon_{c1}$  – относительная деформация, соответствующая пиковой точке диаграммы деформирования [160, таблица 6.1];

$$k = \frac{1,1E_{cm} |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}. \quad (1.27)$$

В [91] коэффициент  $k = 1/v_{CR}$ .

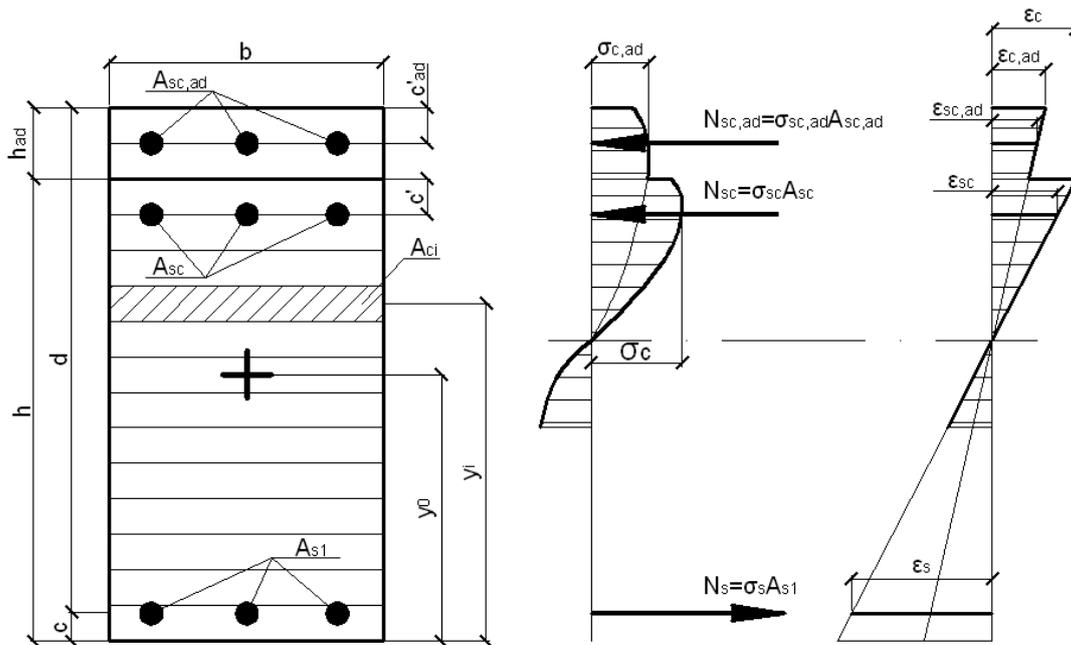


Рисунок 1.5 – Расчётное поперечное сечение и распределение деформаций и напряжений при расчёте по деформационной модели

Зависимость (1.26) применима в интервале относительных деформаций  $0 \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu1}|$ , где  $\varepsilon_{cu1}$  – значение предельных относительных деформаций бетона при сжатии [180, таблица 3.1].

Для каждого  $i$ -го элементарного участка бетона фиксируют его площадь  $A_{ci}$  и координаты центра тяжести  $x_i$  и  $y_i$  (расстояния до соответствующей

щих осей). Каждому арматурному стержню присваивают свой номер, фиксируют его площадь  $A_{sj}$  и положение центра тяжести  $x_j$  и  $y_j$ . Тогда условия равновесия могут быть записаны в виде системы уравнений:

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^n \sigma_{ci}(\varepsilon_c) x_i A_{ci} + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj}(\varepsilon_{sj}) x_{sj} A_{sj} - q(M_{Sd,x} + N_{Sd} e_x) = 0; \\ \sum_{i=1}^n \sigma_{ci}(\varepsilon_c) y_i A_{ci} + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj}(\varepsilon_{sj}) y_{sj} A_{sj} - q(M_{Sd,y} + N_{Sd} e_y) = 0; \\ \sum_{i=1}^n \sigma_{ci}(\varepsilon) A_{ci} + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj}(\varepsilon_{sj}) A_{sj} - qN_{Sd} = 0. \end{cases} \quad (1.28)$$

Представленные уравнения дополняются также физическими уравнениями диаграммы деформирования материалов вида  $\sigma_m = f(\varepsilon_m)$ .

Точность расчётов по деформационной модели решающим образом определяется адекватностью используемых диаграмм деформирования материалов (особенно бетона) их фактическим физическим свойствам [94, 118, 182].

Для описания диаграммы деформирования « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » при кратковременном нагружении В. Н. Байков [20] предложил использовать полином пятой степени:

$$\sigma_c = A_0 \varepsilon_c + B_0 \varepsilon_c^2 + C_0 \varepsilon_c^3 + D_0 \varepsilon_c^4 + F_0 \varepsilon_c^5, \quad (1.29)$$

где  $A_0, B_0, C_0, D_0, F_0$  – параметры, полученные опытным путём.

Позднее В. Я. Бачинским и А. Н. Бамбурой был предложен алгоритм расчёта по деформационной модели на основе описания диаграммы « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » полиномом пятой степени [10, 18, 21, 23, 24]:

$$\sigma_c = f_c \sum_{k=1}^5 a_k \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right), \quad (1.30)$$

где  $a_k$  – коэффициент полиномиальной зависимости.

Для усиленных наращиванием сжатой зоны железобетонных изгибаемых элементов расчёт производится по приведенным характеристикам бетона.

Влияние длительных процессов, динамических и циклических составляющих нагрузок, температурного режима, сложных напряжённо-

деформированных состояний при расчётах конструкций учитывается, как правило, путём трансформирования базовых диаграмм деформирования, полученных в стандартных условиях при осевом кратковременном нагружении [182]. В частности, при действии малоцикловых нагружений необходимо принимать во внимание изменение диаграммы деформирования бетона [12].

Нормативная диаграмма деформирования (состояния) бетона, устанавливающая связь между напряжениями  $\sigma_{ck}$  и продольными относительными деформациями  $\varepsilon_{ck}$  сжатого бетона при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки вплоть до установленных её предельных значений, отвечающих разрушению бетона при однородном напряжённом состоянии, рассматривается в качестве обобщенной характеристики механических свойств бетона. Согласно [180], нормативное сопротивление бетона классов С50/60 и ниже при растяжении

$$f_{ctk} = 0,30f_{ck}^{2/3}. \quad (1.31)$$

В [181] выделена обобщенная зависимость для определения начального модуля упругости бетона, предложенная Г. В. Несветаевым:

$$E_{c0} = k \frac{0,05f_{ck} + 57}{1 + \frac{29}{3,8 + f_{ck}}}, \quad (1.32)$$

где  $k$  – обобщённый коэффициент, учитывающий рецептурно-технологические факторы (при отсутствии информации  $k = 1$ ).

Величины относительных деформаций  $\varepsilon_{c1}$  и  $\varepsilon_{cu}$  в параметрических точках не остаются постоянными. Нормативные документы предлагают принимать для бетонов классов по прочности до С50/60 включительно постоянные значения относительных деформаций  $\varepsilon_{c1}$ . Для описания изменения продольной относительной деформации  $\varepsilon_{c1}$  с ростом класса бетона по прочности при сжатии используют, как правило, простые линейные зависимости. Например, для определения параметрической точки диаграммы деформирования, соответствующей относительным деформациям  $\varepsilon_{c1}$ , А. Томашевич предложил формулу

$$\varepsilon_{c1} = 0,7f_c^{0,31}, \quad (1.33)$$

М. А. Мансур, Т. Х. Ви – зависимость

$$\varepsilon_{c1} = 0,78f_c^{0,25}. \quad (1.34)$$

В [180] относительные деформации  $\varepsilon_{c1}$ , соответствующие пиковой точке диаграммы деформирования бетона, определяются по формуле

$$\varepsilon_{c1} = 0,7f_{cm}^{0,31} \leq 2,8 \text{ ‰}. \quad (1.35)$$

В [17, 21, 24] для определения относительных деформаций бетона  $\varepsilon_{c1}$  предложены следующие зависимости:

$$\varepsilon_{c1} = \left( 235 - \frac{81}{1 + 7,75 \cdot 10^{-4} f_c^2} \right) \cdot 10^{-5}; \quad (1.36)$$

$$\varepsilon_{cu} = \left( 235 + \frac{320}{1 + 6 \cdot 10^{-5} f_c^3} \right) \cdot 10^{-5}; \quad (1.37)$$

$$\frac{\sigma_{cu}}{f_{ck}} = 1,333 - \frac{\varepsilon_{cu}}{3\varepsilon_{cR}}. \quad (1.38)$$

Большинство нормативных документов предлагают определять предельную относительную деформацию  $\varepsilon_{cu}$  для бетонов, в том числе и для высокопрочных, при  $\sigma_{cu} = 0,5f_c$ .

Величина предельной относительной деформации  $\varepsilon_{cu}$ , нормируемая в качестве параметрической точки идеализированной диаграммы деформирования, не означает максимальной деформации, которая регистрируется при полном разрушении образца. Г. В. Нестеровым предельная сжимаемость бетона определяется границей устойчивого деформирования сечений, равной относительной деформации  $\varepsilon_{cu}$ , соответствующей предельной потенциальной энергии его структуры. Исходя из условия, что количество энергии, соответствующей границе устойчивого деформирования в критической области, равно количеству энергии упругого деформирования в момент достижения относительной деформации  $\varepsilon_{c1}$ , для её определения была предложена зависимость

$$\varepsilon_{cu} = \frac{f_c \left[ \frac{1}{(k-2)^2} + \frac{2k-1}{2(k-2)} - \frac{\ln(k-1)(k-1)^2}{(k-2)^2} + \frac{0,15}{\lambda_R} \right] + \left( 1 + \frac{1-\lambda_R}{1+\lambda_R} \right) \frac{0,5(\eta_R f_c)^2}{E_{c0}}}{\eta_R f_c}, \quad (1.39)$$

где  $\eta_R$  – уровень длительной прочности бетона,

$$\eta_R = a\lambda_R^{0,2}, \quad (1.40)$$

где  $a$  – эмпирический коэффициент,  $a = 0,879$  – для тяжёлых бетонов,  $a = 0,803$  – для лёгких бетонов;

$$k = 1/\lambda_R.$$

На основании эмпирических данных В. Саргин и Б. Попович предложили зависимость для установления соотношения между относительными деформациями  $\varepsilon_{cu}/\varepsilon_{c1}$ .

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} = 1 + \frac{20}{f_c}. \quad (1.41)$$

Г. В. Нестеровым была предложена следующая зависимость:

$$\varepsilon_{cu} = \left( \frac{2,5}{\lambda_R} - 1,5 \right) \frac{f_c}{E_{c0}} < 3,5 \text{ ‰}. \quad (1.42)$$

Согласно [151], предельные относительные деформации  $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$ .

Профессором Н. И. Карпенко [84] сформулированы главные критерии, которым должно удовлетворять аналитическое описание диаграммы деформирования бетона « $\sigma_c - \varepsilon_c$ », используемой в инженерных расчётах конструкций: возможность наиболее полного отображения через форму кривой деструктивных процессов, происходящих в структуре бетона при действии напряжений; сравнительная простота аналитической зависимости; увязка с современными численными методами решения физически нелинейных задач; возможность простой перестройки (трансформирования) аналитической зависимости при учёте различных факторов.

При описании восходящей ветви диаграммы наиболее популярна парабола вида  $y = 2x - x^2$ .

При расчётах по первой группе предельных состояний сечений простой геометрической формы с усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, используют в основном упрощённые идеализированные диаграммы деформирования (нормативные и расчётные).

При расчёте сечений конструкций традиционными методами обычно вместо полных диаграмм деформирования применяют упрощённые идеализированные диаграммы (идеализация первого рода):

- линейно-параболическая (с горизонтальным или наклонным линейным участком, описывающим сопротивление бетона в закритической области);
- билинейная, состоящая из двух линейных участков (упругопластическая модель для бетона);

– прямоугольный блок (жёсткопластическая модель для бетона).

Анализ опытных диаграмм деформирования в [182] показал, что расчёт сечений по идеализированным диаграммам дает достаточно надёжный результат для широкого диапазона варьирования различных конструктивно-технологических факторов и условий нагружения. Данный факт был установлен на основе оценки ошибки моделирования.

Описание трансформированных диаграмм деформирования бетона, например, бетона, усиленного косвенным армированием, или бетона для элементов с диагональными трещинами [181], основано на следующем подходе: характер диаграммы деформирования не изменяется, а возникает необходимость корректировки её базовых параметрических точек ( $f_c$ ,  $\varepsilon_{c1}$ ,  $\varepsilon_{cu}$ ) путём введения частных коэффициентов, полученных, как правило, эмпирическим путём.

В [46] при повторных нагружениях для определения деформаций бетона и арматуры рекомендуется использовать классические формулы с учётом изменения различных параметров, определяющих напряжённое состояние в нормальных сечениях элементов, таких как напряжение в арматуре и бетоне на определённом этапе нагружения, количество повторений нагрузки и др. В условиях многократно повторных нагружений полные деформации бетона в [119, 162] предложено определять по формулам СНиП 2.03.01-84\*.

Особенность расчёта усиленных балок заключается в необходимости учёта специфических свойств бетонов усиления.

В [46] при расчёте изгибаемых железобетонных элементов, выполненных из тяжёлого бетона, по второй группе предельных состояний по методике [161] рекомендуется учитывать циклический характер низкочастотных нагружений изменением значений коэффициентов  $\nu = 0,30$ ;  $\psi_c = 1,0$ ;  $\psi_s = 0,9$ , а также изменением значения модуля упругости бетона  $E_c$  на значение  $E_{c,cyc}$ , рассчитанное по эмпирической формуле, отражающей циклический характер нагружения. Прогиб и кривизна вычисляются по уточненным значениям относительных деформаций бетона  $\varepsilon_{c,cyc}$  и арматуры  $\varepsilon_{s,cyc}$ , которые находятся с учётом уточнённых значений коэффициентов  $\psi_c$  и  $\psi_s$  и модуля упругости бетона  $E_{c,cyc}$ . Была выявлена также закономерность влияния частоты нагружения  $\omega$  на развитие деформаций бетона и арматуры: чем ниже частота приложения циклической нагрузки, тем интенсивнее развитие деформаций. В связи с этим было предложено производить корректировку значений относительных деформаций путём умножения их значений  $\varepsilon_{c,cyc}$  и  $\varepsilon_{s,cyc}$  на поправочные коэффициенты соответственно  $\phi_{c\omega}$  и  $\phi_{s\omega}$ , учитывающие частоту  $\omega$  и определяемые по формуле

$$\varphi_{c(s)\omega} = Ae^{-B\omega} + C, \quad (1.43)$$

где  $A$ ,  $B$ ,  $C$  – постоянные эмпирические коэффициенты, вычисленные методом регрессионного анализа по экспериментальным данным [46].

Коэффициенты  $\varphi_{c1}$  и  $\varphi_{c2}$  для сталефибробетона в [121] рекомендуется принимать как для тяжёлого бетона.

В [58] было предложено определять относительные деформации сжатого бетона  $\varepsilon_c$  и растянутой арматуры  $\varepsilon_s$  по формулам:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{\nu_c E_{c0}}; \quad (1.44)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}. \quad (1.45)$$

Таким образом, задача определения относительных деформаций сводится к определению напряжений в бетоне сжатой зоны  $\sigma_c$  и в растянутой арматуре  $\sigma_s$  с учётом работы растянутого бетона над трещиной. Напряжения  $\sigma_c$  и  $\sigma_s$  предложено определять методом последовательных приближений.

При расчёте следует учитывать, что предельная сжимаемость бетона в сжатой зоне сборных железобетонных балок больше, чем при испытаниях стандартных образцов на сжатие, за счёт поддерживающего влияния менее нагруженных частей конструкции. Это связано с тем, что прочность сжатого бетона при изгибе по величине несколько превышает призмную прочность при сжатии [58, 79]:

$$\sigma_c^{\text{изг}} = 1,25\sigma_c. \quad (1.46)$$

Данное утверждение не противоречит выводам, сделанным в [43, 103, 108].

В. И. Мурашёвым [108] бетон рассматривался как упругопластический материал, и для установления зависимости между деформациями растянутой арматуры и сжатого бетона была принята гипотеза плоских сечений, а эпюра напряжений по высоте сжатой зоны бетона принималась прямоугольной формы. На основе этих предпосылок было получено выражение для определения средней кривизны оси изгибаемого элемента при чистом изгибе в следующем виде:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \varphi = \frac{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm}}{d}. \quad (1.47)$$

Кривизна элемента при изгибе может быть также определена по формуле [116]

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \varphi = \frac{\sigma_c - \sigma_{ct}}{E_c (h - \lambda_c x_c)}. \quad (1.48)$$

Однако опыты Я. М. Немировского [110] подтверждают несоблюдение гипотезы плоских сечений, но при определении прогибов, вычисляемым по усредненным относительным деформациям (кривизне), погрешности могут быть незначительными при использовании этой гипотезы.

Прогибы при этом определяются по формуле [52, 58, 75, 159]:

$$a = \alpha_k \frac{M_{sd} \ell_{eff}^2}{B} = \alpha_k \left(\frac{1}{r}\right) \ell_{eff}^2, \quad (1.49)$$

где  $\alpha_k$  – коэффициент, зависящий от расчётной схемы и схемы приложения нагрузки; для однопролётной свободно опертой балки, загруженной двумя сосредоточенными силами в пролёте,  $\alpha_k \approx 0,106$ ;

$B$  – изгибная жёсткость элемента;

$\ell_{eff}$  – расчётный пролёт элемента.

Прогибы в [64] для опытных балок при многократном повторении нагрузки (до 10 циклов) рассчитывались по формуле

$$a = \left( \frac{\psi_s \sigma_s}{E_s} + \frac{\psi_c \sigma_c}{\nu E_c} \right) \frac{\alpha_k \ell_{eff}^2}{d}, \quad (1.50)$$

где коэффициенты  $\nu$ ,  $\psi_s$  и  $\psi_c$  принимаются согласно [161] (в условных обозначениях нижний индекс «b» заменен на «c»):  $\psi_c = 0,9$ ;  $\psi_s = 1 - \frac{0,08}{\sqrt[3]{\mu \alpha_e}}$ .

Таким образом,  $\varepsilon_{cm} = \frac{\psi_c \sigma_c}{\nu E_c}$ ;  $\varepsilon_{sm} = \frac{\psi_s \sigma_s}{E_s}$ .

В [179] для элементов, преимущественно подверженных изгибу, прогноз поведения выражается формулой



$$\alpha = \xi\alpha_{II} + (1 - \xi)\alpha_I, \quad (1.51)$$

где  $\alpha$  – рассматриваемый деформационный параметр (относительная деформация, кривизна, упрощенно – прогиб);

$\alpha_I, \alpha_{II}$  – значения параметра, рассчитанные для элемента без трещин и с трещинами соответственно;

$\xi$  – коэффициент распределения, учитывающий так называемый эффект ужесточения при растяжении,

$$\xi = 1 - \beta \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2, \quad (1.52)$$

$\beta$  – коэффициент, учитывающий влияние на среднюю относительную деформацию длительности или повторности нагрузки: при однократном кратковременном нагружении  $\beta = 1,0$ ; при постоянных нагрузках или повторном нагружении  $\beta = 0,5$ ;

$\sigma_{sr}$  – напряжение в растянутой арматуре, рассчитываемое для сечения с трещиной при условии нагружения в момент образования первой трещины.

Для изгибаемых элементов  $\sigma_s/\sigma_{sr} = M_{cr}/M$ , где  $M_{cr}$  – момент трещинообразования. Для сечения без трещин  $\xi = 0$ .

В [45] для коротких изгибаемых элементов, в которых  $l_{eff}/h < 10$ , при определении пролёта также может учитываться влияние действия поперечных сил [162]. В этом случае полный прогиб  $a$  будет равен сумме прогибов, обусловленных возникновением деформаций изгиба  $a_m$  и деформациями от действия поперечных сил  $a_q$ :

$$a = a_m + a_q. \quad (1.53)$$

Прогиб  $a_m$  определяется по формуле (1.49), прогиб  $a_q$  – по формуле

$$a_q = \frac{15 P l_{eff} d (1/r)}{16 M_{sd}}. \quad (1.54)$$

Анализ развития прогибов в [74] показал, что верхний уровень нагружения  $\eta_{top}$  оказывает существенное влияние на величину прогибов: чем выше  $\eta_{top}$ , тем больше конечная величина прогиба, что обусловлено процессами микроразрушения сжатого бетона при действии малоцикловых

нагрузок. В [92] отмечено, что прогибы в результате действия малоцикло-вой нагрузки увеличиваются до 70 %.

В [16] для определения суммарного прогиба при действии малоцикловых нагрузений предложено прогиб  $a_{i, \text{сyc}}$  рассчитывать по формуле (1.49) с использованием значений кривизн  $(1/r)_{i, \text{сyc}}$ , значения которых определяются в соответствии с [162] с учётом влияния малоциклового нагружения введением поправочных коэффициентов  $\gamma_{\text{сyc}}$  [16, 62, 74, 92, 113].

Для определения прогибов с учётом действия малоциклового нагружения в [52] предложен поправочный коэффициент

$$k = 1 + \alpha_2 \sum_{n=1}^N B^n, \quad (1.55)$$

где  $N$  – число циклов;

$\alpha_2$  – параметр, учитывающий рост деформаций на первых трех-четырёх циклах,  $\alpha_2 = 0,6-1,0$ ;

$B$  – коэффициент, учитывающий характер нагружения.

Применимость коэффициента  $k$  для расчёта эксплуатируемых конструкций ограничена также сложностью установления с достаточной достоверностью количества циклов  $N$  и необходимостью определения для каждого конкретного случая эмпирического параметра  $\alpha_2$  ввиду возможности его варьирования в широком диапазоне.

Согласно [160], расчёт ширины раскрытия трещин  $w_k$  производится по формуле

$$w_k = \beta S_{\text{rm}} \varepsilon_{\text{sm}}, \quad (1.56)$$

где  $S_{\text{rm}}$  – среднее расстояние между трещинами;

$\varepsilon_{\text{sm}}$  – средние относительные деформации арматуры, определяемые при соответствующей комбинации нагрузок;

$\beta$  – коэффициент, учитывающий отношение расчётной ширины раскрытия трещин к средней.

Среднее расстояние  $S_{\text{rm}}$  между трещинами, нормальными к продольной оси, в изгибаемых элементах в [73] было предложено рассчитывать по формуле

$$S_{\text{rm}} = 50 + 0,25k_1k_2d/\rho_{\text{eff}}, \quad (1.57)$$

где  $d$  – диаметр стержня;



$k_1$  – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном;

$k_2$  – коэффициент, учитывающий вид напряжённо-деформированного состояния элемента;

$\rho_{\text{eff}}$  – эффективный коэффициент армирования.

Данная формула была также внесена в [160].

В [179] ширину раскрытия трещин  $w_k$  рекомендуется определять по формуле

$$w_k = S_{r,\max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}), \quad (1.58)$$

где  $S_{r,\max}$  – максимальное расстояние между трещинами;

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$  – разность средних относительных деформаций и бетона между трещинами,

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,\text{eff}}}{\rho_{p,\text{eff}}} (1 + \alpha_e \rho_{p,\text{eff}})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (1.59)$$

где  $k_t$  – коэффициент, зависящий от длительности действия нагрузки.

Момент трещинообразования, согласно [160, 162], определяется по формуле

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c \approx 0,292bh^2 f_{ctm} \approx 0,0677bh^2 f_c^{2/3}. \quad (1.60)$$

В [47] автором предложены эмпирические зависимости для определения ширины раскрытия трещин и кривизны железобетонного элемента, названные универсальными, однако они применимы только для конструкций из тяжёлого бетона. Класс бетона при этом учитывается введением эмпирического коэффициента  $K(n)$ , который определяется по формуле

$$K(n) = \frac{v(n)}{v} = 1 - \gamma\eta^3 + A\gamma\eta^2 - B\gamma\eta, \quad (1.61)$$

где  $v, v(n)$  – коэффициенты упругопластических деформаций для бетона сжатой зоны при однократном статическом и многократно повторном нагружении соответственно;

$\eta$  – верхний уровень нагружения;

$\gamma$  – опытный параметр,

$$\gamma = 0,09 \left( \frac{f_{ck}}{\mu} - 4,31 \right), \quad (1.62)$$

$\mu$  – коэффициент армирования продольной арматурой;

$A, B$  – коэффициенты, определяемые опытным путём для каждого конкретного случая.

Таким образом, предложенные зависимости не могут быть использованы для расчёта усиленных элементов, поперечное сечение которых включает бетоны различных видов.

Максимальную ширину раскрытия нормальных трещин, согласно [49], можно определить по формуле

$$w_{k,max} = k_{ст} \varphi_1 \eta w_{k,m}, \quad (1.63)$$

где  $k_{ст}$  – статический коэффициент превышения максимальной ширины раскрытия трещины над средней,  $k_{ст} = 1 + 1,64c_v = 1,6$ ;

$\varphi_1$  – коэффициент, учитывающий влияние деформативных процессов, происходящих в бетоне, на величину раскрытия трещин; в зависимости от вида бетона может варьироваться в пределах от 1,5 до 2,5;

$\eta$  – коэффициент, учитывающий вид и профиль рабочей арматуры;

$w_{k,m}$  – средняя ширина раскрытия нормальных трещин.

В [16] ширина раскрытия трещин и прогибы изгибаемых железобетонных элементов, а также прочностные и деформативные характеристики бетона при малоцикловом нагружении определяются по эмпирическим формулам, используемым только для тяжёлого бетона, учитывающим класс бетона, однако неприменимым для конструкций, выполненных из бетонов других видов или из бетонов разных видов.

### **1.7 Расчёт прочности контактного шва**

Конструкции, получаемые в результате восстановления методом наращивания сечений, являются составными [111, 159]. Одной из главных задач при устройстве наращивания является обеспечение прочного сцепления «нового» бетона со «старым». Оно достигается выбором наиболее эффективного метода очистки поверхности усиливаемого элемента, когда удаляются не только грязь, сажа, масла и прочие химические вещества (особенно при реконструкции предприятий химической промышленности),

но и повреждённый, а также низкокачественный бетон. При этом могут применяться промывка водой под высоким давлением или смесью воды со сжатым воздухом, промывка химическими веществами (раствором соляной кислоты), пескоструйная очистка, механическая обработка поверхности для обеспечения её шероховатости.

Во многом способствует качеству сцепления «старого» и «нового» бетона увлажнение поверхности сборных конструкций перед устройством наращивания (слой бетона толщиной не менее 3 см). Поверхность контакта может быть обильно полита водным цементным раствором непосредственно перед укладкой бетонной смеси. После устройства наращивания поддержание влажностного режима для бетона усиления должно начинаться немедленно вслед за бетонированием и продолжаться непрерывно в течение 7–10 сут путём содержания бетона в опалубке, периодического увлажнения, укрытия водонепроницаемыми пленками. Это связано с тем, что бетонная смесь в сравнительно тонких слоях усиления легко отдает содержащуюся в ней влагу в тело бетона усиливаемой конструкции как за счёт капиллярного подсоса, так и за счёт испарения. Например, в Финляндии тщательно увлажняют ремонтируемую поверхность за 1–2 дня до укладки бетона, а затем дают ей подсохнуть в течение суток. Обработанная таким образом поверхность в меньшей степени впитывает воду из бетонного раствора наращивания, что незначительно уменьшает водоцементное соотношение и улучшает прочность сцепления в шве. Лишняя вода в виде лужиц должна быть удалена, т. к. излишнее увлажнение отрицательно влияет на сцепление. При совершенно сухой поверхности водоцементное соотношение может понизиться до такой степени, что на контакте с усиливаемой конструкцией процесс твердения бетона приостановится.

Для повышения сцепления «старого» и «нового» бетонов могут использоваться различные композиции на основе эпоксидного, акрилового и других видов синтетических клеев. Важным аспектом применения клея является обеспечение непроницаемости и адгезии швов, возникающих при перерывах в монолитном бетонировании. Слой клея защищает свежий бетон или раствор от потери воды за счет впитывания основанием.

Проектирование плоских горизонтальных неармированных контактов допускается только для конструкций плитного типа ( $b > h$ ) и конструкций, в плоскости контакта которых напряжения сдвига не превышают 0,2 МПа. Поверхность контакта должна иметь естественную или искусственную шероховатость [118, 178].

Предельные усилия вдоль поверхности контакта определяются на основе следующих предпосылок: контакт сборного элемента и монолитно-

го бетона рассматривается как дисперсная система, состоящая из нормальных и сдвиговых связей, причём считается, что нормальные связи абсолютно жёсткие, а сдвиговые обладают упругопластической податливостью; в качестве критерия истощения несущей способности поликомпонентных контактов принимается нарушение сплошности контакта; за критерий истощения несущей способности шпоночных контактов принимается срез бетона шпонок в плоскости контакта.

Единые европейские нормы Еврокод-2, а также [160] предлагают производить расчёт прочности стыкового соединения исходя из условия

$$\tau_{sd,j} \leq \tau_{Rd,j}, \quad (1.64)$$

где  $\tau_{Rd,j}$  – предельное сопротивление сдвигу;

$\tau_{sd,j}$  – расчётное сопротивление контактного шва сдвигу,

$$\tau_{sd,j} = \frac{V_{sd} S_{ad}}{b I_{red}}. \quad (1.65)$$

Проверка прочности контактного шва производится из условия [133, 146]

$$T_{sd} \leq T_{Rd} = \tau_{Rd} b_j \ell_j, \quad (1.66)$$

где  $T_{Rd}$ ,  $T_{sd}$  – предельное и расчётное усилия сдвига соответственно;

$\tau_{Rd}$  – предельное сопротивление сдвигу;

$b_j$  – ширина ожидаемой поверхности сдвига, по которой производится проверка прочности контакта; принимается равной ширине контакта в месте сопряжения усиливаемой конструкции и бетона наращивания;

$\ell_j$  – длина участка сдвига; принимается равной расстоянию от торца усиливаемой конструкции до рассматриваемого нормального сечения.

Расчётное сопротивление сдвига определяется по формуле

$$\tau_j = \tau_{c,j} + \tau_{s,j} + \tau_{n,j} + \tau_{fr,j} b_h / b_j, \quad (1.67)$$

где  $\tau_{c,j}$  – сопротивление за счёт сцепления и механического зацепления;

$\tau_{s,j}$  – сопротивление шва сдвигу за счёт работы на срез дополнительной поперечной арматуры, пересекающей шов;

$\tau_{n,j}$  – сопротивление шва сдвигу за счёт работы бетонных поперечных шпонок на срез;

$\tau_{fr,j}$  – сопротивление шва сдвигу за счёт трения;  
 $b_j$  – ширина горизонтального участка ожидаемой поверхности сдвига.

$$\tau_{c,j} = K_1 f_{ct}; \quad (1.68)$$

$$\tau_{s,j} = 0,65 \sqrt{f_c^2 E_s \rho_{sw,j}} \leq 0,7 \rho_{sw,j} f_s; \quad (1.69)$$

$$\tau_{n,sh} = \min \begin{cases} \frac{2f_{ct} b_n \ell_n n}{b_j \ell_j}; \\ \frac{f_c b_n h_n n}{b_j \ell_j}; \end{cases} \quad (1.70)$$

$$\tau_{fr,j} = \frac{K_2 V_{sd}}{b_j \ell_j}, \quad (1.71)$$

где  $K_1$  – коэффициент, характеризующий поверхность контакта; определяется по таблице 1.4;

$K_2$  – коэффициент трения бетона о бетон,  $K_2 = 0,63$ ;

$V_{sd}$  – поперечная сила, действующая в расчётном сечении и определяемая из статического расчёта;

$b_n, h_n, \ell_n$  – ширина, высота и длина шпонок соответственно;

$s$  – шаг поперечных стержней;

$\rho_{sw,j}$  – коэффициент поперечного армирования стыка,

$$\rho_{sw,j} = \frac{A_{sw,j}}{b_j s_j}.$$

При учете в расчётах работы поперечных шпонок сопротивление шва сдвигу за счёт сцепления  $\tau_{c,j}$  и трения  $\tau_{fr,j}$  не учитывается.

Длина участка сдвига  $\ell_{sh}$  в однопролётной свободно опертой балке определяется по формуле

$$l_{sh} = a + C \left( \frac{i}{d - x} - 1 \right), \quad (1.72)$$

где  $i$  – расстояние от сжатой грани до плоскости сдвига;

$a$  – пролёт среза; для равномерно распределенной нагрузки принимается равным  $1/4$  пролёта ( $a = 0,25L$ ); при расчёте опытных образцов, нагруженных двумя сосредоточенными силами, приложенными в третях пролёта, значение  $a$  принимается равным расстоянию от опоры до точки приложения силы;

$C$  – длина проекции наклонной трещины,

$$C = 2a \left( \sqrt{1 - \frac{0,75M_{crс}}{M_{sd}}} - 0,5 \right). \quad (1.73)$$

Таблица 1.4 – Характеристика поверхности контакта

Состояние поверхности контакта сборного элемента	Значение $K_1$ в зависимости от класса монолитного бетона			
	C 8/10	C 12/15	C 16/20	C 25/30
Гладкая, сухая; контакт между бетонами по нескольким плоскостям	0,9	1,2	1,1	1,0
То же; контакт плоский	0,6	0,6	0,55	0,5
Шероховатая, сухая; контакт между бетонами по нескольким плоскостям	1,2	1,6	1,5	1,3
То же; контакт плоский	0,8	0,8	0,7	0,6

*Примечания*

- 1 Под гладкой подразумевается поверхность как отпечаток деревянной опалубки или заглаживание вручную по свежему бетону, под шероховатой – имеющая искусственные или естественные выступы высотой до 10 мм.
- 2 Выступы высотой более 10 мм рассматриваются как шпонки.
- 3 Промежуточные значения  $K_1$  находят по интерполяции

В общих случаях должно выполняться условие

$$d \leq C \leq 2d. \quad (1.74)$$

По мере развития тангенциальных перемещений  $\delta_t$  происходит возрастание нормальных перемещений  $\delta_{nt}$ , т. е. раскрытие образовавшейся трещины, возрастание растягивающих напряжений в арматуре и, как следствие, сжимающих напряжений в бетоне.

После появления начальной трещины наблюдается «скольжение» по поверхности контакта. Причем появление начальной трещины происходит не по длине стыкового соединения, а на его локальном участке. Однако появление начальной трещины (как правило,  $w_k = 0,01–0,02$  мм) не приводит к развитию тангенциальных смещений, этот эффект начинает появляться при  $w_k = 0,04–0,05$  мм. В связи с этим в начальной фазе деформирования наблюдается почти линейная зависимость между сдвиговыми напряжениями и тангенциальными перемещениями.

Предельные напряжения сдвига зависят главным образом от способа подготовки поверхности стыкуемых элементов (степени и вида шероховатости контакта), количества и дисперсности поперечной арматуры, пересекающей стыковое соединение, начальных сжимающих напряжений, приложенных к стыковому соединению.

Армирование стыкового соединения, пересекающее контактную поверхность, во-первых, является вертикальной связью, вызывающей в результате явления дилатансии появление контактных сжимающих напряжений и, во-вторых, выполняет роль элемента, создающего нагельный эффект при развитии значительных по величине тангенциальных перемещений.

Большинство расчётных зависимостей, применяемых для определения предельного сопротивления срезу, базируются на различных модификациях так называемой фрикционной модели среза.

Согласно нормативным документам [178], за нарушение сплошности контактного шва принято отслоение монолитной части по всей длине элемента. Как правило, такое явление наблюдается крайне редко и характерно для плоских, неармированных стыков.

Автором [186] было доказано, что прочность армированного контакта меньше суммы составляющих (сопротивление контакта за счёт сил трения и механического зацепления, часть усилия, воспринимаемого арматурой при срезе). В случае суммирования прочность контакта оказывается завышенной на 8–15 %.

Расчётное усилие шва сдвигу для армированного бесшпоночного стыка допускается определять по формуле

$$\tau_{Sd,j} = 12f_{ctk} \left( \frac{K}{a/h + 5} + \frac{\rho_{sw,j}}{(a/h)^2 + 5} \right), \quad (1.75)$$

где  $K$  – коэффициент трения бетона о бетон,  $K = 0,63$  [133, 146];

$a/h$  – отношение расстояния от крайней опоры до первого сосредоточенного груза в пролёте к величине пролёта (для равномерно распределенной нагрузки  $a/h = 1$ );

$\rho_{sw,j}$  – коэффициент поперечного армирования стыка.

Анализ опытных данных в [186] показал, что для описания максимальной сдвиговой жесткости армированного стыкового соединения  $K_{IST} = \partial\tau_{nt,c} / \partial\delta_t$  на участке деформирования после появления трещины может быть использована зависимость

$$K_{IST} = a_1 \left( \frac{f_{c,cube}^G}{25} \right)^{a_2} \delta_n^{-a_3}, \quad (1.76)$$

где  $f_{c,cube}^G$  – гарантированная прочность при сжатии, принимаемая для бетона более низкого класса;

$\delta_n$  – начальное значение нормальных перемещений (ширины раскрытия трещины) для стыкового соединения;

$a_1, a_2, a_3$  – эмпирические коэффициенты,  $a_1 = 3,74$ ,  $a_2 = 0,6$ ,  $a_3 = 0,96$ .

При оценке нелинейной работы стыкового соединения важное значение приобретают зависимости, описывающие взаимосвязь между тангенциальными и нормальными перемещениями, характеризующие коэффициент дилатансии стыкового соединения. В [186] установлено, что взаимосвязь между тангенциальными  $\delta_t$  и нормальными  $\delta_n$  перемещениями может быть описана степенной функцией вида

$$\delta_t = a_4 \delta_n^{b_1}, \quad (1.77)$$

где  $a_4, b_1$  – эмпирические коэффициенты,  $a_4 = 1,25$ ,  $b_1 = 0,99$  по результатам исследований [185].

Коэффициент дилатансии  $\beta_d = \partial\delta_n / \partial\delta_t$  определяется по формуле

$$\beta_d = a_5 \exp \left( -b_2 \frac{\sigma_{nc}}{f_{c,cube}} \right), \quad (1.78)$$

где  $\sigma_{nc}$  – нормальные напряжения, действующие в стыковом соединении;

$a_5$ ,  $b_2$  – эмпирические коэффициенты,  $a_5 = 2,05$  – значение коэффициента дилатансии при  $\sigma_{nc} = 0$ ;  $b_2 = 9,37$  – частное от деления первой производной  $\beta'_d$  при  $\sigma_{nc} = 0$  на  $\beta_d(0)$  (по результатам исследований [186]).

Для неармированных стыковых соединений при отсутствии сжимающих напряжений явление дилатансии наблюдается непосредственно после образования трещины, и коэффициент дилатансии не изменяется при развитии тангенциальных перемещений.

Для гладких соединений явление дилатансии почти отсутствует.

В случае, если на поверхности бетона усиливаемой конструкции была выполнена насечка глубиной 5–10 мм, данное соединение рассчитывается как шпоночное.

Для аналитического описания коэффициента трения  $\mu_f = \partial \tau_{nt,c} / \partial \sigma_{nt,c}$  и нормальной жесткости стыкового соединения  $K_n = \partial \sigma_{n,c} / \partial \delta_n$ , зависящих главным образом от нормальных перемещений, применимы следующие зависимости:

$$\mu_f = a_6 \exp(a_7 \delta_n); \quad (1.79)$$

$$K_n = b_3 b_4 (\delta_n - \beta_d \delta_t)^{-(b_4+1)}, \quad (1.80)$$

где  $\delta_n$  – начальные нормальные перемещения (начальная ширина раскрытия трещины) для стыкового соединения;

$a_6$ ,  $a_7$  – эмпирические коэффициенты; для бесшпоночного контакта  $a_6 = 1,64$  (коэффициент трения  $\mu_f$  при нормальных перемещениях  $\delta_n = 0$ ),  $a_7 = 0,61$  (частное от деления первой производной  $\mu'_f$  ( $\delta_n = 0$ ) на  $\mu_f(0)$ );

$b_3$ ,  $b_4$  – эмпирические коэффициенты; для плоского шероховатого бесшпоночного контакта  $b_3 = 0,008$ ,  $b_4 = 0,88$ .

Безразмерный параметр  $\zeta$  связывает четыре введенных коэффициента ( $K_{1ST}$ ,  $K_n$ ,  $\beta_d$ ,  $\mu_f$ ):

$$\zeta = \mu_f \beta_d \frac{K_n}{K_{1ST}}. \quad (1.81)$$

Обработкой экспериментальных данных, полученных в собственных исследованиях, а также более чем пятидесяти пар значений « $\tau_{Rd} - \delta_t$ », заимствованных из опытов Т. Павлова, П. Лобера, Х. Ёджикава, Х. Рейнхардта, выполнявшихся при близких значениях начальных параметров стыкового соединения ( $\delta_{n,0} = 0,064 - 0,1$  мм), методами математической ста-



тики получено обобщенное аналитическое описание диаграммы деформирования для стыкового соединения в виде

$$\frac{\tau_{Rd,j}}{\tau_{Rd,u}} = (1 - k) \tanh \left( \frac{K_{t,0}}{\tau_{Rd,u}} \delta_t \right) + k, \quad (1.82)$$

где  $k = \tau_{Rd,0}/\tau_{Rd,u}$ ;

$\tau_{Rd,u}$  – предельное сопротивление сдвигу стыкового соединения (пиковая точка диаграммы);

$\tau_{Rd,0}$  – напряжения, соответствующие образованию трещины в стыковом соединении;

$\delta_t$  – текущее тангенциальное перемещение стыка;

$K_{t,0}$  – сдвиговая жесткость стыкового соединения, определяемая для сечения с трещиной как

$$K_{t,0} = K_{1ST}(1 + q), \quad (1.83)$$

где  $K_{1ST}$  – максимальная сдвиговая жесткость стыкового соединения с трещиной.

В качестве критерия наступления предельного состояния контактного соединения по длине пролёта балки в [186] рекомендуется принимать условие достижения тангенциальными смещениями в контакте предельных значений  $\delta_{tu} = 0,4$  мм, вертикальными смещениями –  $\delta_{nu} = 0,2$  мм (ширина раскрытия трещины по контакту).

Роль арматуры, пересекающей стык: на начальных этапах деформирования арматура выступает как ограничивающая связь, препятствующая раскрытию трещин и, как следствие, повышающая нормальную и сдвиговую жесткость стыкового соединения при смещении неровностей плоскости контакта; в предельной стадии арматура, пересекающая стык, воспринимает касательные напряжения. При такой схеме работы связевая арматура воспринимает в основном растягивающие напряжения.

Авторами [117] были проведены исследования прочности контактного шва при различных способах его устройства (клеевое соединение, шпоночное соединение, выпуски арматуры) при усилении наращиванием сжатой зоны железобетонных балок. Выявлено, что максимальная жесткость контактного шва обеспечивается при устройстве шпоночного соединения. При плоском шве контакта двух бетонов с добавлением клея шов оказался податливым, и в результате опытные балки разрушились по наклонному сечению, тогда как при шпоночном и армированном контактах разрушение произошло вследствие достижения рабочей арматурой предела текучести.

## 2 Программа и методика экспериментальных исследований

### 2.1 Характеристика опытных образцов

С целью достаточного полного изучения особенностей работы изгибаемых железобетонных элементов с неоднородной структурой сжатой зоны (бетоны различных классов и различных видов) были проведены экспериментальные исследования на четырёх сериях образцов, включающих 46 балок: 23 базовых балки до усиления и 23 балки, усиленных наращиванием сжатой зоны. В сериях 1–3 – по шесть опытных балок, в серии 4 – по пять балок.

В каждой из серий опытных образцов также испытывались кубы с размером ребра 100 и 150 мм; призмы размерами 100 × 100 × 400 мм и 150 × 150 × 600 мм для определения прочностных и деформативных характеристик бетона при однократном нагружении; цилиндры диаметром 150 мм, высотой 300 мм. С целью изучения особенностей работы бетона при действии малоцикловых нагрузок различных уровней были испытаны призмы размерами 150 × 150 × 600 мм.

В качестве опытных балок базовой серии были испытаны образцы с размерами поперечного сечения 100 × 120 мм, длиной 1400 мм. В результате наращивания сжатой зоны высота поперечного сечения усиленных балок составила 150 мм. Усиление сжатой зоны первой серии образцов было выполнено традиционным тяжёлым бетоном, второй серии – сталефибробетоном, третьей – бетоном с использованием отходов литейно-металлургических производств в качестве мелкого заполнителя (ОМП-бетоном), четвёртой – ОМП-бетоном и дополнительной сжатой арматурой, приваренной к монтажной арматуре каркасов базовых балок.

Характеристика и количество опытных образцов приведены в таблице 2.1.

Для определения прочностных характеристик бетона базовых образцов при испытании усиленных балок для каждой из четырех серий были испытаны на сжатие кубы размерами 100 × 100 × 100 мм и 150 × 150 × 150 мм из тяжёлого бетона базовых образцов (3 шт.), призмы размерами 100 × 100 × 400 мм (3 шт.).

Всего было испытано 46 балок (23 базовых балки до усиления и те же 23 балки, усиленные наращиванием сжатой зоны), 43 куба, 124 призмы, пять цилиндров.

Таблица 2.1 – Характеристика и количество опытных образцов

Номер серии	Характеристика и размер опытных образцов	Количество, шт.	Исследуемый фактор
1	2	3	4
1 (базовые образцы, возраст – 28–41 сут)	Кубы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 100 мм	4	Кубиковая прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Кубы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 150 мм	2	
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	2	Призменная прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	1	
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	2	Призменная прочность бетона при центральном растяжении
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	2	Прочностные и деформативные характеристики при кратковременном сжатии
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	1	Прочностные и деформативные характеристики при растяжении
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	4	Прочностные и деформативные характеристики при малоцикловом сжатии различных уровней
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	1	Напряжённно-деформированное состояние при статическом нагружении
	Балки базовые без усиления размерами 100 × 120 × 1400 мм	2	
		4	Напряжённно-деформированное состояние при малоцикловых нагружениях различных уровней
Всего в серии 1 базовых образцов было испытано 6 балок, 6 кубов, 14 призм			
1 (усиленные образцы, возраст бетона базовых образцов – 350–388 сут; возраст бетона усиления – 255–294 сут)	Кубы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 100 мм	3	Кубиковая прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Кубы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 150 мм	1	
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	2	Призменная прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	1	
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	2	Призменная прочность бетона при центральном растяжении
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	4	Прочностные и деформативные характеристики при кратковременном сжатии
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	1	Прочностные и деформативные характеристики при растяжении
Призмы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	3	Прочностные и деформативные характеристики при малоцикловом сжатии различных уровней	

Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
	Балки, усиленные тяжёлым бетоном, размерами 100 × 150 × 1400 мм	1	Напряжённно-деформированное состояние при статическом нагружении
		5	Напряжённно-деформированное состояние при малоцикловых нагружениях различных уровней
Всего в серии 1 усиленных образцов было испытано 6 балок, 4 куба, 11 призм			
2 (базовые образцы, возраст – 253–273 сут)	Кубы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 100 мм	4	Кубиковая прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	4	Призменная прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	1	
	Цилиндры из тяжёлого бетона диаметром 150 мм высотой 300 мм	1	Цилиндрическая прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	2	Призменная прочность бетона при центральном растяжении
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	4	Прочностные и деформативные характеристики при однократном кратковременном сжатии
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	1	Прочностные и деформативные характеристики при растяжении
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	5	Прочностные и деформативные характеристики при малоцикловом сжатии различных уровней
	Балки базовые без усиления размерами 100 × 120 × 1400 мм	3	Напряжённно-деформированное состояние при статическом нагружении
		3	Напряжённно-деформированное состояние при малоцикловых нагружениях различных уровней
Всего в серии 2 базовых образцов было испытано 6 балок, 4 куба, 17 призм, 1 цилиндр			
2 (усиленные образцы, возраст бетона базовых образцов – 353–366 сут; возраст бетона усиления – 29–42 сут)	Кубы из сталефибробетона размерами 150 × 150 × 150 мм	3	Кубиковая прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Цилиндры из сталефибробетона диаметром 150 мм, высотой 300 мм	1	Цилиндрическая прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Призмы из сталефибробетона размерами 100 × 100 × 400 мм	3	Призменная прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Призмы из сталефибробетона размерами 150 × 150 × 600 мм	2	

Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
	Призмы из сталефибробетона размерами 100 × 100 × 400 мм	2	Призменная прочность бетона при центральном растяжении
	Призмы из сталефибробетона размерами 150 × 150 × 600 мм	2	Прочностные и деформативные характеристики при кратковременном сжатии
	Призмы из сталефибробетона размерами 100 × 100 × 400 мм	1	Прочностные и деформативные характеристики при растяжении
	Призмы из сталефибробетона размерами 150 × 150 × 600 мм	4	Прочностные и деформативные характеристики при малоцикловом сжатии различных уровней
	Балки, усиленные сталефибробетоном, размерами 100 × 150 × 1400 мм	1	Напряжённно-деформированное состояние при статическом нагружении
5		Напряжённно-деформированное состояние при малоцикловых нагружениях различных уровней	
Всего в серии 2 усиленных образцов было испытано 6 балок, 3 куба, 14 призм, 1 цилиндр			
3 (базовые образцы, возраст – 253–289 сут)	Кубы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 150 мм	4	Кубиковая прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	4	Призменная прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	1	
	Цилиндры из тяжёлого бетона диаметром 150 мм высотой 300 мм	1	Цилиндрическая прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	2	Призменная прочность бетона при центральном растяжении
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	4	Прочностные и деформативные характеристики при кратковременном сжатии
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	1	Прочностные и деформативные характеристики при растяжении
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	3	Прочностные и деформативные характеристики при малоцикловом сжатии различных уровней
	Балки базовые без усиления размерами 100 × 120 × 1400 мм	3	Напряжённно-деформированное состояние при статическом нагружении
3		Напряжённно-деформированное состояние при малоцикловых нагружениях различных уровней	

Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
Всего в серии 3 базовых образцов было испытано 6 балок, 4 куба, 14 призм, 1 цилиндр			
3 (усиленные образцы, возраст бетона базовых образцов – 352–366 сут; возраст бетона усиления – 35–49 сут)	Кубы из ОМП-бетона размерами 100 × 100 × 100 мм	3	Кубиковая прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Кубы из ОМП-бетона размерами 150 × 150 × 150 мм	1	
	Призмы из ОМП-бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	3	Призменная прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Призмы из ОМП-бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	1	
	Призмы из ОМП-бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	2	Призменная прочность бетона при центральном растяжении
	Призмы из ОМП-бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	2	Прочностные и деформативные характеристики при кратковременном сжатии
	Призмы из ОМП-бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	1	Прочностные и деформативные характеристики при растяжении
	Призмы из ОМП-бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	4	Прочностные и деформативные характеристики при малоцикловом сжатии различных уровней
Балки, усиленные ОМП-бетоном, размерами 100 × 150 × 1400 мм	1	Напряжённо-деформированное состояние при статическом нагружении	
	5	Напряжённо-деформированное состояние при малоцикловых нагружениях различных уровней	
Всего в серии 3 усиленных образцов было испытано 6 балок, 4 куба, 13 призм			
4 (базовые образцы, возраст – 83–118 сут)	Кубы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 150 мм	3	Кубиковая прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Цилиндры из тяжёлого бетона диаметром 150 мм высотой 300 мм	1	Цилиндрическая прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	4	Призменная прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	2	
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	2	Призменная прочность бетона при центральном растяжении
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	3	Прочностные и деформативные характеристики при кратковременном сжатии

Окончание таблицы 2.1

1	2	3	4
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	1	Прочностные и деформативные характеристики при растяжении
	Призмы из тяжёлого бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	3	Прочностные и деформативные характеристики при малоцикловом сжатии различных уровней
	Балки базовые без усиления размерами 100 × 120 × 1400 мм	2	Напряжён-деформированное состояние при статическом нагружении
		3	Напряжён-деформированное состояние при малоцикловых нагружениях различных уровней
Всего в серии 4 базовых образцов было испытано 5 балок, 3 куба, 15 призм, 1 цилиндр			
4 (усиленные образцы, возраст бетона базовых образцов – 152–163 сут; возраст бетона усиления – 32–43 сут)	Кубы из ОМП-бетона размерами 150 × 150 × 150 мм	3	Кубиковая прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Цилиндры из ОМП-бетона диаметром 150 мм высотой 300 мм	1	Цилиндрическая прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Призмы из ОМП-бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	3	Призменная прочность бетона при кратковременном центральном сжатии
	Призмы из ОМП-бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	2	
	Призмы из ОМП-бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	2	Призменная прочность бетона при центральном растяжении
	Призмы из ОМП-бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	2	Прочностные и деформативные характеристики при кратковременном сжатии
	Призмы из ОМП-бетона размерами 100 × 100 × 400 мм	1	Прочностные и деформативные характеристики при растяжении
	Призмы из ОМП-бетона размерами 150 × 150 × 600 мм	4	Прочностные и деформативные характеристики при малоцикловом сжатии различных уровней
		1	Напряжён-деформированное состояние при статическом нагружении
Балки, усиленные ОМП-бетоном и дополнительной сжатой арматурой, размерами 100 × 150 × 1400 мм	4	Напряжён-деформированное состояние при малоцикловых нагружениях различных уровней	
Всего в серии 4 усиленных образцов было испытано 5 балок, 3 куба, 14 призм, 1 цилиндр			

## 2.2 Программа испытания опытных образцов

Программа испытания призм и балок составлена таким образом, чтобы смоделировать работу конструкций в реальных условиях. С этой целью были приняты четыре режима нагружения опытных образцов:

- 1) воздействие нагрузок среднего уровня ( $\eta_{\text{top}} = 0,6-0,7$ );
- 2) воздействие нагрузок высокого уровня ( $\eta_{\text{top}} = 0,8-0,85$ );
- 3) изменение уровня нагрузки со среднего на высокий (с  $\eta_{\text{top1}} = 0,6-0,7$  до  $\eta_{\text{top2}} = 0,8-0,85$ );
- 4) внезапное скачкообразное изменение уровня нагрузки на более высокий с последующим возвращением к эксплуатационному уровню ( $\eta_{\text{top}} = 0,6-0,7$ , случайный скачок на одном из средних циклов нагружения до  $\eta_{\text{top}}^{\text{ran}} = 0,9$ ).

Режимы приложения нагрузки малоцикловой характера к опытным образцам представлены на рисунке 2.1 (на примере приложения малоцикловой нагрузки на протяжении 10 циклов с доведением до разрушения на 11 цикле).

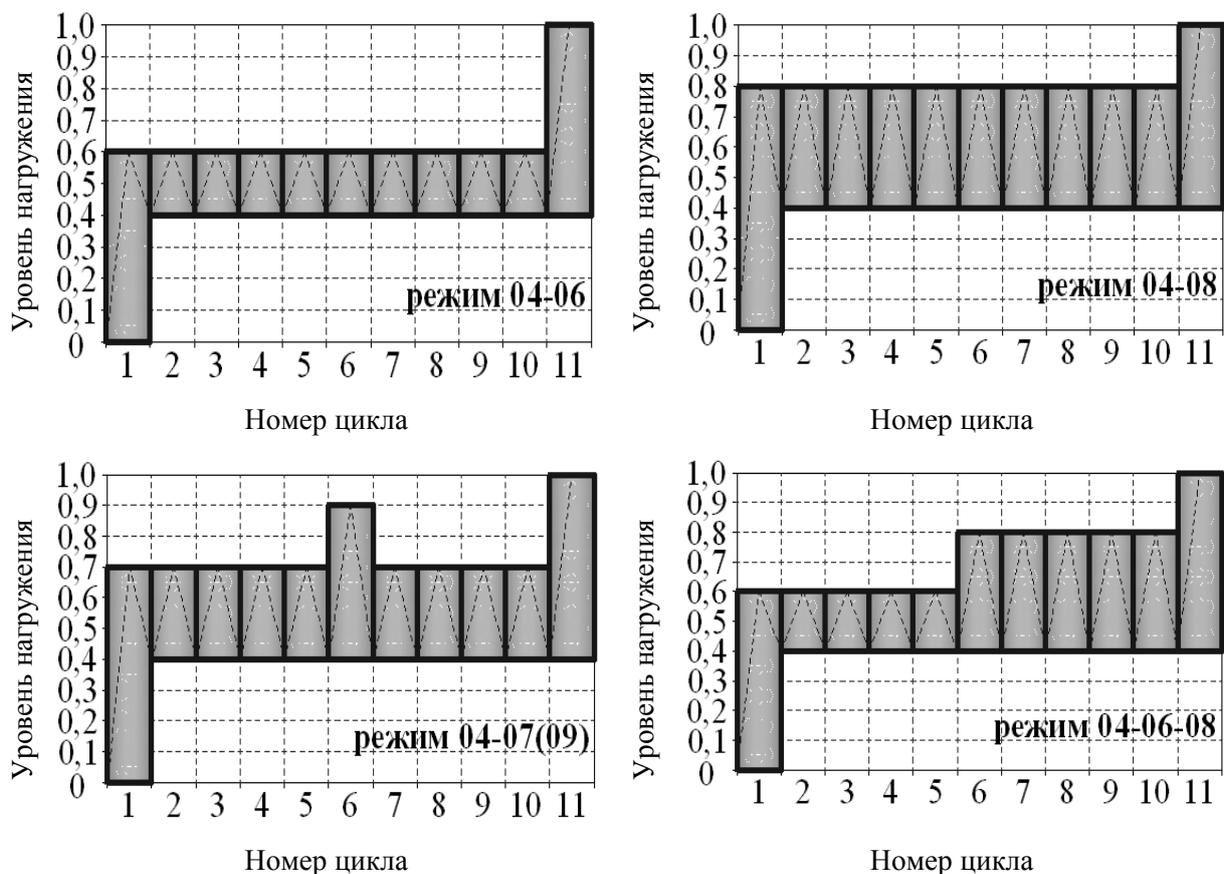


Рисунок 2.1 – Режимы приложения малоцикловой нагрузки к опытным образцам

В маркировке опытных образцов указаны максимальный нижний и верхний уровни малоциклового нагружения. Разделитель разрядов условно не показан. Например, при маркировке режима нагружения «04–08» нижний уровень нагружения  $\eta_{low} \leq (0,4-0,5)f_{c,сус}$ , верхний уровень нагружения  $\eta_{top} \approx 0,8f_{cm}$ .

Программа испытания опытных балок представлена в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Программа испытания опытных балок

Номер серии	Маркировка балок	Схема поперечного сечения опытных балок	Испытание образца до усиления	Испытание усиленного образца
1	2	3	4	5
1	ББ_1		Испытание статической нагрузкой до разрушения	Испытание статической нагрузкой до разрушения
	ББ_04-08 [07]		Предварительное нагружение до уровня $\eta = 0,7$ . Образец не разрушается	Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,8$ на протяжении 10 циклов. На 11 цикле образец разрушается
	ББ_04-08 [03–06]		Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,3$ ; $\eta_{top} = 0,6$ на протяжении 13 циклов. На 14 цикле образец разрушается	Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,8$ на протяжении 10 циклов. На 11 цикле образец разрушается
	ББ_04-08 [w]		Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,3$ ; $\eta_{top} = 0,8$ на протяжении 12 циклов. На 13 цикле образец разрушается	Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,8$ на протяжении 10 циклов. На 11 цикле образец разрушается

Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5
1	ББ_04-07(09) [w]		Испытание малоцикловой нагрузкой: $\eta_{low} = 0,3$ ; $\eta_{top} = 0,7$ на протяжении 1–5, 7–10 циклов; нагружение до $\eta_{top} = 0,9$ на 6 цикле. На 11 цикле образец разрушается	Испытание малоцикловой нагрузкой: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,7$ на протяжении 1–5, 7–11 циклов; нагружение до $\eta_{top} = 0,9$ на 6 цикле. На 12 цикле образец разрушается
	ББ_04-07(09) [03-06-08]		Испытание малоцикловой нагрузкой: $\eta_{low} = 0,3$ ; $\eta_{top} = 0,6$ на протяжении 1–6 циклов; $\eta_{low} = 0,3$ ; $\eta_{top} = 0,8$ на протяжении 7–15 циклов. На 16 цикле образец разрушается	Испытание малоцикловой нагрузкой: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,7$ на протяжении 1–5, 7–11 циклов; нагружение до $\eta_{top} = 0,9$ на 6 цикле. На 12 цикле образец разрушается
2	БСФ_04-08 [B2-2]		Испытание статической нагрузкой до разрушения	Испытание статической нагрузкой: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,8$ на протяжении 10 циклов. На 11 цикле образец разрушается
	БСФ-1		Испытание статической нагрузкой до разрушения	Испытание статической нагрузкой до разрушения
	БСФ_04-07(09) [07]		Предварительное нагружение до уровня $\eta = 0,7$ . Образец не разрушается	Испытание малоцикловой нагрузкой: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,7$ на протяжении 1–5, 7–11 циклов; нагружение до $\eta_{top} = 0,9$ на 6 цикле. На 12 цикле образец разрушается

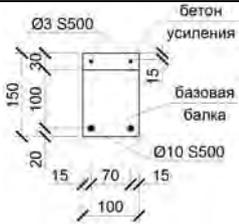
Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5
2	БСФ_04-07(09) [03-07]		Испытание малоциклового нагружкой: $\eta_{low} = 0,3$ ; $\eta_{top} = 0,7$ на протяжении 10 циклов. На 11 цикле образец разрушается	Испытание малоциклового нагружкой: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,7$ на протяжении 1–5 циклов; нагружение до $\eta_{top} = 0,9$ на 6 цикле. Образец разрушился при доведении до уровня 0,9
	БСФ_04-08 [03-07(09)]		Испытание малоциклового нагружкой: $\eta_{low} = 0,3$ ; $\eta_{top} = 0,7$ на протяжении 1–5, 7–11 циклов; нагружение до $\eta_{top} = 0,9$ на 6 цикле. На 12 цикле образец разрушается	Испытание малоциклового нагружкой: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,8$ на протяжении 8 циклов. На 8 цикле образец разрушился в результате малоциклового нагружения
	БСФ_04-07 [03-07-08]		Испытание малоциклового нагружкой: $\eta_{low} = 0,3$ ; $\eta_{top} = 0,6$ на протяжении 1–6 циклов; $\eta_{low} = 0,3$ ; $\eta_{top} = 0,8$ на протяжении 7–12 циклов. На 13 цикле образец разрушается	Испытание малоциклового нагружкой: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,7$ на протяжении 10 циклов. На 11 цикле образец разрушается
3	БО_04-08 [Б3-2]		Испытание статической нагружкой до разрушения	Испытание малоциклового нагружкой: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,8$ на протяжении 10 циклов. На 11 цикле образец разрушается
	БО-1		Испытание статической нагружкой до разрушения	Испытание однократной нагружкой до разрушения

Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5
3	БО_04-07(09) [07]		Предварительное нагружение до уровня $\eta = 0,7$ . Образец не разрушается	Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,7$ на протяжении 1–5, 7–11 циклов; нагружение до $\eta_{top} = 0,9$ на 6 цикле. На 12 цикле образец разрушается
	БО_04-07(09) [03-08]		Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,3$ ; $\eta_{top} = 0,8$ на протяжении 10 циклов. На 11 цикле образец разрушается	Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,7$ на протяжении 1–5, 7–11 циклов; нагружение до $\eta_{top} = 0,9$ на 6 цикле. На 12 цикле образец разрушается
	БО_04-07(09) [03-06-08]		Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,3$ ; $\eta_{top} = 0,6$ на протяжении 1–6 циклов; $\eta_{low} = 0,3$ ; $\eta_{top} = 0,8$ на протяжении 7–14 циклов. На 15 цикле образец разрушается	Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,7$ на протяжении 1–5, 7–11 циклов; нагружение до $\eta_{top} = 0,9$ на 6 цикле. На 12 цикле образец разрушается
	БО_04-09-08 [03-06(08)]		Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,3$ ; $\eta_{top} = 0,6$ на протяжении 1–6, 8–11 циклов; нагружение до $\eta_{top} = 0,8$ на 7 цикле. На 12 цикле образец разрушается	Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,9$ на 1 цикле; $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,8$ на протяжении 2–10 циклов. На 11 цикле образец разрушается

Окончание таблицы 2.2

1	2	3	4	5
4	БОА-1		Испытание статической нагрузкой до разрушения	Испытание статической нагрузкой до разрушения
	БОА_04-08 [07]		Предварительное нагружение до уровня $\eta = 0,7$ . Образец не разрушается	Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,6$ на протяжении 10 циклов. На 11 цикле образец разрушается
	БОА_04-07(09) [04-06]		Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,3$ ; $\eta_{top} = 0,6$ на протяжении 11 циклов. На 12 цикле образец разрушается	Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,7$ на протяжении 1–5, 7–11 циклов; нагружение до $\eta_{top} = 0,9$ на 6 цикле. На 12 цикле образец разрушается
	БОА_04-07(09) [w]		Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,3$ ; $\eta_{top} = 0,7$ на протяжении 1–5, 7–11 циклов; нагружение до $\eta_{top} = 0,9$ на 6 цикле. На 12 цикле образец разрушается	Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,7$ на протяжении 1–5, 7–10 циклов; нагружение до $\eta_{top} = 0,9$ на 6 цикле. На 11 цикле образец разрушается
	БОА_04-08 [04-07]		Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,7$ на протяжении 11 циклов. На 12 цикле образец разрушается	Испытание малоциклового нагружения: $\eta_{low} = 0,4$ ; $\eta_{top} = 0,8$ на протяжении 10 циклов. На 11 цикле образец разрушается
<p><i>Примечание</i> – В маркировке балок приняты следующие условные обозначения: Б – балка; 1 – однократное нагружение до разрушения; ББ – балка, усиленная тяжёлым бетоном; БСФ – балка, усиленная сталефибробетоном; БО – балка, усиленная ОМП-бетоном; БОА – балка, усиленная ОМП-бетоном и дополнительной арматурой в сжатой зоне в теле усиления; в квадратных скобках указан режим нагружения образца до усиления; символ w в квадратных скобках обозначает повторение режима нагружения</p>				

Испытаниям при действии кратковременной поэтапно возрастающей нагрузки подвергали по одному-два образца для каждой серии, чтобы определить момент образования нормальных трещин, разрушающий момент, деформации в бетоне и арматуре на разных уровнях нагружения, прогибы и ширину раскрытия трещин. Данные образцы являлись эталонными.

### 2.3 Материалы и технология изготовления опытных образцов

*Материалы.* Экспериментальные образцы первой и третьей базовых серий, а также бетонная матрица для сталефибробетона (усиление второй серии базовых образцов) формовались из тяжёлого бетона, изготовленного на Могилевском заводе сборного железобетона № 7 (в настоящее время – филиал № 5 «Могилёвжелезобетон» ОАО «Белорусский цементный завод»). Образцы второй базовой серии изготавливались из тяжёлого бетона, смешенного вручную, следующего состава на 1 м<sup>3</sup>: цемента Ц = 275 кг, песка П = 497 кг, щебня ШЦ = 1440 кг (Ц:П:ШЦ = 1:1,8:5,2) с водоцементным отношением В/Ц = 0,7 (по массе). Образцы четвертой базовой серии изготавливались из тяжёлого бетона следующего состава на 1 м<sup>3</sup>: Ц = 346 кг, П = 375 кг, ШЦ = 1450 кг (Ц:П:ШЦ = 1:1,1:4,4) с В/Ц = 0,7. Состав тяжёлого бетона для усиления первой серии базовых балок на 1 м<sup>3</sup>: Ц = 295 кг, П = 365 кг, ШЦ = 1440 кг (Ц:П:ШЦ = 1:1,2:4,9) с В/Ц = 0,8. Количество фибры, добавляемой в бетонную матрицу для усиления второй серии базовых балок, составляет 40 кг на 1 м<sup>3</sup>, что соответствует коэффициенту фибрового армирования по объёму  $\rho_{fv} = 0,5 \%$ . Процент фибрового армирования выбран согласно [121], а также технологической карте, разработанной для ООО «СпецСтройСоюз» (г. Гомель), которое специализируется на производстве сталефибробетонных полов. Усиление третьей базовой серии осуществлялось из ОМП-бетона следующего состава на 1 м<sup>3</sup>: цемента Ц = 360 кг, отработанной формовочной смеси О = 720 кг, щебня ШЦ = 1180 кг с В/Ц = 0,5 согласно рекомендациям [135, 142]. Усиление четвертой базовой серии осуществлялось из ОМП-бетона следующего состава на 1 м<sup>3</sup>: Ц = 325 кг, О = 670 кг, ШЦ = 1070 кг (Ц:П:ШЦ = 1:2,1:3,4) с В/Ц = 0,4.

С целью получения бетона с требуемыми качественными показателями при минимальном расходе цемента или другого вяжущего производился подбор состава бетона в соответствии с [2, 170].

Использовался цемент марки М500, изготавливаемый ОАО «Красносельскстройматериалы» (г. Гродно). Основные характеристики цемента определялись согласно [67, 68].

Основные характеристики песка определялись в соответствии с [70]. Модуль крупности песка составил  $M_{кр} = 1,16$ , насыпная плотность – 1460 кг/м<sup>3</sup>, истинная плотность – 2570 кг/м<sup>3</sup>. Гранулометрический состав песка представлен в таблице 2.3.

Таблица 2.3 – Анализ гранулометрического состава песка

Показатель		Диаметр фракций d, мм									Сумма
		20,0	10,0	5,0	2,0	1,0	0,50	0,25	0,10	0,05	
		Логарифм диаметра фракций log(d)									
		1,30	1,00	0,70	0,30	0,00	-0,30	-0,60	-1,00	-1,30	
Содержание фракций	г	0	0	51	154	532	316	105	22	12	1192
	%	0,00	0,00	4,28	12,92	44,63	26,51	8,81	1,85	1,01	100
Сумма, %	> d	0,00	0,00	4,28	17,20	61,83	88,34	97,15	98,99	100,00	–
	< d	100,00	100,00	95,72	82,80	38,17	11,66	2,85	1,01	0,00	–

Согласно [171], песок по гранулометрическому составу относится к крупным (содержание частиц размером более 0,5 мм по массе свыше 50 %).

Для определения максимальной неоднородности построена кривая однородности песчаного грунта (рисунок 2.2).

Графически определены значения:

$$\log(d_{95}) = 0,67; \log(d_{50}) = 0,08; \log(d_5) = -0,48.$$

Тогда

$$d_{95} = 10^{0,67} = 4,68; d_{50} = 10^{0,08} = 1,20; d_5 = 10^{-0,48} = 0,33.$$

Степень неоднородности грунта

$$U_{\max} = d_{50} \frac{d_{95}}{d_5} = 4,68 \cdot \frac{1,20}{0,33} = 16,98.$$

В соответствии с [141] по показателю максимальной неоднородности песчаный грунт является среднеоднородным ( $4 < U_{\max} < 20$ ).

Для отработанной формовочной смеси ОАО «НИИСтромавтолиния»  $M_{кр} = 1,85$ , основные характеристики определялись в соответствии с [70]. Химический состав смеси представлен в основном следующими ок-

сидами:  $\text{SiO}_2$  – 96,00 %,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  – 0,44 %,  $\text{MgO}$  – 0,45 %,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  – 0,38 %,  $\text{SO}_3$  – 0,20 %. Гранулометрический состав формовочной смеси представлен в таблицах 2.4 и 2.5.

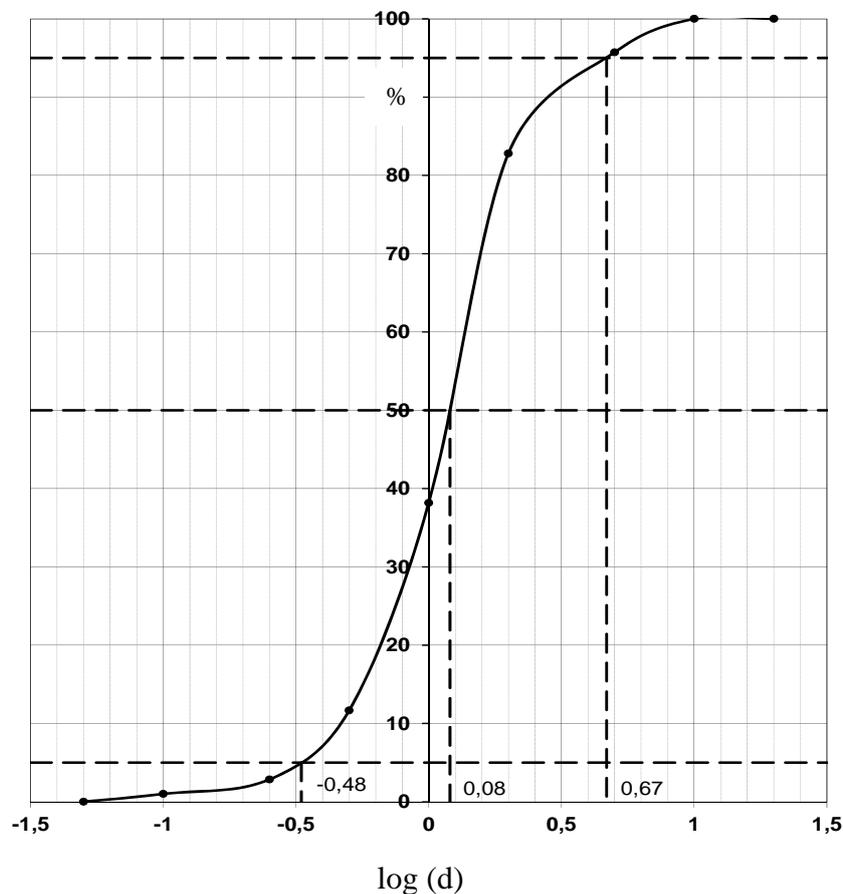


Рисунок 2.2 – Кривая однородности для песчаного грунта

Таблица 2.4 – Определение зернового состава и модуля крупности отработанной формовочной смеси ОАО «НИИСтромавтолиния»

Номер пробы	Зерновой состав по полным остаткам на ситах, %, при размере отверстий сит, мм					Модуль крупности $M_{кр}$
	2,5	1,25	0,63	0,315	0,16	
1	1,0	2,6	6,8	75,4	98,9	1,85
2	1,1	3,4	7,2	72,1	99,0	1,83
3	1,3	3,9	8,9	71,7	98,9	1,85
4	1,3	3,5	8,3	75,3	98,9	1,88
Среднее	1,175	3,35	7,8	73,63	98,93	1,85

Таблица 2.5 – Анализ гранулометрического состава отработанной формовочной смеси

Показатель	Диаметр фракций d, мм										Сумма
	20,0	10,0	5,0	2,0	1,0	0,50	0,25	0,10	0,05		
	Логарифм диаметра фракций log(d)										
	1,30	1,00	0,70	0,30	0,00	-0,30	-0,60	-1,00	-1,30		
Содержание фракций, %	0	0	0	1,175	2,175	4,45	65,825	25,3	1,075	100	
Сумма, %	> d	0,00	0,00	0,00	1,18	3,35	7,80	73,63	98,93	100,00	0,00
	< d	100,00	100,00	100,00	98,83	96,65	92,20	26,38	1,08	0,00	100,00

Согласно [171], по гранулометрическому составу отработанную формовочную смесь можно отнести к среднетонким (содержание частиц размером более 0,25 мм, по массе свыше 50 %).

Для определения максимальной неоднородности построена кривая однородности формовочной смеси (рисунок 2.3).

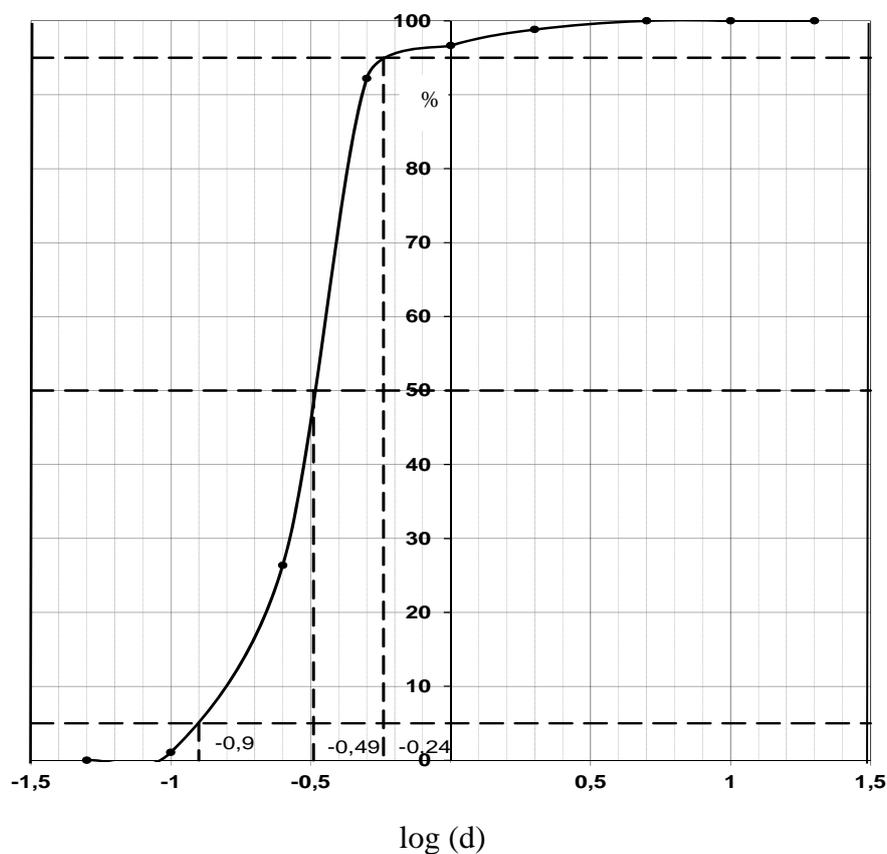


Рисунок 2.3 – Кривая однородности для отработанной формовочной смеси

Графически определены значения:

$$\log(d_{95}) = -0,24; \log(d_{50}) = -0,49; \log(d_5) = -0,9.$$

Тогда

$$d_{95} = 10^{-0,24} = 0,58; d_{50} = 10^{-0,49} = 0,32; d_5 = 10^{-0,9} = 0,13.$$

Степень неоднородности

$$U_{\max}^{\text{ОМП}} = d_{50} \frac{d_{95}}{d_5} = 0,58 \frac{0,32}{0,13} = 1,48.$$

В соответствии с [171] по показателю максимальной неоднородности по гранулометрическому составу формовочная смесь является однородной ( $U_{\max} < 4$ ).

Основные характеристики щебня определялись в соответствии с [69]. Наименьшая и наибольшая крупность зерен щебня соответственно равны 5 и 20 мм. Насыпная плотность – 1320 кг/м<sup>3</sup>, истинная плотность – 2650 кг/м<sup>3</sup>.

*Изготовление опытных образцов.* При приготовлении бетонной смеси вручную сначала перемешиваются песок, щебень и цемент в сухом состоянии, затем порционно добавляется вода в процессе перемешивания. Общий необходимый объём определённого вида бетона изготавливался одним замесом.

При изготовлении сталефибробетона в бетонную матрицу постепенно добавляли стальную фрезерованную фибру и тщательно перемешивали, добиваясь однородной массы.

Для изготовления каждой из опытных балок сначала изготавливались два плоских арматурных каркаса, объединённых впоследствии в пространственный каркас. На стержни рабочей арматуры наклеивались тензорезисторы с базой 20 мм (по два на каждый стержень диаметрально противоположно). Наклейка тензорезисторов осуществлялась общепринятым образом. Через сутки датчики изолировались при помощи перхлорвиниловой изолянтной и эпоксидной смолы (рисунок 2.4). Позднее к ним припаивали витую пару проводов, которую выводили наружу, предварительно промаркировав.

Призмы с размерами 100 × 100 × 400 мм, 150 × 150 × 600 мм, предназначенные для испытаний на сжатие, формовались в специально изго-

товленных металлических кассетных формах по шесть образцов в каждой кассете с горизонтальной укладкой бетонной смеси, конструкция которых обеспечивала соблюдение проектных размеров экспериментальных образцов с точностью до 1 % (рисунок 2.5, а). В торцах призм с размерами 100 × 100 × 400 мм, предназначенных для испытания на растяжение, устанавливались специальные анкерные плиты с четырьмя анкерами и специальными шарнирными тягами (рисунок 2.5, б).

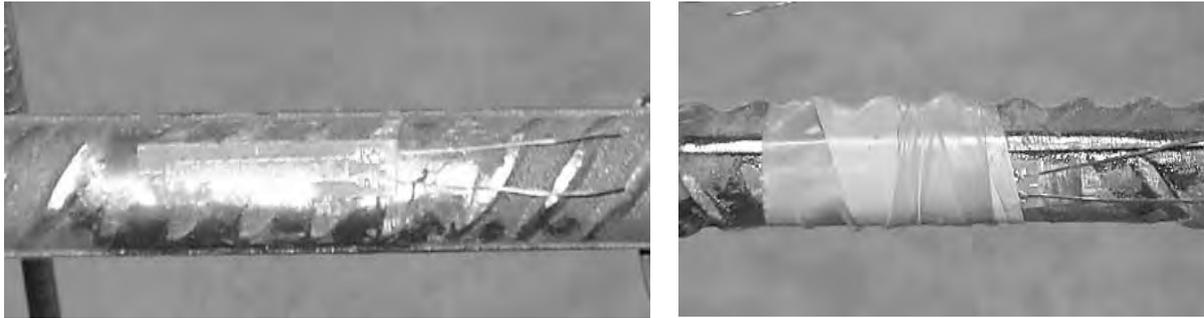


Рисунок 2.4 – Тензорезисторы, наклеенные на арматурные стержни

Применение анкерно-шарнирных тяг позволило добиться максимально возможного совпадения геометрической и физической осей при испытании призматического образца на растяжение. Балки формовались в металлических формах по два образца в каждой с горизонтальной укладкой смеси. Уплотнение бетонной смеси осуществлялось «игольчатым» вибратором.

Отформованные образцы в течение семи суток выдерживались в металлических формах, покрытых влажной тканью. Распалубливание проводилось на восьмые сутки. В дальнейшем экспериментальные образцы находились в естественных температурно-влажностных условиях лаборатории, где и проводилось их испытание.

В балках базовой серии в сжатой зоне устраивались шпонки глубиной 20 мм. Такое конструктивное решение было принято для обеспечения жёсткого контактного шва при усилении в лабораторных условиях. В производственных условиях сопряжение «старого» и «нового» бетонов выполняется другими методами, обеспечивающими равнопрочность зоны контакта (различные методы очистки поверхности усиливаемого элемента, устройство шероховатой поверхности, насечки, применение композиций на основе эпоксидного, акрилового и других видов синтетических клеев). В качестве рабочей арматуры использовались два стержня диаметром 10 мм класса S500, монтажная и поперечная арматура класса S500

диаметром 3 мм. В зоне чистого изгиба монтажная и поперечная арматура отсутствовала (рисунок 2.6).

а)



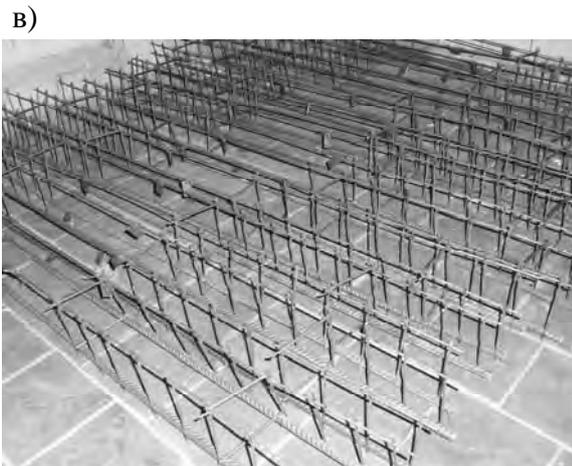
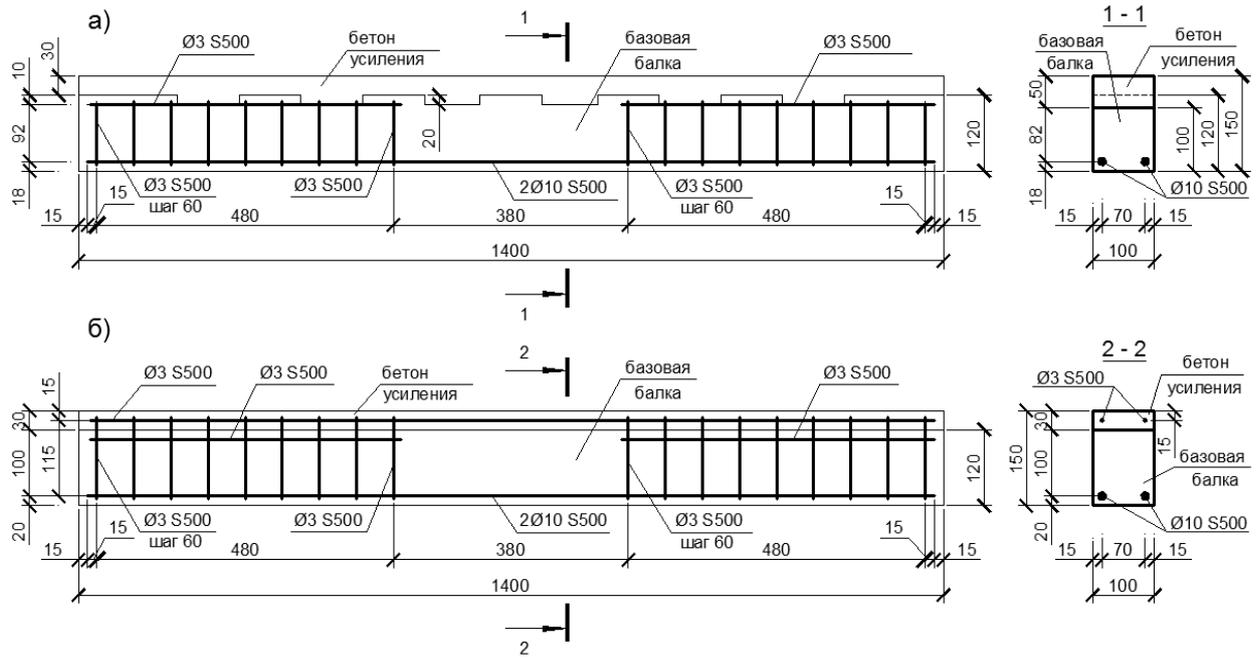
б)



а – изготовление опытных образцов; б – установка анкерных плит для изготовления призм, предназначенных для испытания на растяжение

Рисунок 2.5 – Общий вид форм и образцов во время забивки

Наращивание сечения высотой 30 мм (без учёта глубины шпонок) выполнялось из тяжёлого бетона для образцов серии 1, из сталефибробетона – для серии 2, из ОМП-бетона – для серий 3 и 4 (в расчётах высота базовых балок принималась за вычетом глубины шпонок, т. к. железобетонный элемент разрушается в наиболее слабом сечении).



а – для опытных балок серий 1–3; б – для опытных балок серии 4; в – общий вид пространственных каркасов для армирования балок; г – установка пространственных каркасов в формы; д – обеспечение жёсткости шва контакта двух бетонов при устройстве наращивания; е – установка дополнительной арматурной сетки в сжатой зоне опытных балок серии 4

Рисунок 2.6 – Схема армирования опытных балок

В случае, когда шпонки в опытных балках предварительно не устраивались (для определения несущей способности сечения, не ослабленного шпонками), прочность контактного шва обеспечивалась насечкой на поверхности бетона глубиной 5–7 мм. В этом случае контактный шов, как показали экспериментальные исследования, также остается жёстким, а бетон усиливаемой конструкции работает как единое целое.

Для усиления сжатой зоны образцов серии 4 использовалась дополнительная сжатая арматура диаметром 3 мм класса S500. Совместная работа основной и дополнительной арматуры обеспечивалась приваркой дополнительной арматуры к основному каркасу за счёт выпусков арматуры основного каркаса (см. рисунок 2.6, б). Прочность контактного шва обеспечивалась только выпусками арматуры и неровностями на поверхности бетона. Как показали экспериментальные исследования, данная мера обеспечения жёсткости контактного шва при отсутствии насечки на поверхности «старого» бетона недостаточна, шов является податливым. Такое решение связано с тем, что не всегда практически возможно должным образом обеспечить необходимое сцепление бетона усиления и бетона усиливаемой конструкции (в случае пропитки поверхности конструкции маслами, продуктами нефтепереработки, невозможности устройства шпоночного соединения, например, в ребристых плитах покрытия).

Характер разрушения усиленного изгибаемого элемента в результате податливости шва изменяется: взаимное смещение частей, выполненных из различных бетонов, интенсивно развивается на стадиях, близких к разрушению. Происходит активное развитие вертикальных и наклонных трещин с последующим слиянием их с горизонтальными трещинами по шву контакта. Опытные балки серии 4 в результате податливости шва разрушались по наклонному сечению.

## **2.4 Методика испытания опытных образцов**

Методика испытания опытных образцов отражена частично в [35].

### **2.4.1 Определение прочностных и деформативных характеристик бетона и арматуры.**

Для определения кубиковой прочности бетона  $f_{c,cube}^G$  в соответствии с [65] изготавливаются и испытываются образцы в форме куба с размером ребра 150 и 100 мм с учётом поправочных коэффициентов [81]. Призмную прочность бетона, модуль упругости и коэффициент Пуассона определяли путём испытания образцов размерами 150 × 150 × 600 мм и

100 × 100 × 400 мм согласно [66]. Кубиковая прочность определялась как среднее арифметическое значение трех наибольших по прочности из шести испытанных кубов, а призмная – как среднее арифметическое значение двух наибольших по прочности из трех испытанных призм.

Согласно [58], перед началом испытаний выполняли центрирование призм по физической оси: при испытании от условного нуля до нагрузки, равной  $((40 \pm 5)\%) f_{ck}$ , отклонения деформаций по каждой грани не превышали 15 % их среднего арифметического значения.

Нагружение призмных образцов до разрушения проводили с постоянной скоростью роста напряжений в пределах  $(0,5 \pm 0,2)$  МПа/с при испытаниях на сжатие и в пределах  $(0,05 \pm 0,02)$  МПа/с при испытаниях на растяжение. Нагружение производили ступенями, равными примерно 10 % ожидаемой разрушающей нагрузки. Значение ожидаемой разрушающей нагрузки при испытании призм принимали как среднее арифметическое разрушающих нагрузок для трёх образцов-близнецов. Для проявления пластических деформаций на каждой ступени в течение 3–5 мин осуществляли выдержку нагрузки.

Испытание кубов, цилиндров и призм с размерами 100 × 100 × 400 мм на сжатие проводили на гидравлическом прессе ИП-1000, призм с размерами 150 × 150 × 600 мм – на гидравлическом прессе ИП-2000, испытание на растяжение призм с размерами 100 × 100 × 400 мм – на гидравлическом прессе УММ-5.

Продольные деформации фиксировались индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе 280 мм, поперечные деформации – индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм на базе 120 мм, установленными по четырём граням призмы. При испытаниях на растяжение по четырём граням призмы устанавливались индикаторы часового типа с ценой деления 0,001 мм на базе 250 мм. Деформации фиксировали сразу после приложения очередной ступени нагрузки и в конце её выдержки.

Прочностные характеристики бетона и начальный модуль упругости для всех серий опытных образцов приведены в таблице 2.6.

Механические характеристики арматуры определены испытанием отрезков стержней на растяжение по методике [65] на Могилевском заводе сборного железобетона № 7 (в настоящее время – филиал № 5 «Могилёвжелезобетон» ОАО «Белорусский цементный завод») (рисунок 2.7).

Таблица 2.6 – Прочностные характеристики бетона и начальный модуль упругости

Номер серии	Материал	Возраст бетона, сут	Кубиковая прочность $f_{c,cube,m}$ , МПа	Призменная прочность $f_{cm}$ , МПа	Прочность при растяжении, МПа	Коэффициент призмной прочности $k_c = f_{cm} / f_{c,cube,m}$	Начальный модуль упругости $E_{c0}$ , ГПа
1	Бетон базовых образцов: тяжёлый бетон	$\frac{28}{350}$	$\frac{23,3}{28,5}$	$\frac{18,7}{21,8}$	$\frac{1,60}{1,80}$	$\frac{0,801}{0,765}$	$\frac{27,58}{29,80}$
	Бетон усиления: тяжёлый бетон	255	27,3	22,3	1,90	0,817	35,02
2	Бетон базовых образцов: тяжёлый бетон	$\frac{253}{353}$	$\frac{36,7}{37,1}$	$\frac{29,0}{29,6}$	$\frac{2,10}{2,20}$	$\frac{0,790}{0,798}$	$\frac{59,28}{59,77}$
	Бетон усиления: сталефибробетон	29	25,5	20,0	1,70	0,784	35,86
3	Бетон базовых образцов: тяжёлый бетон	$\frac{253}{352}$	$\frac{36,1}{36,2}$	$\frac{28,2}{28,4}$	$\frac{2,20}{2,20}$	$\frac{0,781}{0,785}$	$\frac{32,07}{32,17}$
	Бетон усиления: ОМП-бетон	35	24,5	18,8	1,60	0,767	23,22
4	Бетон базовых образцов: тяжёлый бетон	$\frac{83}{152}$	$\frac{35,0}{36,7}$	$\frac{28,1}{29,7}$	$\frac{2,20}{2,20}$	$\frac{0,803}{0,809}$	$\frac{28,04}{28,68}$
	Бетон усиления: ОМП-бетон	32	32,8	26,6	2,00	0,811	31,57

*Примечание* – Для бетона базовых образцов в числителе указаны значения соответствующих характеристик на момент испытания базовых балок (до усиления), в знаменателе – на момент испытания усиленных наращиванием балок

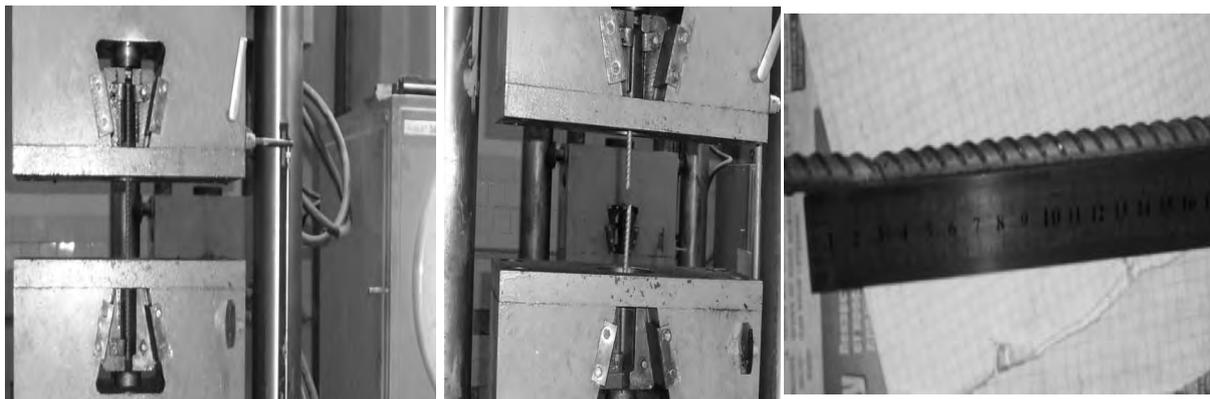


Рисунок 2.7 – Испытание образцов арматурной стали на разрыв

Площадь поперечного сечения арматурных стержней вычислялась традиционным способом – путём взвешивания.

Механические характеристики арматуры для армирования опытных балок: класс арматуры – S500, предел текучести – 543 МПа, предел временного сопротивления – 631 МПа.

#### 2.4.2 Испытание опытных призм при малоцикловом нагружении.

После центрирования призм на прессе малоцикловую нагрузку прикладывали ступенями, равными примерно  $0,1f_{ck}$ . Нагружение проводили с постоянной скоростью роста напряжений в пределах  $(0,5 \pm 0,2)$  МПа/с. На каждой ступени в течение 3–5 мин осуществляли выдерживание нагрузки. Продольные и поперечные деформации фиксировали в начале и в конце выдержки на каждой ступени. Размещение приборов, фиксирующих продольные и поперечные деформации, принято таким же, как и для призм, испытанных однократным нагружением.

На первом цикле нагружение призмы осуществлялось ступенями, равными  $0,1f_{ck}$ , до верхнего уровня  $\eta_{top}$ , после выдержки теми же ступенями образец разгружали до нижнего уровня  $\eta_{low}$ . Далее в течение минимум десяти циклов ступенями осуществляли нагрузку-разгрузку в пределах  $\eta_{low} - \eta_{top}$ . В соответствии с программой экспериментальных исследований на последнем цикле нагружения призму доводили до разрушения.

При проведении исследований фиксировали значение уровня нагрузки, количество циклов нагружения до разрушения образца, величину продольных и поперечных деформаций на этапах загрузки-разгрузки.

Общий вид призмы в момент испытания на сжатие представлен на рисунке 2.8.



Рисунок 2.8 – Общий вид призмы в момент испытания

#### 2.4.3 Испытание на изгиб опытных железобетонных балок.

Опытные железобетонные балки (до усиления и усиленные наращиванием) помещали на две шарнирно неподвижные опоры, расположенные симметрично по отношению к оси нагрузочного рычага, нагрузка от которого передавалась на балку через распределительную траверсу примерно в третях пролёта двумя сосредоточенными силами согласно [71].

Испытания опытных балок и призм на растяжение осуществлялось на гидравлическом прессе, соответствующем требованиям ГОСТ 7855-84. Прессовое оборудование тарировалось при помощи образцовых динамометров ДОСМ-3-5 и ДОРМ-3.

Перед проведением испытаний определяли размеры поперечного сечения балки, пролёт, расстояния от опор до мест приложения сосредоточенной нагрузки, а после испытания уточняли рабочую высоту сечения и защитный слой бетона.

При однократном нагружении образец загружали двумя сосредоточенными силами (чтобы образовалась зона чистого изгиба) ступенями, не превышающими 10 % от прогнозируемой разрушающей нагрузки  $R_{разр}$ , до уровня  $\eta \approx 0,8R_{разр}$ . После этого величину ступени уменьшали до 5 %. После каждой ступени приложения нагрузки для возможности проявления

пластических деформаций делали 5–10-минутную выдержку под нагрузкой. Показания приборов снимали дважды: после приложения очередной ступени нагрузки и после выдержки.

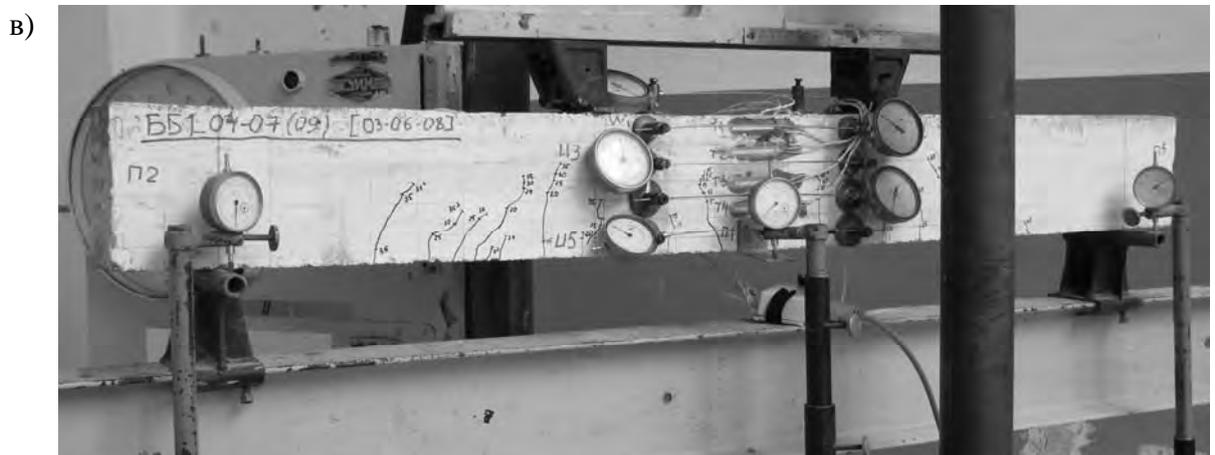
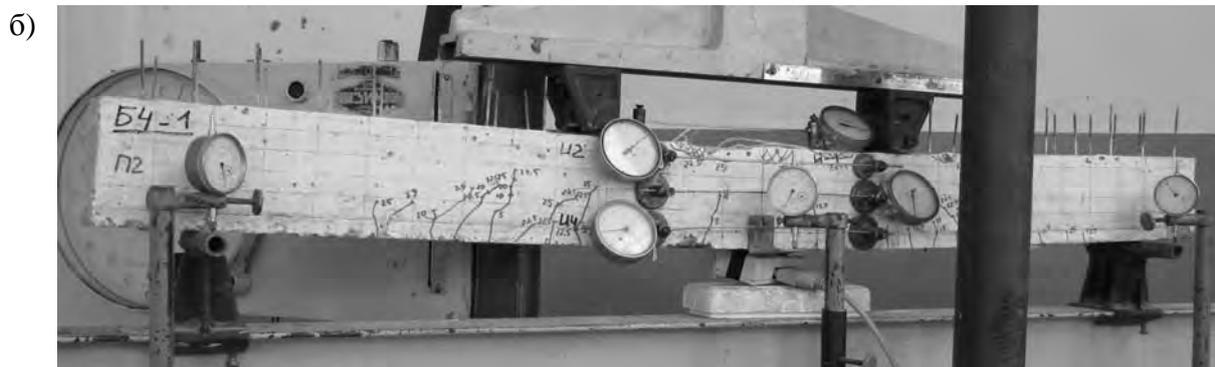
При испытании малоцикловой нагрузкой на первом цикле нагружение балки осуществлялось ступенями, равными  $0,1R_{\text{разр}}$ , до верхнего уровня  $\eta_{\text{top}}$ , после выдержки теми же ступенями образец разгружали до нижнего уровня  $\eta_{\text{low}}$  согласно программе испытаний и снимали показания по приборам. Далее в течение минимум десяти циклов ступенями осуществляли нагрузку-разгрузку. В соответствии с программой экспериментальных исследований на последнем цикле нагружения балку доводили до разрушения.

Относительные деформации бетона по высоте балки и рабочей арматуры фиксировали тензорезисторами с помощью специализированного комплекса ТИССА. Дополнительно деформации бетона по высоте сечения балки измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм, прогибы балок – индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм. Для измерения ширины раскрытия трещин использовался микроскоп типа МПБ-2 с ценой деления 0,05 мм.

С целью улучшения визуального наблюдения за возникновением и развитием трещин перед исследованиями на боковые поверхности балок наносился известковый раствор. По побелке карандашом выполнялась разграфка для последующего составления карты трещин. На каждой ступени приложения нагрузки появившиеся трещины прорисовывались маркером, отмечалась вершина трещины и подписывалась величина приложенной нагрузки. По результатам испытаний были составлены карты трещин для каждого опытного образца до усиления и после, по которым можно проследить влияние малоциклового нагружения различного уровня на трещиностойкость опытных образцов (приложение А).

При испытании балок под наблюдением брались все нормальные и наклонные трещины с обеих боковых граней. Ширина раскрытия трещин измерялась в месте её максимального раскрытия на уровне продольной рабочей арматуры при помощи МПБ-2. Закрытие трещин при разгрузке фиксировалось по той же методике, что и их раскрытие при нагрузке.

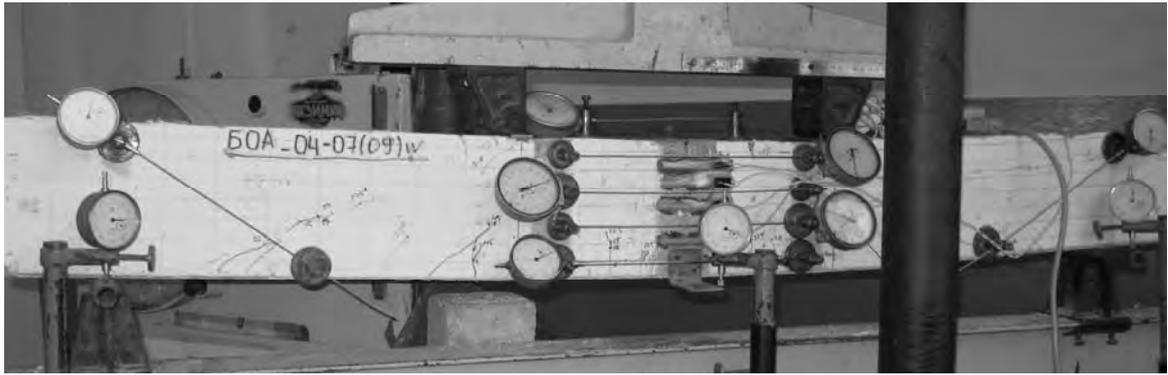
Общий вид опытных балок в момент испытания представлен на рисунке 2.9.



а – балка базовой серии без шпонок; б – базовая балка с выпусками арматуры; в – балка после усиления с жёстким контактным швом (шпоночное соединение); г – балка после усиления с податливым контактным швом (плоский армированный шов)

Рисунок 2.9 – Общий вид опытных балок в момент испытания

г)



Окончание рисунка 2.9

Испытания каждого из экспериментальных образцов выполняли непрерывно в течение 12–15 ч. Критерием разрушения балок считались условия, когда деформации арматуры в нормальном сечении образца достигали предельных значений (предела текучести). На каждой ступени фиксировали развитие и образование новых трещин.

### 3 Экспериментальные исследования работы бетонов при статическом и малоцикловом нагружениях

#### 3.1 Прочность и деформативность бетонов при статическом нагружении

Для описания работы изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, в условиях малоциклового нагружения необходимо определить верхний предел микротрещинообразования  $\eta_{\text{крс}}^v$  (так называемую «критическую границу» [7, 133], при достижении которой наблюдается активный прирост и накопление пластических деформаций) и нижний предел микротрещинообразования в  $\eta_{\text{крс}}^0$ , ниже которого бетон работает почти упруго.

Верхний предел микротрещинообразования является «критической границей» работы конструкции при малоцикловом нагружении [7].

Всего в каждой серии опытных образцов было забито шесть призм с размерами  $150 \times 150 \times 600$  мм для определения прочностных и деформативных характеристик бетона. Из них четыре призмы были испытаны малоцикловым нагружением различного уровня, две призмы – однократным нагружением.

Для каждой отдельной призмы продольные и поперечные деформации, определённые по показаниям четырёх приборов механического действия, усреднялись. В случае, если отдельные показания резко отличались от среднего, они из обработки исключались.

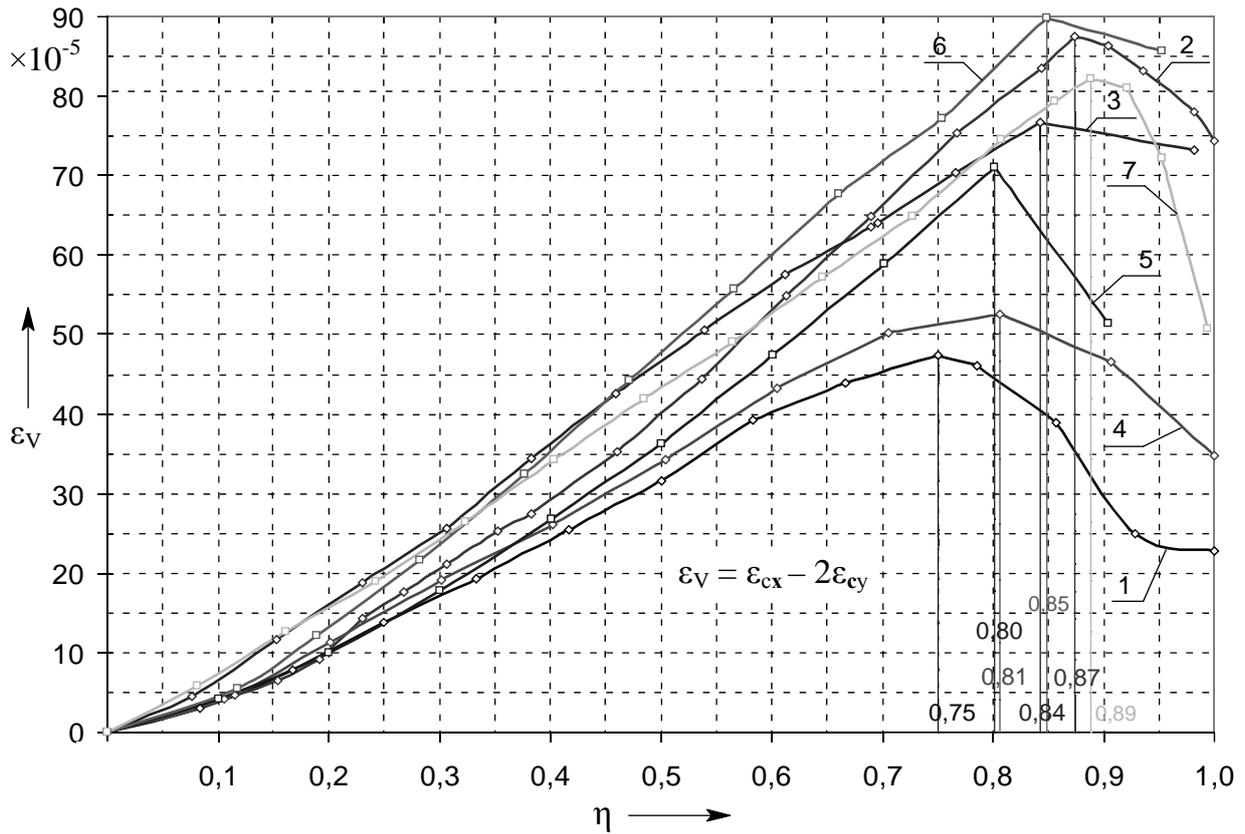
Объёмные деформации  $\varepsilon_v$  при этом рассчитывались согласно [29, 58, 133] по формуле

$$\varepsilon_{\text{сх}} - 2\varepsilon_{\text{сy}} = \varepsilon_v, \quad (3.1)$$

где  $\varepsilon_{\text{сх}}$  – продольные относительные деформации;

$\varepsilon_{\text{сy}}$  – поперечные относительные деформации.

Верхняя граница микротрещинообразования определялась графическим методом по усреднённым экспериментальным данным для двух призм, испытанных для каждой серии образцов кратковременным нагружением по методике, описанной в разд. 2, путём построения зависимости «уровень нагружения – объёмная деформация» (рисунок 3.1).

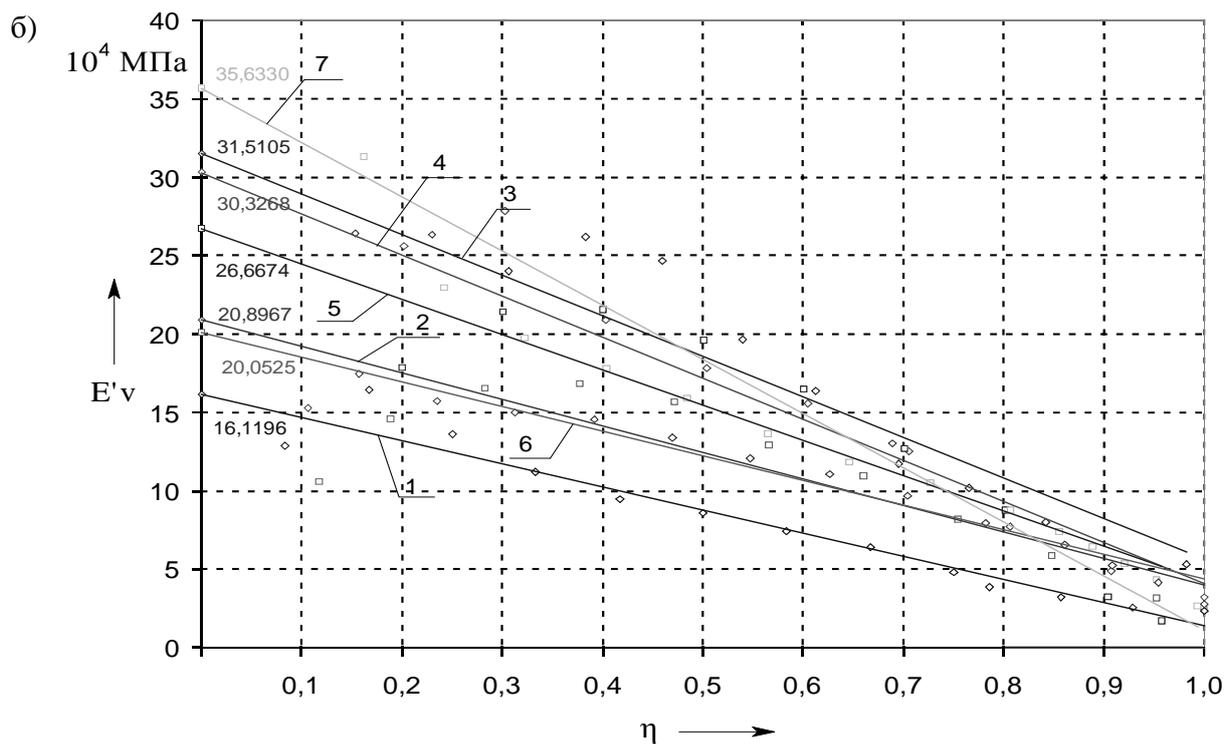
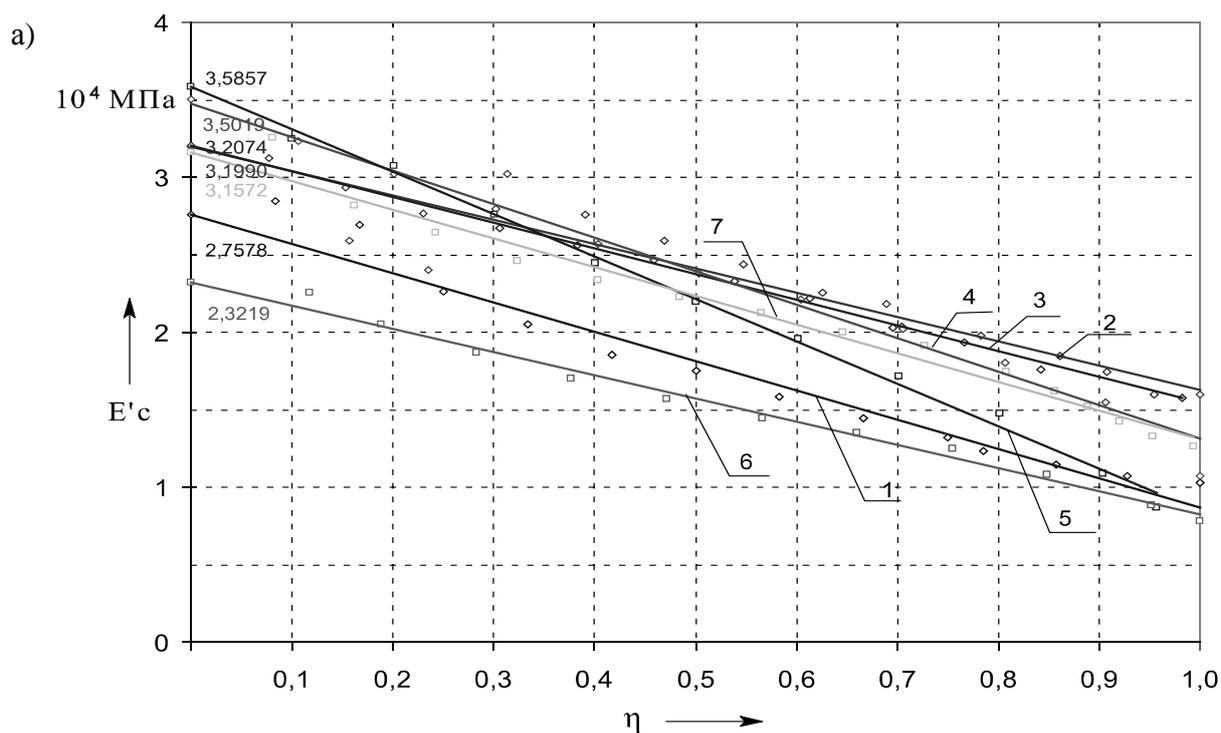


1 – тяжёлый бетон ( $f_{cm} = 18,7$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 23,3$  МПа;  $\eta_{cr}^v = 0,75$ ;  $\eta_{cr}^0 = 0,48$ ); 2 – тяжёлый бетон ( $f_{cm} = 29,0$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 36,7$  МПа;  $\eta_{cr}^v = 0,87$ ;  $\eta_{cr}^0 = 0,61$ ); 3 – тяжёлый бетон ( $f_{cm} = 28,2$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 36,1$  МПа;  $\eta_{cr}^v = 0,84$ ;  $\eta_{cr}^0 = 0,57$ ); 4 – тяжёлый бетон ( $f_{cm} = 22,3$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 27,3$  МПа;  $\eta_{cr}^v = 0,81$ ;  $\eta_{cr}^0 = 0,54$ ); 5 – сталефибробетон ( $f_{cm} = 20$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 25,5$  МПа;  $\eta_{cr}^v = 0,80$ ;  $\eta_{cr}^0 = 0,56$ ); 6 – ОМП-бетон ( $f_{cm} = 18,8$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 24,5$  МПа;  $\eta_{cr}^v = 0,85$ ;  $\eta_{cr}^0 = 0,61$ ); 7 – ОМП-бетон ( $f_{cm} = 26,6$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 32,8$  МПа;  $\eta_{cr}^v = 0,89$ ;  $\eta_{cr}^0 = 0,66$ )

Рисунок 3.1 – Определение верхней границы микротрещинообразования  $\eta_{cr}^v$

На рисунке 3.1 и далее приняты следующие обозначения:  $f_{cm}$  – средняя призмная прочность,  $f_{c,cube,m}$  – средняя кубиковая прочность. Тяжёлый бетон имеет объёмный вес  $24$  кН/м<sup>3</sup> для всех серий опытных образцов.

Определение нижнего предела микротрещинообразования  $f_{cr}^0$  также производилось графическим методом по экспериментальным данным. Сначала определялись значения секущих модулей  $E'_c$  и  $E'_v$  по упруго-пластическим продольным и поперечным относительным деформациям соответственно, для которых были выведены линейные зависимости « $\eta - E'$ » (рисунок 3.2) методом линейно-корреляционного анализа [32, 136]. Линейный характер зависимости « $\eta - E'$ » был эмпирически обоснован в [7].

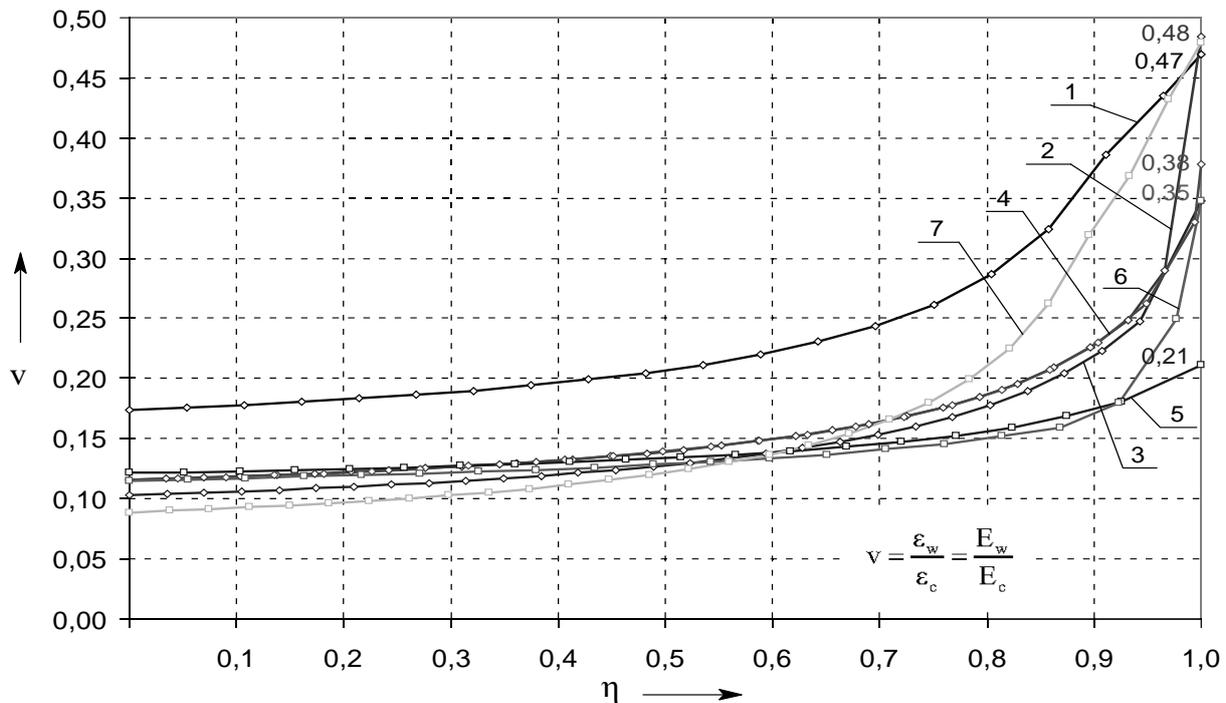


а – по продольным деформациям  $E'_c$  ( $E'_{c1} = 2,7578 - 1,8878\eta$ ;  $E'_{c2} = 3,199 - 1,5698\eta$ ;  $E'_{c3} = 3,2074 - 1,6606\eta$ ;  $E'_{c4} = 3,5019 - 2,2252\eta$ ;  $E'_{c5} = 3,5857 - 2,7487\eta$ ;  $E'_{c6} = 2,3219 - 1,4979\eta$ ;  $E'_{c7} = 3,1572 - 1,8481\eta$ ); б – по поперечным деформациям  $E'_v$  ( $E'_{v1} = 16,1196 - 14,735\eta$ ;  $E'_{v2} = 20,8967 - 16,88\eta$ ;  $E'_{v3} = 31,5105 - 25,865\eta$ ;  $E'_{v4} = 30,3268 - 26,374\eta$ ;  $E'_{v5} = 26,6674 - 22,486\eta$ ;  $E'_{v6} = 20,0525 - 15,635\eta$ ;  $E'_{v7} = 35,633 - 34,529\eta$ )

Рисунок 3.2 – Определение линейной зависимости «уровень нагружения  $\eta$  – секущий модуль упругопластичности  $E'_c$ »

На рисунке 3.2 приняты следующие условные обозначения: 1 – тяжёлый бетон;  $f_{cm} = 18,7$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 23,3$  МПа;  $\eta_{crс}^v = 0,75$ ;  $\eta_{crс}^0 = 0,48$ ; 2 – тяжёлый бетон;  $f_{cm} = 29,0$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 36,7$  МПа;  $\eta_{crс}^v = 0,87$ ;  $\eta_{crс}^0 = 0,61$ ; 3 – тяжёлый бетон;  $f_{cm} = 28,2$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 36,1$  МПа;  $\eta_{crс}^v = 0,84$ ;  $\eta_{crс}^0 = 0,57$ ; 4 – тяжёлый бетон;  $f_{cm} = 22,3$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 27,3$  МПа;  $\eta_{crс}^v = 0,81$ ;  $\eta_{crс}^0 = 0,54$ ; 5 – сталефибробетон;  $f_{fcm} = 20$  МПа;  $f_{fс,cube,m} = 25,5$  МПа;  $\eta_{crс}^v = 0,80$ ;  $\eta_{crс}^0 = 0,56$ ; 6 – ОМП-бетон;  $f_{cm} = 18,8$  МПа;  $f_{с,cube,m} = 24,5$  МПа;  $\eta_{crс}^v = 0,85$ ;  $\eta_{crс}^0 = 0,61$ ; 7 – ОМП-бетон;  $f_{cm} = 26,6$  МПа;  $f_{с,cube,m} = 32,8$  МПа;  $\eta_{crс}^v = 0,89$ ;  $\eta_{crс}^0 = 0,66$ .

На основании полученных зависимостей были определены значения коэффициента Пуассона  $\nu$  (рисунок 3.3).



1 – тяжёлый бетон ( $f_{cm} = 18,7$  МПа;  $f_{с,cube,m} = 23,3$  МПа;  $\eta_{crс}^v = 0,75$ ;  $\eta_{crс}^0 = 0,48$ ); 2 – тяжёлый бетон ( $f_{cm} = 29,0$  МПа;  $f_{с,cube,m} = 36,7$  МПа;  $\eta_{crс}^v = 0,87$ ;  $\eta_{crс}^0 = 0,61$ ); 3 – тяжёлый бетон ( $f_{cm} = 28,2$  МПа;  $f_{с,cube,m} = 36,1$  МПа;  $\eta_{crс}^v = 0,84$ ;  $\eta_{crс}^0 = 0,57$ ); 4 – тяжёлый бетон ( $f_{cm} = 22,3$  МПа;  $f_{с,cube,m} = 27,3$  МПа;  $\eta_{crс}^v = 0,81$ ;  $\eta_{crс}^0 = 0,54$ ); 5 – сталефибробетон ( $f_{fcm} = 20$  МПа;  $f_{fс,cube,m} = 25,5$  МПа;  $\eta_{crс}^v = 0,80$ ;  $\eta_{crс}^0 = 0,56$ ); 6 – ОМП-бетон ( $f_{cm} = 18,8$  МПа;  $f_{с,cube,m} = 24,5$  МПа;  $\eta_{crс}^v = 0,85$ ;  $\eta_{crс}^0 = 0,61$ ); 7 – ОМП-бетон ( $f_{cm} = 26,6$  МПа;  $f_{с,cube,m} = 32,8$  МПа;  $\eta_{crс}^v = 0,89$ ;  $\eta_{crс}^0 = 0,66$ )

Рисунок 3.3 – Корреляционная зависимость «уровень нагружения  $\eta$  – коэффициент Пуассона  $\nu$ »

По корреляционным кривым зависимостей « $\frac{dv}{d\eta} - \eta$ » и « $\frac{d^2v}{d\eta^2} - \eta$ »

были определены соответственно верхняя  $\eta_{\text{crc}}^v$  ( $f_c^v$ ) и нижняя  $\eta_{\text{crc}}^0$  ( $f_c^0$ ) границы образования и развития продольных микротрещин отрыва при кратковременном сжатии бетона [28] (рисунки 3.1 и 3.4).

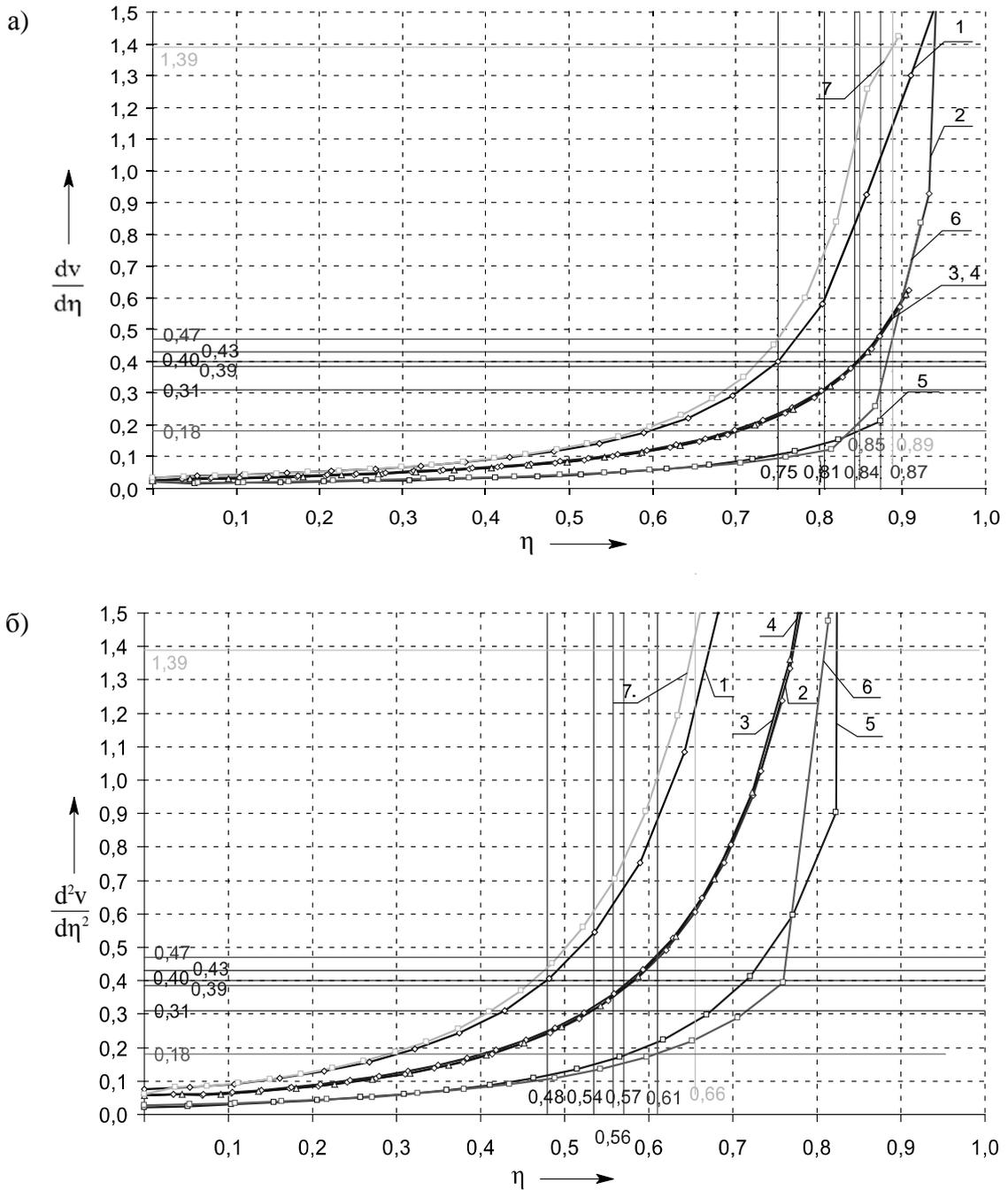
Особенностью работы ОМП-бетона при кратковременном нагружении является хрупкий характер разрушения образцов: после достижения уровня  $\eta_{\text{crc}}^v$  рост деформаций быстроснатекающей ползучести становится очень интенсивным и приводит к разрушению.

Сталефибробетон имеет явные преимущества по сравнению с тяжёлым бетоном и ОМП-бетоном, т. к. дисперсное армирование стальными фибрами значительно замедляет процесс развития деформаций вплоть до выдергивания фибр из бетонной матрицы.

Значения коэффициентов упругости  $\nu_c$  и пластичности  $\lambda_c$ , включая их граничные значения  $\nu_{cR}$  и  $\lambda_{cR}$ , а также другие деформативные характеристики, получены с помощью линейного корреляционного анализа [32, 136]. Основные характеристики бетонов, используемых для изготовления опытных образцов, приведены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Прочностные и деформативные характеристики бетонов

Номер серии образцов	Прочность бетона		Возраст бетона, сут	Начальный модуль упругости $E_{c0}$ , ГПа	Граничное значение коэффициента		Предел микротрещинообразования		Коэффициент $k_{\text{crc}} = \frac{\eta_{\text{crc}}^0}{\eta_{\text{crc}}^v}$
	$f_{\text{cm}}$ , МПа	$f_{\text{c,cube,m}}$ , МПа			упругости $\nu_{cR}$	пластичности $\lambda_{cR}$	верхний $\eta_{\text{crc}}^v$	нижний $\eta_{\text{crc}}^0$	
1 (базовые)	18,7	23,3	28	27,58	0,269	0,731	0,750	0,479	0,639
1 (усиление)	22,3	27,3	255	35,02	0,364	0,636	0,806	0,535	0,664
2 (базовые)	29,0	36,7	253	59,28	0,317	0,683	0,861	0,580	0,674
2 (усиление)	20,0	25,5	29	35,86	0,273	0,727	0,802	0,557	0,695
3 (базовые)	28,2	36,1	253	32,07	0,438	0,562	0,842	0,570	0,677
3 (усиление)	18,8	24,5	35	23,22	0,338	0,662	0,849	0,610	0,719
4 (базовые)	28,1	35,0	83	28,04	0,251	0,749	0,730	0,470	0,643
4 (усиление)	26,6	32,8	32	31,57	0,419	0,581	0,888	0,655	0,737



а – зависимость « $\frac{dv}{d\eta}$  –  $\eta$ »; б – зависимость « $\frac{d^2v}{d\eta^2}$  –  $\eta$ »; 1 – тяжёлый бетон ( $f_{cm} = 18,7$  МПа;

$f_{c,cube,m} = 23,3$  МПа;  $\eta_{crc}^v = 0,75$ ;  $\eta_{crc}^0 = 0,48$ ); 2 – тяжёлый бетон ( $f_{cm} = 29,0$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 36,7$  МПа;  $\eta_{crc}^v = 0,87$ ;  $\eta_{crc}^0 = 0,61$ ); 3 – тяжёлый бетон ( $f_{cm} = 28,2$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 36,1$  МПа;  $\eta_{crc}^v = 0,84$ ;  $\eta_{crc}^0 = 0,57$ ); 4 – тяжёлый бетон ( $f_{cm} = 22,3$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 27,3$  МПа;  $\eta_{crc}^v = 0,81$ ;  $\eta_{crc}^0 = 0,54$ ); 5 – стале-фибробетон ( $f_{cm} = 20$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 25,5$  МПа;  $\eta_{crc}^v = 0,80$ ;  $\eta_{crc}^0 = 0,56$ ); 6 – ОМП-бетон ( $f_{cm} = 18,8$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 24,5$  МПа;  $\eta_{crc}^v = 0,85$ ;  $\eta_{crc}^0 = 0,61$ ); 7 – ОМП-бетон ( $f_{cm} = 26,6$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 32,8$  МПа;  $\eta_{crc}^v = 0,89$ ;  $\eta_{crc}^0 = 0,66$ )

Рисунок 3.4 – Определение нижнего предела микротрещинообразования  $\eta_{crc}^0$

Анализ данных, представленных в таблице 3.1, позволил сделать вывод о том, что между верхним и нижним пределами микротрещинообразования существует прямая пропорциональность. Коэффициент пропорциональности  $k_{\text{crc}} = \eta_{\text{crc}}^0 / \eta_{\text{crc}}^v$  отличается для бетонов различных видов и может быть принят:

- для тяжёлого бетона с объёмным весом  $24 \text{ кН/м}^3$   $k_{\text{crc}} \approx 0,67$ ;
- для сталефибробетона  $k_{\text{crc}} \approx 0,70$ ;
- для ОМП-бетона  $k_{\text{crc}} \approx 0,73$ .

Рекомендуемые значения коэффициента  $k_{\text{crc}}$  обеспечивают удовлетворительную сходимость с результатами экспериментальных исследований, представленных для тяжёлого бетона в [116], для сталефибробетона – в [74].

Коэффициент  $k_{\text{crc}}$  может использоваться для оценки эффективности применения различных видов бетона для изготовления конструкций, работающих в условиях малоциклового нагружения: чем выше значение коэффициента  $k_{\text{crc}}$ , тем более стабильной будет работа бетона при действии малоцикловых нагрузок.

В [29, 58] для определения нижнего и верхнего пределов микротрещинообразования были предложены зависимости:

$$\eta_{\text{crc}}^0 = \frac{f_{\text{crc}}^0}{f_c} = 0,351g f_c - 0,15; \quad (3.2)$$

$$\eta_{\text{crc}}^v = \frac{f_{\text{crc}}^v}{f_c} = 0,351g f_c + 0,175. \quad (3.3)$$

Однако, как показали проведённые исследования, данные зависимости применимы только для тяжёлого бетона. В [74] для сталефибробетона отклонение теоретических значений от опытных составило 14,6 %. Для ОМП-бетона подобные зависимости выведены не были.

На основании вышеизложенного для определения нижнего и верхнего пределов микротрещинообразования следует вывести зависимости, в которых, помимо прочности бетона, был бы учтён его вид (например, тяжёлый бетон, сталефибробетон, ОМП-бетон). Критерием для учёта особенностей работы бетонов различных видов может служить коэффициент  $k_{\text{crc}}$ .

Авторами предложены аналитические зависимости для определения нижнего  $\eta_{\text{crc}}^0$  и верхнего  $\eta_{\text{crc}}^v$  пределов микротрещинообразования по результатам проведённых экспериментальных исследований:



$$\eta_{\text{crc}}^0 = 0,333k_{\text{crc}} \ln f_c - 0,15; \quad (3.4)$$

$$\eta_{\text{crc}}^v = 0,333k_{\text{crc}} \ln f_c + 0,1. \quad (3.5)$$

Формулы (3.4) и (3.5) обеспечивают удовлетворительную сходимость (в пределах 15 %) для тяжёлого бетона, сталефибробетона и ОМП-бетона. Сравнение опытных и теоретических данных приведено в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Сравнение опытных и теоретических значений нижнего  $\eta_{\text{crc}}^0$  и верхнего  $\eta_{\text{crc}}^v$  пределов микротрещинообразования

Вид бетона	Коэффициент $k_{\text{crc}}$	Прочность $f_{\text{cm}}$ , МПа	Опытное значение		Теоретическое значение		Отклонение теоретических значений от опытных, %	
			$\eta_{\text{crc}}^0$ оп	$\eta_{\text{crc}}^v$ оп	$\eta_{\text{crc}}^0$ теор	$\eta_{\text{crc}}^v$ теор	$\Delta\eta_{\text{crc}}^0$	$\Delta\eta_{\text{crc}}^v$
Исследования Ю. Г. Москальковой								
Тяжёлый	0,67	18,7	0,513	0,75	0,504	0,754	1,7	-0,5
		22,3	0,535	0,806	0,543	0,793	-1,6	1,6
		29	0,58	0,861	0,602	0,852	-3,8	1,0
		28,2	0,57	0,842	0,596	0,846	-4,5	-0,4
		28,1	0,533	0,830	0,595	0,845	-9,6	-1,8
СФБ	0,70	20	0,557	0,802	0,549	0,799	1,4	0,4
ОМП-бетон	0,73	18,8	0,61	0,849	0,564	0,814	7,6	4,1
		26,6	0,655	0,888	0,648	0,898	1,0	-1,2
Исследования М. С. Поветкина								
Тяжёлый	0,67	12,7	0,44	0,70	0,418	0,668	5,1	4,6
		28,5	0,53	0,84	0,598	0,848	-12,9	-1,0
Исследования С. Я. Дробышинца								
СФБ	0,70	21,3	0,50	0,80	0,564	0,814	-12,7	-1,7
Исследования А. М. Бамбуры								
Тяжёлый	0,67	26,9	0,54	0,81	0,585	0,835	-8,4	-3,1
Исследования С. Д. Семенюка								
Тяжёлый	0,67	19,42	0,581	0,849	0,512	0,762	11,8	10,2
Исследования А. В. Голуба								
Тяжёлый	0,67	18,3	0,578	0,845	0,499	0,749	13,6	11,3
ТЭС	0,73	18,5	0,566	0,814	0,560	0,810	1,1	0,5
Среднее отклонение $\overline{\Delta\eta_{\text{crc}}} = \sum_{i=1}^n  \Delta\eta_{\text{crc},i}  / n, \%$							3,91	1,39

## 3.2 Прочность и деформативность бетона при малоцикловом нагружении

### 3.2.1 Прочность и деформативность тяжёлого бетона с объёмным весом $24 \text{ кН/м}^3$ при малоцикловом нагружении.

При испытании призм режим малоциклового нагружения принимался согласно программе экспериментальных исследований, представленной в разд. 2. В маркировке опытных образцов указаны максимальные нижний и верхний уровни малоциклового нагружения.

Так как при действии малоциклового нагружения значение призмочной прочности бетона изменяется, то уровень нагружения принимался таким образом, чтобы для всех опытных образцов его значение составило не более 40–50 % от разрушающей малоциклового нагружения  $\eta_{\text{low}} \leq (0,4-0,5)f_{\text{с,с.ц.с.}}$ , т. е.  $\eta_{\text{low}} \approx (0,2-0,4)f_{\text{см.}}$ .

Верхний уровень нагружения назначался исходя из значений призмочной прочности бетона, полученной по результатам испытания призм кратковременным осевым сжатием  $f_{\text{см.}}$ .

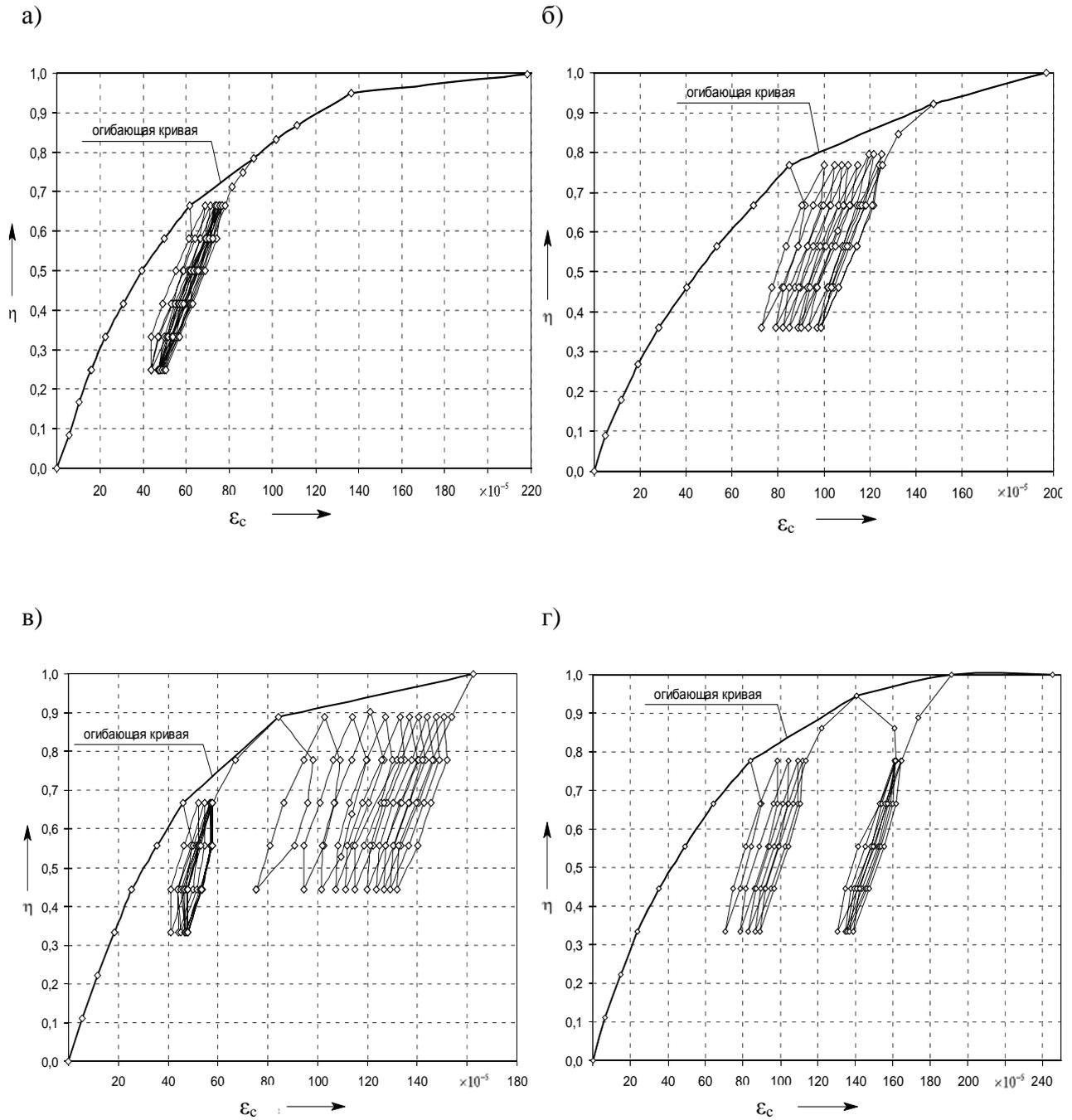
В связи с этим на диаграммах « $\sigma_{\text{с}} - \epsilon_{\text{с}}$ » опытные значения  $\eta_{\text{low}}$  и  $\eta_{\text{top}}$  не совпадают со значениями, указанными в маркировке режима малоциклового нагружения.

При низких и средних уровнях малоциклового нагружения (ниже критической границы  $\eta_{\text{с.р.с.}}^{\text{v}}$ ) для тяжёлого бетона выявлены две стадии деформирования: первая стадия характеризуется значительным ростом деформаций в бетоне и перераспределением внутренних усилий (до циклов 5–6); на второй стадии происходит стабилизация процессов деформирования. В этом случае при дальнейшем нагружении с последующей разгрузкой происходит повторение петель гистерезиса, т. е. материал становится циклически стабильным (рисунок 3.5, а).

При высоких уровнях (выше критической границы  $\eta_{\text{с.р.с.}}^{\text{v}}$ ) нагружения на второй стадии происходит стабилизация прироста деформаций, т. е. на верхней ступени нагружения деформации увеличиваются на некоторую постоянную величину  $\Delta\epsilon$  (рисунки 3.5, в; 3.6, а). При этом чем выше верхний уровень, тем позже наступает стабилизация деформаций.

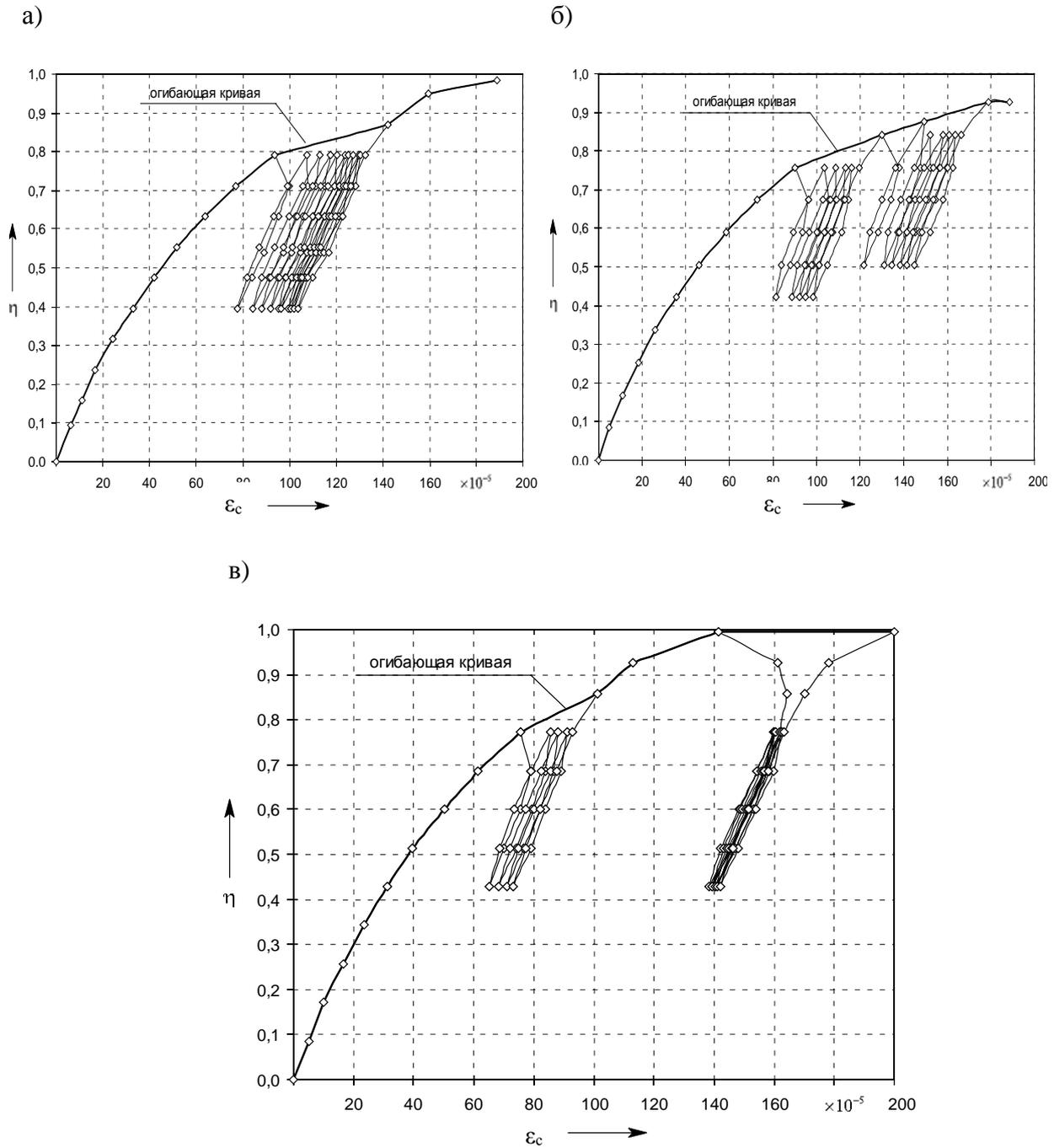
Незначительное изменение верхнего уровня нагружения  $\eta_{\text{top}}$  на более высокий на рост деформаций бетона существенно не влияет (рисунки 3.5, б; 3.6, б).

При изменении эксплуатационного уровня на более высокий на протяжении последующих десяти циклов прирост деформаций также стабилизируется (рисунки 3.5, в; 3.6, б; 3.7, а).



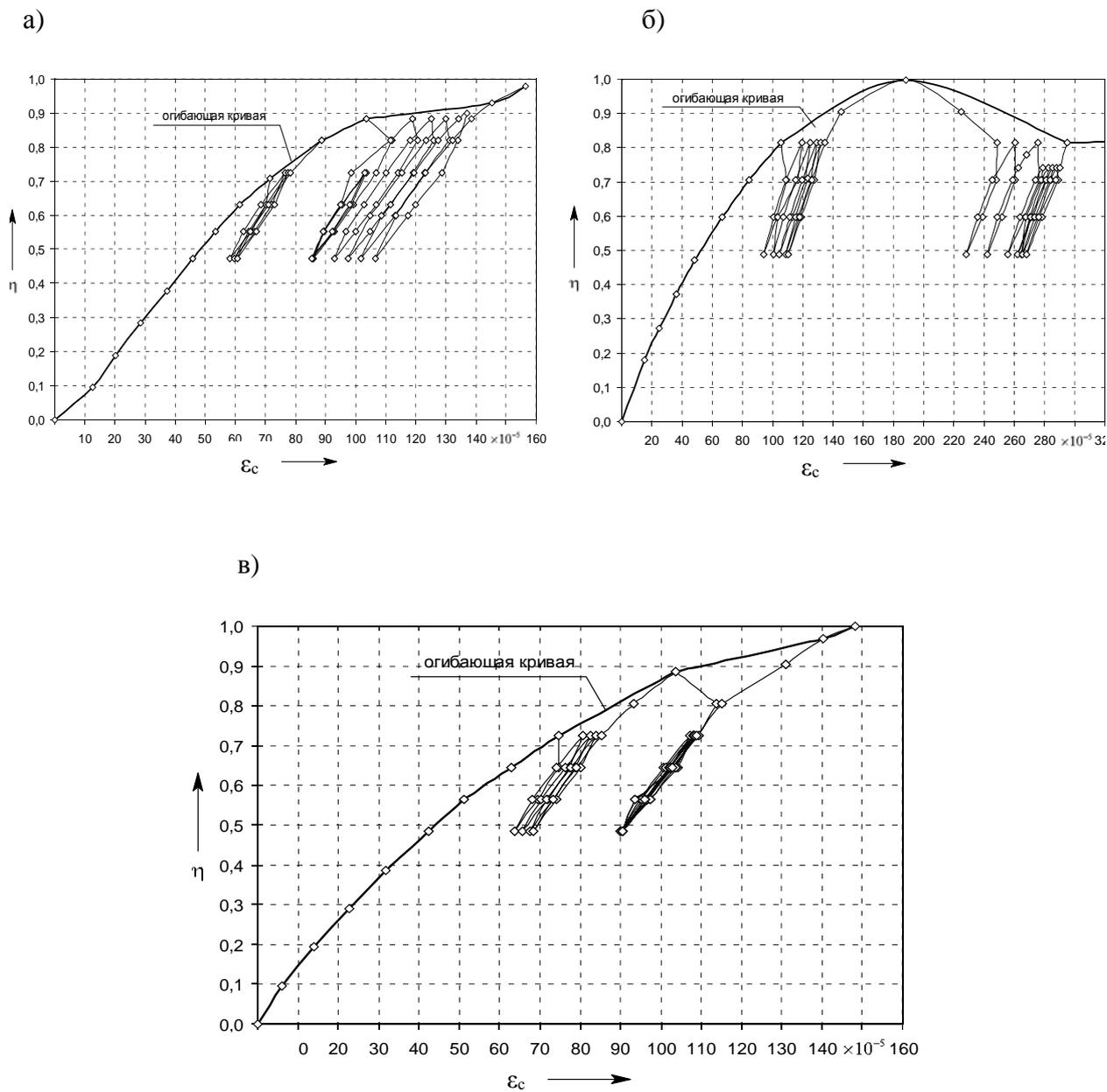
а – ПД1\_03-06 ( $\eta_{\text{low}} = 0,25$ ;  $\eta_{\text{top}} = 0,67$ ); б – ПД1\_03-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,36$ ;  $\eta_{\text{top}} = 0,68$ ); в – ПД1\_03-06-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,33$ ; на 1–10 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,68$ ; на 11–21 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,89$ ); г – ПД1\_03-07(09) ( $\eta_{\text{low}} = 0,33$ ; на 1–5, 7–10 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,78$ ; на 6 цикле  $\eta_{\text{top}} = 0,94$ )

Рисунок 3.5 – Диаграммы деформирования тяжёлого бетона с объёмным весом  $24 \text{ кН/м}^3$  при малоцикловом нагружении различных уровней ( $f_{\text{cm}} = 18,7 \text{ МПа}$ ;  $f_{\text{с,cube,m}} = 23,3 \text{ МПа}$ ;  $\eta_{\text{срс}}^{\text{v}} = 0,75$ )



а – ПДЗ\_04-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,40$ ;  $\eta_{\text{top}} = 0,79$ ); б – ПДЗ\_04-07-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,42$ ; на 1–5 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,76$ ; на 6–10 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,84$ ); в – ПДЗ\_04-07(09) ( $\eta_{\text{low}} = 0,43$ ; на 1–4, 6–10 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,77$ ; на 5 цикле  $\eta_{\text{top}} = 0,93$ )

Рисунок 3.6 – Диаграммы деформирования тяжёлого бетона с объёмным весом  $24 \text{ кН/м}^3$  при малоцикловом нагружении различных уровней ( $f_{\text{cm}} = 28,2 \text{ МПа}$ ;  $f_{\text{c,cube,m}} = 36,1 \text{ МПа}$ ;  $\eta^{\text{v crc}} = 0,842$ )



а – ПД2\_04-07-09 ( $\eta_{\text{low}} = 0,47$ ; на 1–10 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,73$ ; на 11–21 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,88$ );  
 б – ПД2\_04-07(1,0) ( $\eta_{\text{low}} = 0,49$ ; на 1–5, 7–8 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,82$ ; на 6 цикле  $\eta_{\text{top}} = 1,0$ ; на 9–12 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,74$ ); в – ПД2\_04-07(09) ( $\eta_{\text{low}} = 0,48$ ; на 1–4, 6–10 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,73$ ; на 5 цикле  $\eta_{\text{top}} = 0,89$ )

Рисунок 3.7 – Диаграммы деформирования тяжёлого бетона с объёмным весом  $24 \text{ кН/м}^3$  при малоцикловом нагружении различных уровней ( $f_{\text{cm}} = 29,0 \text{ МПа}$ ;  $f_{\text{c,cube,m}} = 36,7 \text{ МПа}$ ;  $\eta^{\text{v}}_{\text{crc}} = 0,860$ )

При внезапном увеличении уровня нагрузки деформации бетона растут, однако при возвращении к эксплуатационному уровню они снова стабилизируются, изменяясь на величину прироста пластических деформаций в период внезапного увеличения нагрузки (рисунки 3.5, г; 3.6, в; 3.7, б, в). На диаграммах деформирования в некоторых случаях (при внезапном увеличении нагрузки до уровня 0,9 и последующем возвращении к заданному эксплуатационному уровню) имеет место так называемый «эффект Баушингера» (см. рисунки 3.5, г; 3.6, в; 3.7, б, в). Пластические деформации при разгрузке до нижнего уровня напряжений  $\sigma_{\min}$  имеют больший диапазон, чем при нагружении до верхнего уровня  $\sigma_{\max}$ . «Эффект Баушингера» в разных вариантах характерен для всех материалов при различных способах и режимах загрузки [7].

Для бетона более высокого класса стабилизация деформаций наступает при более высоком уровне нагружения по сравнению с бетоном более низкого класса, т. к. чем выше класс бетона, тем выше нижний и верхний пределы микротрещинообразования. На циклах 5–6 при уровне  $\eta = 0,6–0,7$  для бетона с прочностью до 30 МПа наблюдается стабилизация деформаций (малоцикловая приспособляемость). При последующем увеличении нагрузки до уровня 0,9 деформации активно растут, но после возвращения к предыдущему уровню нагружения  $\eta = 0,7$  (эксплуатационному уровню нагрузки) на протяжении циклов 5–6 приращение деформаций вновь стабилизируется.

В случае, если после стабилизации прироста деформаций нагрузка увеличивается до предельного уровня  $\eta = 1,0$ , то не происходит мгновенного разрушения бетона (см. рисунок 3.7, б). При выдержке под нагрузкой образец может разрушиться вследствие быстронатекающей ползучести, однако если образец разгрузить, разрушения не произойдет, хотя появившиеся трещины и большой прирост деформаций оказывают существенное влияние на прочность бетона. При возвращении к предыдущему эксплуатационному уровню стабилизация деформаций не наблюдается и существует опасность циклического разупрочнения материала вследствие попеременного увеличения и уменьшения нагрузки. Малоцикловая приспособляемость (стабилизация деформаций) имеет место на более низком уровне нагружения: уровень нормальной эксплуатации снижается на 10–15 %. При этом снижение прочности достигает 15–20 %. Таким образом, можно сделать вывод о том, что даже для бетонных конструкций в аварийном состоянии при своевременной их разгрузке до безопасного уровня ( $\eta = 0,6–0,7$  и ниже) возможна их дальнейшая эксплуатация без усиления, т. е. при уменьшении эксплуатационного уровня на 10–15 %. Данную осо-

бенность работы бетона необходимо учитывать при поверочных расчётах конструкций.

Так как диаграмма « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » для малоциклового нагружения имеет замкнутые петли гистерезиса (кривые нагружения с последующей разгрузкой), то для сравнения развития пластических деформаций при различных уровнях нагружения были построены огибающие кривые (рисунок 3.8), позволяющие наглядно оценить влияние малоциклового нагружения различных уровней на прочность и деформативность бетона.

Прочность бетона при низких и средних уровнях нагружения не изменяется и даже может увеличиваться (до 5 %). Однако при высоких уровнях нагрузки (выше критической границы) прочность бетона снижается вследствие развития пластических деформаций и нарушения структурных связей в бетонной матрице (см. рисунок 3.8).

Согласно [150], относительные деформации  $\varepsilon_{c1,cyc}$ , соответствующие пиковой точке диаграммы деформирования бетона, могут быть определены по формуле, учитывающей малоцикловой характер нагружения корректировкой значения прочности бетона:

$$\varepsilon_{c1,cyc} = 0,7f_{c,cyc}^{0,31} \leq 2,8 \text{ ‰}. \quad (3.6)$$

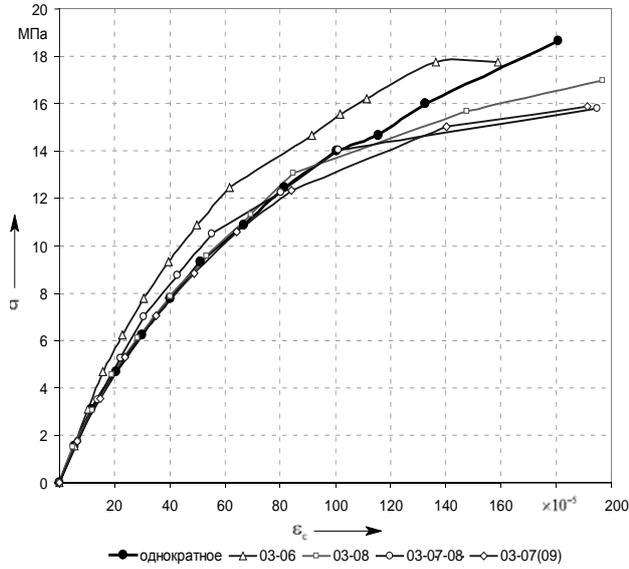
Динамика изменения модуля деформаций  $E' = \sigma_c / \varepsilon_c$  отражена для тяжёлого бетона различных классов на рисунках 3.9–3.11.

### 3.2.2 Прочность и деформативность сталефибробетона при малоцикловом нагружении.

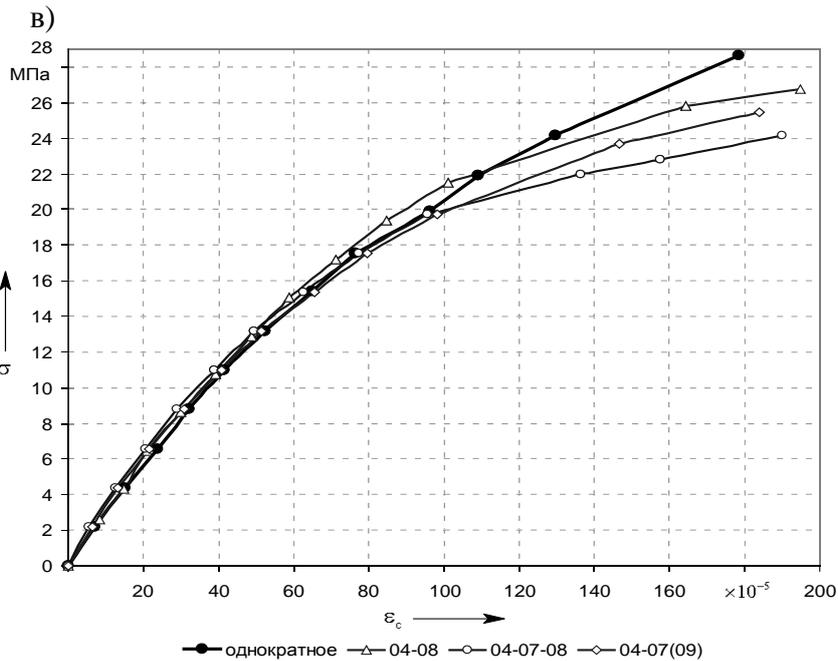
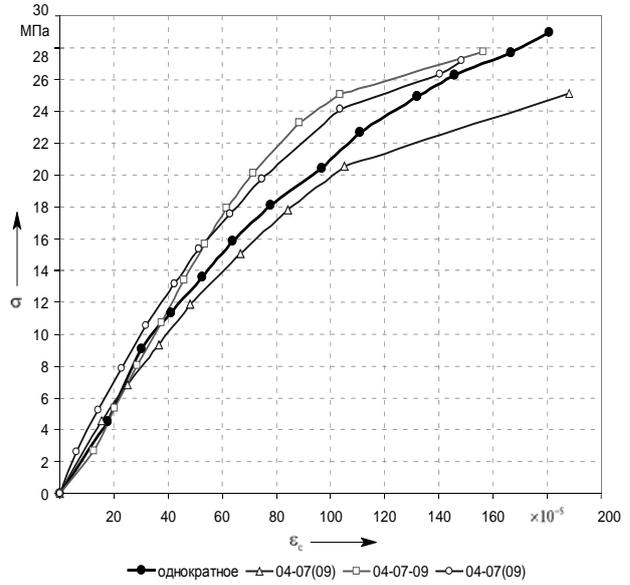
Сталефибробетон лучше работает в условиях малоциклового нагружения по сравнению с тяжёлым бетоном за счёт дисперсного армирования металлической фиброй. В частности, сталефибробетон имеет более высокие границы верхнего и нижнего микротрещинообразования, меньшие деформации быстроснатекающей ползучести. Однако основные закономерности работы тяжёлого бетона, описанные выше, характерны также и для сталефибробетона (рисунок 3.12).

Введение в состав тела бетона металлической фибры оказывает существенное влияние на процесс деформирования сталефибробетона: прочность сталефибробетона в результате действия малоцикловых нагружений не снижается, а несколько увеличивается (на 5–10 %), что видно по результатам проведенных экспериментальных исследований (рисунок 3.13).

а)



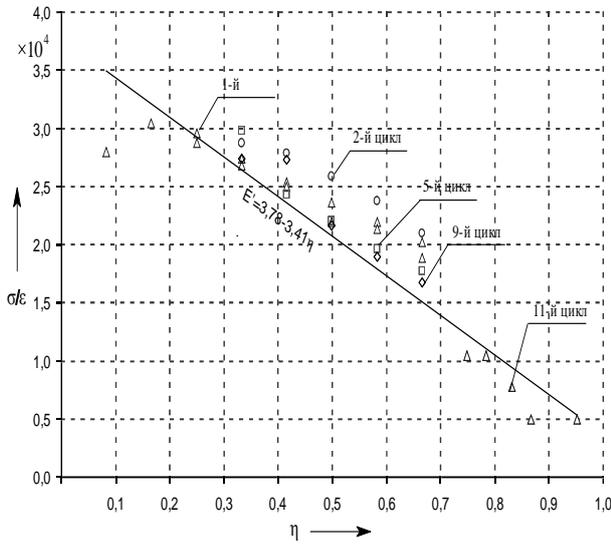
б)



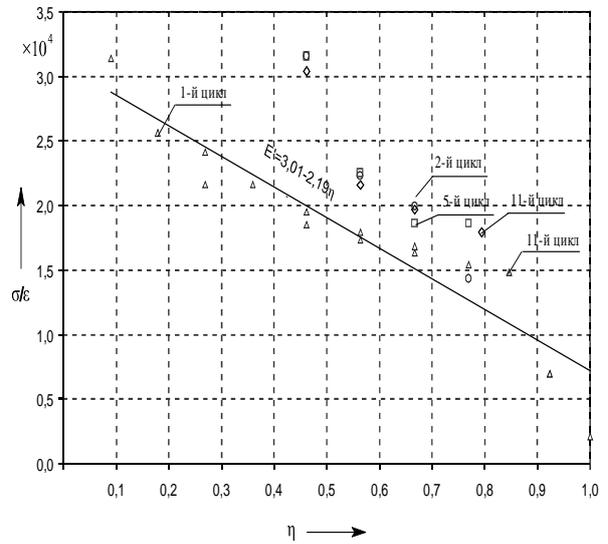
а –  $f_{cm} = 18,7$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 23,3$  МПа; б –  $f_{cm} = 28,2$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 36,1$  МПа; в –  $f_{cm} = 29,0$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 36,7$  МПа

Рисунок 3.8 – Огибающие кривые для диаграмм деформирования тяжёлого бетона с объёмным весом  $24 \text{ кН/м}^3$  при малоцикловом нагружении различных уровней

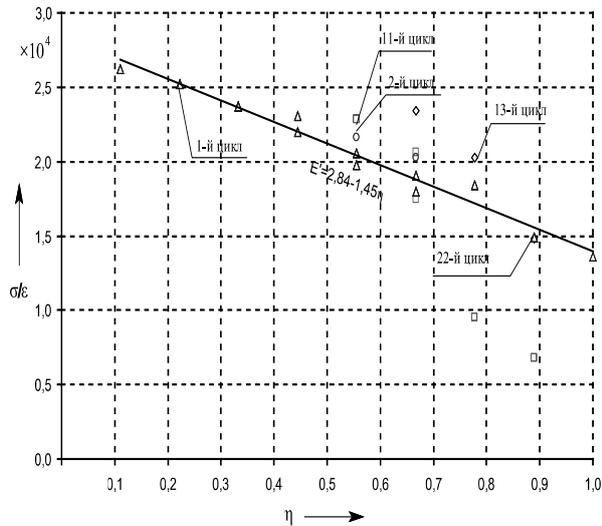
а)



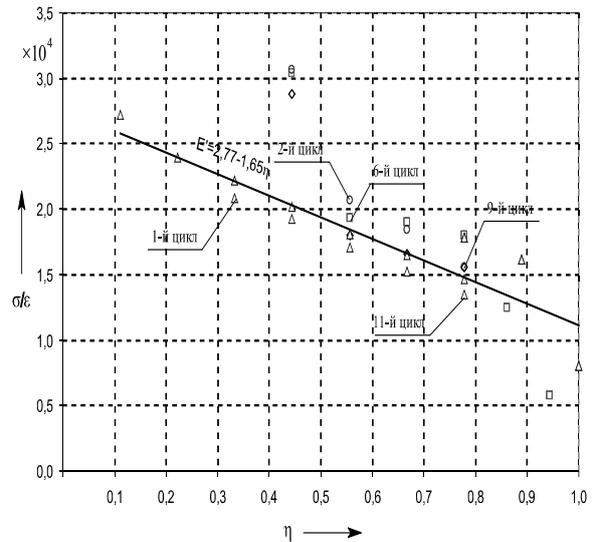
б)



в)

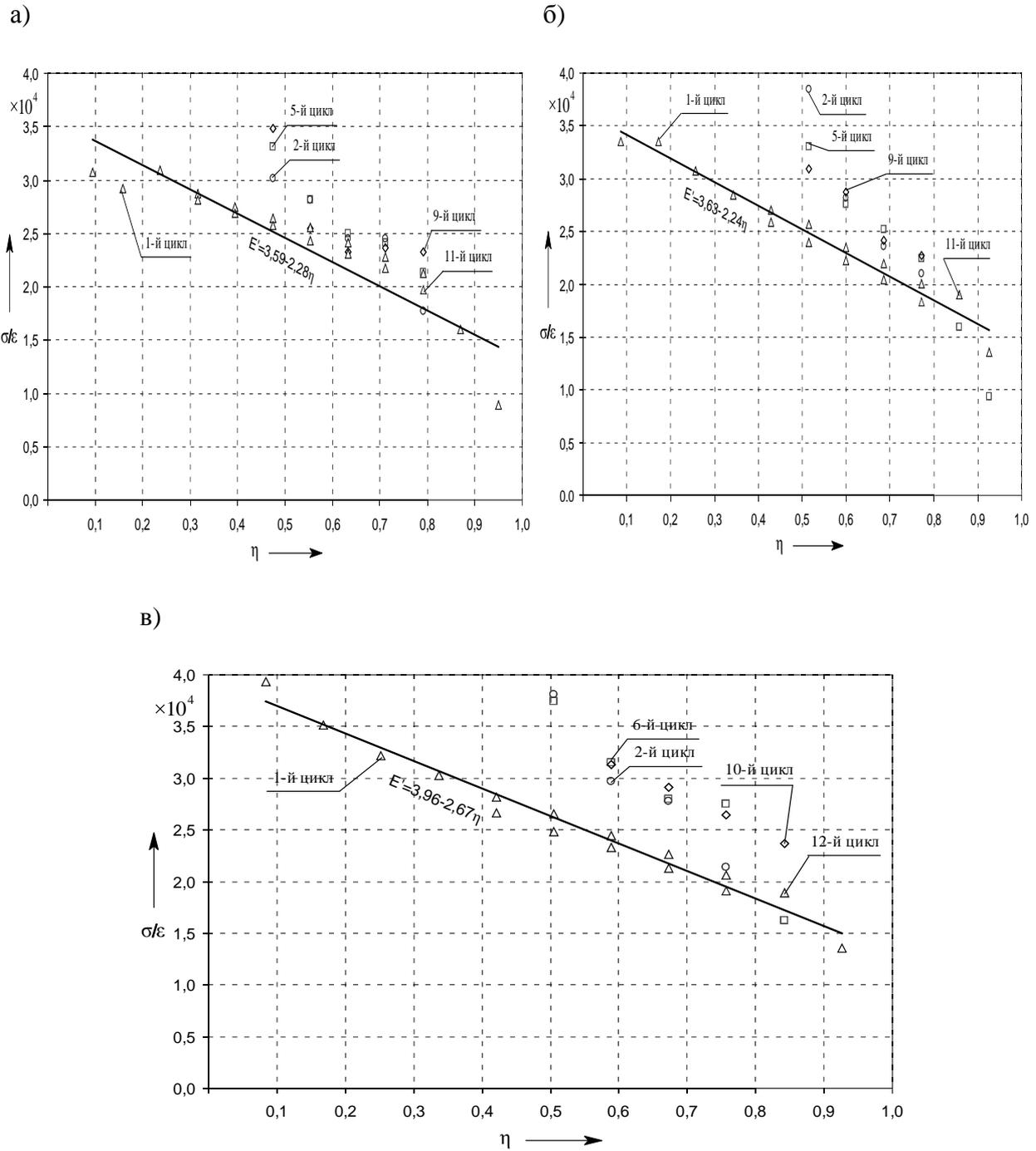


г)



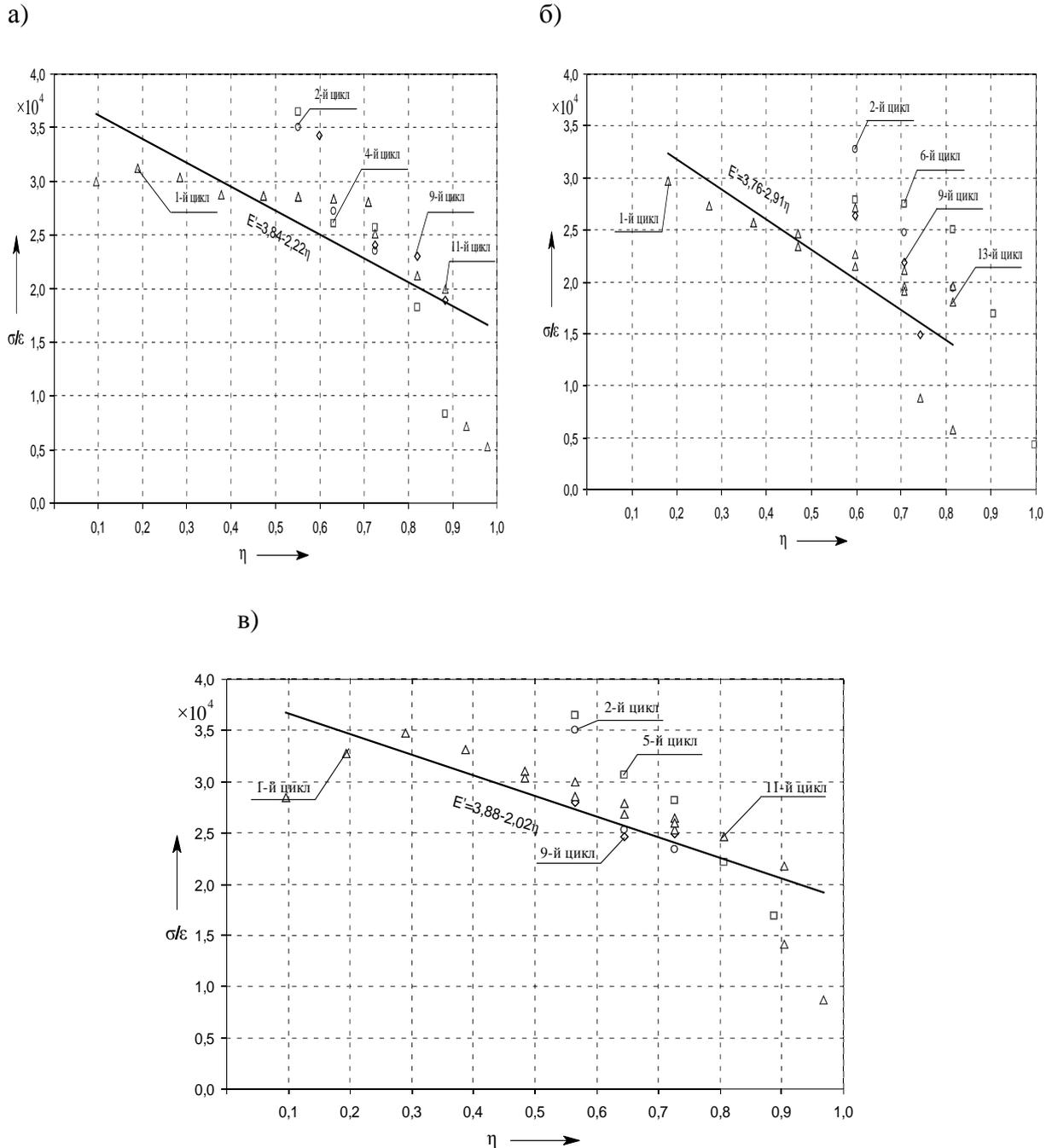
а – ПД1\_03-06 ( $\eta_{\text{low}} = 0,25$ ;  $\eta_{\text{top}} = 0,67$ ); б – ПД1\_03-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,36$ ;  $\eta_{\text{top}} = 0,68$ );  
 в – ПД1\_03-06-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,33$ ; на 1–10 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,68$ ; на 11–21 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,89$ ); г – ПД1\_03-07(09) ( $\eta_{\text{low}} = 0,33$ ; на 1–5, 7–10 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,78$ ; на 6 цикле  $\eta_{\text{top}} = 0,94$ )

Рисунок 3.9 – Изменение модуля деформаций  $E' = \sigma_c / \varepsilon_c$  для тяжёлого бетона с объёмным весом  $24 \text{ кН/м}^3$  с  $f_{cm} = 18,7 \text{ МПа}$ ;  $f_{c,cube,m} = 23,3 \text{ МПа}$  в зависимости от уровня малоциклового нагружения



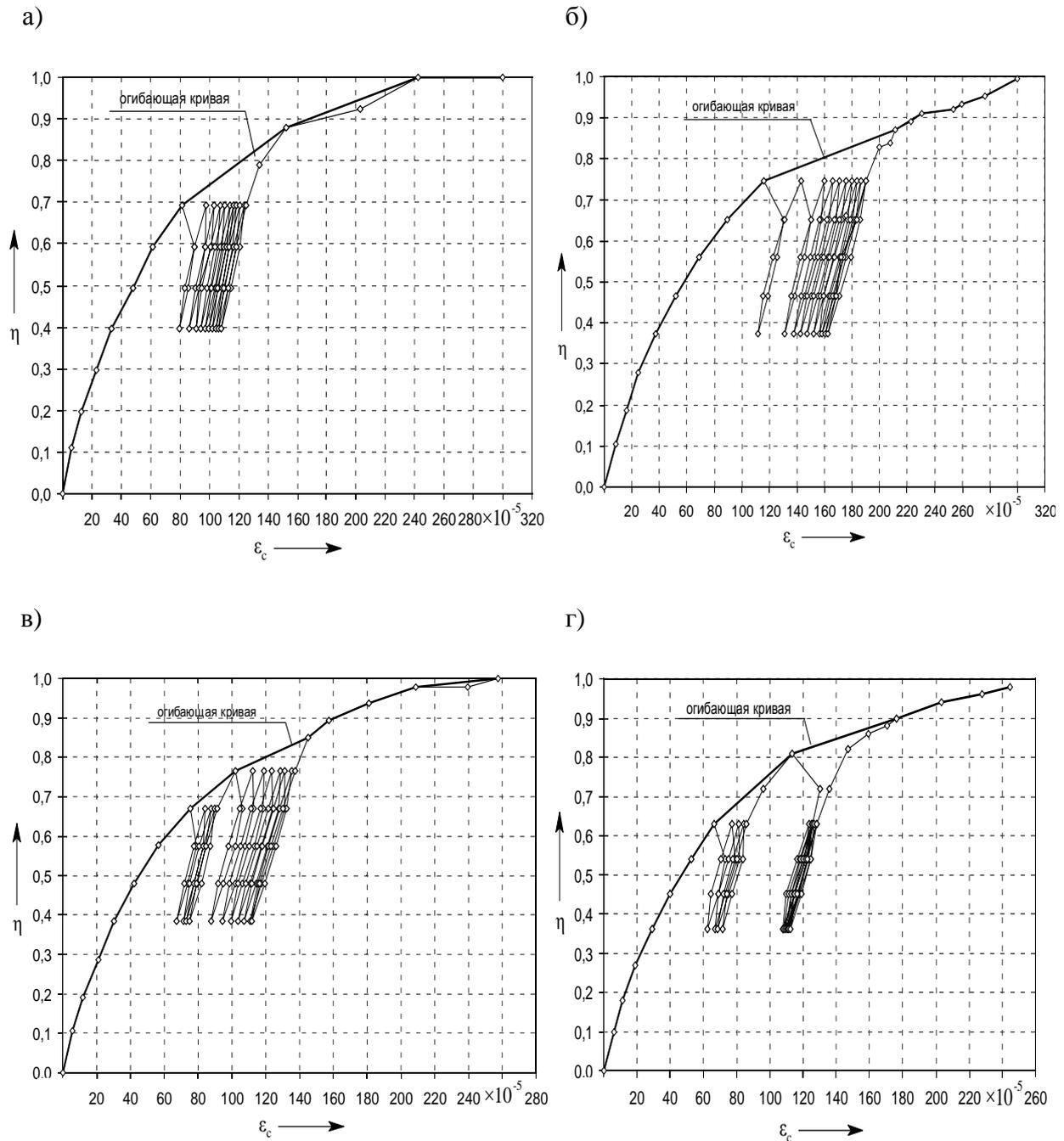
а – ПДЗ\_04-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,40$ ;  $\eta_{\text{top}} = 0,79$ ); б – ПДЗ\_04-07-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,42$ ; на 1–5 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,76$ ; на 6–10 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,84$ ); в – ПДЗ\_04-07(09) ( $\eta_{\text{low}} = 0,43$ ; на 1–4, 6–10 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,77$ ; на 5 цикле  $\eta_{\text{top}} = 0,93$ )

Рисунок 3.10 – Изменение модуля деформаций  $E' = \sigma_c / \varepsilon_c$  для тяжёлого бетона с объёмным весом  $24 \text{ кН/м}^3$  с  $f_{\text{cm}} = 28,2 \text{ МПа}$ ;  $f_{\text{c,cube,m}} = 36,1 \text{ МПа}$  в зависимости от уровня малоциклового нагружения



а – ПД2\_04-07-09 ( $\eta_{\text{low}} = 0,47$ ; на 1–10 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,73$ ; на 11–21 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,88$ );  
 б – ПД2\_04-07(1,0) ( $\eta_{\text{low}} = 0,49$ ; на 1–5, 7–8 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,82$ ; на 6 цикле  $\eta_{\text{top}} = 1,0$ ; на 9–12 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,74$ ); в – ПД2\_04-07(09) ( $\eta_{\text{low}} = 0,48$ ; на 1–4, 6–10 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,73$ ; на 5 цикле  $\eta_{\text{top}} = 0,89$ )

Рисунок 3.11 – Изменение модуля деформаций  $E' = \sigma_c / \epsilon_c$  для тяжёлого бетона с объёмным весом  $24 \text{ кН/м}^3$  с  $f_{\text{cm}} = 29,0 \text{ МПа}$ ;  $f_{\text{c,cube,m}} = 36,7 \text{ МПа}$  в зависимости от уровня малоциклового нагружения



а – ПД2у\_04-07 ( $\eta_{\text{low}} = 0,40$ ;  $\eta_{\text{top}} = 0,69$ ); б – ПД2у\_04-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,37$ ;  $\eta_{\text{top}} = 0,75$ ); в – ПД2у\_04-07-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,38$ ; на 1–4 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,67$ ; на 5–11 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,77$ ); г – ПД2у\_04-07(09) ( $\eta_{\text{low}} = 0,36$ ; на 1–4, 6–10 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,63$ ; на 5 цикле  $\eta_{\text{top}} = 0,81$ )

Рисунок 3.12 – Диаграммы деформирования сталефибробетона при малоцикловом нагружении различных уровней ( $f_{\text{cm}} = 20,0$  МПа;  $f_{\text{c,cube,m}} = 25,5$  МПа;  $\eta_{\text{crc}}^{\text{v}} = 0,80$ )

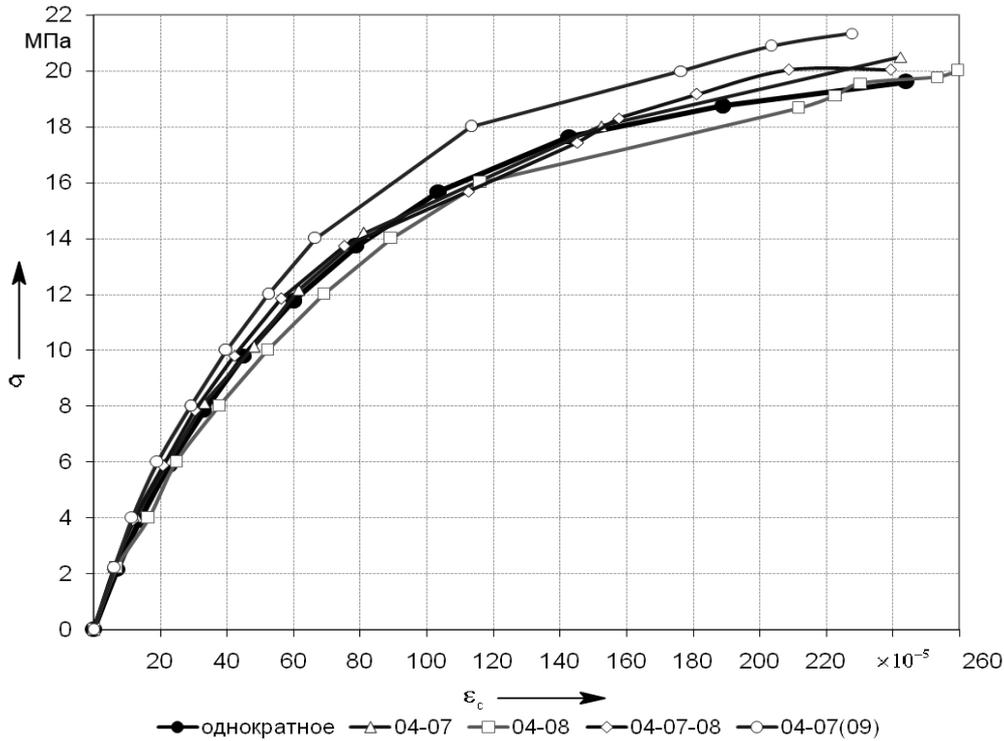


Рисунок 3.13 – Огибающие кривые для диаграмм деформирования сталефибробетона класса с  $f_{fc,m} = 20,0$  МПа;  $f_{fc,cube,m} = 25,5$  МПа при малоцикловом нагружении различных уровней

Согласно исследованиям Н. А. Рака [125], относительные деформации  $\varepsilon_{fc1}$  сталефибробетона, соответствующие максимальным напряжениям на диаграмме, могут быть определены по зависимости

$$\varepsilon_{fc1} = \varepsilon_{c1} \left( \frac{f_{fc}}{f_c} \right)^2, \quad (3.7)$$

где  $f_{fc}$  – сопротивление сталефибробетона сжатию;

$f_c$  – сопротивление бетонной матрицы сжатию;

$\varepsilon_{c1}$  – относительные деформации бетонной матрицы, определяемые согласно [151].

В отличие от тяжёлого бетона малоцикловые воздействия на сталефибробетон не приводят к изменению конечных деформаций по сравнению с однократным нагружением. Учитывая также то, что малоциклового характер нагрузки не влияет на изменение прочностных характеристик сталефибробетона, можно сделать предположение, что данная зависимость может быть применена для определения пиковой точки диаграммы дефор-

мирования при действии малоцикловых нагрузок различных уровней без корректировки.

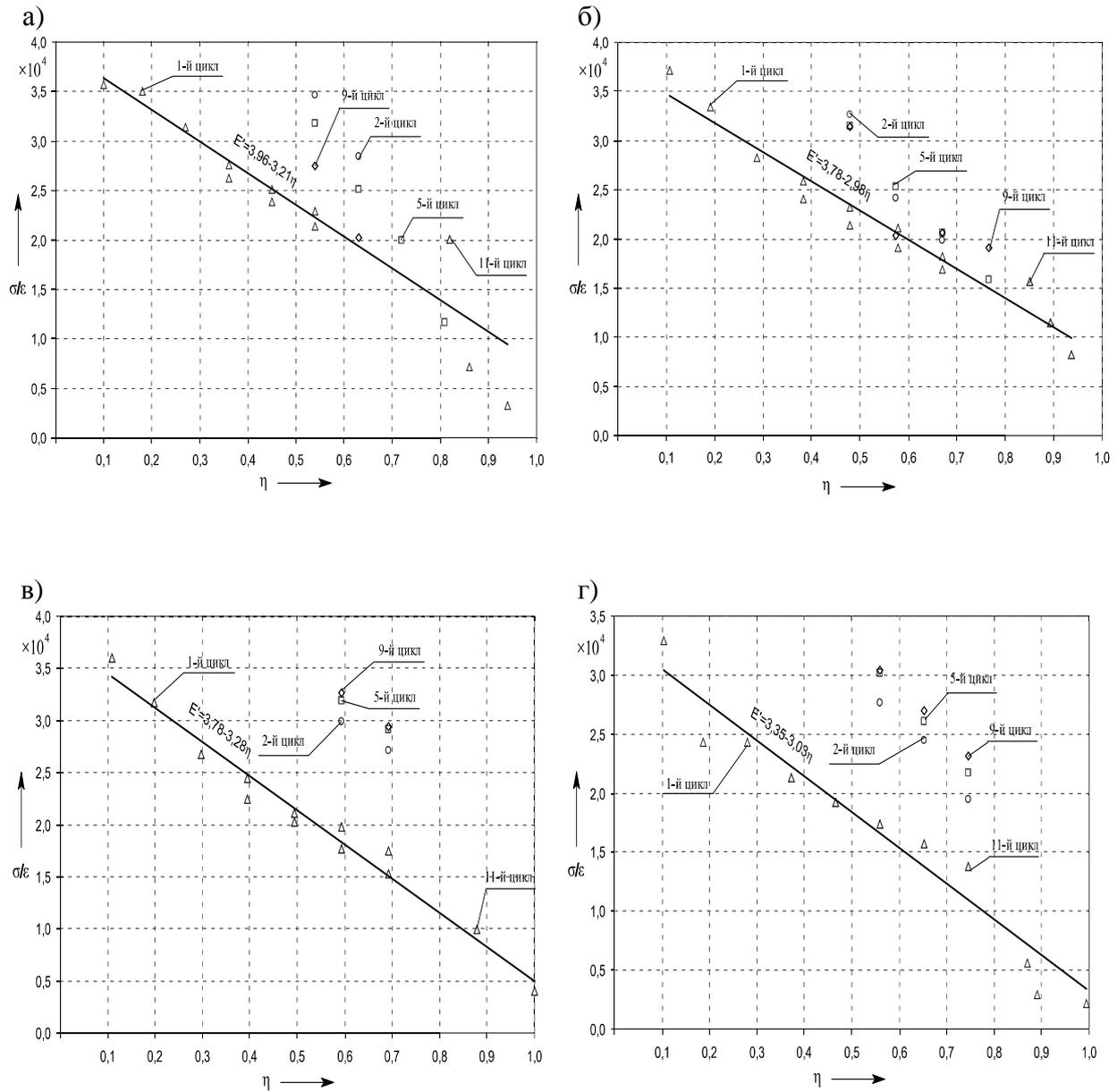
Данная особенность обусловлена дисперсным армированием тела бетона стальными фибрами.

Для сталефибробетона величина модуля упругости при действии малоциклового нагружения по сравнению с монотонным нагружением почти не изменяется (отклонение на 3–7 %) независимо от уровня нагружения (рисунок 3.14). Это связано с тем, что диаграмма деформирования сталефибробетона не требует корректировки, т. к. развитию трещин препятствует наличие в теле бетона стальной фибры, и изменение поперечного сечения образца в результате развития и закрытия трещин незначительно.

Стандартное содержание фибры в сталефибробетоне составляет 40–100 кг/м<sup>3</sup>. В опытных образцах оно было принято равным 40 кг/м<sup>3</sup> согласно технологической карте на устройство сталефибробетонных полов, т. е. увеличение содержания фибры в теле бетона негативно не отразится на прочностных и деформативных свойствах сталефибробетона при действии малоцикловых нагрузок, а значит, нет необходимости в дополнительных исследованиях с варьированием процентного содержания фибры.

### *3.2.3 Прочность и деформативность бетона с использованием отходов литейно-металлургических производств в качестве мелкого заполнителя (ОМП-бетона) при малоцикловом нагружении.*

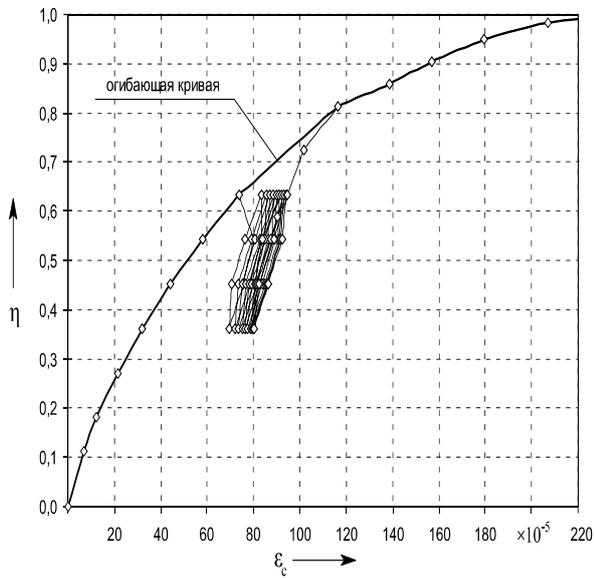
Для бетона на основе ОМП характерны те же особенности работы в условиях малоциклового нагружения, что и для традиционного тяжёлого бетона: при высоких уровнях нагружения происходит стабилизация прироста деформаций (рисунки 3.15, б, в; 3.16, б, в); незначительное увеличение уровня нагружения на рост деформаций бетона существенно не влияет (рисунок 3.16, а); при изменении эксплуатационного уровня на более высокий на протяжении последующих десяти циклов прирост деформаций стабилизируется (см. рисунки 3.15, в; 3.16, в); при внезапном увеличении уровня нагрузки деформации бетона растут, однако при возвращении к эксплуатационному уровню они стабилизируются, при этом имеет место «эффект Баушингера», когда граница ползучести при разгрузке уменьшается под влиянием пластических деформаций, возникших при нагружении (рисунки 3.15, г; 3.16, г).



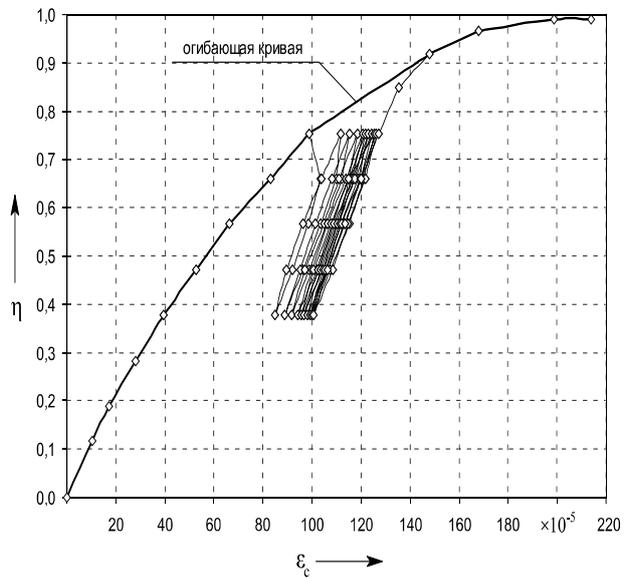
а – ПД2у\_04-07 ( $\eta_{\text{low}} = 0,40$ ;  $\eta_{\text{top}} = 0,69$ ); б – ПД2у\_04-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,37$ ;  $\eta_{\text{top}} = 0,75$ ); в – ПД2у\_04-07-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,38$ ; на 1–4 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,67$ ; на 5–11 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,77$ ); г – ПД2у\_04-07(09) ( $\eta_{\text{low}} = 0,36$ ; на 1–4, 6–10 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,63$ ; на 5 цикле  $\eta_{\text{top}} = 0,81$ )

Рисунок 3.14 – Изменение модуля деформаций  $E' = \sigma_c / \epsilon_c$  для сталефибробетона с  $f_{cm} = 20,0$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 25,5$  МПа в зависимости от уровня малоциклового нагружения

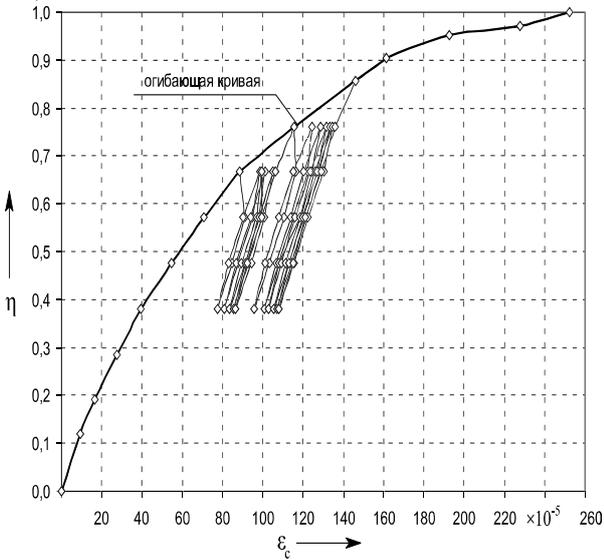
а)



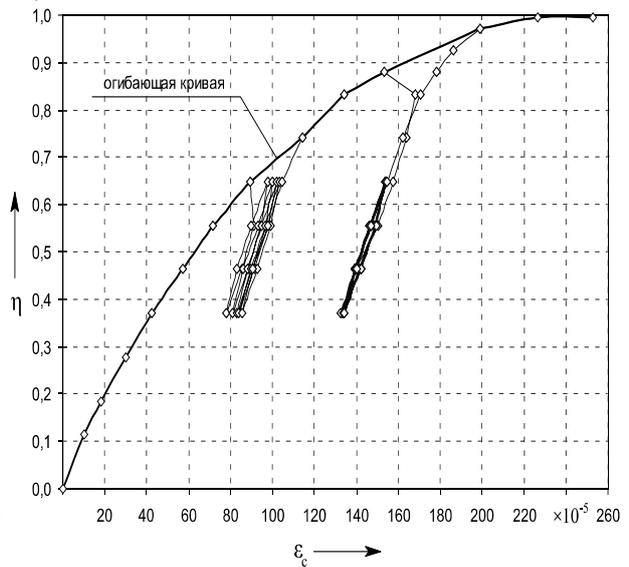
б)



в)

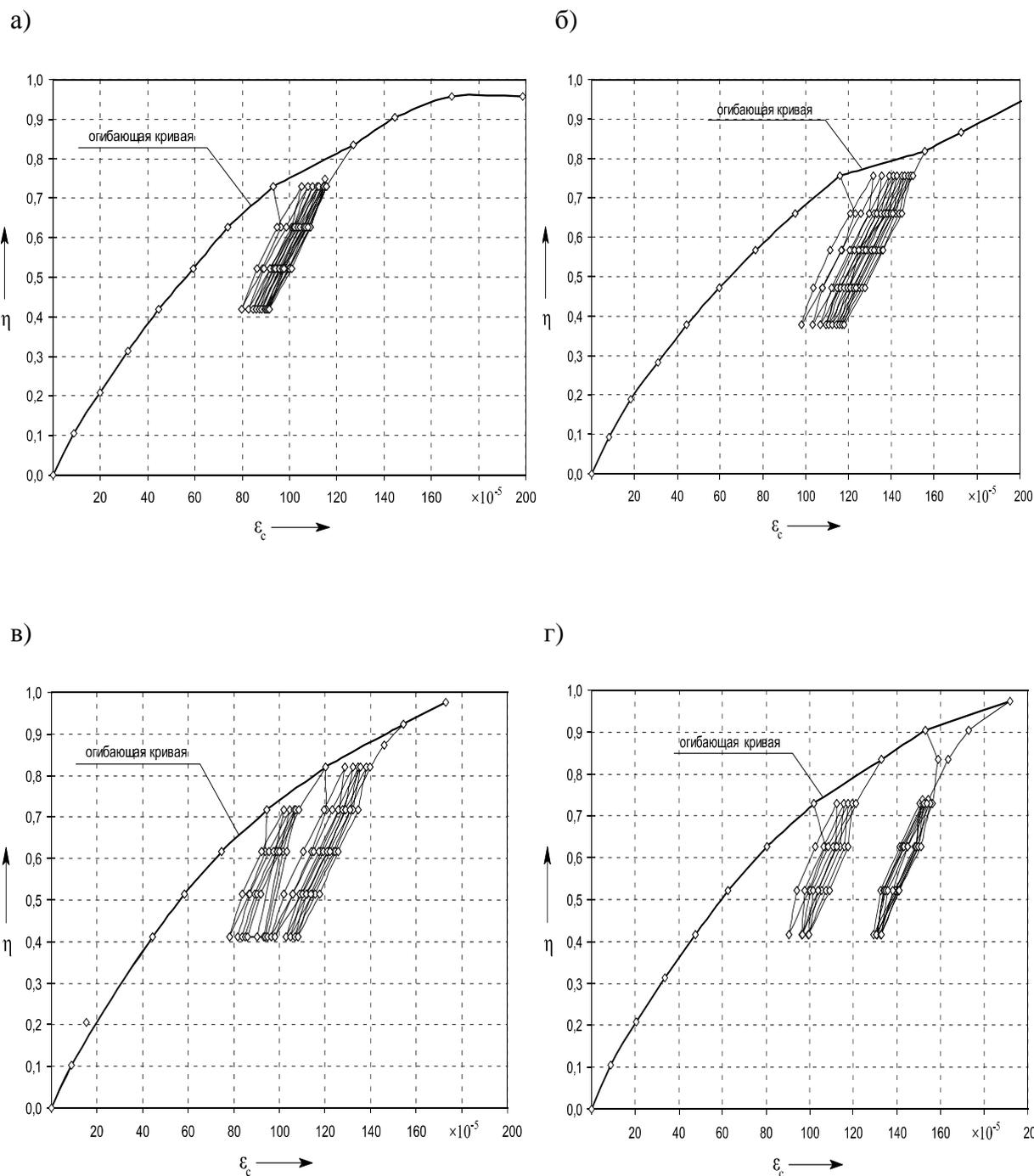


г)



а – ПДЗу\_04-07 ( $\eta_{\text{low}} = 0,36$ ;  $\eta_{\text{top}} = 0,63$ ); б – ПДЗу\_04-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,38$ ;  $\eta_{\text{top}} = 0,75$ ); в – ПДЗу\_04-07-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,38$ ; на 1–5 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,67$ ; на 6–11 цикла  $\eta_{\text{top}} = 0,86$ ); г – ПДЗу\_04-07(09) ( $\eta_{\text{low}} = 0,37$ ; на 1–5, 7–11 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,65$ ; на 6 цикле  $\eta_{\text{top}} = 0,88$ )

Рисунок 3.15 – Диаграммы деформирования ОМП-бетона при малоцикловом нагружении различных уровней ( $f_{\text{cm}} = 18,8$  МПа;  $f_{f_c, \text{cube}, m} = 24,5$  МПа;  $\eta_{\text{cr}c}^v = 0,849$ )



а – ПД4у\_04-07 ( $\eta_{\text{low}} = 0,42$ ;  $\eta_{\text{top}} = 0,73$ ); б – ПД4у\_04-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,38$ ;  $\eta_{\text{top}} = 0,76$ ); в – ПД4у\_04-07-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,41$ ; на 1–5 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,72$ ; на 6–11 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,82$ ); г – ПД4у\_04-07(09) ( $\eta_{\text{low}} = 0,42$ ; на 1–5, 7–10 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,73$ ; на 6 цикле  $\eta_{\text{top}} = 0,90$ )

Рисунок 3.16 – Диаграммы деформирования ОМП-бетона при малоцикловом нагружении различных уровней ( $f_{\text{cm}} = 26,6$  МПа;  $f_{\text{c,cube,m}} = 32,8$  МПа;  $\eta_{\text{crс}}^{\text{v}} = 0,888$ )

Однако в процессе проведения экспериментальных исследований было выявлено одно существенное отличие работы бетона на основе ОМП от работы тяжёлого бетона и сталефибробетона: стабилизация деформаций не наблюдается даже при низких уровнях загрузки (см. рисунки 3.15, а; 3.16, а), на циклах 5–6 происходит стабилизация прироста деформаций. Отсутствие роста деформаций характерно лишь для режима нагружения со случайным скачком в зону закритических нагрузок. «Эффект Баушингера» проявляется не так явно, как для традиционного тяжёлого бетона.

Прочность ОМП-бетона при малоцикловых нагрузках независимо от режима загрузки изменяется незначительно (на величину до 5 %) по сравнению со статическим нагружением. Это связано с тем, что критическая граница для ОМП-бетона значительно выше, чем для традиционного тяжёлого бетона (для бетонов с  $f_{cm} \approx 20$  МПа  $\eta_{cr}^v \text{ ОМП} = 0,85 > \eta_{cr}^v \text{ тяж} = 0,75$  и  $\eta_{cr}^v \text{ ОМП} = 0,85 > \eta_{cr}^v \text{ СФБ} = 0,80$ ; для бетонов с  $f_{cm} \approx 25$  МПа  $\eta_{cr}^v \text{ ОМП} = 0,89 > \eta_{cr}^v \text{ тяж} = 0,84$ ).

Так как значительный прирост пластических деформаций в ОМП-бетонах, как уже отмечалось выше, имеет место в основном при разрушающей нагрузке ( $\eta = 1,0$ ), то развитие деформаций ползучести в процессе малоциклового нагружения не является критическим и не ведет к постепенному разрушению образца, а напротив, способствует стабилизации пластических деформаций и, как следствие, незначительному изменению прочности (рисунок 3.17).

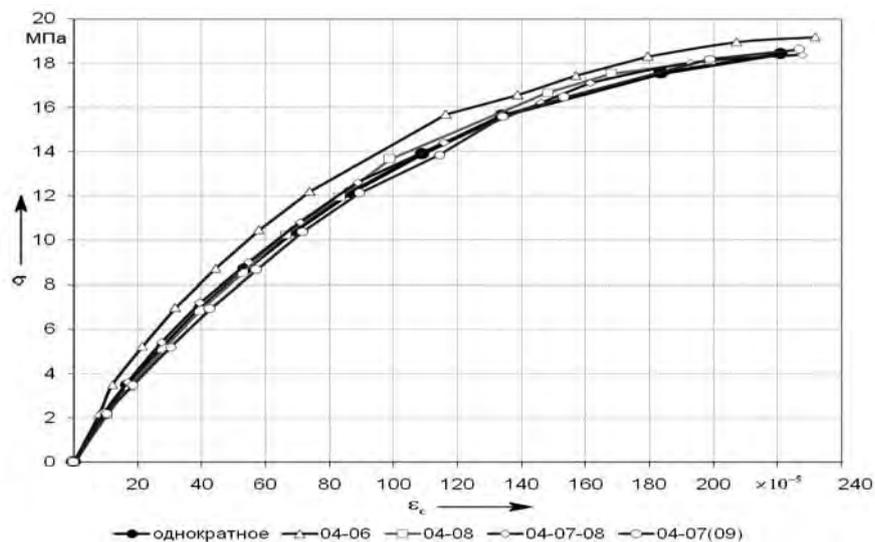
Ввиду высокого значения критической границы  $\eta_{cr}^v$  особенностями работы ОМП-бетона являются очень быстрый рост пластических деформаций при превышении уровня  $\eta_{cr}^v$  и, как следствие, хрупкий характер разрушения структуры ОМП-бетона, что накладывает определенные ограничения при его использовании в сжатой зоне конструкций: режим работы конструкции должен быть строго ограничен нагрузками низких и средних уровней, т. е. не превышающих критическую границу  $\eta_{cr}^v$ .

На основании проведённых авторами экспериментальных исследований для ОМП-бетона была предложена эмпирическая зависимость для определения относительных деформаций, соответствующих пиковой точке диаграммы деформирования:

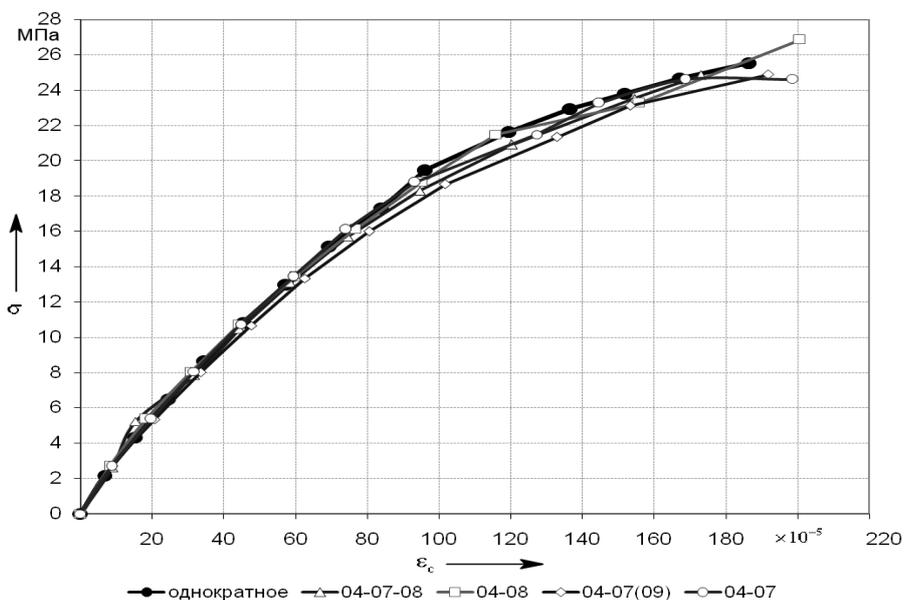
$$\varepsilon_{c1,cyc}^{\text{ОМП}} = 0,5f_{c,cyc}^{1,07-\eta_{cr}^v} \leq 2,8 \text{ ‰}. \quad (3.8)$$

Данная зависимость соответствует опытным данным и по мере накопления экспериментальных данных может уточняться.

а)



б)

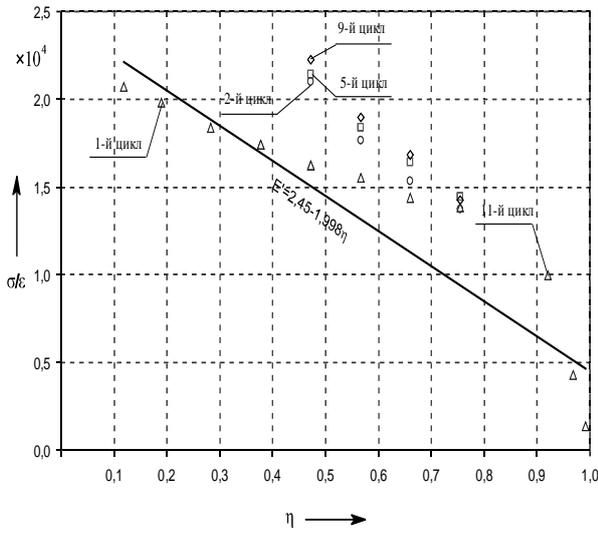


а –  $f_{cm} = 18,8$  МПа;  $f_{fc,cube,m} = 24,5$  МПа; б –  $f_{cm} = 26,6$  МПа;  $f_{fc,cube,m} = 32,8$  МПа

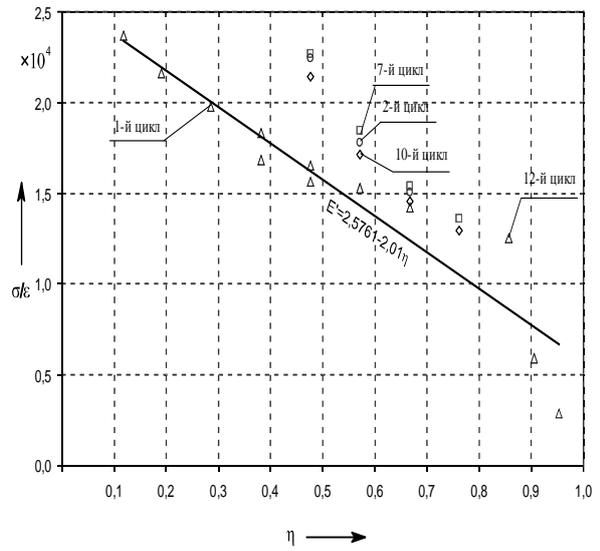
Рисунок 3.17 – Огибающие кривые для диаграмм деформирования ОМП-бетона при малоцикловом нагружении различных уровней

Динамика изменения модуля деформаций  $E' = \sigma_c / \epsilon_c$  при малоцикловом нагружении для ОМП-бетона отражена на рисунках 3.18 и 3.19.

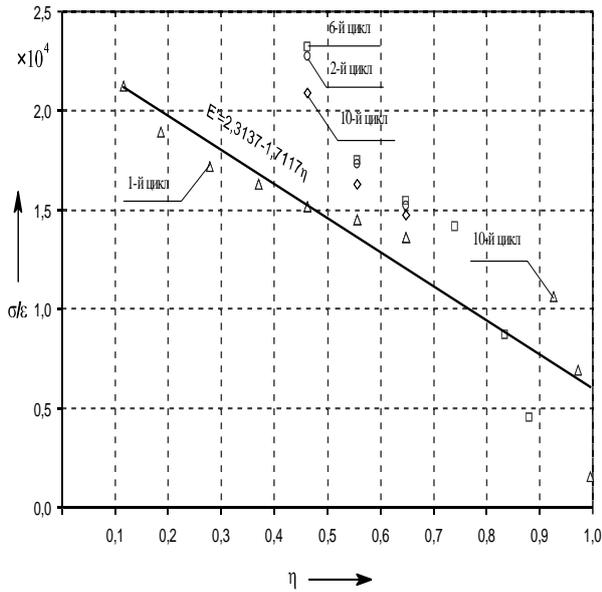
а)



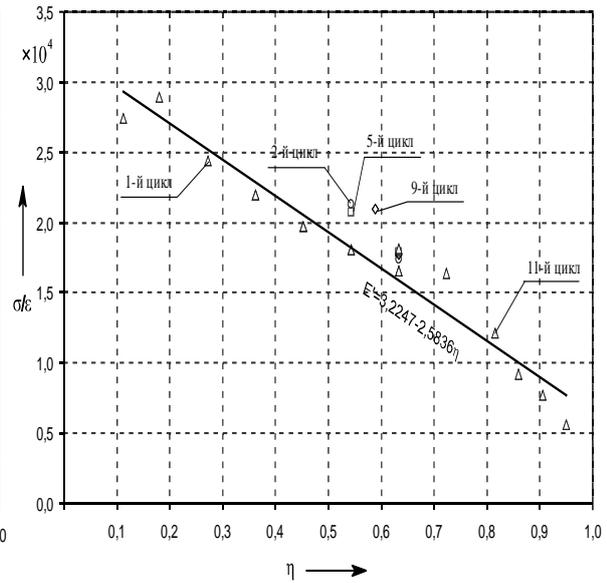
б)



в)

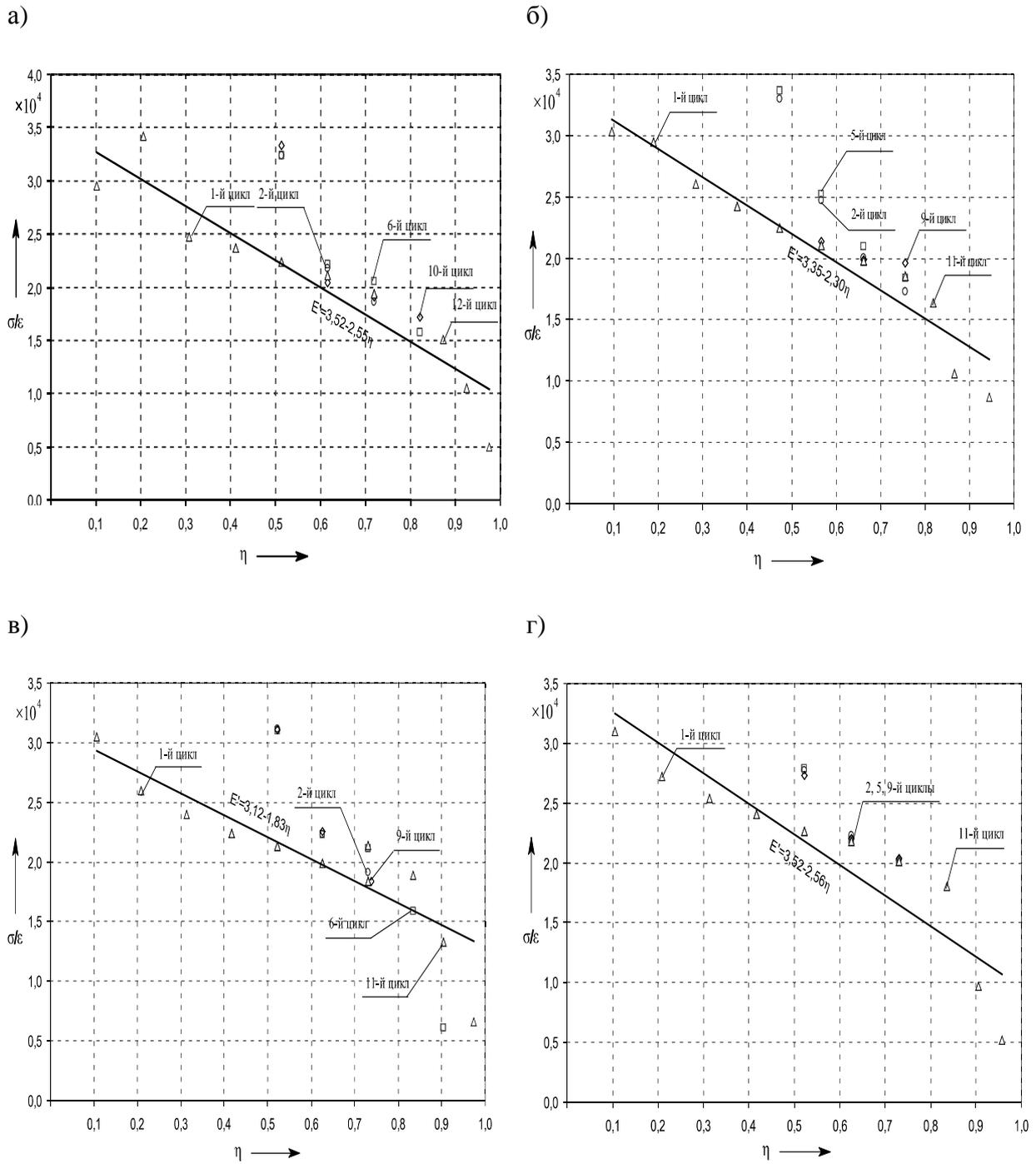


г)



а – ПДЗу\_04-07 ( $\eta_{\text{low}} = 0,36$ ;  $\eta_{\text{top}} = 0,63$ ); б – ПДЗу\_04-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,38$ ;  $\eta_{\text{top}} = 0,75$ ); в – ПДЗу\_04-07-08 ( $\eta_{\text{low}} = 0,38$ ; на 1–5 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,67$ ; на 6–11 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,86$ ); г – ПДЗу\_04-07(09) ( $\eta_{\text{low}} = 0,37$ ; на 1–5, 7–11 циклах  $\eta_{\text{top}} = 0,65$ ; на 6 цикле  $\eta_{\text{top}} = 0,88$ )

Рисунок 3.18 – Изменение модуля деформаций  $E' = \sigma_c / \varepsilon_c$  для ОМП-бетона с  $f_{cm} = 18,8$  МПа;  $f_{fc, \text{cube}, m} = 24,5$  МПа в зависимости от уровня малоциклового нагружения



а – ПД4у\_04-07 ( $\eta_{low} = 0,42$ ;  $\eta_{top} = 0,73$ ); б – ПД4у\_04-08 ( $\eta_{low} = 0,38$ ;  $\eta_{top} = 0,76$ ); в – ПД4у\_04-07-08 ( $\eta_{low} = 0,41$ ; на 1–5 циклах  $\eta_{top} = 0,72$ ; на 6–11 циклах  $\eta_{top} = 0,82$ ); г – ПД4у\_04-07(09) ( $\eta_{low} = 0,42$ ; на 1–5, 7–10 циклах  $\eta_{top} = 0,73$ ; на 6 цикле  $\eta_{top} = 0,90$ )

Рисунок 3.19 – Изменение модуля деформаций  $E' = \sigma_c / \epsilon_c$  для ОМП-бетона с  $f_{cm} = 26,6$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 32,8$  МПа в зависимости от уровня малоциклового нагружения

### 3.3 Трансформация диаграмм деформирования тяжёлого бетона и ОМП-бетона при малоцикловом нагружении

Основные характеристики рассмотренных выше видов бетона сведены в таблицу 3.3. Также проведено сравнение каждого из рассматриваемых параметров  $X$  при однократном нагружении до разрушения структуры бетона  $X_c$  и при действии малоциклового нагружения  $X_{cyc}$  путём введения коэффициента  $k_X = X_{cyc}/X_c$ .

Таблица 3.3 – Результаты испытания призм при действии малоциклового нагружения различных уровней

Номер серии	Исследуемый параметр	Вид бетона	Маркировка режимов нагружения (согласно принятым в маркировке призм)				
			4	5	6	7	8
1	Режим нагружения	Тяжёлый бетон $f_{cm} = 18,7$ МПа, $f_{c,cube,m} = 23,3$ МПа	Одно-крат.	03-06	03-08	03-06-08	03-07(09)
	$f_c (f_{cyc}),$ МПа		18,67	18,70	16,99	15,79	15,89
	$k_f = f_{cyc}/f_c$		–	1,00	0,91	0,85	0,85
	$\varepsilon_{cR} (\varepsilon_{cR,cyc}), \times 10^{-5}$		180,83	158,76	196,89	194,97	191,20
	$k_\varepsilon = \varepsilon_{cR,cyc}/\varepsilon_{cR}$		–	0,88	1,09	1,08	1,06
	$\varepsilon_c^{\eta=0,7(n)}, \times 10^{-5}$ (n-й цикл)		81,51	81,23	125,47	175,16	166,41
	$k_{\varepsilon 0,7}^{(n)} = \varepsilon_{c,cyc}^{\eta=0,7(n)} / \varepsilon_c^{\eta=0,7(n)}$		–	1,00	1,54	2,15	2,04
	$E'_{c0},$ ГПа		27,58	37,79	30,96	28,45	27,66
	$k_{E0} = E'_{c0,cyc}/E'_{c0}$		–	1,37	1,12	1,03	1,00
	$E'_{ск},$ ГПа		10,32	3,69	7,17	13,97	10,79
$k_{Ek} = E'_{ск,cyc}/E'_{ск}$	–	0,36	0,69	1,35	1,04		
2	Режим нагружения	Тяжёлый бетон $f_{cm} = 28,2$ МПа, $f_{c,cube,m} = 36,1$ МПа	Одно-крат.	04-08	–	04-07-08	04-07(09)
	$f_c (f_{cyc}),$ МПа		28,65	27,18	–	26,07	25,44
	$k_f = f_{cyc}/f_c$		–	0,95	–	0,91	0,89
	$\varepsilon_{cR} (\varepsilon_{cR,cyc}), \times 10^{-5}$		178,63	194,91	–	190,06	184,03
	$k_\varepsilon = \varepsilon_{cR,cyc}/\varepsilon_{cR}$		–	1,09	–	1,06	1,03
	$\varepsilon_c^{\eta=0,7(n)}, \times 10^{-5}$ (n-й цикл)		90,58	132,15	–	170,83	212,12
	$k_{\varepsilon 0,7}^{(n)} = \varepsilon_{c,cyc}^{\eta=0,7(n)} / \varepsilon_c^{\eta=0,7(n)}$		–	1,46	–	1,89	2,34
	$E_{c0},$ ГПа		32,07	35,96	–	39,60	36,35
	$k_{E0} = E_{c0,cyc}/E_{c0}$		–	1,12	–	1,23	1,13
	$E'_{ск},$ ГПа		15,75	14,19	–	12,90	13,97
$k_{Ek} = E'_{ск,cyc}/E'_{ск}$	–	0,90	–	0,82	0,89		

Продолжение таблицы 3.3

1	2	3	4	5	6	7	8
3	Режим нагружения	Тяжёлый бетон	Одно-крат.	04-07(09)	–	04-07-09	04-07(09)
	$f_c (f_{cyc}), \text{ МПа}$	$f_{cm} = 29,0 \text{ МПа},$ $f_{c,cube,m} = 36,7 \text{ МПа}$	28,98	25,11	–	28,37	27,19
	$k_f = f_{cyc}/f_c$		–	0,87	–	0,98	0,94
	$\epsilon_{cR} (\epsilon_{cR,cyc}), \times 10^{-5}$		180,90	188,22	–	156,52	148,34
	$k_\epsilon = \epsilon_{cR,cyc}/\epsilon_{cR}$		–	1,04	–	0,87	0,82
	$\epsilon_c^{\eta = 0,7(n)}, \times 10^{-5}$ (n-й цикл)		96,94	295,02	–	123,33	108,78
	$k_{\epsilon 0,7}^{(n)} = \epsilon_{c,cyc}^{\eta = 0,7(n)} / \epsilon_c^{\eta = 0,7(n)}$		–	3,04	–	1,27	1,12
	$E_{c0}, \text{ ГПа}$		31,99	37,62	–	38,40	38,75
	$k_{E0} = E_{c0,cyc} / E_{c0}$		–	1,18	–	1,20	1,21
	$E'_{ск}, \text{ ГПа}$		16,02	8,53	–	16,16	18,58
$k_{Ek} = E'_{ск,cyc} / E'_{ск}$		–	0,53	–	1,01	1,16	
4	Режим нагружения	Сталефибробетон	Одно-крат.	04-07	04-08	04-07-08	04-07(09)
	$f_c (f_{cyc}), \text{ МПа}$	$f_{cm} = 20,0 \text{ МПа},$ $f_{c,cube,m} = 25,5 \text{ МПа}$ (бетон матрицы $f_{cm} = 17,5 \text{ МПа},$ $f_{c,cube,m} = 22,1 \text{ МПа}$ )	19,61	20,50	21,47	20,48	22,22
	$k_f = f_{cyc}/f_c$		–	1,05	1,09	1,04	1,13
	$\epsilon_{cR} (\epsilon_{cR,cyc}), \times 10^{-5}$		244,04	242,44	259,42	239,34	227,62
	$k_\epsilon = \epsilon_{cR,cyc}/\epsilon_{cR}$		–	0,99	1,06	0,98	0,93
	$\epsilon_c^{\eta = 0,7(n)}, \times 10^{-5}$ (n-й цикл)		74,18	124,88	183,43	130,20	128,47
	$k_{\epsilon 0,7}^{(n)} = \epsilon_{c,cyc}^{\eta = 0,7(n)} / \epsilon_c^{\eta = 0,7(n)}$		–	1,68	2,47	1,76	1,73
	$E_{c0}, \text{ ГПа}$		35,86	37,76	33,55	37,77	39,56
	$k_{E0} = E_{c0,cyc} / E_{c0}$		–	1,05	0,94	1,05	1,10
	$E'_{ск}, \text{ ГПа}$		7,96	4,98	3,25	7,99	7,50
$k_{Ek} = E'_{ск,cyc} / E'_{ск}$		–	0,63	0,41	1,00	0,94	
5	Режим нагружения	ОМП-бетон	Одно-крат.	04-06	04-08	04-07-08	04-07(09)
	$f_c (f_{cyc}), \text{ МПа}$	$f_{cm} = 18,8 \text{ МПа},$ $f_{c,cube,m} = 24,5 \text{ МПа}$	18,42	19,26	18,12	18,92	18,71
	$k_f = f_{cyc}/f_c$		–	1,05	0,98	1,03	1,02
	$\epsilon_{cR} (\epsilon_{cR,cyc}), \times 10^{-5}$		220,80	231,69	198,88	252,23	252,80
	$k_\epsilon = \epsilon_{cR,cyc}/\epsilon_{cR}$		–	1,05	0,90	1,14	1,14
	$\epsilon_c^{\eta = 0,7(n)}, \times 10^{-5}$ (n-й цикл)		86,66	95,51	120,20	129,12	154,71
	$k_{\epsilon 0,7}^{(n)} = \epsilon_{c,cyc}^{\eta = 0,7(n)} / \epsilon_c^{\eta = 0,7(n)}$		–	1,10	1,39	1,49	1,79
$E_{c0}, \text{ ГПа}$		23,22	32,25	24,47	25,76	23,14	

Окончание таблицы 3.3

1	2	3	4	5	6	7	8
	$k_{E0} = E_{c0,cyc} / E_{c0}$		–	1,39	1,05	1,11	1,00
	$E'_{ск}, \text{ ГПа}$		7,84	6,41	4,49	5,71	6,02
	$k_{Ek} = E'_{ск,cyc} / E'_{ск}$		–	0,82	0,57	0,73	0,77
6	Режим нагружения	ОМП-бетон $f_{cm} = 26,6 \text{ МПа},$ $f_{c,cube,m} = 32,8 \text{ МПа}$	Одно-крат.	04-07	04-08	04-07-08	04-07(09)
	$f_c (f_{cyc}), \text{ МПа}$		26,80	25,72	28,41	25,46	25,56
	$k_f = f_{cyc} / f_c$		–	0,96	1,06	0,95	0,95
	$\varepsilon_{cR} (\varepsilon_{cR,cyc}), \times 10^{-5}$		210,62	198,65	200,65	173,01	191,79
	$k_\varepsilon = \varepsilon_{cR,cyc} / \varepsilon_{cR}$		–	0,94	0,95	0,82	0,91
	$\varepsilon_c^{\eta=0,7(n)}, \times 10^{-5}$ (n-й цикл)		96,15	116,20	140,63	131,00	153,70
	$k_{\varepsilon 0,7}^{(n)} = \varepsilon_{c,cyc}^{\eta=0,7(n)} / \varepsilon_c^{\eta=0,7(n)}$		–	1,21	1,46	1,36	1,60
	$E_{c0}, \text{ ГПа}$		31,57	35,18	33,51	35,29	31,23
	$k_{E0} = E_{c0,cyc} / E_{c0}$		–	1,11	1,06	1,12	0,99
	$E'_{ск}, \text{ ГПа}$		12,64	9,61	10,53	9,81	12,90
	$k_{Ek} = E'_{ск,cyc} / E'_{ск}$		–	0,76	0,83	0,78	1,02

Согласно данным в таблице 3.3, изменение эксплуатационного уровня на более высокий негативно сказывается на работе бетона, например, прочность при постоянном значении  $\eta_{top} = 0,8$  выше, чем при изменении эксплуатационного уровня с  $\eta_{top1} = 0,6$  на  $\eta_{top2} = 0,8$ . В этом случае расчётный уровень  $\eta_{top}$  авторами было предложено принимать равным

$$\eta_{top} = \eta_{top2} + 0,1\eta_{top1}^2 \quad \text{при } \eta_{top1} < \eta_{top2}. \quad (3.9)$$

Вариант со случайным скачком в зону нагрузок высоких уровней (до  $\eta_{top} = 0,9$  и выше) является наиболее неблагоприятным и может учитываться корректировкой значения

$$\eta_{top}^{ran} = \eta_{top2} + 1/3\eta_{top1}^2 \quad \text{при } \eta_{top1} < \eta_{top2}. \quad (3.10)$$

Прочность бетона изменяется в результате воздействия на него нагружения малоциклового характера по сравнению с однократным нагружением. Чем выше уровень нагружения, тем значительнее снижение прочности бетонной матрицы. В связи с этим целесообразно для значения

прочности бетона в условиях малоциклового нагружения использовать коэффициент условий работы  $\gamma_{c,cyc}$ , учитывающий неблагоприятное воздействие малоцикловых нагружений. Авторами [9, 146] предложены эмпирические зависимости для определения коэффициента  $\gamma_{c,cyc}$  в зависимости от уровня нагружения. Однако предложенные зависимости применимы для тяжёлого бетона и не учитывают уровень малоциклового приспособляемости для бетонов разных видов и классов. Если при определении  $\gamma_{c,cyc}$  учесть верхний уровень микротрещинообразования  $\eta_{cr}^v$ , тогда формула для расчёта данного коэффициента может быть универсальной и применимой для бетонов различных видов и классов.

Исключение составляют материалы, которые остаются стабильными при воздействии малоциклового нагружения. В частности, для сталефибробетона коэффициент условий работы можно принять равным 1,0 ( $\gamma_{c,cyc} = 1,0$ ) в связи с тем, что прочность сталефибробетона ввиду наличия металлической фибры не снижается.

По результатам проведённых экспериментальных исследований авторами была получена следующая зависимость для определения коэффициента условий работы  $\gamma_{c,cyc}$ , учитывающего изменение прочности бетона, исходя из расчётных значений верхнего предела микротрещинообразования и верхнего уровня нагружения  $\eta_{top}$ , определённого по формуле (3.9) или (3.10) в зависимости от режима нагружения (при этом  $\eta_{top} < 1,0$ ):

$$\gamma_{c,cyc} = 0,97\sqrt{\eta_{cr}^v} - 0,3\ln \eta_{top}. \quad (3.11)$$

Коэффициент условий работы  $\gamma_{c,cyc}$  может быть понижающим или повышающим в зависимости от режима нагружения: при низких ( $\eta_{top} \leq \eta_{cr}^0$ ) и средних ( $\eta_{cr}^0 < \eta_{top} < \eta_{cr}^v$ ) режимах нагружения данный коэффициент является повышающим и принимает значения больше 1,0; при высоких ( $\eta_{top} \geq \eta_{cr}^v$ ) режимах нагружения данный коэффициент является понижающим и принимает значения меньше 1.

Предложенная зависимость даёт достаточную сходимость с экспериментальными данными (отклонение в пределах 15 %). Результаты сравнения опытных значений  $\gamma_{c,cyc}$  с теоретическими, полученными при расчёте по формуле (3.11), представлены в таблице 3.4, а также на рисунке 3.20.

Таблица 3.4 – Сравнение опытных и теоретических значений коэффициента условий работы  $\gamma_{с,сус}$

Вид бетона	Режим нагружения	Прочность $f_{см}$ , МПа	$\eta_{срс}^v$	$\eta_{top1}$	$\eta_{top2}$	$\eta_{top}$	Опытное значение $\gamma_{с,сус}^{оп}$	Теоретическое значение $\gamma_{с,сус}^{теор}$	Отклонение расчётных значений от опытных $\gamma_{с,сус}$ , %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Согласно исследованиям авторов									
Тяжёлый бетон	Однократ.	18,67	0,75	–	–	–	1,000	–	–
	0,3-0,6	18,70		0,6	0,6	0,6	1,002	0,993	0,86
	0,3-0,8	16,99		0,8	0,8	0,8	0,910	0,907	0,37
	0,3-0,6-0,8	15,79		0,6	0,8	0,84	0,846	0,894	–5,66
	0,3-0,7(0,9)	15,89		0,7	0,9	0,97	0,851	0,822	3,51
	Однократ.	28,65	0,84	–	–	–	1,000	–	–
	0,4-0,8	27,18		0,8	0,8	0,8	0,949	0,956	–0,76
	0,4-0,7-0,8	26,07		0,7	0,8	0,85	0,910	0,938	–3,10
	0,4-0,7(0,9)	25,57		0,7	0,9	0,95	0,893	0,905	–1,88
	Однократ.	28,98	0,86	–	–	–	1,000	–	–
	0,4-0,7-0,9	28,37		0,7	0,9	0,95	0,979	0,915	6,50
	0,4-0,7(0,9)	27,19		0,7	0,9	0,97	0,938	0,881	6,10
0,4-0,7	21,27	0,7		1	–	0,734	0,836	3,56	
ОМП-бетон	Однократ.	18,42	0,85	–	–	–	1,000	–	–
	0,4-0,7	19,26		0,7	0,7	0,7	1,046	1,013	3,14
	0,4-0,8	18,12		0,8	0,8	0,8	0,983	0,968	1,55
	0,4-0,7-0,8	18,92		0,7	0,8	0,85	1,027	0,948	7,66
	0,4-0,7(0,9)	18,71		0,7	0,9	0,97	1,015	0,873	14,00
	Однократ.	26,80	0,89	–	–	–	1,000	–	–
	0,4-0,7	25,72		0,7	0,7	0,7	0,960	1,021	–6,40
	0,4-0,8	28,41		0,8	0,8	0,8	1,060	0,981	7,47
	0,4-0,7-0,8	25,46		0,7	0,8	0,85	0,950	0,963	–1,39
	0,4-0,7(0,9)	25,56		0,7	0,9	0,97	0,954	0,896	6,11

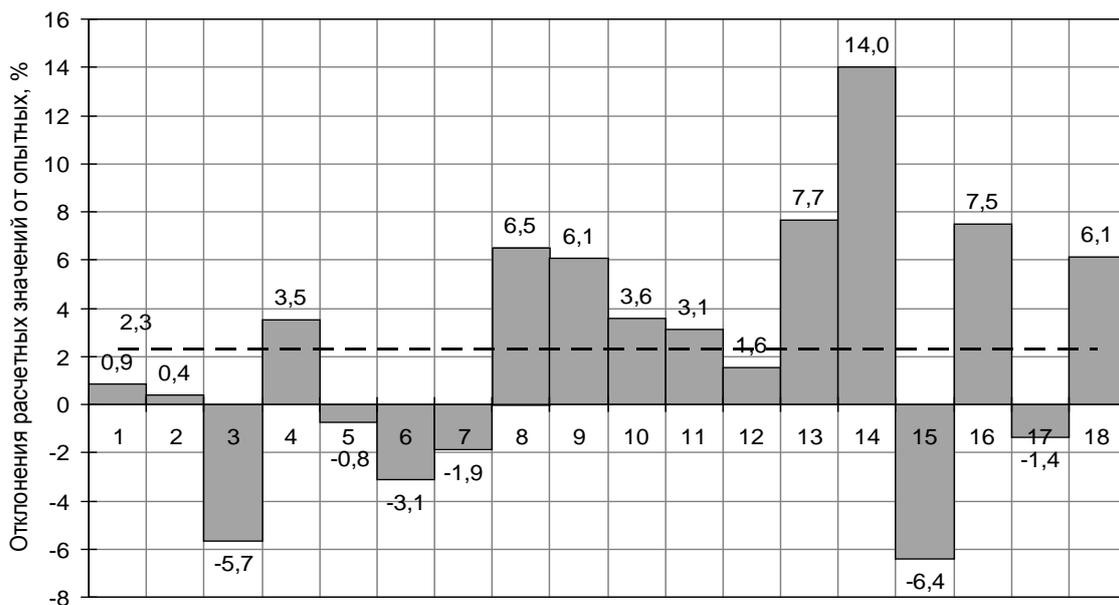
Окончание таблицы 3.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Согласно исследованиям Е. М. Бабича, С. В. Филипчука, Н. И. Ильчук									
Тя- жё- лый бе- тон	Однократ.	28,20	0,85	–	–	–	1,000	–	–
	0,0-0,85	26,12	0,85	0,85	0,85	0,85	0,926	0,940	–1,53
	0,0-0,85	27,80	0,85	0,85	0,85	0,85	0,986	0,940	4,60
	0,0-0,85	30,60	0,85	0,85	0,85	0,85	1,085	0,940	13,33
	Однократ.	21,55	0,79	–	–	–	1,000	–	–
	0,0-0,45	23,11	0,79	0,45	0,45	0,45	1,072	1,099	–2,48
	0,0-0,6	22,53	0,79	0,6	0,6	0,6	1,045	1,013	3,14
	0,0-0,75	21,96	0,79	0,75	0,75	0,75	1,019	0,946	7,19
Согласно исследованиям Е. М. Бабича, П. С. Гомона, С. В. Филипчука									
Тя- жё- лый бе- тон	Однократ.	19,36	0,76	–	–	–	1,000	–	–
	0,0-0,63	20,00	0,76	0,63	0,63	0,63	1,033	0,985	4,67
	0,0-0,63	19,90	0,76	0,63	0,63	0,63	1,028	0,985	4,19
	0,0-0,63	20,00	0,76	0,63	0,63	0,63	1,033	0,985	4,67
	Однократ.	24,60	0,81	–	–	–	1,000	–	–
	0,0-0,63	25,30	0,81	0,63	0,63	0,63	1,028	1,014	1,40
	0,0-0,63	28,60	0,81	0,63	0,63	0,63	1,163	1,014	12,78
	0,0-0,63	26,00	0,81	0,63	0,63	0,63	1,057	1,014	4,05
Среднее отклонение $\Delta\gamma_{c,cyc}^{cp}$ , %									2,31
Среднее отклонение по абсолютной величине $ \Delta\gamma_{c,cyc}^{cp} $ , %									4,45

Введение коэффициента условий работы  $\gamma_{c,cyc}$  позволяет определить прочность бетона при действии малоцикловых нагрузений различных уровней  $f_{c,cyc}$ . По уточнённому значению прочности  $f_{c,cyc}$  по вышеприведённым формулам могут быть определены относительные деформации  $\epsilon_{c1,cyc}$ , соответствующие пиковой точке трансформированной диаграммы деформирования бетона (рисунок 3.21).

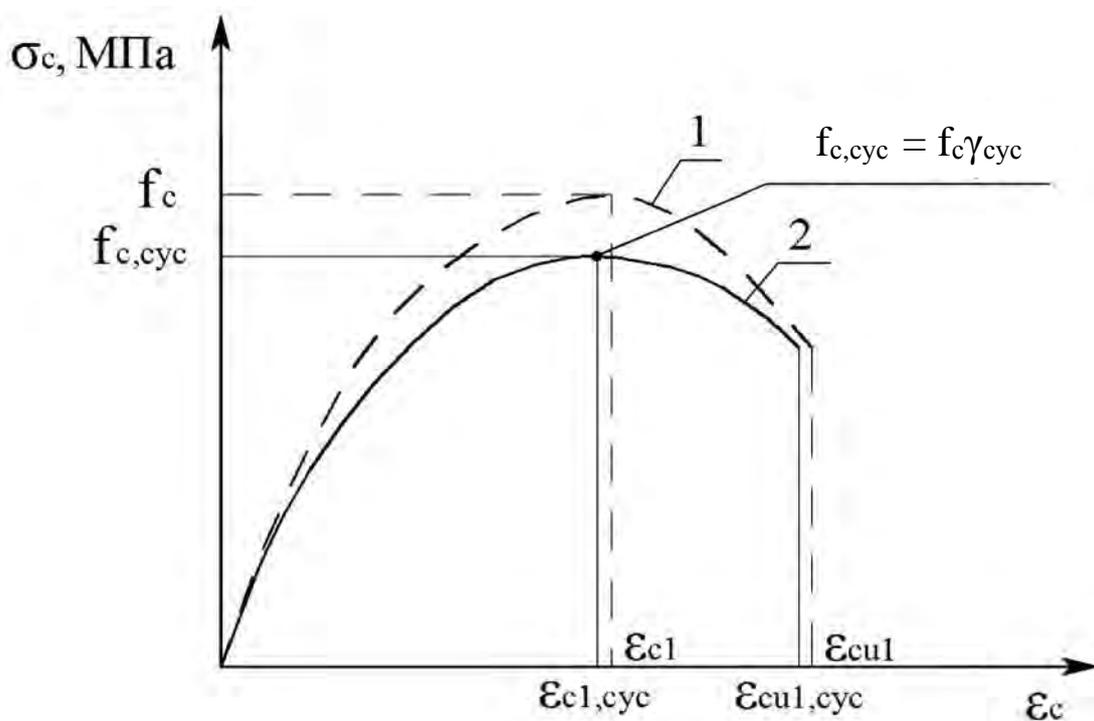
В таблице 3.5 представлены результаты расчёта прочности бетона  $f_c$  и относительных деформаций  $\epsilon_{c1}$  для тяжёлого бетона, сталефибробетона и ОМП-бетона и их сравнение с опытными данными.





1–10 – для тяжёлого бетона; 11–18 – для ОМП-бетона

Рисунок 3.20 – Сравнение опытных и теоретических значений коэффициента условий работы  $\gamma_{с,сyc}$  по результатам исследований авторов



1 – диаграмма деформирования бетона при статическом нагружении; 2 – трансформированная диаграмма деформирования бетона при малоцикловом нагружении

Рисунок 3.21 – Трансформированная диаграмма деформирования бетона при малоцикловом нагружении

Таблица 3.5 – Сравнение опытных и расчётных значений  $f_c$  и  $\epsilon_{c1}$ 

Вид и прочностные характеристики бетона	Маркировка режима нагружения	Опытное значение $f_{c,оп}$ , МПа	Теоретическое значение $f_{c,теор}$ , МПа	Отклонение теоретических значений от опытных $\Delta f_c$ , %	Опытное значение $\epsilon_{c1,оп}$ , $\times 10^{-5}$	Теоретическое значение $\epsilon_{c1,теор}$ , $\times 10^{-5}$	Отклонение теоретических значений от опытных $\Delta \epsilon_{c1}$ , %	Формула для расчёта	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Тяжёлый бетон, $f_{cm} = 18,7$ МПа $f_{c,cube,m} = 23,3$ МПа	Однократ.	18,67	18,67	0,00	180,83	173,43	4,09	$\epsilon_{c1} = 0,7f_{c,cyc}^{0,31}$ [180]	
	03-06	18,70	18,58	0,66	158,76	173,18	-9,08		
	03-08	16,99	16,59	2,39	196,89	167,20	15,08		
	03-06-08	15,79	16,72	-5,91	194,97	167,62	14,03		
	03-07(09)	15,89	15,37	3,27	191,20	163,31	14,59		
Тяжёлый бетон, $f_{cm} = 29,0$ МПа $f_{c,cube,m} = 36,7$ МПа	Однократ.	28,98	29,00	-0,07	180,90	198,81	-9,90		
	04-07(09)	28,37	26,42	6,86	156,52	193,15	-23,41		
	04-07-09	25,11	25,43	-1,28	188,22	190,88	-1,42		
	04-07(09)	27,19	25,43	6,48	148,34	190,88	-28,68		
Тяжёлый бетон, $f_{cm} = 28,2$ МПа $f_{c,cube,m} = 36,1$ МПа	Однократ.	28,65	28,20	1,57	178,63	197,09	-10,34		
	04-08	27,18	27,04	0,51	194,91	194,55	0,18		
	04-07-08	26,07	26,54	-1,81	190,06	193,43	-1,77		
	04-07(09)	25,44	24,64	3,16	184,03	189,01	-2,71		
Сталефибробетон, $f_{cm} = 20,0$ МПа $f_{c,cube,m} = 25,5$ МПа $f_{cm} = 17,5$ МПа $f_{c,cube,m} = 22,1$ МПа	Однократ.	19,61	20,00	-2,00	244,04	231,42	5,17		$\epsilon_{fc1} = \epsilon_{c1} \left( \frac{f_{fc}}{f_c} \right)^2$ [125]
	04-07	20,50	20,00	2,42	244,04	231,42	5,17		
	04-08	21,47	20,00	6,85	259,42	231,42	10,79		
	04-07-08	20,48	20,00	2,33	239,34	231,42	3,31		
	04-07(09)	22,22	20,00	10,00	227,62	231,42	-1,67		
ОМП-бетон, $f_{cm} = 18,8$ МПа $f_{c,cube,m} = 24,5$ МПа	Однократ.	18,42	18,80	-2,06	212,25	220,71	-20,14	$\epsilon_{c1}^{ОМП} =$ $= 0,5f_{c,cyc}^{1,07-\eta_{cre}^0}$	
	04-06	19,26	19,33	-0,38	207,16	223,85	-8,06		
	04-08	18,12	17,71	2,24	198,88	214,14	-7,67		
	04-07-08	18,92	17,46	7,70	227,61	212,61	6,59		
	04-07(09)	18,71	16,11	13,90	226,62	204,09	9,94		

Окончание таблицы 3.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9
ОМП-бетон, $f_{cm} = 26,6$ МПа $f_{c,cube,m} = 32,8$ МПа	Однократ.	26,80	26,62	0,66	210,62	199,36	5,35	
	04-07	25,46	25,79	-1,28	173,01	196,69	-13,69	
	04-08	28,41	26,26	7,58	200,65	198,21	1,22	
	04-07-08	25,56	23,99	6,17	191,79	190,79	0,52	
	04-07(09)	25,72	27,33	-6,26	198,65	201,56	-1,47	
Среднее отклонение $\Delta f_c^{cp}$ , %				2,27	$\Delta \varepsilon_{c1}^{cp}$ , %		-1,57	-
Среднее отклонение по абсолютной величине $ \Delta f_c ^{cp}$ , %				3,78	$ \Delta \varepsilon_{c1} ^{cp}$ , %		8,43	-

Согласно таблице 3.5, в некоторых случаях предложенные формулы для расчёта относительных деформаций  $\varepsilon_{c1}$  дают значительные отклонения от экспериментальных данных. Они могут быть также вызваны некоторыми погрешностями при проведении эксперимента, т. к. не носят систематического характера.

При анализе эмпирических данных разных исследователей в [181] зависимость для определения предельных деформаций тяжёлого бетона представлена исходя из соотношения между относительными деформациями  $\varepsilon_{cu}/\varepsilon_{c1}$  в виде

$$\varepsilon_{cu,cyc} = \left( 1 + \frac{20}{f_{c,cyc}} \right) \varepsilon_{c1,cyc} \leq 3,5\% . \quad (3.12)$$

Очевидно, что ввиду особенностей деформирования ОМП-бетона, о которых упоминалось выше, данная зависимость будет давать значительную погрешность. Это связано с высоким значением верхней границы микротрещинообразования ОМП-бетона, что обуславливает быстрый рост пластических деформаций при переходе через пиковую точку диаграммы и хрупкий характер разрушения бетонного образца. В связи с этим очертание кривой на участке ниспадающей ветви будет более пологим и значение предельных деформаций будет меньшим по сравнению с таким значением деформаций тяжёлого бетона.

Предельные деформации бетона можно определить исходя из положений энергетической теории. В [56] потенциальные возможности бетона предлагается оценивать величиной работы  $A_p$ , которая необходима для разрушения материала единичного объёма:

$$A_p = \int_0^{\varepsilon_{cu}} f_c d\varepsilon = \alpha_1 f_c \varepsilon_{cu} , \quad (3.13)$$

где  $\alpha_1$  – коэффициент, характеризующий отношение площади под диаграммой « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » к площади прямоугольника со сторонами  $f_c$  и  $\varepsilon_{cu}$ . Для удобства в расчетах  $\alpha_1 = 1$  [56].

Так как исчерпание прочности наступает в случае, если полная энергия разрушения  $W_u$  равна критическому значению суммарной энергии циклической прочности бетона, величину полной энергии можно определить следующим образом [7]:

$$W_u = \int_0^{\varepsilon_{c1}} f_c \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^\alpha \right] d\varepsilon_c = f_c \varepsilon_{c1} \left( 1 - \frac{1}{1 + \alpha} \right) , \quad (3.14)$$

где  $\alpha = 1/\nu_{cR}$ .

Предельные деформации бетона при малоцикловом нагружении  $\varepsilon_{cu,cyc}$  можно определить исходя из положений энергетической теории:  $W_1 = W_2$  (рисунок 3.22).

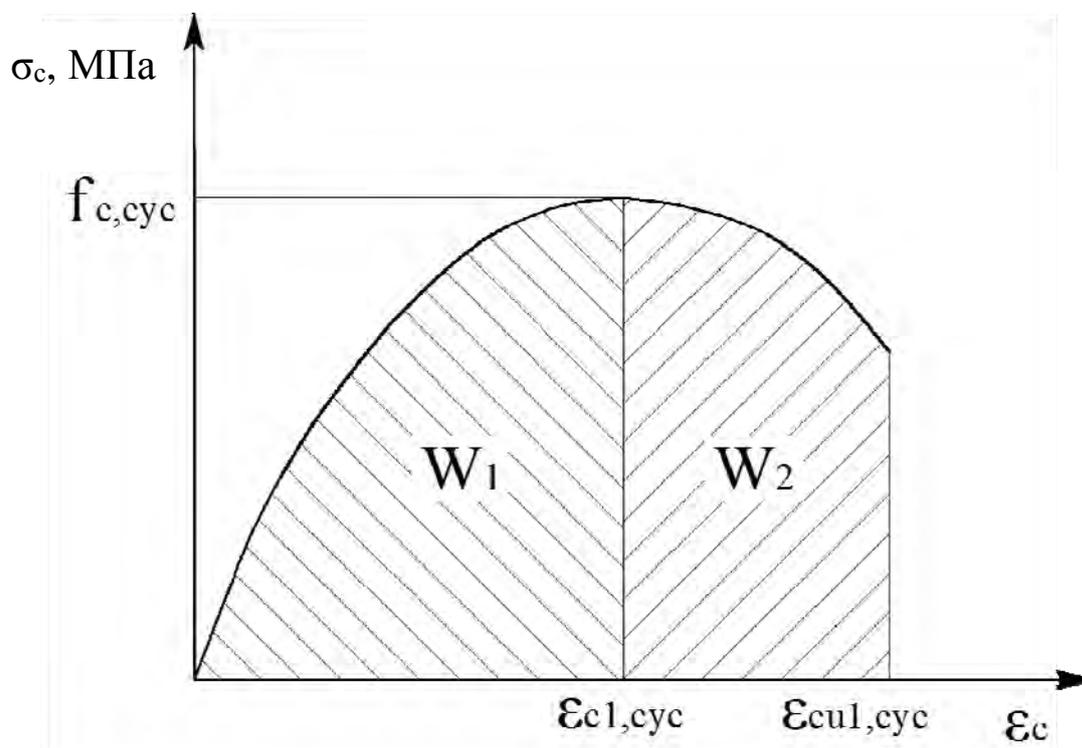


Рисунок 3.22 – К расчёту предельных деформаций бетона при малоцикловом нагружении

Таким образом, исходя из положений энергетической теории, получаем

$$W_1 = \int_0^{\varepsilon_{c1}} \sigma_c d\varepsilon = W_2 = \int_{\varepsilon_{c1}}^{\varepsilon_{cu1}} \sigma_c d\varepsilon . \quad (3.15)$$

Согласно [150], напряжения в бетоне  $\sigma_c$  определяются по формуле

$$\sigma_c = f_c \left[ \frac{k\eta - \eta^2}{1 + \eta(k-2)} \right] = f_c \left[ \frac{k \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{1 + \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} (k-2)} \right], \quad (3.16)$$

где  $k = 1,05 E_{cm} \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$ .

Используя программный комплекс Mathematica 6.0 при некоторых упрощениях получили, что для ОМП-бетона предельные деформации  $\varepsilon_{cu}^{ОМП} \approx 3,2 \text{ ‰}$ .

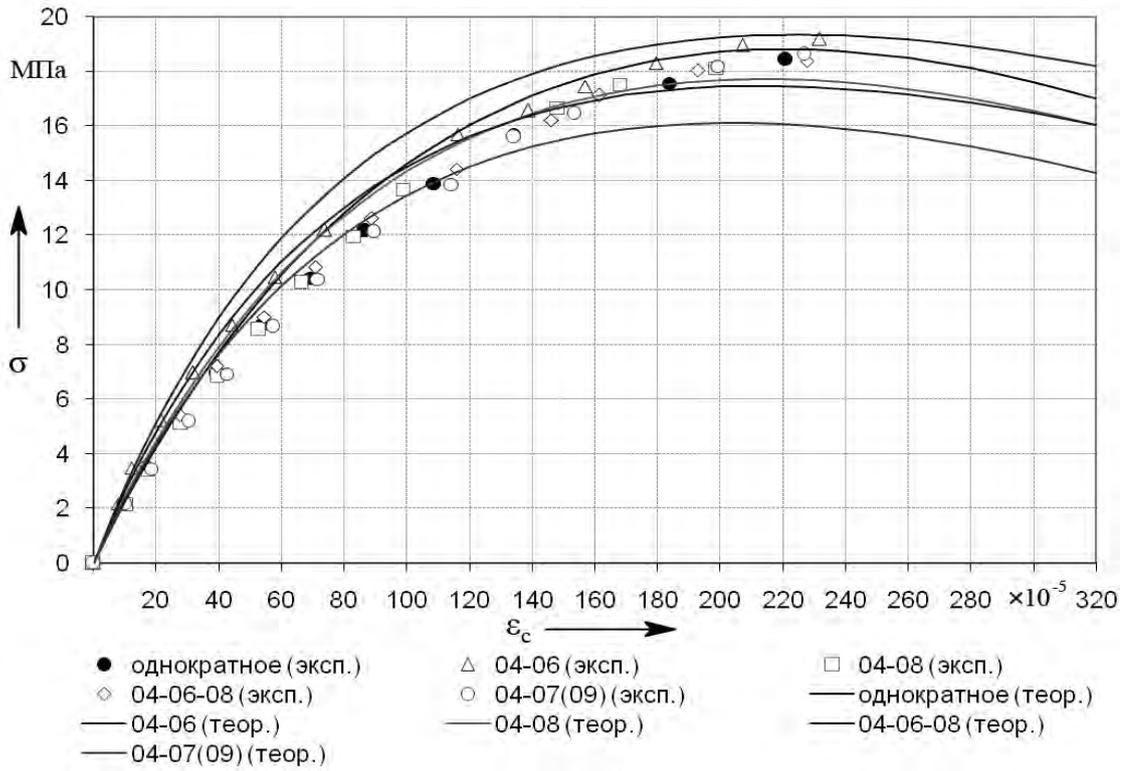
На рисунках 3.23 и 3.24 показаны опытные точки восходящей ветви диаграмм деформирования и теоретические кривые полных диаграмм деформирования тяжёлого бетона и ОМП-бетона при малоцикловом нагружении различных уровней. Теоретические кривые построены по методике Еврокод-2, изложенной в [160, 180].

Таким образом, полученные авторами результаты экспериментальных исследований подтверждают, что описание диаграммы бетона при осевом сжатии в условиях малоциклового нагружения может быть с достаточной достоверностью получено согласно положениям Еврокод-2, представленных в [129, 151].

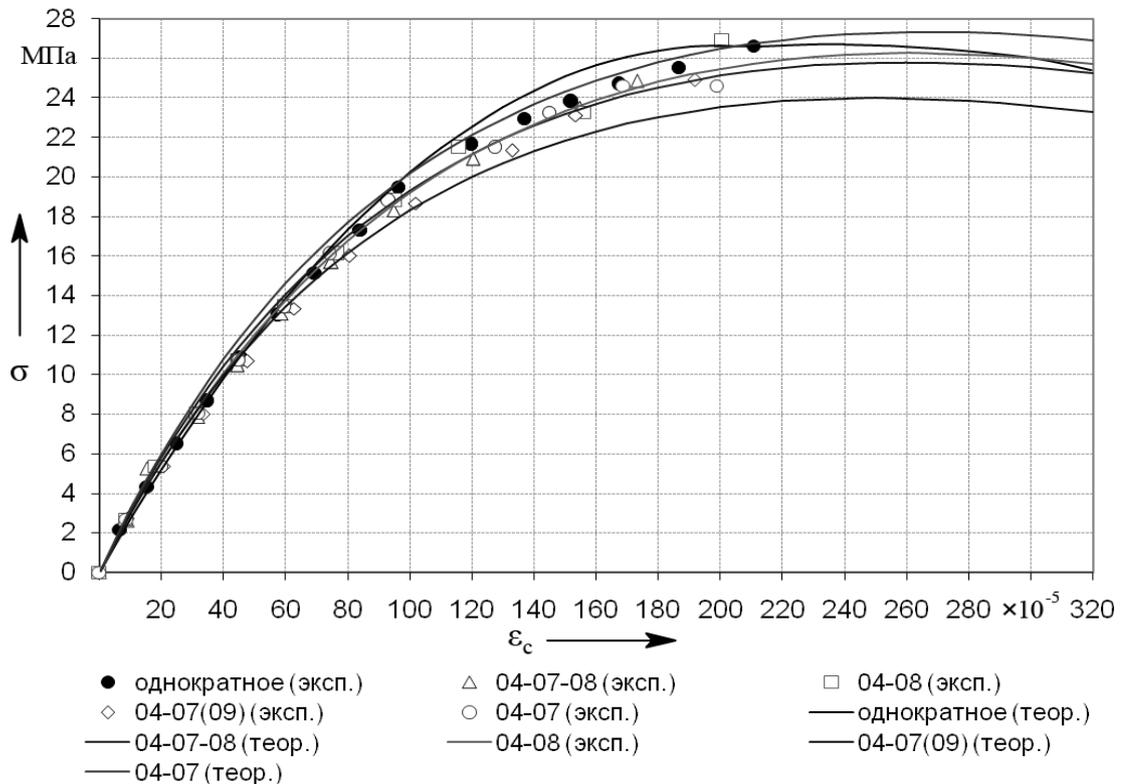
Учёт действия малоциклового нагружения производится корректировкой значений прочности бетона  $f_{c,cyc}$ , относительных деформаций  $\varepsilon_{c1,cyc}$  и  $\varepsilon_{cu1,cyc}$ , модуля упругости  $E_{c,cyc}$ .

Особенности корректировки пиковой точки диаграммы деформирования для ОМП-бетона отражают форму кривой на нисходящей ветви диаграммы, однако, согласно положениям энергетической теории, значения предельных деформаций будут меньше, чем такие значения для тяжёлого бетона [56]. Авторами рекомендовано граничное значение  $\varepsilon_{cu}$  для ОМП-бетона принимать не более 3,2 ‰.

а)

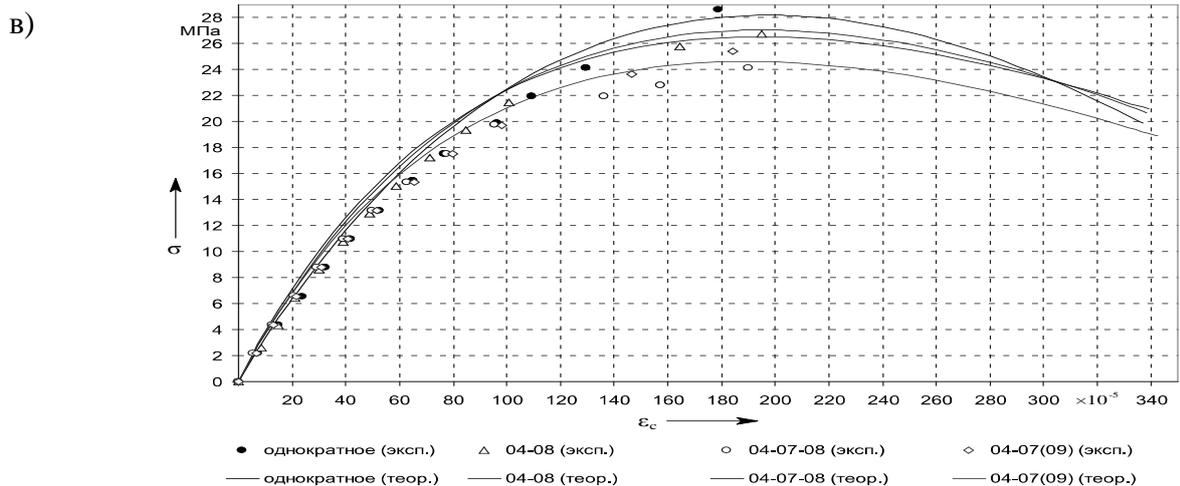
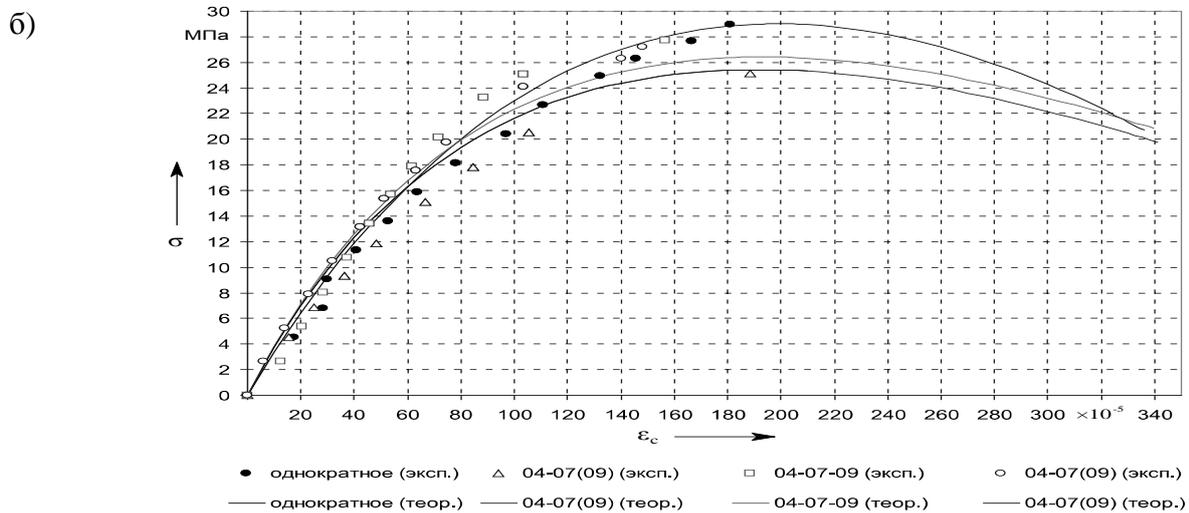
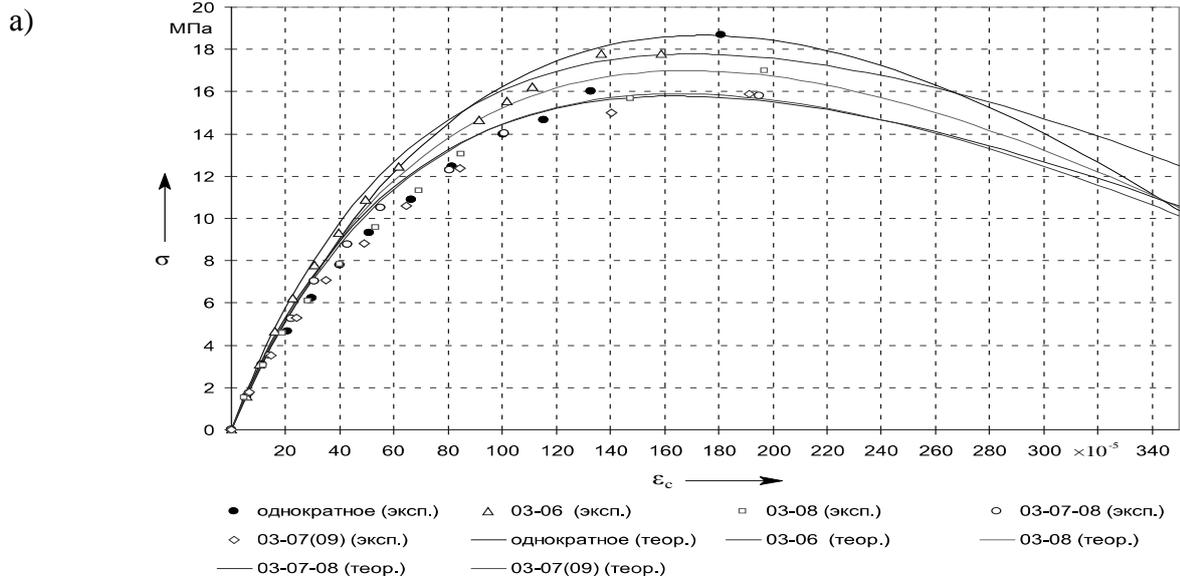


б)



а –  $f_{cm} = 18,8$  МПа;  $f_{fc,cube,m} = 24,5$  МПа; б –  $f_{cm} = 26,6$  МПа;  $f_{fc,cube,m} = 32,8$  МПа

Рисунок 3.23 – Теоретические кривые и опытные точки диаграмм деформирования ОМП-бетона при малоциковом нагружении различных уровней



а –  $f_{cm} = 18,7$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 23,3$  МПа; б –  $f_{cm} = 28,2$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 36,1$  МПа; в –  $f_{cm} = 29,0$  МПа;  $f_{c,cube,m} = 36,7$  МПа

Рисунок 3.24 – Теоретические кривые и опытные точки диаграмм деформирования тяжёлого бетона с объёмным весом  $24 \text{ кН/м}^3$  при малоцикловом нагружении

Тогда формула для расчёта  $\varepsilon_{cu}^{ОМП}$  с учётом корректировки принимает вид:

$$\varepsilon_{cu, cyc}^{ОМП} = \left( 1 + \frac{16}{f_{c, cyc}^{ОМП}} \right) \varepsilon_{c1, cyc}^{ОМП} \leq 3,2 ‰ . \quad (3.17)$$

На основании проведённых экспериментальных исследований была установлена зависимость модуля упругости бетона от верхнего уровня нагружения  $\eta_{top1}$ , имевшего место на циклах 1–3 (при однократном нагружении  $\eta_{top1} = 1,0$  при доведении образца до разрушения;  $\eta_{top1} = 0,7$  при предварительном нагружении до уровня  $\eta = 0,7$  от прогнозируемой разрушающей нагрузки):

$$E_{c, cyc} = \frac{55f_{c, cyc}}{19 + \eta_{top1} f_{c, cyc}} . \quad (3.18)$$

Предложенная зависимость для определения модуля упругости даёт хорошую сходимость для тяжёлого бетона.

Для сталефибробетона может быть использована формула, предложенная в [125], т. к. малоцикловые нагрузки не оказывают существенного влияния на характеристики сталефибробетона, однако зависимость (3.18) обеспечивает допустимую сходимость и может быть использована при расчёте сталефибробетонных элементов.

Для ОМП-бетона к настоящему времени формулы для определения модуля упругости не было, поэтому на основании эмпирических данных авторами была предложена модифицированная зависимость в виде

$$E_{c, cyc}^{ОМП} = \frac{45f_{c, cyc}}{19 + \eta_{top1} f_{c, cyc}} . \quad (3.19)$$

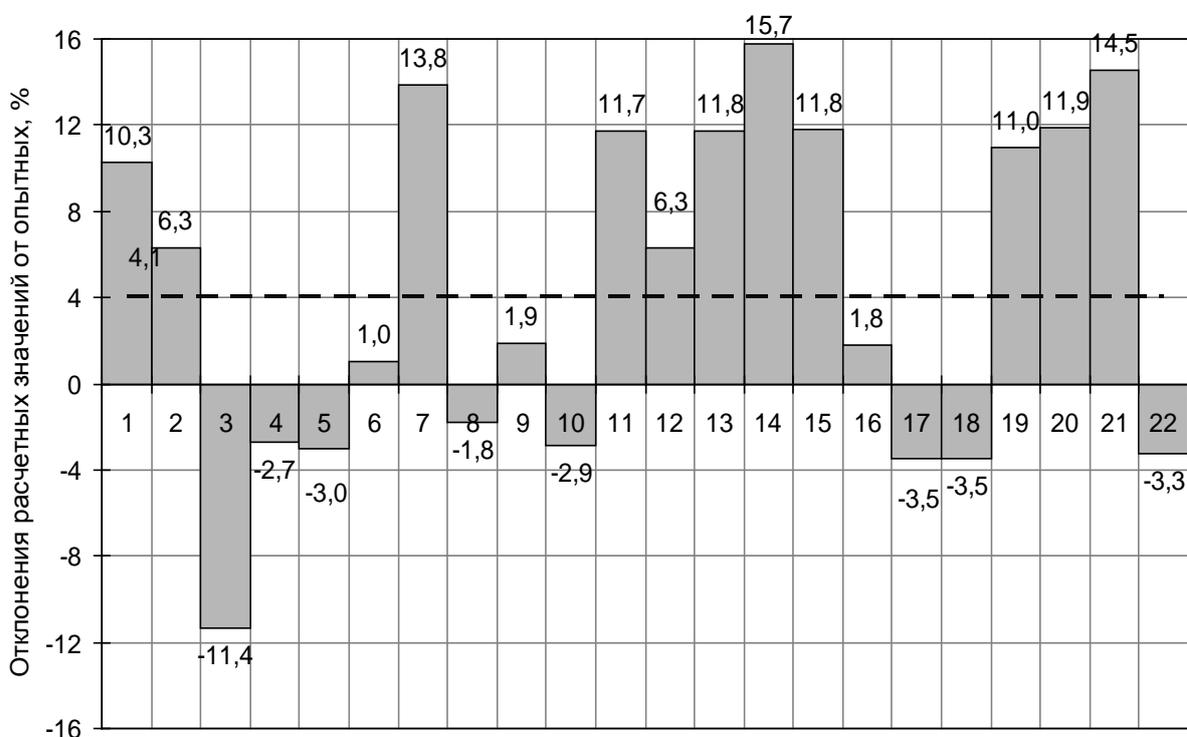
Сопоставление расчётных значений, полученных по предложенной формуле, с опытными данными представлены в таблице 3.6, а также на рисунке 3.25.

Таблица 3.6 – Сравнение опытных и расчётных значений модуля упругости при однократном  $E_c$  и малоцикловом  $E_{c,cyc}$  видах нагружения

Вид и прочностные характеристики бетона	Маркировка режима нагружения	Верхний уровень нагружения на 1–3 циклах $\eta_{top1}$	Опытное значение $E_c^{оп}$ , ГПа	Теоретическое значение $E_c^{теор}$ , ГПа	Отклонение теоретических значений от опытных $\Delta E_c$ , %	Формула для расчёта
1	2	3	4	5	6	7
Тяжёлый бетон, $f_{cm} = 18,7$ МПа, $f_{c,cube,m} = 23,3$ МПа	Однократ.	1,0	27,58	27,26	1,16	$E_{c,cyc} =$ $= \frac{55f_{c,cyc}}{19 + \eta_{top1} f_{c,cyc}}$
	03-06	0,6	37,79	33,90	10,31	
	03-08	0,8	30,96	29,02	6,28	
	03-06-08	0,6	28,45	31,68	-11,35	
	03-07(09)	0,7	27,66	28,41	-2,73	
Тяжёлый бетон, $f_{cm} = 29,0$ МПа, $f_{c,cube,m} = 36,7$ МПа	Однократ.	1,0	31,99	33,23	-3,87	$E_{c,cyc} =$ $= \frac{55f_{c,cyc}}{19 + \eta_{top1} f_{c,cyc}}$
	04-07(09)	0,7	37,62	38,76	-3,01	
	04-07-09	0,7	38,40	38,01	1,03	
	04-07(09)	0,9	38,75	33,39	13,84	
Тяжёлый бетон, $f_{cm} = 28,2$ МПа, $f_{c,cube,m} = 36,1$ МПа	Однократ.	1,0	32,07	32,86	-2,45	$E_{c,cyc} =$ $= \frac{55f_{c,cyc}}{19 + \eta_{top1} f_{c,cyc}}$
	04-08	0,8	35,96	36,60	-1,80	
	04-07-08	0,7	39,60	38,85	1,91	
	04-07(09)	0,7	36,35	37,38	-2,85	
Сталефибро-бетон, $f_{cm} = 20,0$ МПа, $f_{c,cube,m} = 25,5$ МПа, $f_{cm} = 17,5$ МПа, $f_{c,cube,m} = 22,1$ МПа	Однократ.	1,0	35,86	28,21	21,34	$E_{c,cyc} =$ $= \frac{55f_{c,cyc}}{19 + \eta_{top1} f_{c,cyc}}$
	04-07	0,7	37,76	33,33	11,72	
	04-08	0,8	33,55	31,43	6,33	
	04-07-08	0,7	37,77	33,33	11,75	
	04-07(09)	0,7	39,56	33,33	15,74	
ОМП-бетон, $f_{cm} = 18,8$ МПа, $f_{c,cube,m} = 24,5$ МПа	Однократ.	1,0	23,22	22,38	3,61	$E_{c,cyc}^{ОМП} =$ $= \frac{45f_{c,cyc}}{19 + \eta_{top1} f_{c,cyc}}$
	04-06	0,6	32,25	28,43	11,83	
	04-08	0,8	24,47	24,03	1,79	
	04-07-08	0,6	25,76	26,66	-3,48	
	04-07(09)	0,7	23,14	23,94	-3,47	

Окончание таблицы 3.6

1	2	3	4	5	6	7
ОМП-бетон, $f_{cm} = 26,6$ МПа, $f_{c,cube,m} = 32,8$ МПа	Однократ.	1,0	31,57	26,26	16,83	
	04-07	0,7	35,18	31,32	10,98	
	04-08	0,8	33,51	29,54	11,85	
	04-07-08	0,7	35,29	30,16	14,54	
	04-07(09)	0,7	31,23	32,25	-3,28	
Среднее отклонение $\Delta E_c^{cp}$ , %					4,80	–
Среднее отклонение по абсолютной величине $ \Delta E_c ^{cp}$ , %					7,54	–



1–8 – для тяжёлого бетона с объёмным весом 24 кН/м<sup>3</sup>; 9–14 – для сталефибробетона;  
15–22 – для ОМП-бетона

Рисунок 3.25 – Сравнение опытных и расчётных значений модуля упругости бетона  $E_{с,сус}$  при действии малоциклового нагружения различных уровней

Бетонные призмы, изготовленные из тяжёлого бетона и сталефибробетона, в процессе испытания малоциклового нагружения средних уровней с последующим разрушением проходят три последовательные стадии деформирования:

1) стадия постепенного уменьшения прироста деформаций и ширины петель гистерезиса;

2) стадия стабилизации деформаций, петли гистерезиса почти повторяют друг друга;

3) стадия роста деформаций от цикла к циклу, увеличение ширины петель гистерезиса, разупрочнение материала вследствие интенсивного развития трещин, что подтверждается также исследованиями других авторов [8, 12, 74].

При испытании малоцикловой нагрузки высокого уровня для тяжёлого бетона и сталефибробетона характерны первая и третья стадии. Для ОМП-бетона независимо от уровня малоцикловой нагрузки также характерны первая и третья стадии.

## 4 Результаты исследований и уточнённая методика расчёта прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны

### 4.1 Напряжённо-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны

Изучение особенностей работы опытных балок (базовых и усиленных наращиванием сжатой зоны) при статическом и малоцикловом нагружении производилось в соответствии с программой испытаний и по методике, описанной в разд. 2.

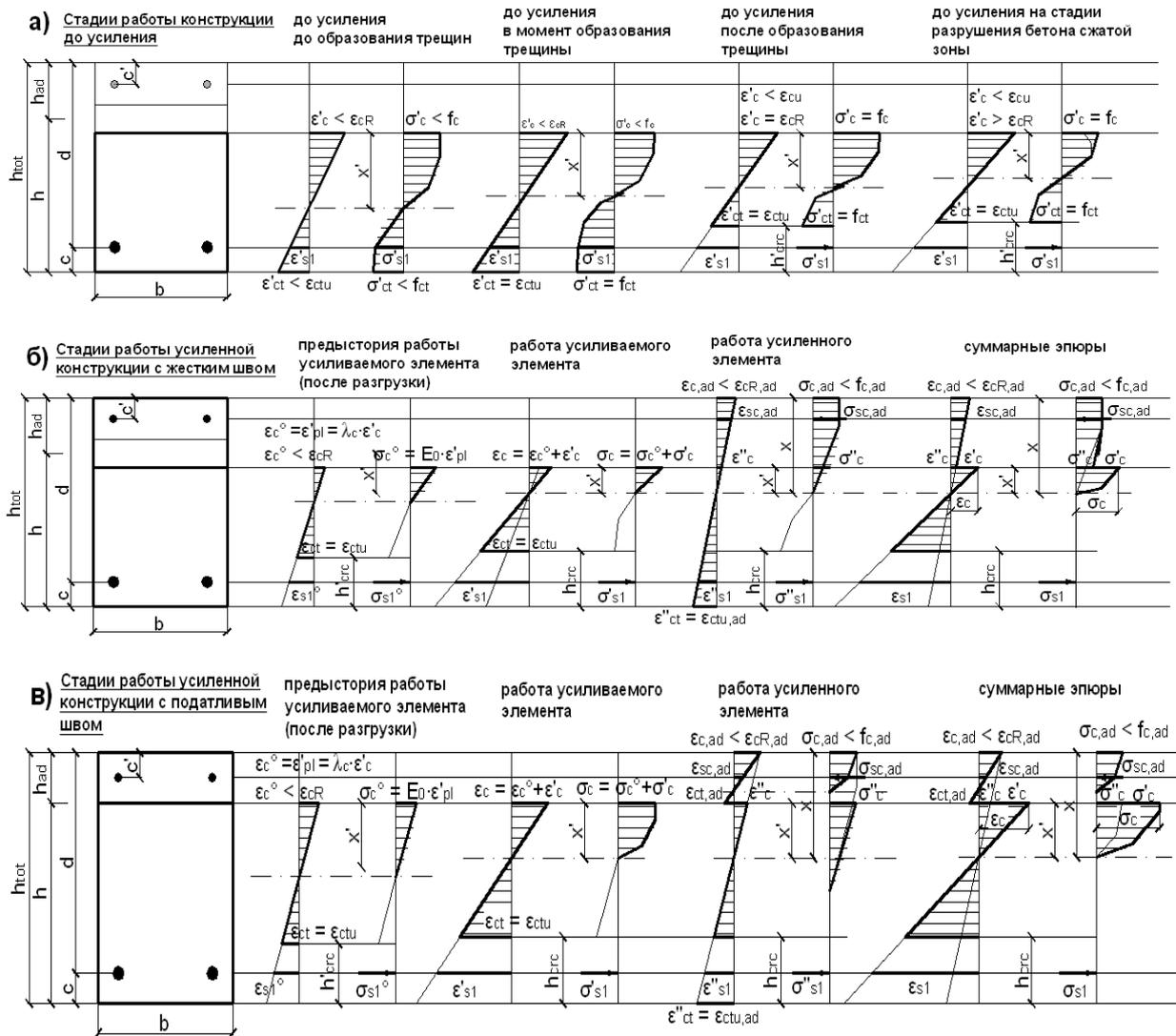
За счёт усиления сжатой зоны увеличиваются площадь сечения, плечо внутренней пары сил и, как следствие, несущая способность изгибаемого элемента. После включения в работу бетона усиления часть уже имеющихся усилий от внешней эксплуатационной нагрузки воспринимает элемент усиления, разгружая усиливаемые конструкции. Характер и величина перераспределяемых усилий зависит от жёсткости шва контакта и прочности бетонов. Дополнительная внешняя нагрузка на железобетонные изгибаемые элементы, усиленные методом наращивания сечения, воспринимается всем сечением.

При усилении изгибаемого железобетонного элемента под нагрузкой, составляющей не менее 65 % от эксплуатационной (высокая степень нагружения), усиливаемая часть поперечного сечения уже находится в определенном напряжённо-деформированном состоянии, которое влияет на работу усиленного элемента в предельной стадии. Напряжения в дополнительных бетоне и арматуре (без предварительного напряжения) не достигают предельных значений, поэтому для их расчётных сопротивлений вводятся понижающие коэффициенты  $\gamma_{c,ad} = 0,9$  и  $\gamma_{s,ad} = 0,9$  соответственно.

В случае полной разгрузки усиливаемого элемента предыстория его нагружения не учитывается. При этом упругие деформации являются возвратными и при разгрузке конструкции равны нулю ( $\epsilon_{el} = 0$ ), а в бетоне сжатой зоны усиливаемой конструкции сохраняются остаточные пластические деформации  $\epsilon_{pl} = \lambda_c \epsilon_c$  (рисунок 4.1, а). Учитывая, что коэффициент пластичности  $\lambda_c = 1 - \nu_c = 1 - E'_c / E_{c0}$  и секущий модуль деформаций на рассматриваемом этапе нагружения  $E'_c = \sigma_c / \epsilon_c$ , получаем

$$\epsilon_{pl} = \left( 1 - \frac{\sigma_c}{\epsilon_c E_{c0}} \right) \epsilon_c = \epsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_{c0}} \quad (4.1)$$

Согласно нормативным требованиям, основная (усиливаемая) и дополнительная (усиливающая) части сечения должны работать вплоть до полного исчерпания несущей способности как единое целое без расслоения по шву контакта.



а – до усиления; б – с жёстким швом контакта после усиления; в – с податливым швом контакта после усиления

Рисунок 4.1 – Напряжённо-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента, усиленного наращиванием сжатой зоны



При этом шов контакта двух бетонов принимается условно жёстким и характеризуется высоким модулем сдвига ( $G_0 \rightarrow \infty$ ). Особенностью эпюр напряжений и деформаций является наличие скачков на границе усиливаемого и усиливающего элементов (рисунок 4.1, б). Проведённые экспериментальные исследования посвящены усилению изгибаемых железобетонных элементов при их разгрузке. Скачки на эпюрах обусловлены наличием остаточных деформаций в бетоне усиливаемой конструкции.

Особенностью работы усиленных изгибаемых железобетонных элементов с податливым швом контакта являются деформации сдвига блока усиления относительно усиливаемой части конструкций ( $G_0 \rightarrow 0$ ). Дополнительное нагружение в процессе эксплуатации усиленных железобетонных конструкций при небольшом сдвиге шва сопряжения двух бетонов вызывает как в элементе усиления, так и в усиливаемой конструкции напряжения сжатия и растяжения одновременно (рисунок 4.1, в).

Напряжённо-деформированное состояние железобетонных изгибаемых элементов при многократно повторных статических нагружениях низких и средних уровней имеет свои особенности в сравнении с монотонным нагружением до разрушения. Экспериментально выявлены две стадии деформирования бетона: первая стадия характеризуется значительным ростом деформаций в бетоне сжатой зоны и перераспределением внутренних усилий (до пятого-шестого циклов); на второй стадии происходит условная стабилизация деформативных процессов. В большинстве случаев малоцикловые нагружения приводят к уменьшению конечных деформаций сжатого бетона по сравнению с однократным нагружением, что подтверждается данными исследований других авторов [77, 78, 92, 93].

Механизм разрушения опытных балок представлен ниже.

1 Балки всех базовых серий (до усиления) разрушились по бетону сжатой зоны.

2 Балки серии 1, выполненные из тяжёлого бетона с  $f_{cm} = 21,8$  МПа,  $f_{c,cube,m} = 28,5$  МПа (с учётом роста прочности во времени при первоначальных прочностных характеристиках  $f_{cm} = 18,7$  МПа,  $f_{c,cube,m} = 23,3$  МПа), усиленные наращиванием в сжатой зоне тяжёлым бетоном с  $f_{cm} = 22,3$  МПа,  $f_{c,cube,m} = 27,3$  МПа, разрушились в результате достижения рабочей арматурой предела текучести.

3 Балки серии 2, выполненные из тяжёлого бетона с  $f_{cm} = 29,6$  МПа,  $f_{c,cube,m} = 37,1$  МПа (с учётом роста прочности во времени при первоначальных  $f_{cm} = 29,0$  МПа,  $f_{c,cube,m} = 36,7$  МПа), усиленные наращиванием в сжатой зоне сталефибробетоном с  $f_{cm} = 20,0$  МПа,  $f_{c,cube,m} = 25,5$  МПа (бетон матрицы для сталефибробетона с  $f_{cm} = 17,5$  МПа,  $f_{c,cube,m} = 22,1$  МПа), разруши-

лись по принципу А. Ф. Лолейта: разрушение опытных балок произошло по растянутой арматуре и по сжатому сталефибробетону.

4 Балки серии 3, выполненные из тяжёлого бетона с  $f_{cm} = 28,4$  МПа,  $f_{c,cube,m} = 36,2$  МПа (с учётом роста прочности во времени при первоначальных  $f_{cm} = 28,2$  МПа,  $f_{c,cube,m} = 36,1$  МПа), усиленные наращиванием в сжатой зоне ОМП-бетоном с  $f_{cm} = 18,8$  МПа,  $f_{c,cube,m} = 24,5$  МПа, разрушились по принципу А. Ф. Лолейта (по растянутой арматуре и по сжатому ОМП-бетону).

5 Балки серии 4, выполненные из тяжёлого бетона с  $f_{cm} = 17,6$  МПа,  $f_{c,cube,m} = 22,1$  МПа (с учётом роста прочности во времени при первоначальных  $f_{cm} = 16,4$  МПа,  $f_{c,cube,m} = 20,4$  МПа), усиленные наращиванием в сжатой зоне ОМП-бетоном с  $f_{cm} = 26,6$  МПа,  $f_{c,cube,m} = 32,8$  МПа и дополнительной сжатой арматурой диаметром 3 мм класса S500, разрушились по наклонному сечению в связи с податливостью контактного шва (раскрытие наклонной трещины достигало 0,6 мм, имели место разрывы стержней поперечной арматуры). Деформации рабочей арматуры и сжатого бетона не достигли в момент разрушения предельных значений.

Основные прочностные и деформативные характеристики бетона сжатой зоны, необходимые для расчёта прочности нормальных и наклонных сечений опытных образцов, а также механизм разрушения усиленных железобетонных балок сведены в таблицу 4.1.

Таблица 4.1 – Основные характеристики опытных образцов

Характеристика	Номер серии (маркировка)			
	1 (ББ)	2 (БСФ)	3 (БО)	4 (БОА)
1	2	3	4	5
Средняя призмная прочность бетона $f_{cm}$ без учёта возраста, МПа	18,7	29,0	28,2	28,1
Средняя кубиковая прочность бетона $f_{c,cube,m}$ без учёта возраста, МПа	23,3	36,7	36,1	35,0
Средняя призмная прочность бетона $f_{cm}$ с учётом возраста, МПа	21,8	29,6	28,4	29,7
Средняя кубиковая прочность бетона $f_{c,cube,m}$ с учётом возраста, МПа	28,5	37,1	36,2	36,7
Вид бетона усиления	Тяжёлый	СФБ	ОМП-бетон	ОМП-бетон
Средняя призмная прочность бетона усиления $f_{cm,ad}$ , МПа	22,3	20,0 (17,5*)	18,8	26,6

Окончание таблицы 4.1

1	2	3	4	5
Средняя кубиковая прочность бетона $f_{c,cube,m,ad}$ , МПа	27,3	25,5 (22,1*)	24,5	32,8
Наличие дополнительной сжатой арматуры	–	–	–	2Ø3 мм класса S500
Прочность бетона основной конструкции $f_c$ , МПа	21,8	29,6	28,4	29,7
Прочность бетона усиления $f_{c,ad}$ , МПа	22,3	20,0	18,8	26,6
Начальный модуль упругости основного бетона $E_{c0}$ , ГПа	27,58	59,28	32,07	28,04
Начальный модуль упругости бетона усиления $E_{c0,ad}$ , ГПа	35,02	35,86	23,22	31,57
Коэффициент пластичности для основного бетона $\lambda_{cR}$	0,731	0,683	0,562	0,749
Коэффициент пластичности для бетона усиления $\lambda_{cR,ad}$	0,636	0,727	0,662	0,581
Контактный шов	Жёсткий	Жёсткий	Жёсткий	Податливый
Механизм разрушения балки, усиленной наращиванием сжатой зоны	По растянутой арматуре	По растянутой арматуре и бетону сжатой зоны	По растянутой арматуре и бетону сжатой зоны	По наклонному сечению
<i>Примечание</i> – * – обозначены прочностные характеристики бетона-матрицы сталефибробетона				



При проведении экспериментальных исследований было принято соотношение высоты усиления к высоте усиливаемой конструкции  $h_{ad}/h \approx 0,25$  без учёта глубины шпонок, устраиваемых для обеспечения жёсткости шва контакта двух бетонов, т. к. жёсткость шва может быть также обеспечена достаточно глубокой (до 1 см) и частой насечкой на поверхности бетона усиливаемой конструкции. В случае устройства шпонок из фактической высоты сечения конструкции может быть вычтена глубина шпонок (т. к. бетонный элемент разрушается в наиболее слабом сечении), тогда для рассматриваемых опытных образцов  $h_{ad}/h \approx 0,55-0,6$ .

## 4.2 Прочность сечений опытных балок

### 4.2.1 Прочность сечений, нормальных к продольной оси элемента.

Максимальный изгибающий момент для балок, испытанных однократным статическим нагружением, определён по трём методикам расчёта: по методу предельных усилий (альтернативная модель), по упругопластической модели (УПМ), по деформационной модели с использованием полинома пятой степени для описания диаграммы деформирования сжатого бетона [17, 21, 22]. Результаты расчёта опытных балок, испытанных статическим нагружением, для каждой серии образцов представлены в таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Результаты расчёта прочности опытных балок, испытанных статическим нагружением

Серия	Маркировка опытных балок	Фактический разрушающий момент $M_{\text{эксп}}$ , кН·м	Расчётный разрушающий момент $M_{\text{расч}}$ , кН·м			Отклонение расчётных значений от опытных ( $\Delta M = (M_{\text{эксп}} - M_{\text{расч}}) / M_{\text{эксп}}$ ), %		
			по альтернативной модели $M^{\text{альт}}$	по упругопластической модели $M^{\text{УПМ}}$	по деформационной модели $M^{\text{деф}}$	для альтернативной модели $\Delta M^{\text{альт}}$	для упругопластической модели $\Delta M^{\text{УПМ}}$	для деформационной модели $\Delta M^{\text{деф}}$
<i>Базовые балки</i>								
1	Б1	4,06	4,24	3,86	4,12	-4,50	4,86	-1,44
2	Б2-1	5,88	5,37	5,59	5,91	8,60	4,99	-0,56
	Б2-2	8,68	7,37	8,62	8,40	15,07	0,64	3,17
3	Б3-1	5,42	5,34	5,52	5,31	1,47	-1,74	2,13
	Б3-2	6,94	6,55	7,47	7,24	5,61	-7,54	-4,26
4	Б4-1	6,73	6,62	6,95	6,90	1,63	-3,34	-2,65
<i>Усиленные балки</i>								
5	ББ-1	11,00	10,96	10,92	10,91	0,41	0,76	0,82
6	БСФ-1	10,85	10,48	10,45	10,31	3,39	3,69	4,97
Среднее отклонение ( $\overline{\Delta M} = \sum_{i=1}^n \Delta M_i / n$ ), %						3,96	0,29	0,27

Из таблицы 4.2 видно, что упругопластическая модель расчёта нормальных сечений обеспечивает достаточную сходимость с экспериментальными данными.

В таблице 4.3 показано влияние режима нагружения на несущую способность опытных балок (как усиленных наращиванием, так и базовых) на основе сравнения экспериментальных значений разрушающего момента с его расчётными значениями, полученными по упругопластической модели без учёта изменения прочностных и деформативных свойств бетона в результате действия малоцикловых нагрузок ( $M_{\text{эксп}}/M_{\text{расч}}$ ).

Расчёт усиленных наращиванием сжатой зоны железобетонных изгибаемых элементов упругопластической модели имеет некоторые особенности.

Несущая способность железобетонных изгибаемых элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, зависит от предыстории нагружения. Если до усиления конструкция была подвержена действию малоцикловых нагрузок, то прочностные и деформативные характеристики бетона сжатой зоны усиливаемой конструкции могут измениться.

Прочность нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, может быть с достаточной точностью рассчитана по упругопластической модели (УПМ) с учётом изменения прочности сжатого бетона при действии малоцикловых нагрузок различных уровней и режимов: напряжения в бетоне сжатой зоны определяются с учётом коэффициента  $\gamma_{c,cyc}$ , вид бетона учитывается коэффициентом  $k_{срс}$ .

При расчёте нормальных сечений усиленных наращиванием сжатой зоны железобетонных изгибаемых элементов предыстория нагружения учитывается уточнением прочностных характеристик бетона усиливаемого образца в зависимости от режима предварительного нагружения:

$$f'_{cd,cyc} = \gamma_{c,cyc} f'_{cd}.$$

При усилении под нагрузкой необходимо учитывать при проценте армирования, близком к проценту армирования большинства используемых на практике плит покрытий и перекрытий, что нагрузка, действующая на конструкцию к моменту усиления, почти не влияет на несущую способность усиленной конструкции [90]. Однако в некоторых случаях при усилении под нагрузкой её необходимо учитывать. Так, следует учитывать собственный вес  $g_k$  усиливаемой конструкции и, например, вес технологического оборудования  $p_k$ , т. е. к моменту усиления на усиливаемую конструкцию действует нагрузка  $p_0 = g_k + p_k$  и в бетоне сжатой зоны возникают напряжения  $\sigma_{c0}$ .

Тогда при расчёте напряжения в бетоне усиливаемой конструкции после усиления на границе контакта  $f'_{cd,cyc} = \gamma_{c,cyc} f'_{cd} + \sigma_{c0}$ .

Таблица 4.3 – Изменение прочности нормальных сечений опытных балок в зависимости от режима нагружения

Маркировка опытных балок	Режим нагружения (номера циклов)	Предыстория нагружения (номера циклов)	Разрушающий момент для базовой балки			Разрушающий момент для усиленной балки			Увеличение несущей способности в результате усиления, %
			$M'_{\text{эсп}},$ кН·м	$M'_{\text{расч}},$ кН·м	$\frac{M'_{\text{эсп}}}{M'_{\text{расч}}}$	$M_{\text{эсп}},$ кН·м	$M_{\text{расч}},$ кН·м	$\frac{M_{\text{эсп}}}{M_{\text{расч}}}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<i>Серия 1</i>									
ББ_1	Однократ.	Однократ.	4,06	3,89	1,04	11,00	10,92	1,01	63,1
ББ_04-08 [07]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$	Однократ.	3,04	4,56	–	10,41	10,40	1,00	56,1
	$\eta_{\text{top}} = 0,8$ (1–10)	до $\eta = 0,7$							
ББ_04-08 [03-06]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$	$\eta_{\text{low}} = 0,3$	4,21	3,86	1,09	10,50	9,63	1,09	59,9
	$\eta_{\text{top}} = 0,8$ (1–10)	$\eta_{\text{top}} = 0,6$ (1–13)							
ББ_04-08 [w]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$	$\eta_{\text{low}} = 0,3$	4,34	3,89	1,11	10,85	10,92	0,99	60,0
	$\eta_{\text{top}} = 0,8$ (1–10)	$\eta_{\text{top}} = 0,8$ (1–12)							
ББ_04-07(09) [w]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$	$\eta_{\text{low}} = 0,4$	4,33	4,17	1,04	10,05	9,71	1,04	57,0
	$\eta_{\text{top}} = 0,7$ (1–5; 7–11)	$\eta_{\text{top}} = 0,7$ (1–5; 7–10)							
	$\eta_{\text{top}} = 0,9$ (6)	$\eta_{\text{top}} = 0,9$ (6)							
ББ_04-07(09) [03-06-08]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$	$\eta_{\text{low}} = 0,3$	4,56	4,36	1,05	10,35	10,78	0,96	56,0
	$\eta_{\text{top}} = 0,7$ (1–5; 7–11)	$\eta_{\text{top}} = 0,7$ (1–6)							
	$\eta_{\text{top}} = 0,9$ (6)	$\eta_{\text{top}} = 0,8$ (7–15)							
<i>Серия 2</i>									
БСФ-1	Однократ.	Однократ.	5,88	5,62	1,05	10,85	10,45	1,04	45,8
БСФ_04-08 [Б2-2]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$	Однократ.	8,68	8,68	1,00	10,85	10,28	1,06	20,0
	$\eta_{\text{top}} = 0,8$ (1–10)								
БСФ_04-07(09) [07]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$	Однократ.	3,78	5,13	–	10,85	9,80	1,11	47,6
	$\eta_{\text{top}} = 0,8$ (1–10)	до $\eta = 0,7$							

Окончание таблицы 4.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
БСФ_04-07(09) [03-07]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7 (1-5; 7-11)$ $\eta_{top} = 0,9 (6)$	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,7 (1-10)$	5,14	4,84	1,06	9,33	10,06	0,93	44,9
БСФ_04-08 [03-07(09)]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8 (1-8)$	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,7 (1-5; 7-11)$ $\eta_{top} = 0,9 (6)$	4,40	4,62	0,95	8,92	10,19	0,88	50,6
БСФ_04-07 [03-07-08]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7 (1-10)$	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,7 (1-6)$ $\eta_{top} = 0,8 (7-12)$	4,45	4,10	1,09	9,16	10,32	0,89	51,4
<i>Серия 3</i>									
БО-1	Однокраг.	Однокраг.	5,42	5,56	0,98	10,09	9,98	1,01	46,2
БО_04-08 [Б3-2]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8 (1-10)$	Однокраг.	6,94	6,97	1,00	8,57	10,85	0,79	19,0
БО_04-07(09) [07]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7 (1-5; 7-11)$ $\eta_{top} = 0,9 (6)$	Однокраг. до $\eta = 0,7$	3,28	4,92	–	9,22	10,47	0,88	53,0
БО_04-07(09) [03-08]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7 (1-5; 7-11)$ $\eta_{top} = 0,9 (6)$	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,8 (1-10)$	5,12	4,93	1,04	8,79	9,99	0,88	41,7
БО_04-07(09) [03-06-08]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7 (1-5; 7-11)$ $\eta_{top} = 0,9 (6)$	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,7 (1-6)$ $\eta_{top} = 0,8 (7-14)$	5,64	5,44	1,04	8,57	10,11	0,85	34,2
БО_04-09-08 [03-06(08)]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8 (1)$ $\eta_{top} = 0,7 (2-10)$	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,7 (1-6; 8-11)$ $\eta_{top} = 0,9 (7)$	5,08	4,85	1,05	7,92	9,84	0,80	35,9

Начальные напряжения  $\sigma_{c0}$  определяются из условия равновесия внешних и внутренних усилий (эпюра в сжатой зоне от нагрузки  $p_0$  принимается в виде треугольника) по формуле

$$\sigma_{c0} = \frac{M_{sd0}}{A_{s1} \alpha_m \left( d - \frac{2}{3} \frac{\alpha_m A_{s1}}{b} \right)}. \quad (4.2)$$

Расчёт усиленной наращиванием конструкции производится по следующим характеристикам:

– для бетона усиливаемой конструкции

$$f_{cd,cyc} = \gamma_{c,cyc} f'_{cd,cyc}, E_{c,cyc} = \frac{55f_{cd,cyc}}{19 + \eta_{top1} f_{cd,cyc}};$$

– для бетона усиления

$$f_{cd,ad,cyc} = \gamma_{c,cyc} f_{cd,ad}, E_{c,ad,cyc} = \frac{55f_{cd,ad,cyc}}{19 + \eta_{top1} f_{cd,ad,cyc}}.$$

В случае, если нейтральная линия проходит в бетоне усиления, элемент рассчитывается как состоящий из бетона одного вида и класса (бетона усиления с прочностью  $f_{c,cyc,ad}$ ), если в бетоне основной конструкции – по приведенной прочности  $f_{c,cyc,red}$ , вычисляемой по формуле

$$f_{c,cyc,red} = f_{c,cyc} \left( 1 - \frac{S_{ad}}{S} \right) + f_{c,cyc,ad} \frac{S_{ad}}{S}. \quad (4.3)$$

В этом случае модуль упругости бетона определяется по формуле

$$E_{c,cyc,red} = \frac{55f_{c,cyc,red}}{19 + \eta_{top1} f_{c,cyc,red}}. \quad (4.4)$$

Величина коэффициентов пластичности для бетона усиливаемой конструкции  $\lambda_c$  и бетона усиления  $\lambda_{c,ad}$  рассчитываются в зависимости от значений прочности  $f_c$  и  $f_{c,ad}$ . Величина приведенного коэффициента пластичности  $\lambda_{c,red}$  для бетона может быть определена по формуле



$$\lambda_{c,red} = 0,97 - 0,0077f_{c,cyc,red} . \quad (4.5)$$

В связи с тем, что в упругопластической модели при расчёте нормальных сечений квадратное уравнение типа  $A_1X_c^2 + A_2X_c + A_3 = 0$  получено путём замены значений напряжений в растянутой  $\sigma_s$  и сжатой  $\sigma_{sc}$  арматуре формулами, предложенными в [57, 160], результаты для образцов, испытанных малоцикловым нагружением, могут оказаться некорректными, т. к. явление наклёпа в стали компенсирует действие малоциклового нагружения, что отмечено в [75, 96]. В связи с этим для переармированных образцов в случае, если расчётное напряжение в арматуре превышает предел текучести ( $\sigma_s > f_s$ ), лучше использовать прямой расчёт, принимая  $\sigma_s = f_s$ :

$$N_c + N_{sc} = N_s \Rightarrow$$

$$\Rightarrow f_{c,red} b x_{eff} \frac{1 + \lambda_{c,red}}{2} + \sigma_{sc} A_{sc} = f_s A_{s1} \Rightarrow x_{eff} = \frac{f_s A_{s1} - \sigma_{sc} A_{sc}}{0,5 f_{c,red} b (1 + \lambda_{c,red})} . \quad (4.6)$$

На рисунке 4.2 представлена схема внутренних усилий в сечении изгибаемого элемента, усиленного наращиванием сжатой зоны сечения.

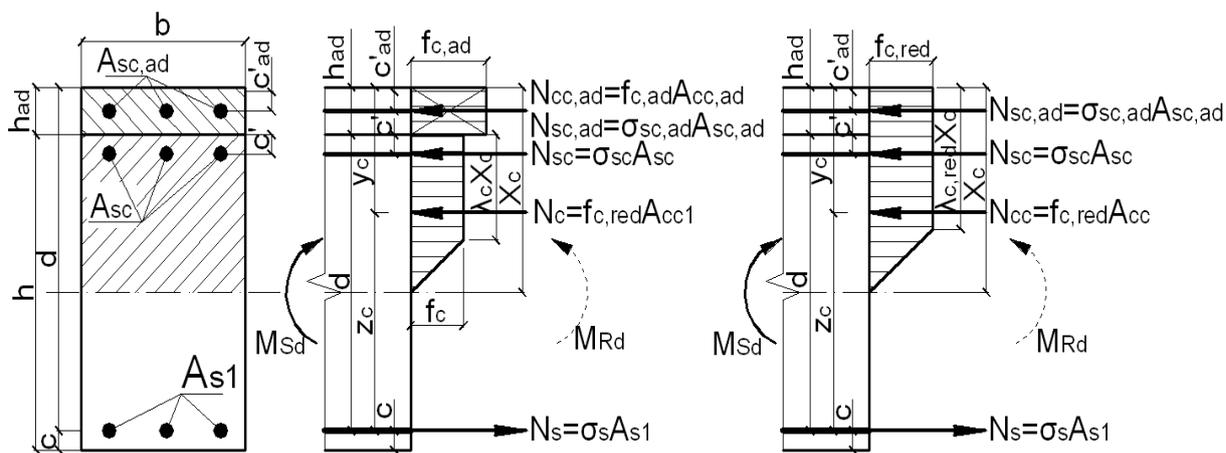


Рисунок 4.2 – Расчётная схема к проверке прочности нормальных сечений

Расчётное значение разрушающего момента  $M_{Rd}$ :

– если нейтральная ось проходит в пределах усиления ( $X_c \leq h_{ad}$ ), то

$$M_{Rd} = 0,5f_{cd,ad,cyc} bX_c [(1 + \lambda_{c,ad})d - 0,33X_c (1 + \lambda_{c,ad} + \lambda_{c,ad}^2)] + \sigma_{sc,ad} A_{sc,ad} (d - c'_{ad}); \quad (4.7)$$

– если нейтральная ось проходит в теле усиливаемой конструкции ( $X_c > h_{ad}$ ), то

$$M_{Rd} = 0,5f_{cd,red,cyc} bX_c [(1 + \lambda_{c,red})d - 0,33X_c (1 + \lambda_{c,red} + \lambda_{c,red}^2)] + \sigma_{sc} A_{sc} (d - h_{ad} - c') + \sigma_{sc,ad} A_{sc,ad} (d - c'_{ad}). \quad (4.8)$$

В таблице 4.4 приведены результаты расчёта опытных образцов по уточнённой упругопластической модели.

Из таблицы видно, что предложенная методика имеет хорошую сходимость с экспериментальными данными.

#### 4.2.2 Прочность сечений, наклонных к продольной оси элемента.

При усилении изгибаемых железобетонных элементов наращиванием сечения в сжатой зоне недостаточная обеспеченность жёсткости (податливость) шва контакта двух бетонов оказывает существенное влияние на работу конструкции и может изменить механизм её разрушения. При проведении экспериментальных исследований податливость шва контакта двух бетонов повлияла на характер разрушения опытных образцов: ввиду нарушения прочности контактного шва (появление вдоль него горизонтальной трещины) нарушилась совместность работы бетона основной конструкции и бетона усиления на уровне нагружения  $\eta \approx 0,6$ . Разрушение опытных образцов произошло по наклонному сечению без достижения бетоном сжатой зоны и растянутой арматурой предельных деформаций.

Особенностью распределения продольных деформаций в элементах с податливым швом контакта является разность деформаций на границе шва сдвига [103, 116]. В [116] отмечено, что за счёт влияния деформаций, образовавшихся в сборных образцах до усиления, эта разность увеличивается на 7–9 % при статическом нагружении. Жёсткость шва сдвига влияет на величину усилий, которые при включении в работу бетона усиления передаются на него с бетона усиливаемой конструкции. При нарушении жёсткости шва существенное влияние оказывает поперечная сила, вызывающая смещение элементов относительно друг друга (так называемый «нагельный эффект» поперечных стержней).

Таблица 4.4 – Результаты расчёта прочности нормальных сечений опытных балок при малоцикловых нагрузках различных уровней

Маркировка опытных балок	Базовый образец						Усиленный образец			
	Экспериментальный момент, кН·м	Расчётный момент по УПМ без учёта режима нагружения, кН·м	Расчётный момент по УПМ с учётом режима нагружения, кН·м	Отклонение расчётных значений от опытных, %		Расчётный момент по УПМ без учёта режима нагружения, кН·м	Экспериментальный момент, кН·м	Расчётный момент по УПМ с учётом режима нагружения, кН·м	Отклонение расчётных значений от опытных, %	
				без учёта режима нагружения	с учётом режима нагружения				без учёта режима нагружения	с учётом режима нагружения
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<i>Серия 1</i>										
ББ_04-08 [07]	–	–	–	–	–	10,41	10,400	10,834	0,1	–4,0
ББ_04-08 [03-06]	4,21	3,858	4,030	8,3	4,3	10,50	9,631	11,203	8,3	–6,7
ББ_04-08 [w]	4,34	3,895	3,947	10,2	9,1	10,85	10,917	11,427	–0,6	–5,3
ББ_04-07(09) [w]	4,33	4,169	3,923	3,7	9,4	10,58	9,708	9,345	8,3	11,7
ББ_04-07(09) [03-06-08]	4,56	4,356	4,281	4,4	6,0	10,35	10,780	10,461	–4,2	–1,1
<i>Серия 2</i>										
БСФ_04-08 [Б2-2]	–	–	–	–	–	10,85	10,278	11,412	5,3	–5,2
БСФ_04-07(09) [07]	–	–	–	–	–	10,85	9,798	9,552	9,7	12,0
БСФ_04-07(09) [03-07]	5,14	4,836	5,204	6,0	–1,2	9,33	10,058	8,273	–7,8	11,3
БСФ_04-08 [03-07(09)]	4,40	4,620	4,613	–4,9	–4,7	8,92	10,188	8,525	–14,2	4,4
БСФ_04-07 [03-07-08]	4,45	4,095	4,239	7,9	4,7	9,16	10,318	8,390	–12,7	8,4

Окончание таблицы 4.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<i>Серия 3</i>										
БО_04-08 [Б3-2]	-	-	-	-	-	8,57	10,848	8,766	-26,6	-2,3
БО_04-07(09) [07]	-	-	-	-	-	9,22	10,470	8,665	-13,5	6,0
БО_04-07(09) [03-08]	5,12	4,926	5,075	3,8	0,9	8,79	9,990	8,446	-13,7	3,9
БО_04-07(09) [03-06-08]	5,64	5,441	5,558	3,5	1,5	8,57	10,107	8,399	-17,9	2,0
БО_04-09-08 [03-06(08)]	5,08	4,854	4,851	4,5	4,5	7,92	9,838	8,534	-24,2	-7,8

В [102] отмечено, что при разрушении по наклонному сечению изгибаемых железобетонных элементов имеет место разуплотнение бетона, происходит нарушение сцепления арматуры с бетоном, вследствие чего большую часть поперечной силы начинают воспринимать хомуты, а не бетон. Причём с уменьшением пролёта среза деформации поперечной арматуры и бетона на участках образования наклонных трещин увеличиваются при одинаковых уровнях нагружения. Таким образом, можно сделать вывод, что разрушение опытных балок с податливым швом контакта, т. е. при разрушении по наклонному сечению, может произойти вследствие достижения поперечной арматурой предела текучести и в конечном счете разрыва хомутов.

В связи с вышеизложенным несущая способность этих элементов была несколько снижена. Разрушению опытных образцов предшествовало развитие нормальных и наклонных трещин и слияние наклонных трещин с горизонтальными трещинами по шву контакта двух бетонов.

Определение усилий в плоских сечениях осуществляется на основе следующих рабочих гипотез [58, 147]:

- в качестве расчётной принимается схема, представленная на рисунке 4.3;
- связь между напряжениями и деформациями бетона и арматурной стали принимаются в виде билинейных диаграмм деформирования;
- эпюра касательных напряжений в бетоне сжатой зоны сечения I–I ограничивается квадратной параболой с максимальной ординатой, расположенной на уровне вершины наклонной трещины;
- напряжения в продольной растянутой арматуре в месте пересечения её наклонной трещиной и в сечении I–I принимают не более предельного сопротивления  $f_{yd}$ ;
- напряжения в поперечной арматуре, пересекаемой наклонной трещиной, принимают равными предельному сопротивлению  $f_{ywd}$ ; в расчёт вводят поперечное усилие в продольной растянутой арматуре в месте пересечения её наклонной трещиной (нагельная сила  $V_a$ );
- сопротивление расчётного наклонного сечения исчерпано, если деформации «приведенного» бетона в сечении I–I над наклонной трещиной по направлению главных сжимающих напряжений достигают предельных значений;
- напряжения в продольной растянутой арматуре в месте пересечения её наклонной трещиной и в сечении I–I принимаются равными границе текучести;
- напряжения в поперечной арматуре в месте пересечения её наклонной трещиной принимаются равными границе текучести;



формативностью сжатого бетона, т. е. использовать одну расчётную методику – упругопластическую модель – для элементов с различными механизмами разрушения.

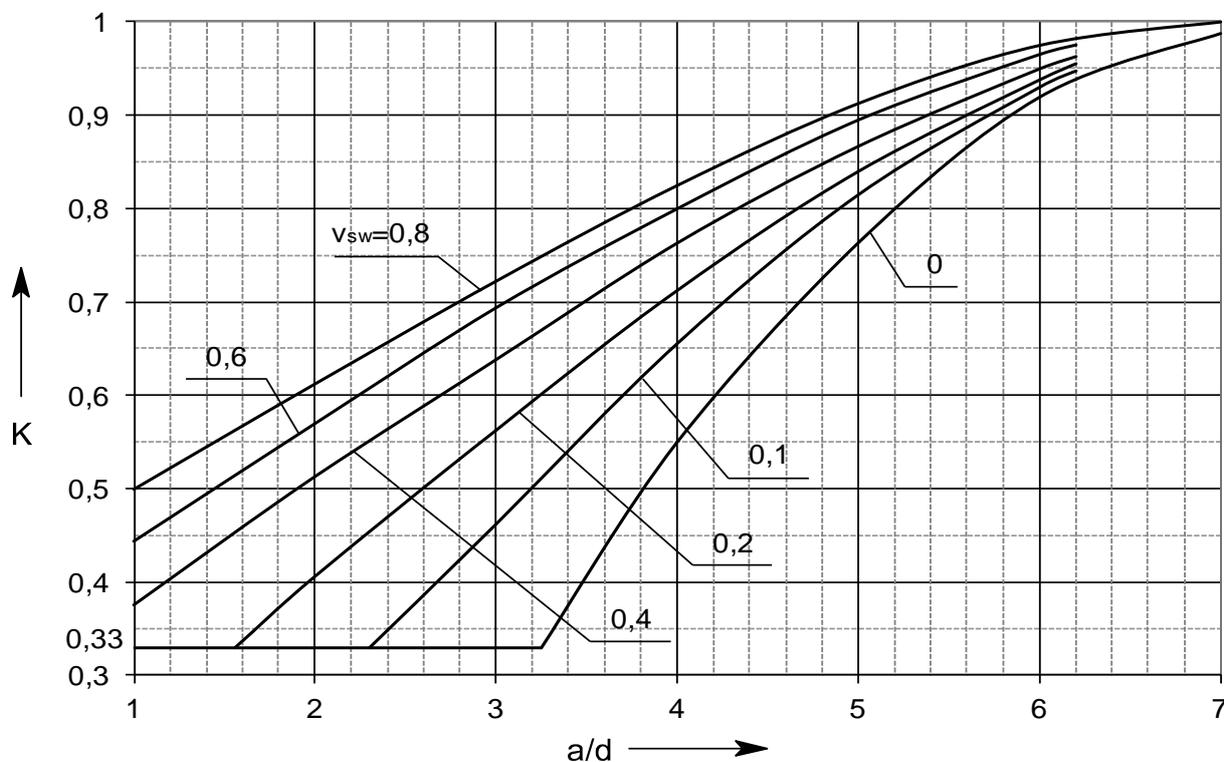


Рисунок 4.4 – График зависимости «K – a/d»

Для образцов, испытанных малоцикловой нагрузкой, расчёт выполнен с учётом изменения прочностных и деформативных свойств бетона в зависимости от режима нагружения и предыстории работы.

Сравнение опытных и расчётных значений представлено в таблице 4.5.

Особенностью расчёта является наличие погрешности при определении коэффициента K по диаграммам «K – a/d». При расчёте прочности наклонных сечений опытных балок погрешность составила 1–3 %, что не оказало существенного влияния на точность расчёта.

Если контактный шов оказывается податливым, то в предельной стадии (при разрушающей нагрузке) основная конструкция и набетонка будут работать как отдельные элементы, деформируемые совместно.

Таблица 4.5 – Изменение прочности нормальных сечений базовых балок и наклонных сечений опытных балок, усиленных наращиванием сжатой зоны, в зависимости от режима нагружения

Маркировка опытных балок	Режим нагружения (номера циклов)	Предыстория нагружения (номера циклов)	Разрушающий момент для базовой балки			Разрушающий момент для усиленной балки			Увеличение несущей способности в результате усиления, %
			$M'_{\text{эсп}}$ , кН·м	$M'_{\text{расч}}$ , кН·м	$\frac{M'_{\text{эсп}}}{M'_{\text{расч}}}$	$M_{\text{эсп}}$ , кН·м	$M_{\text{расч}}$ , кН·м	$\frac{M_{\text{эсп}}}{M_{\text{расч}}}$	
<i>Серия 4</i>									
БОА-1	Однократ.	Однократ.	6,73	7,01	0,96	8,27	8,36	0,99	18,6
БОА_04-08 [07]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$ $\eta_{\text{top}} = 0,8$ (1–10)	Однократ. до $\eta = 0,7$	4,52	7,53	–	7,81	8,44	0,93	–
БОА_04-07(09) [04-06]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$ $\eta_{\text{top}} = 0,7$ (1–5; 7–11) $\eta_{\text{top}} = 0,9$ (6)	$\eta_{\text{low}} = 0,4$ $\eta_{\text{top}} = 0,6$ (1–11)	6,08	7,35	0,83	7,05	8,50	0,83	13,8
БОА_04-07(09) [w]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$ $\eta_{\text{top}} = 0,7$ (1–5; 7–10) $\eta_{\text{top}} = 0,9$ (6)	$\eta_{\text{low}} = 0,4$ $\eta_{\text{top}} = 0,7$ (1–5; 7–11) $\eta_{\text{top}} = 0,9$ (6)	5,95	6,75	0,88	7,92	8,26	0,96	24,9
БОА_04-08 [04-07]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$ $\eta_{\text{top}} = 0,8$ (1–10)	$\eta_{\text{low}} = 0,4$ $\eta_{\text{top}} = 0,7$ (1–11)	6,18	6,64	0,93	7,98	8,40	0,95	22,6

В связи с этим высота сжатой зоны определяется как в бетоне усиления  $X_{c,ad}$ , так и в теле основной конструкции  $X_c$ , а несущая способность составного сечения определяется как сумма моментов, воспринимаемых усилением  $M_1$  и усиливаемой конструкцией  $M_2$  (см. рисунок 4.3):

$$M_1 = 0,5f_{cd,ad,cyc} bX_{c,ad} [(1 + \lambda_{c,ad}^*)d - 0,33X_{c,ad} (1 + \lambda_{c,ad}^* + \lambda_{c,ad}^{*2})] + \sigma_{sc,ad} A_{sc,ad} (d - c'_{ad});$$

$$M_2 = 0,5f_{cd,cyc} bX_c [(1 + \lambda_c^*)(d - h_{ad}) - 0,33X_c (1 + \lambda_c^* + \lambda_c^{*2})] + \sigma_{sc} A_{sc} (d - h_{ad} - c');$$

$$M_{Rd} = M_1 + M_2 .$$

При усилении ОМП-бетоном более высокого класса, а также дополнительной сжатой арматурой при недостаточной обеспеченности жёсткости контактного шва (только за счёт выпусков поперечной арматуры и неровностей на поверхности сборной конструкции) эффективность усиления значительно снизилась – до 14–22 %. При этом несущая способность по сравнению с эталонным образцом снижалась незначительно (в пределах 10 %) ввиду того, что при разрушении по наклонному сечению поперечную силу воспринимает в основном поперечная арматура, которая в этом случае работает на растяжение и хорошо сопротивляется негативному воздействию нагрузок малоциклового характера.

Балка БОА\_04-07(09) [04-06] при испытании базовой серии, несмотря на средний режим нагружения, обладала низкой несущей способностью, вероятно, в связи с наличием внутренних дефектов, что повлияло на эффективность усиления.

В таблице 4.6 представлены результаты расчёта прочности наклонных сечений опытных балок при малоциклового нагружениях разных уровней для опытных балок серии 4.

Согласно таблице 4.6, предложенная методика имеет хорошую сходимость с экспериментальными данными.

На рисунках 4.5 и 4.6 представлено сопоставление опытных значений разрушающего момента  $M_{Rd,эксп}$  и значений, полученных в результате расчёта по уточнённой упругопластической модели,  $M_{Rd,расч}$  для всех серий опытных образцов. На рисунке 4.5 приведено отклонение от опытных данных теоретических значений, полученных в результате расчёта по упругопластической модели без учёта действия малоциклового нагружения, на рисунке 4.6 – с учётом действия нагрузок малоциклового характера.

Таблица 4.6 – Результаты расчёта прочности наклонных сечений опытных балок при малоцикловых нагрузках разных уровней

Маркировка опытных балок	Базовый образец				Усиленный образец					
	Экспериментальный момент, кН·м	Расчётный момент по УПМ без учёта режима нагружения, кН·м	Расчётный момент по УПМ с учётом режима нагружения, кН·м	Отклонение расчётных значений от опытных, %		Экспериментальный момент, кН·м	Расчётный момент по УПМ без учёта режима нагружения, кН·м	Расчётный момент по УПМ с учётом режима нагружения, кН·м	Отклонение расчётных значений от опытных, %	
				без учёта режима нагружения	с учётом режима нагружения				без учёта режима нагружения	с учётом режима нагружения
БОА_04-08 [07]	–	–	–	–	7,81	7,532	7,594	3,6	2,8	
БОА_04-07(09) [04-06]	6,73	7,354	6,626	-9,3	7,05	8,223	7,353	-16,6	-4,3	
БОА_04-07(09) [w]	5,95	6,752	6,105	-13,6	7,92	8,376	7,267	-5,8	8,2	
БОА_04-08 [04-07]	6,18	6,639	6,261	-7,4	7,98	8,057	7,446	-0,9	6,7	

*Серия 4*

*Примечание* – Опытные образцы серии 4 ввиду податливости контактного шва разрушились по наклонному сечению и рассчитаны по усовершенствованной упругопластической модели с уточнением значения коэффициента пластичности бетона [49, 127]



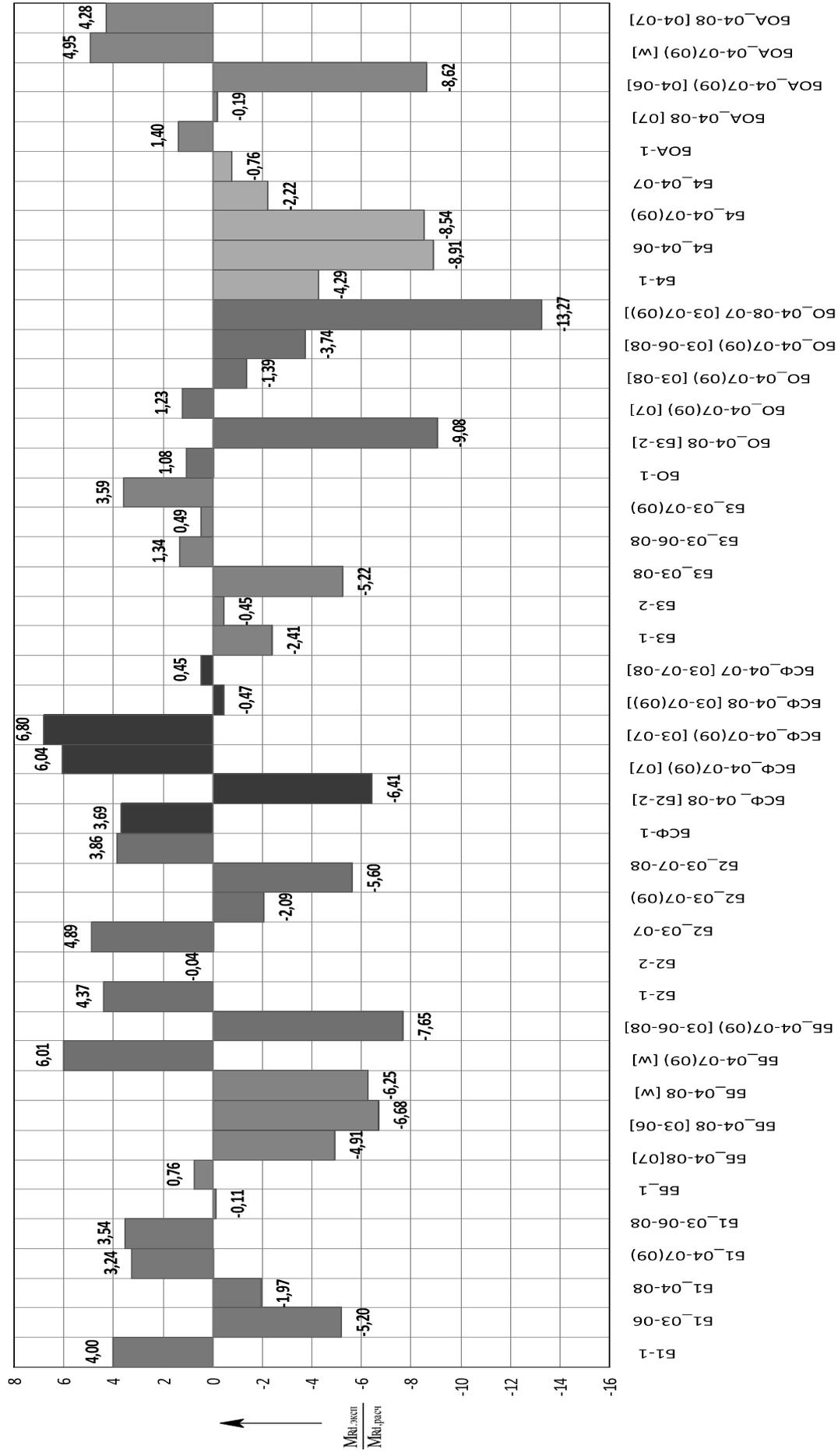


Рисунок 4.6 – Сравнение опытных  $M_{Rd,эксп}$  и расчётных  $M_{Rd,расч}$  значений разрушающего момента для сборных и сборно-монолитных балок с учётом действия малоциклового нагружения

### 4.3 Прочность контактного шва в сжатой зоне

В [186] были рассмотрены различные расчётные зависимости для определения предельного сопротивления сдвигу, базирующиеся на фрикционной модели среза, среди которых была выбрана зависимость, предложенная американскими исследователями Т. Хсу и С. Мау, как дающая наиболее точный результат:

$$\frac{\tau_{Rd,u}}{f_c} = 0,5 \sqrt{\frac{\rho_{sw,j} f_s}{f_c}} \leq 0,3. \quad (4.10)$$

Для балок, подверженных действию малоцикловых нагрузок, прочность бетона сжатой зоны определяется с учётом неблагоприятного воздействия режима нагружения по методике, описанной в разд. 3.

В таблице 4.7 представлены результаты проверки прочности контактного шва для усиленных опытных образцов.

Таблица 4.7 – Результаты проверки прочности контактного шва усиленных балок

Маркировка опытных балок	Предельное сопротивление сдвигу $\tau_{Rd}$ , МПа	Расчётное сопротивление сдвигу $\tau_{sd}$ , МПа	Обеспечение прочности контактного шва
1	2	3	4
<i>Серия 1</i>			
ББ_1	24,63	2,61	Прочность контакта обеспечена
ББ_04-08 [07]	23,58	2,47	
ББ_04-08 [03-06]	24,16	2,48	
ББ_04-08 [w]	23,45	2,48	
ББ_04-07(09) [w]	23,39	2,31	
ББ_04-07(09) [03-06-08]	22,10	2,32	
<i>Серия 2</i>			
БСФ-1	22,71	2,42	Прочность контакта обеспечена
БСФ_04-08 [Б2-2]	6,90	2,49	
БСФ_04-07(09) [07]	20,88	2,21	
БСФ_04-07(09) [03-07]	20,81	2,17	

Окончание таблицы 4.7

1	2	3	4
БСФ_04-08 [03-07(09)]	22,02	2,31	Прочность контакта обеспечена
БСФ_04-07 [03-07-08]	22,48	2,38	
<i>Серия 3</i>			
БО-1	22,04	2,33	Прочность контакта обеспечена
БО_04-08 [Б3-2]	5,56	2,19	
БО_04-07(09) [07]	19,09	2,09	
БО_04-07(09) [03-08]	19,55	2,11	
БО_04-07(09) [03-06-08]	20,05	2,14	
БО_04-08-07 [03-07(09)]	20,21	2,19	
<i>Серия 4</i>			
БОА-1	2,77	2,93	Прочность контакта не обеспечена
БОА_04-08 [07]	2,69	2,90	
БОА_04-07(09) [04-06]	2,65	2,73	
БОА_04-07(09) [w]	2,53	2,62	
БОА_04-08 [04-07]	2,80	2,90	

Результаты проверки прочности контактного шва для опытных балок совпадают с экспериментальными данными, что свидетельствует о применимости данной методики для расчёта изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сечений в сжатой зоне.

#### ***4.4 Алгоритм расчёта прочности сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны***

Алгоритмы расчёта по уточнённой упругопластической модели, адаптированной для расчёта прочности как нормальных, так и наклонных сечений, представлены на рисунках 4.7 (для изгибаемых железобетонных элементов без усиления) и 4.8 (для изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны).

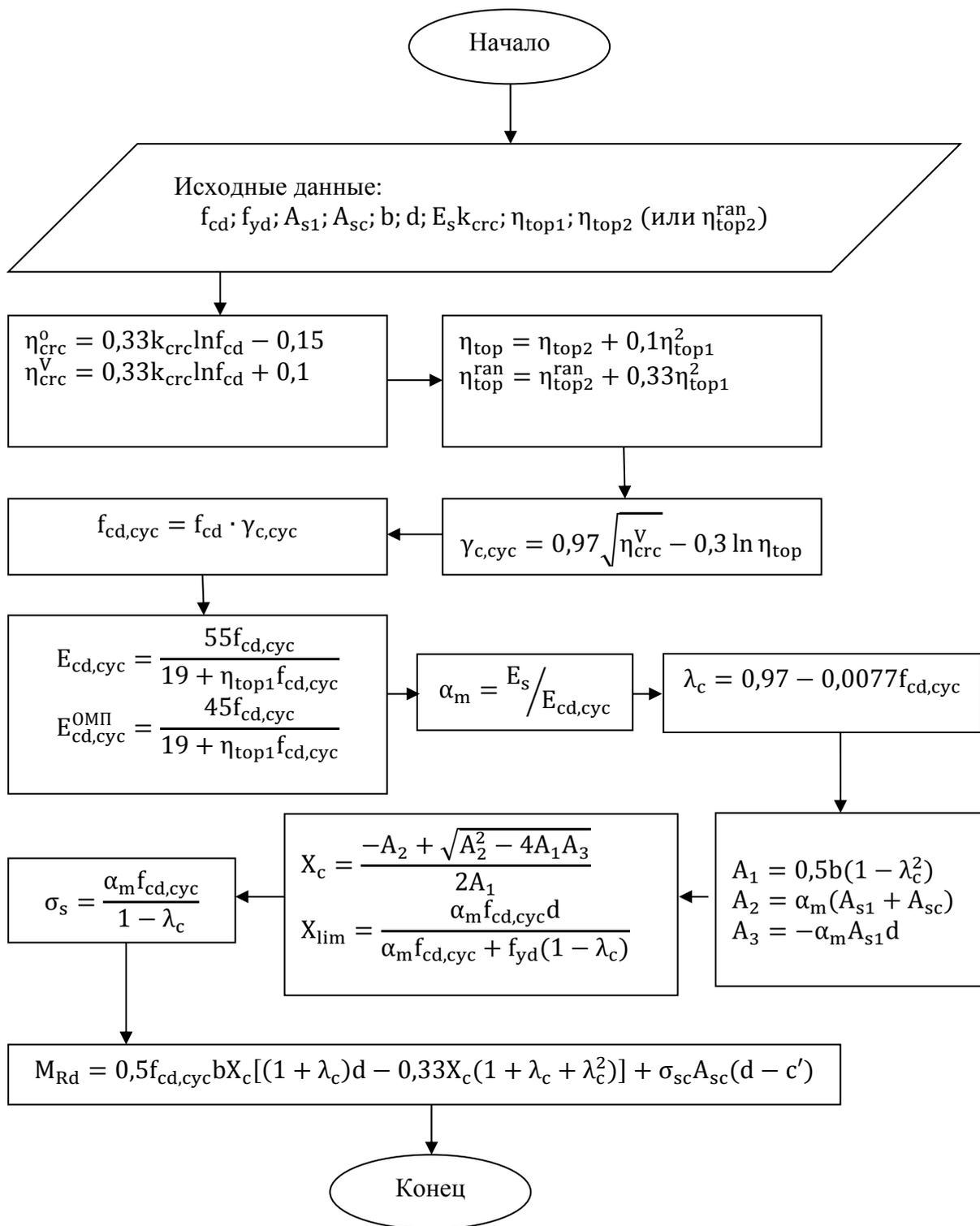


Рисунок 4.7 – Алгоритм расчёта прочности сечений изгибаемых железобетонных элементов (без усиления)

Начало

Исх. данные:  $f_{cd,ad}$ ;  $f_{cd}$ ;  $f_{yd}$ ;  $A_{sc}$ ;  $A_{sc,ad}$ ;  $b$ ;  $d$ ;  
 $h_{ad}$ ;  $c$ ;  $c'$ ;  $c'_{ad}$ ;  $k_{crc}$ ;  $k_{crc,ad}$ ;  $\sigma_{c0}$   
 Нагружение:  $\eta_{top1}$ ;  $\eta_{top2}$  ( $\eta_{top2}^{ran}$ )  
 Предыстория нагружения:  $\eta'_{top1}$ ;  $\eta'_{top2}$  ( $\eta_{top2}^{ran}$ )

$$\begin{aligned} \eta_{crc}^0 &= 0,33k_{crc} \ln f_{cd} - 0,15 \\ \eta_{crc}^V &= 0,33k_{crc} \ln f_{cd} + 0,1 \\ \eta_{crc,ad}^0 &= 0,33k_{crc,ad} \ln f_{cd,ad} - 0,15 \\ \eta_{crc,ad}^V &= 0,33k_{crc,ad} \ln f_{cd,ad} + 0,1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta'_{top} &= \eta'_{top2} + 0,1\eta_{top1}^2 \\ \eta_{top}^{ran} &= \eta_{top2}^{ran} + 0,33\eta_{top1}^2 \\ \eta_{top} &= \eta_{top2} + 0,1\eta_{top1}^2 \\ \eta_{top}^{ran} &= \eta_{top2}^{ran} + 0,33\eta_{top1}^2 \end{aligned}$$

$$f'_{cd,cyc} = f'_{cd}\gamma'_{c,cyc} + \sigma_{c0}$$

$$\gamma'_{c,cyc} = 0,97\sqrt{\eta_{crc}^V} - 0,3 \ln \eta'_{top}$$

$$\eta_{crc,ad}^V = 0,33k_{crc} \ln f'_{cd,cyc} + 0,1$$

$$\gamma_{c,cyc} = 0,97\sqrt{\eta_{crc}^V} - 0,3 \ln \eta_{top}$$

$$\begin{aligned} f_{cd,cyc} &= f'_{cd,cyc}\gamma_{c,cyc} \\ f_{cd,ad,cyc} &= f_{cd,ad}\gamma_{c,ad,cyc} \end{aligned}$$

$$\gamma_{c,ad,cyc} = 0,97\sqrt{\eta_{crc}^V}$$

$$\begin{aligned} E_{cd,cyc} &= \frac{55f_{cd,cyc}}{19 + \eta_{top1}f_{cd,cyc}} \\ E_{cd,ad,cyc} &= \frac{55f_{cd,ad,cyc}}{19 + \eta_{top1}f_{cd,ad,cyc}} \\ E_{cd,ad,cyc}^{OMP} &= \frac{45f_{cd,ad,cyc}}{19 + \eta_{top1}f_{cd,ad,cyc}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_m &= E_s / E_{cd,cyc} \\ \alpha_{m,ad} &= E_s / E_{cd,ad,cyc} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_c &= 0,97 - 0,0077f_{cd,cyc} \\ \lambda_{c,ad} &= 0,97 - 0,0077f_{cd,ad,cyc} \end{aligned}$$

Жёсткий  
контактный шов

$$0,5h_{ad}bf_{cd,ad,cyc}(1 + \lambda_{c,ad}) \leq A_{s1}f_{yd}$$

$$X_{lim} = \frac{\alpha_{m,ad}f_{cd,ad,cyc}d}{\alpha_{m,ad}f_{cd,ad,cyc}d + f_{yd}(1 - \lambda_{c,ad})}$$

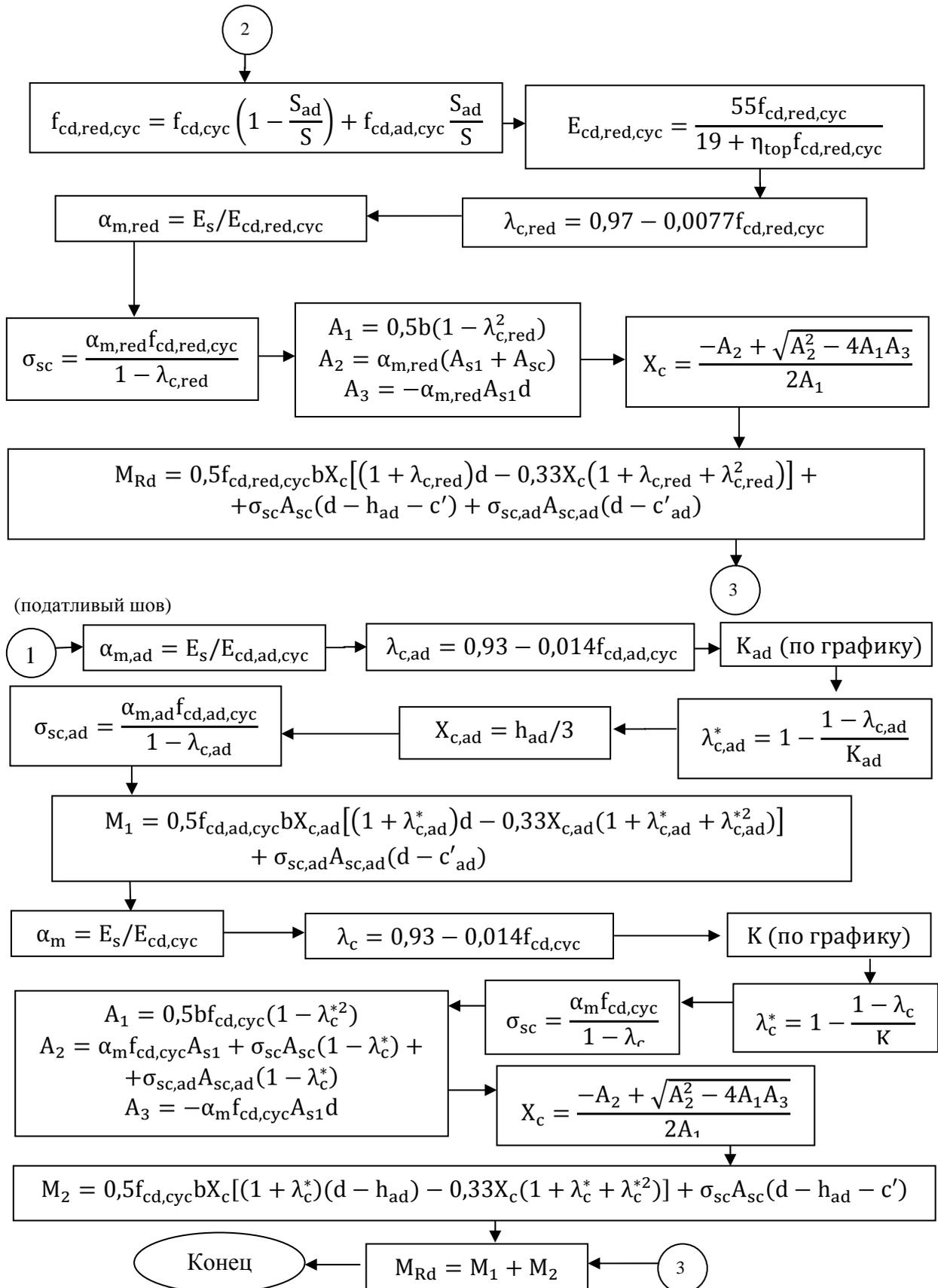
$$X_c = \frac{2A_{s1}f_{yd}}{bf_{cd,ad,cyc}(1 + \lambda_{c,ad})}$$

$$\begin{aligned} S &= 0,5bX_{lim}^2 \\ S_{ad} &= bh_{ad}(X_{lim} - 0,5h_{ad}) \end{aligned}$$

$$X_{lim} = \frac{\alpha_{m,ad}f_{cd,ad,cyc}d}{\alpha_{m,ad}f_{cd,ad,cyc}d + f_{yd}(1 - \lambda_{c,ad})}$$

$$M_{Rd} = 0,5f_{cd,ad,cyc}bX_c[(1 + \lambda_{c,ad})d - 0,33X_c(1 + \lambda_{c,ad} + \lambda_{c,ad}^2)] + \sigma_{sc,ad}A_{sc,ad}(d - c'_{ad})$$

Рисунок 4.8 – Алгоритм расчёта прочности сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны



Окончание рисунка 4.8

## 4.5 Предложения по расчёту сечений по деформациям

### 4.5.1 Изменение деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры.

При проектировании железобетонных конструкций расчёт по деформациям имеет важное значение, т. к. наступление одного из предельных состояний связано с развитием пластических деформаций от действия внешних нагрузок. Расчёт сечений по второй группе предельных состояний особенно актуален при действии длительных или циклических нагрузок, т. к. в связи с ползучестью бетона прогибы изгибаемых и внецентренно-нагруженных элементов могут увеличиваться в 2–3 раза по сравнению с прогибами, возникающими в результате однократного кратковременного нагружения [8, 46, 51, 58, 60].

По результатам проведённых экспериментальных исследований было установлено, что в результате действия нагрузок малоциклового характера происходило ускоренное накопление неупругих деформаций в бетоне сжатой зоны, нарастание деформаций в растянутой арматуре.

В таблицах 4.8 и 4.9 представлены экспериментальные данные по деформациям крайнего сжатого волокна бетона и растянутой арматуры при разрушающей нагрузке  $\eta = 1,0$  ( $\epsilon_c, \epsilon_s$  соответственно) и при прогнозируемой эксплуатационной нагрузке на уровне  $\eta_{\text{экспл}} \approx 0,7$  ( $\epsilon_c^{0,7}, \epsilon_s^{0,7}$  соответственно) для базовых и усиленных образцов, а также сравнение опытных данных для образцов, испытанных при различных режимах малоциклового нагружения. Сравнение выполнено путем сопоставления данных для  $i$ -го образца с данными для эталонного образца  $\left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c^{\text{эт}}}, \frac{\epsilon_c^{0,7}}{\epsilon_c^{0,7 \text{ эт}}} \right)$ .

Величина момента, соответствующего прогнозируемому эксплуатационному уровню  $\eta_{\text{экспл}} \approx 0,7$ , в каждой серии опытных балок принята для эталонных образцов, испытанных однократным нагружением, чтобы иметь возможность сравнить развитие относительных деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры в балках-близнецах при одинаковой нагрузке.

На рисунках 4.9 и 4.10 представлены зависимости «М –  $\epsilon_c$ » и «М –  $\epsilon_s$ » для опытных образцов всех серий (для образцов, испытанных малоцикловым нагружением, показаны огибающие кривые).

Таблица 4.8 – Относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона  $\varepsilon_c$  на верхнем уровне нагружения  $\eta = 1,0$  и на эксплуатационном уровне  $\eta_{экспл} \approx 0,7$

Маркировка балок	Базовый образец			Усиленный образец					
	Относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона		Сравнение с эталонным образцом	Относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона		Сравнение с эталонным образцом			
	$\varepsilon_c, \times 10^{-5}$	$\varepsilon_c^{0,7}, \times 10^{-5}$		$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c^{эт}}$	$\frac{\varepsilon_c^{0,7}}{\varepsilon_c^{0,7 эт}}$		$\frac{\varepsilon_{c,ад}}{\varepsilon_{c,ад}^{эт}}$		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
<i>Серия 1</i>									
ББ_1	251,8	136,8	1,00	1,00	240,4	140,0	1,00	1,00	
ББ_04-08 [07]	–	95,4	–	0,70	226,1	142,4	0,94	1,02	
ББ_04-08 [03-06]	248,1	116,5	0,98	0,85	233,6	144,5	0,97	1,03	
ББ_04-08 [w]	199,5	74,7	0,79	0,55	293,3	149,5	1,22	1,07	
ББ_04-07(09) [w]	238,7	98,2	0,95	0,72	316,3	175,8	1,32	1,26	
ББ_04-07(09) [03-06-08]	199,0	80,9	0,79	0,59	241,3	201,3	1,00	1,44	
<i>Серия 2</i>									
БСФ-1	141,9	52,1	1,00	1,00	318,9	173,6	1,00	1,00	
БСФ_04-08 [Б2-2]	316,3	129,6	2,23	2,49	251,2	166,7	0,79	0,96	
БСФ_04-07(09) [07]	–	176,3	–	3,38	395,9	187,0	1,24	1,08	
БСФ_04-07(09) [03-07]	243,0	182,4	1,71	3,50	391,9	108,1	1,23	0,62	
БСФ_04-08 [03-07(09)]	384,1	324,5	2,71	6,23	408,5	211,4	1,28	1,22	

Окончание таблицы 4.8

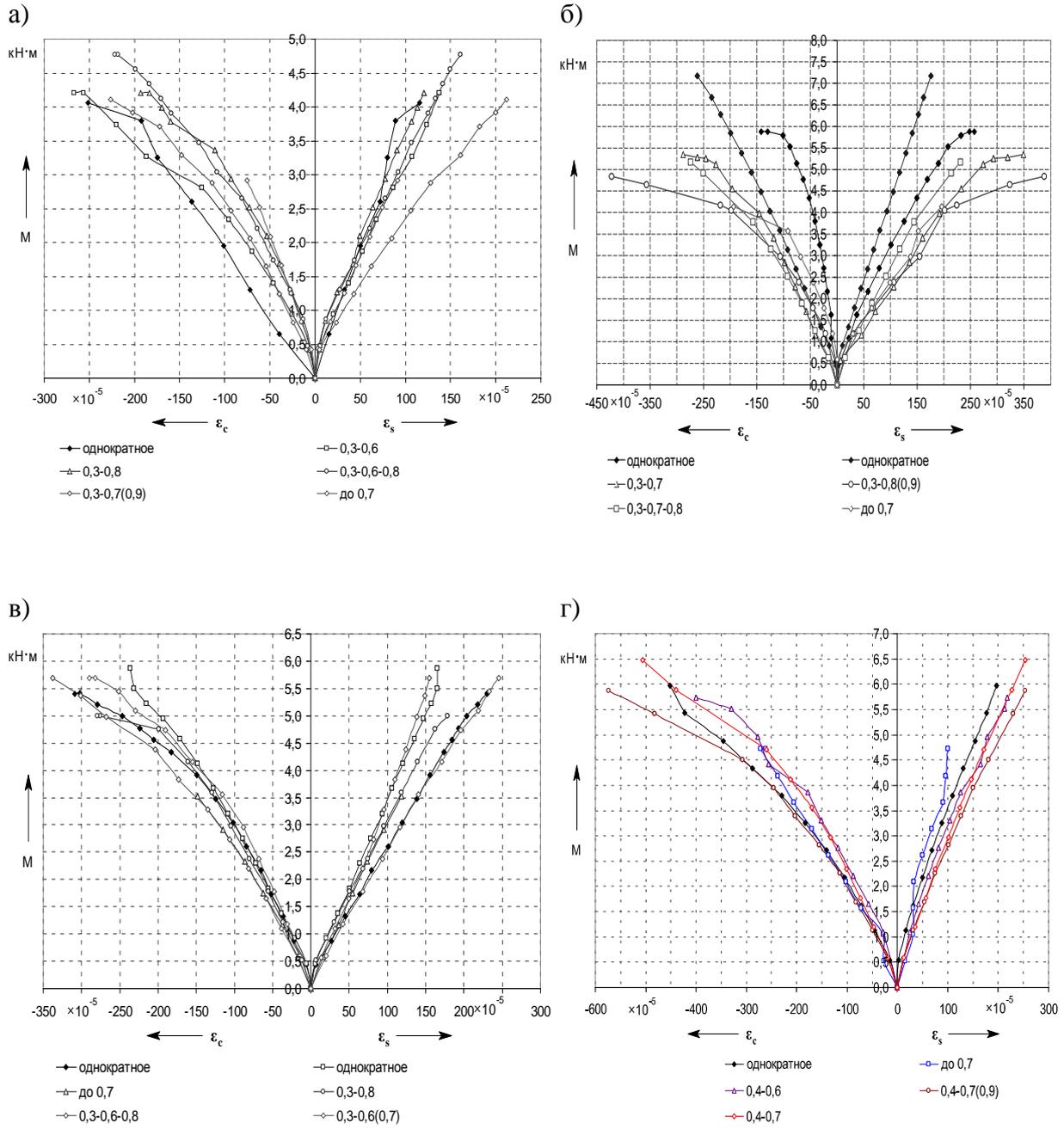
1	2	3	4	5	6	7	8	9
БСФ_04-07 [03-07-08]	236,0	215,7	1,66	4,14	361,7	226,5	1,13	1,30
<i>Серия 3</i>								
БО-1	308,9	149,7	1,00	1,00	681,8	209,9	1,00	1,00
БО_04-08 [Б3-2]	280,4	128,1	0,91	0,86	537,0	312,2	0,79	1,49
БО_04-07(09) [07]	–	109,8	–	0,73	471,5	246,2	0,69	1,17
БО_04-07(09) [03-08]	254,7	146,2	0,82	0,98	540,6	229,2	0,79	1,09
БО_04-07(09) [03-06-08]	334,6	171,9	1,08	1,15	620,8	292,7	0,91	1,39
БО_04-09-08 [03-06(08)]	258,8	138,0	0,84	0,92	707,3	529,3	1,04	2,52
<i>Серия 4</i>								
БОА-1	291,7	102,0	1,00	1,00	400,3	239,8	1,00	1,00
БОА_04-08[07]	–	245,7	–	2,41	523,5	252,2	1,31	1,05
БОА_04-07(09)[04-06]	324,6	251,3	1,11	2,46	437,8	274,0	1,09	1,14
БОА_04-07(09) [w]	543,3	296,2	1,86	2,90	437,6	265,9	1,09	1,11
БОА_04-08[04-07]	362,4	240,2	1,24	2,36	494,1	323,8	1,23	1,35

Таблица 4.9 – Относительные деформации растянутой арматуры  $\epsilon_s$  на верхнем уровне нагружения  $\eta = 1,0$  и на эксплуатационном уровне  $\eta_{экспл} \approx 0,7$

Маркировка балок	Базовый образец			Усиленный образец				
	Относительные деформации растянутой арматуры		Сравнение с эталонным образцом	Относительные деформации растянутой арматуры		Сравнение с эталонным образцом		
	$\epsilon'_s, \times 10^{-5}$	$\epsilon'_s{}^{0,7}, \times 10^{-5}$	$\frac{\epsilon'_s}{\epsilon'_s{}^{эт}}$	$\epsilon_s, \times 10^{-5}$	$\epsilon_s{}^{0,7}, \times 10^{-5}$	$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_s{}^{эт}}$		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>Серия 1</i>								
ББ_1	115,5	72,0	1,00	1,00	288,4	195,5	1,00	1,00
ББ_04-08 [07]	–	78,0	–	1,08	251,4	179,7	0,87	0,92
ББ_04-08 [03-06]	127,6	80,3	1,10	1,11	313,5	203,6	1,09	1,04
ББ_04-08 [w]	124,1	65,8	1,07	0,91	256,4	156,0	0,89	0,80
ББ_04-07(09) [w]	223,3	112,1	1,93	1,56	175,8	162,6	0,61	0,83
ББ_04-07(09) [03-06-08]	150,0	77,6	1,30	1,08	201,3	143,0	0,70	0,73
<i>Серия 2</i>								
БСФ-1	257,0	149,5	1,00	1,00	227,7	146,2	1,00	1,00
БСФ_04-08 [Б2-2]	213,0	97,0	0,83	0,65	217,8	145,1	0,96	0,99
БСФ_04-07(09) [07]	–	178,9	–	1,20	219,2	135,6	0,96	0,93
БСФ_04-07(09) [03-07]	297,2	216,5	1,16	1,45	231,0	129,5	1,01	0,89
БСФ_04-08 [03-07(09)]	352,8	294,2	1,37	1,97	305,7	169,8	1,34	1,16

Окончание таблицы 4.9

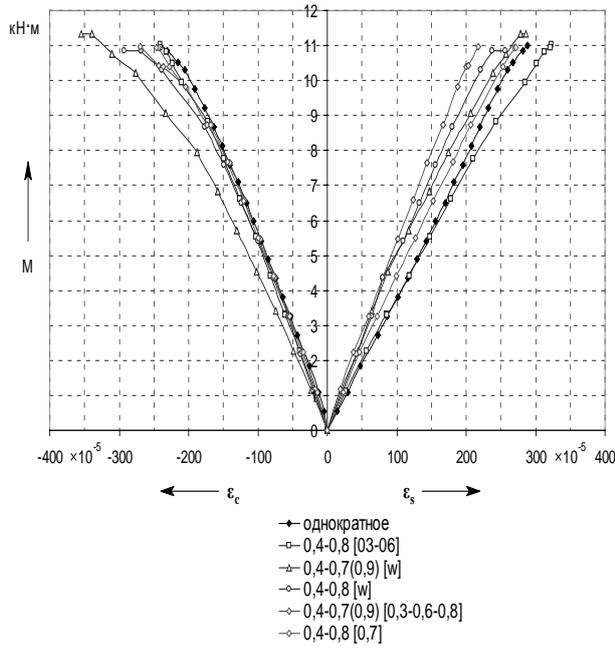
1	2	3	4	5	6	7	8	9
БСФ_04-07 [03-07-08]	198,6	183,7	0,77	1,23	302,3	194,8	1,33	1,33
<i>Серия 3</i>								
БО-1	230,4	156,1	1,00	1,00	352,4	197,4	1,00	1,00
БО_04-08 [Б3-2]	195,8	110,3	0,85	0,71	401,8	184,8	1,14	0,94
БО_04-07(09) [07]	–	109,8	–	0,70	224,7	161,8	0,64	0,82
БО_04-07(09) [03-08]	163,0	127,5	0,71	0,82	435,5	177,4	1,24	0,90
БО_04-07(09) [03-06-08]	153,4	108,2	0,67	0,69	283,5	121,4	0,80	0,62
БО_04-09-08 [03-06(08)]	219,6	152,4	0,95	0,98	371,1	319,9	1,05	1,62
<i>Серия 4</i>								
БОА-1	219,5	131,0	1,00	1,00	218,1	134,8	1,00	1,00
БОА_04-08[07]	–	99,5	–	0,76	197,6	115,3	0,91	0,86
БОА_04-07(09)[04-06]	208,7	162,5	0,95	1,24	263,6	171,8	1,21	1,27
БОА_04-07(09) [w]	241,5	173,5	1,10	1,32	255,9	126,9	1,17	0,94
БОА_04-08[04-07]	249,1	158,5	1,13	1,21	168,0	102,3	0,77	0,76



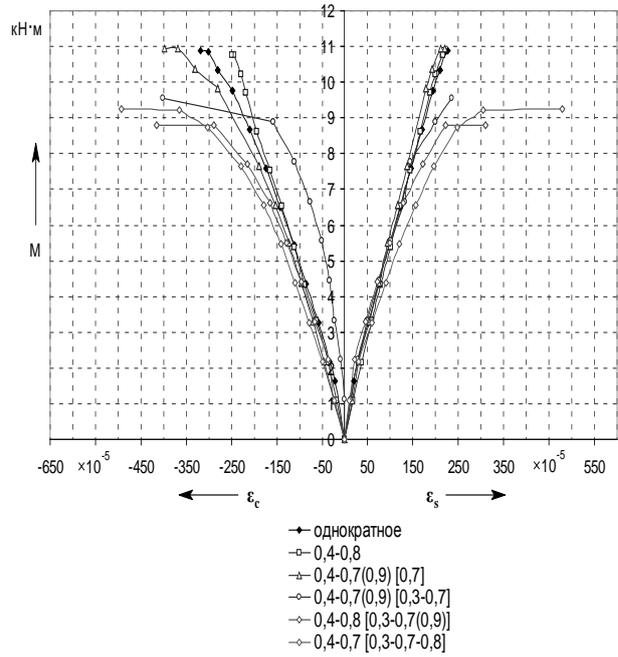
а – серия 1; б – серия 2; в – серия 3; г – серия 4

Рисунок 4.9 – Зависимости « $M - \epsilon_c$ » и « $M - \epsilon_s$ » для базовых опытных балок

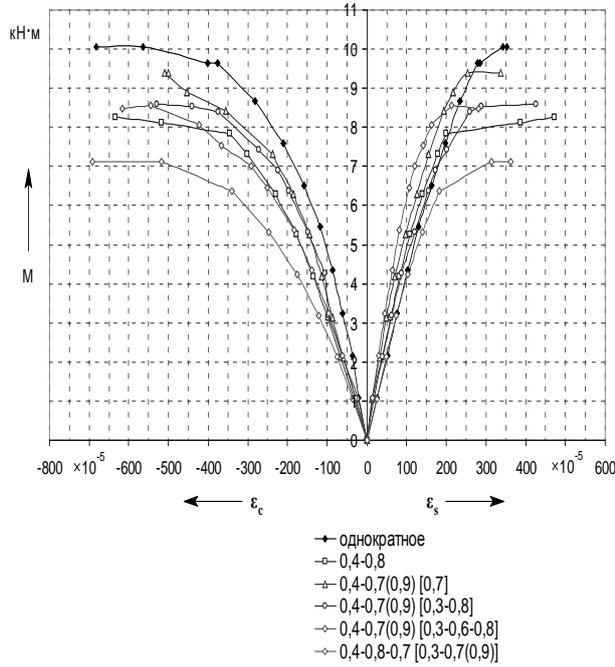
а)



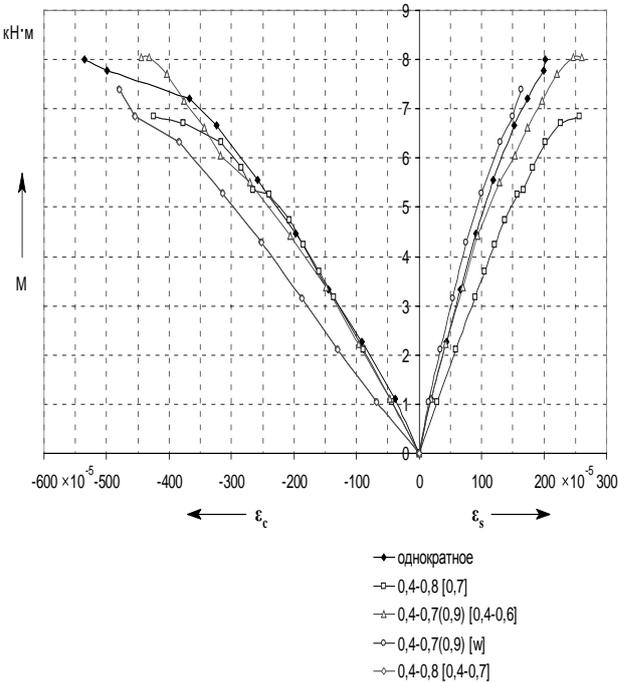
б)



в)



г)



а – серия 1; б – серия 2; в – серия 3; г – серия 4

Рисунок 4.10 – Зависимости «М – ε<sub>c</sub>» и «М – ε<sub>s</sub>» для усиленных опытных балок

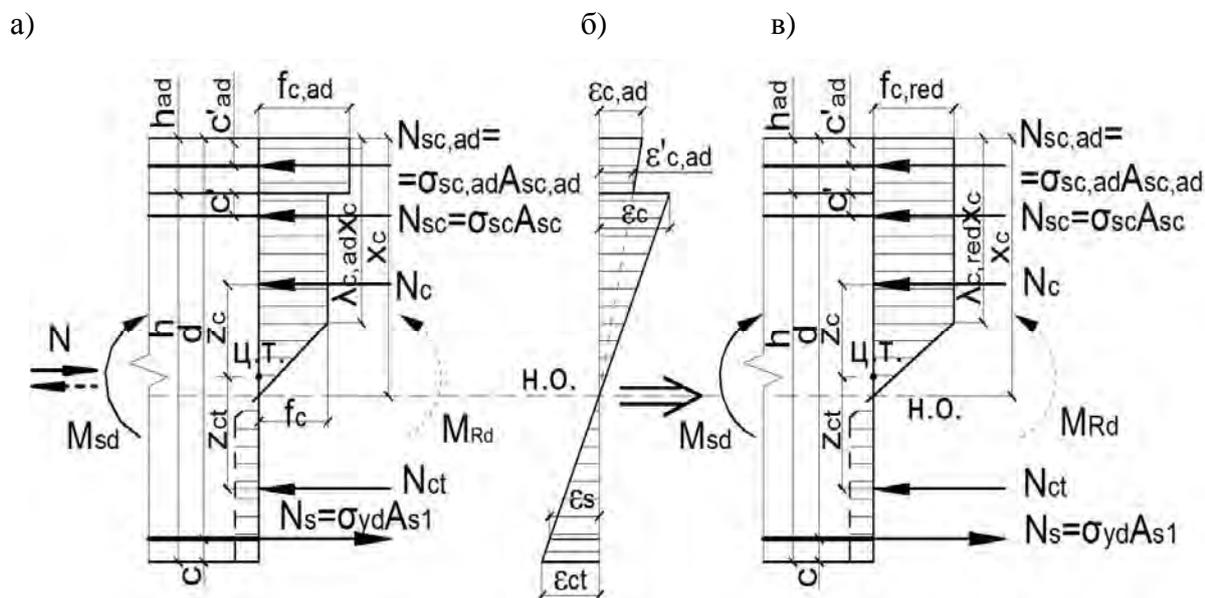


Как видно из таблиц 4.9 и 4.10, а также на рисунках 4.9 и 4.10, нагружение малоциклового характера с высоким уровнем нагрузки оказывает существенное влияние на изменение относительных деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры как при разрушающей нагрузке, так и на уровне  $\eta = 0,7$  от прогнозируемой разрушающей.

При разрушении опытных балок по сжато-растянутому бетону и растянутой арматуре для образцов, испытанных при высоком уровне малоцикловых нагрузок, деформации арматуры, соответствующие предельной стадии (пределу текучести), могут увеличиться до 30 % по сравнению с образцами, испытанными монотонным нагружением. Это объясняется явлением наклепа в арматурной стали.

Предполагается, что, учитывая изменение прочности бетона в зависимости от режима нагружения, начального модуля упругости бетона, а также проявление в арматурной стали явления наклепа, можно произвести расчёт относительных деформаций бетона и арматуры по классическим формулам с достаточной достоверностью.

На рисунке 4.11 представлена схема внутренних усилий и деформаций в сечении изгибаемого элемента, усиленного наращиванием сжатой зоны.



а – эпюра напряжений в сечении усиленного изгибаемого железобетонного элемента; б – эпюра деформаций; в – эпюра напряжений для приведенного значения прочности бетона

Рисунок 4.11 – К определению относительных деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры

Относительные деформации сжатого бетона при малоцикловом нагружении  $\varepsilon_{cc,cyc}$  определяются по формулам:

$$\varepsilon_{cc,cyc} = \varepsilon_{c1,cyc}^{изг} = 0,7(1,25f_{c,cyc,red})^{0,31}; \quad (4.11)$$

$$\varepsilon_{cc,cyc}^{ОМП} = \varepsilon_{c1,cyc}^{ОМП изг} = (1,25f_{c,cyc,red}^{ОМП})^{1,07-\eta_{cre}^0}. \quad (4.12)$$

Деформации растянутой арматуры  $\varepsilon_s$  предложено определять следующим образом:

– если расчётные напряжения в арматуре  $\sigma_s$  не превышают предела текучести стали ( $\sigma_s < f_{sm}$ ), то

$$\varepsilon_{s,cyc} = \sigma_s / E_s; \quad (4.13)$$

– если расчётные напряжения в арматуре  $\sigma_s$  не менее предела текучести стали ( $\sigma_s \geq f_{sm}$ ), то

$$\varepsilon_{st,cyc} = \eta_{top} f_{sm} / E_s. \quad (4.14)$$

В таблицах 4.10 и 4.11 представлены результаты расчёта и их сопоставление с опытными данными.

Таблица 4.10 – Результаты расчёта относительных деформаций крайнего сжатого волокна бетона  $\varepsilon_c$  на верхнем уровне нагружения  $\eta = 1,0$

Маркировка балок	Базовый образец			Усиленный образец		
	Относительные деформации		Отклонение теоретических значений от опытных $\Delta\varepsilon'_c$ , %	Относительные деформации		Отклонение теоретических значений от опытных $\Delta\varepsilon_c$ , %
	$\varepsilon'_{c,эксп}$ , $\times 10^{-5}$	$\varepsilon'_{c,расч}$ , $\times 10^{-5}$		$\varepsilon_{c,эксп}$ , $\times 10^{-5}$	$\varepsilon_{c,расч}$ , $\times 10^{-5}$	
1	2	3	4	5	6	7
<i>Серия 1</i>						
ББ_1	251,8	186,0	26,2	240,4	196,7	18,2
ББ_04-08 [07]	–	–	–	226,1	191,9	15,1
ББ_04-08 [03-06]	248,1	185,7	25,1	233,6	192,1	17,8
ББ_04-08 [w]	199,5	180,6	9,5	293,3	192,1	34,5
ББ_04-07(09) [w]	238,7	175,1	26,7	316,3	185,8	41,3
ББ_04-07(09) [03-06-08]	199,0	179,7	9,7	241,3	186,2	22,8



Окончание таблицы 4.10

1	2	3	4	5	6	7
<i>Серия 2</i>						
БСФ-1	141,9	213,1	-50,2	318,9	248,0	22,2
БСФ_04-08 [Б2-2]	316,3	213,1	32,6	251,2	251,3	0,0
БСФ_04-07(09) [07]	–	–	–	395,9	237,5	40,0
БСФ_04-07(09) [03-07]	243,0	209,6	13,7	391,9	235,7	39,9
БСФ_04-08 [03-07(09)]	384,1	199,6	48,0	408,5	242,8	40,6
БСФ_04-07 [03-07-08]	236,0	205,6	12,9	361,7	235,7	34,8
<i>Серия 3</i>						
БО-1	308,9	211,2	31,6	681,8	617,7	9,4
БО_04-08 [Б3-2]	280,4	211,2	24,7	537,0	571,2	-6,4
БО_04-07(09) [07]	–	–	–	471,5	571,2	-21,2
БО_04-07(09) [03-08]	254,7	205,1	19,5	540,6	571,2	-5,7
БО_04-07(09) [03-06-08]	334,6	204,1	39,0	620,8	571,2	8,0
БО_04-09-08 [03-06(08)]	258,8	202,1	21,9	707,3	590,0	16,6
<i>Серия 4</i>						
БОА-1	291,7	211,0	27,7	400,3	547,7	-36,8
БОА_04-08 [07]	–	–	–	523,5	397,5	24,1
БОА_04-07(09) [04-06]	324,6	204,9	36,9	437,8	382,6	12,6
БОА_04-07 (09) [w]	543,3	198,7	63,4	437,6	382,6	12,6
БОА_04-08 [04-07]	362,4	207,7	42,7	494,1	397,5	19,5

Таблица 4.11 – Результаты расчёта относительных деформаций растянутой арматуры  $\varepsilon_s$  на верхнем уровне нагружения  $\eta_{top} = 1,0$ 

Маркировка балок	Базовый образец			Усиленный образец		
	Относительные деформации		Отклонение теоретических значений от опытных $\Delta\varepsilon'_c$ , %	Относительные деформации		Отклонение теоретических значений от опытных $\Delta\varepsilon_c$ , %
	$\varepsilon'_{с,эксп}$ , $\times 10^{-5}$	$\varepsilon'_{с,расч}$ , $\times 10^{-5}$		$\varepsilon_{с,эксп}$ , $\times 10^{-5}$	$\varepsilon_{с,расч}$ , $\times 10^{-5}$	
1	2	3	4	5	6	7
<i>Серия 1</i>						
ББ_1	115,5	192,7	-66,8	288,4	271,5	5,9
ББ_04-08 [07]	–	–	–	251,4	271,5	-8,0
ББ_04-08 [03-06]	127,6	133,8	-4,8	313,5	270,0	13,9

Окончание таблицы 4.11

1	2	3	4	5	6	7
ББ_04-08 [w]	124,1	183,9	-48,2	256,4	270,0	-5,3
ББ_04-07(09) [w]	223,3	234,6	-5,1	175,8	271,5	-54,4
ББ_04-07(09) [03-06-08]	150,0	193,6	-29,0	201,3	271,5	-34,9
<i>Серия 2</i>						
БСФ-1	257,0	246,3	4,2	227,7	271,5	-19,2
БСФ_04-08 [Б2-2]	213,0	271,5	-27,5	217,8	270,0	-23,9
БСФ_04-07(09) [07]	-	-	-	219,2	271,5	-23,9
БСФ_04-07(09) [03-07]	297,2	190,1	36,1	231,0	271,5	-17,5
БСФ_04-08 [03-07(09)]	352,8	298,4	15,4	305,7	271,5	11,2
БСФ_04-07 [03-07-08]	198,6	222,6	-12,1	302,3	270,0	10,7
<i>Серия 3</i>						
БО-1	230,4	243,7	-5,7	352,4	271,5	23,0
БО_04-08 [Б3-2]	195,8	271,5	-38,7	401,8	271,5	32,4
БО_04-07(09) [07]	-	-	-	224,7	271,5	-20,8
БО_04-07(09) [03-08]	163,0	217,2	-33,2	435,5	271,5	37,7
БО_04-07(09) [03-06-08]	153,4	227,0	-48,0	283,5	271,5	4,2
БО_04-09-08 [03-06(08)]	219,6	239,9	-9,3	371,1	271,5	26,8
<i>Серия 4</i>						
БОА-1	219,5	268,6	-22,3	218,1	271,5	-24,5
БОА_04-08 [07]	-	-	-	197,6	271,5	-37,4
БОА_04-07(09) [04-06]	208,7	217,2	-4,1	263,6	271,5	-3,0
БОА_04-07(09) [w]	241,5	288,7	-19,5	255,9	271,5	-6,1
БОА_04-08 [04-07]	249,1	190,1	23,7	168,0	271,5	-61,6

4.5.2 *Определение кривизны, изгибной жёсткости и прогибов усиленных наращиванием сжатой зоны железобетонных изгибаемых элементов.*

Площади опытных образцов-близнецов незначительно отличались, и это оказывало влияние на несущую способность каждого из них. За эталонный в каждой серии был принят образец, испытанный однократным нагружением до разрушения. Значения рассматриваемого параметра  $X$ , полученные по результатам экспериментальных исследований, умножались на поправочный коэффициент  $k'_i = A'_{эт}/A'_i$  (где  $A'_i$  – площадь  $i$ -го образца

базовой серии,  $A'_{эт}$  – площадь эталонного образца базовой серии). Для образцов, усиленных наращиванием, поправочный коэффициент рассчитывался по плечу внутренней пары сил  $Z$ , учитывающему геометрию сечений. Таким образом,  $k = Z_{эт}/Z_i$  (где  $Z_i$  – плечо внутренней пары сил для  $i$ -го образца,  $Z_{эт}$  – плечо внутренней пары сил для эталонного образца). В результате умножения получены приведенные значения параметра  $X^{прив} = Xk$ .

В таблице 4.12 приведены опытные значения прогибов и их сравнение с эталонными значениями.

На рисунках 4.12 и 4.13 представлены графики зависимостей «момент – кривизна» для базовых и усиленных балок по приведенным величинам прогибов и кривизн. Для образцов, испытанных малоцикловым нагружением показаны огибающие кривые.

Как видно из таблицы и графиков, для развития прогибов изгибаемых железобетонных элементов при действии малоцикловых нагрузок можно отметить следующие закономерности.

Стабилизация прогибов наблюдалась на протяжении пяти–семи циклов как для базовых, так и для усиленных балочных образцов.

Для базовых балок наиболее неблагоприятным оказался режим нагружения со скачком в зону закритических нагрузок (до уровня  $\eta = 0,9$  от прогнозируемой разрушающей). При этом режиме прогибы могут увеличиться в 1,5–2 раза. Экспериментальные данные для базовых балок не противоречат данным, полученным в [51, 84].

Для усиленных балок наблюдается также зависимость роста прогибов от предыстории нагружения: если до усиления имели место случайные скачки уровня нагрузки до  $\eta \approx 0,9$  от разрушающей, то при высоких уровнях нагружения усиленных образцов прогибы будут максимальными. Это связано с активным развитием пластических деформаций при высоких уровнях нагружения.

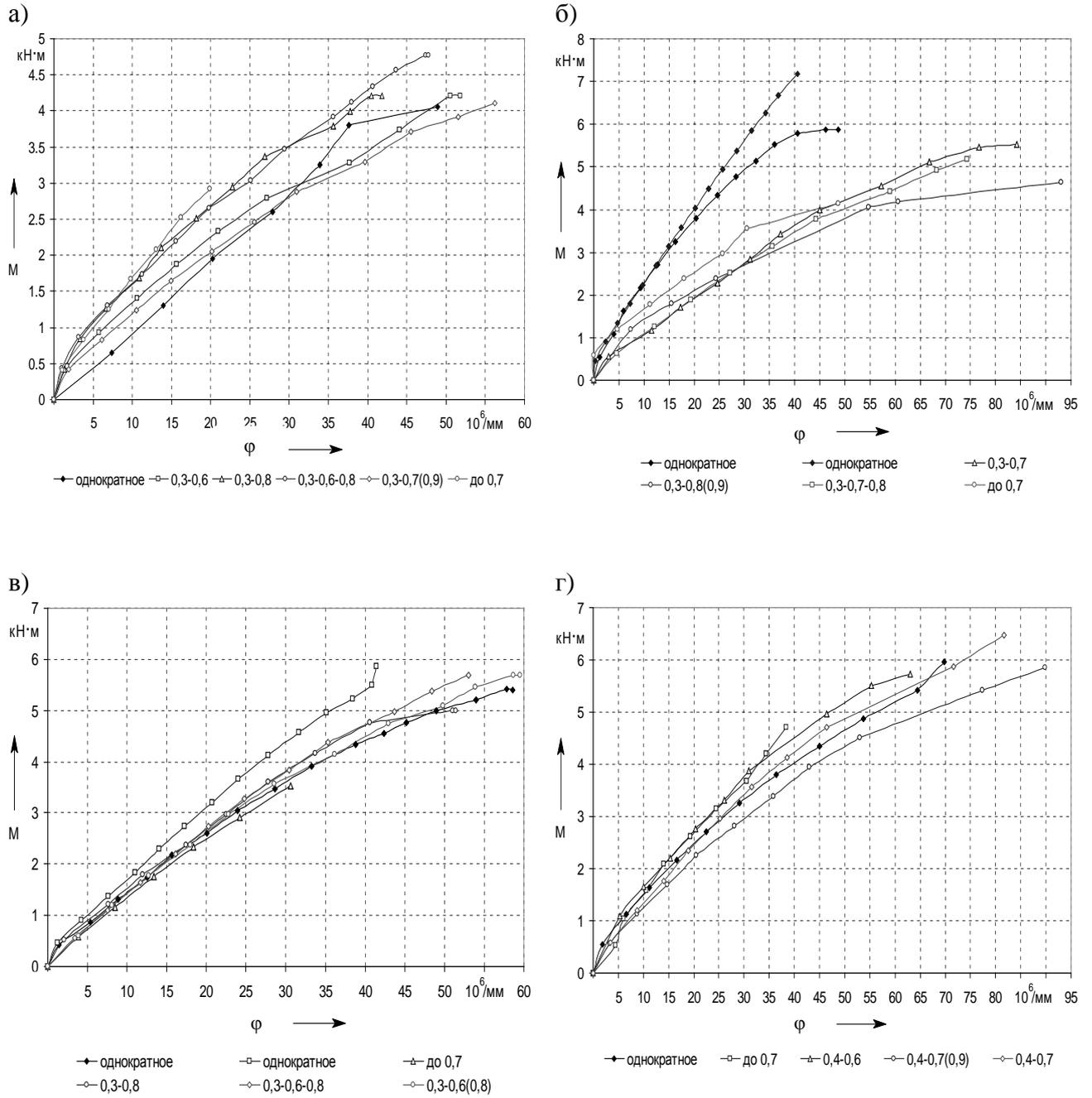
Предельный прогиб для опытных балок в соответствии с [161] для балок и плит покрытий и перекрытий, открытых для обзора, согласно эстетико-психологическим требованиям, составляет при пролёте 1,2 м  $a_{lim} = 9,8$  мм (рассчитан методом линейной интерполяции). При этом для усиливаемого элемента полные деформации определяются по кривизне  $(1/r)$ , а для усиленного элемента – по кривизне  $(1/r)_{ад}$ . Кривизна железобетонных элементов, усиленных после разгружения, определяется в соответствии с [162] с учётом совместной работы основного и дополнительного элементов [118].

Таблица 4.12 – Прогибы опытных балок при однократном и малоцикловом нагружении

Маркировка опытных балок	Базовый образец			Усиленный образец					$K_a = \frac{a_{\text{эксп}}}{a'_{\text{эксп}}}$
	$a'_{\text{эксп}}$ , мм	$K = \frac{A'_{\text{эт}}}{A'_1}$	$a'_{\text{прив}}$ , мм	$\frac{a'_{\text{прив}}}{a'_{\text{прив}}}$	$a_{\text{эксп}}$ , мм	$k = \frac{Z_{\text{эт}}}{Z_1}$	$a_{\text{прив}}$ , мм	$\frac{a'_{\text{прив}}}{a_{\text{прив}}}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<i>Серия 1</i>									
ББ_1	7,49	1,000	7,49	1,00	5,59	1,000	5,59	1,00	0,75
ББ_04-08 [07]	–	–	–	–	5,86	1,007	5,90	1,06	–
ББ_04-08 [03-06]	6,54	1,076	7,04	0,94	5,84	1,031	6,02	1,08	0,86
ББ_04-08 [w]	7,21	1,000	7,21	0,96	5,32	1,000	5,32	0,95	0,74
ББ_04-07(09) [w]	8,63	0,969	8,36	1,12	6,30	1,071	6,75	1,21	0,81
ББ_04-07(09) [03-06-08]	6,53	0,949	6,20	0,83	5,27	1,007	5,31	0,95	0,86
<i>Серия 2</i>									
БСФ-1	7,53	1,000	7,53	1,00	5,86	1,000	5,86	1,00	0,78
БСФ_04-08 [Б2-2]	7,34	0,827	6,07	0,81	5,38	0,993	5,34	0,91	0,88
БСФ_04-07(09) [07]	–	–	–	–	7,13	1,007	7,18	1,23	–
БСФ_04-07(09) [03-07]	11,73	1,075	12,61	1,67	7,08	1,023	7,24	1,24	0,57
БСФ_04-08 [03-07(09)]	14,27	1,099	15,68	2,08	7,65	1,015	7,76	1,33	0,49
БСФ_04-07 [03-07-08]	8,66	1,163	10,07	1,34	6,68	1,007	6,73	1,15	0,67

Окончание таблицы 4.12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<i>Серия 3</i>									
БО-1	9,02	1,000	9,02	1,00	11,10	1,000	11,10	1,00	1,23
БО_04-08 [Б3-2]	8,43	0,844	7,11	0,79	11,25	0,964	10,85	0,98	1,53
БО_04-07(09) [07]	–	–	–	–	8,61	0,964	8,30	0,75	–
БО_04-07(09) [03-08]	8,36	1,096	9,16	1,02	9,91	0,978	9,69	0,87	1,06
БО_04-07(09) [03-06-08]	9,20	1,010	9,29	1,03	9,33	0,993	9,26	0,83	1,00
БО_04-09-08 [03-06(08)]	8,67	1,120	9,71	1,08	11,25	0,978	11,00	0,99	1,13
<i>Серия 4</i>									
БОА-1	8,79	1,000	8,79	1,00	10,96	1,000	10,96	1,00	1,25
БОА_04-08 [07]	–	–	–	–	9,87	1,023	10,10	0,92	–
БОА_04-07 (09)[04-06]	8,10	1,017	8,24	0,94	11,60	0,971	11,26	1,03	1,37
БОА_04-07 (09) [w]	9,96	1,039	10,35	1,18	14,10	1,015	14,31	1,31	1,38
БОА_04-08 [04-07]	8,05	1,084	8,73	0,99	11,38	0,971	11,05	1,01	1,27

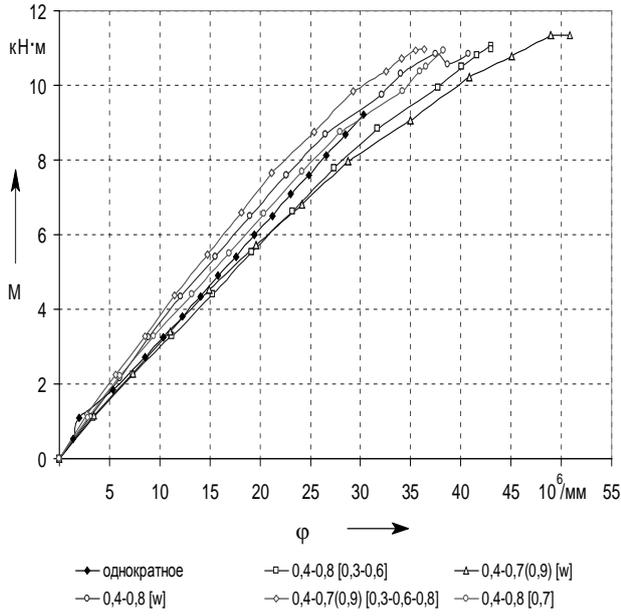


а – серия 1; б – серия 2; в – серия 3; г – серия 4

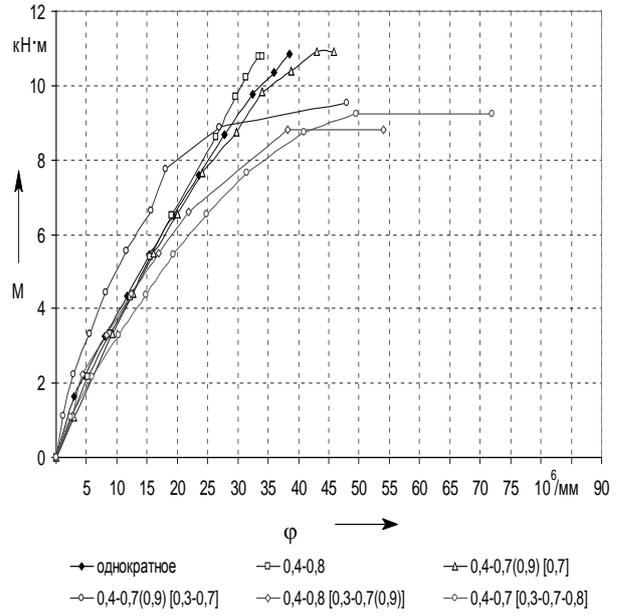
Рисунок 4.12 – Зависимости «момент – кривизна» для образцов базовых серий (огибающие кривые)



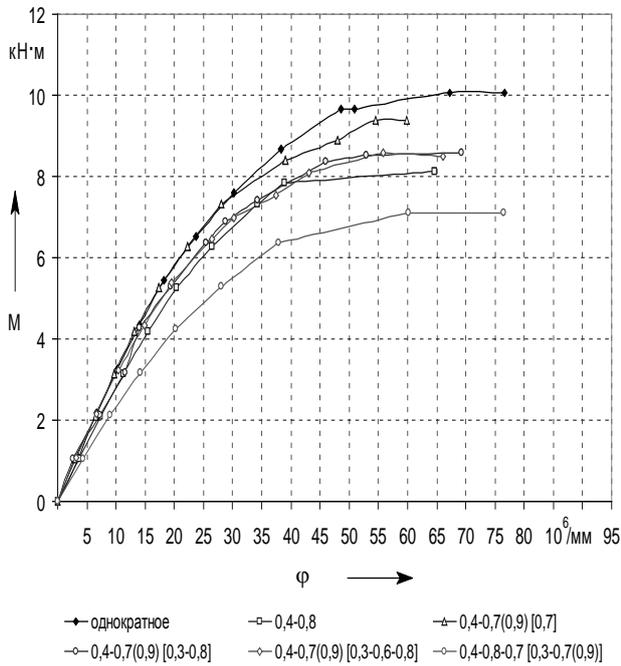
а)



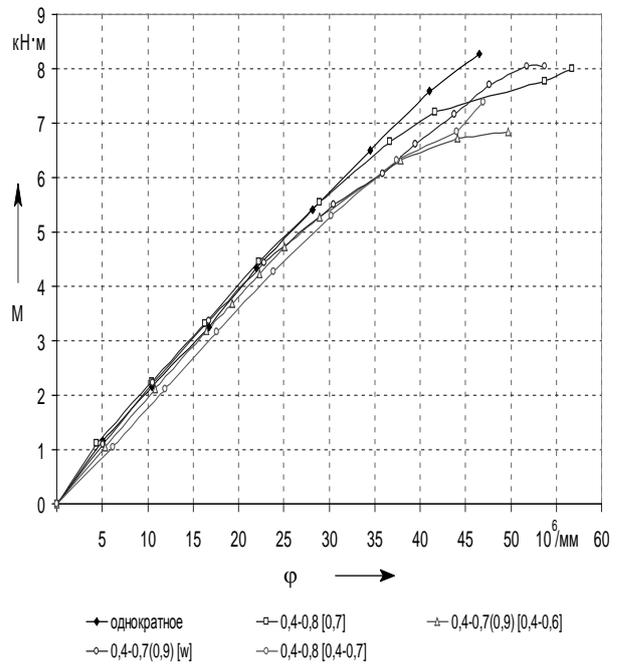
б)



в)



г)



а – серия 1; б – серия 2; в – серия 3; г – серия 4

Рисунок 4.13 – Зависимости «момент – кривизна» для усиленных образцов (огибающие кривые)



Для предельных значений прогибов по экспериментальным зависимостям вычислены соответствующие значения изгибающих моментов и рассчитаны теоретические значения прогибов при найденном значении момента по методикам, описанным в [75, 160, 162, 178, 180].

Расчёт изгибаемых элементов по деформациям при действии малоциклового нагружения в [7, 16, 52, 74, 92, 113] рекомендован по методике [162]. Как видно из таблицы 4.13, для усиленных балок эта методика даёт более высокую сходимость с экспериментальными данными, но необходимо изменение значения коэффициента  $\psi_c$  с целью учёта особенностей деформирования бетона усиления, однако эта мера эффективна не для всех видов бетона. Расчёт по [160] даёт хорошую сходимость для тяжёлого бетона и значительные отклонения для бетонов других видов, в частности, сталефибробетона и ОМП-бетона.

Таблица 4.13 – Результаты расчёта прогибов опытных балок, испытанных статическим нагружением

Но- мер серии	Маркиров- ка опытных балок	Фактиче- ский прогиб $a_{\text{эксп}}$ , мм	Расчёт прогиба по опытным данным (см. формулу (1.49))	Расчётный прогиб $a_{\text{расч}}$ , мм		Отклонение расчётных значений от опытных $\Delta$ , %		
				по методике [129]	по методике [130]	по формуле (1.49)	по ме- тодике [129]	по мето- дике [130]
<i>Базовые балки</i>								
1	Б1	7,49	7,44	7,06	8,29	0,6	6,2	-9,7
2	Б2-1	7,53	7,39	7,77	6,80	1,9	-3,0	10,8
	Б2-2	7,34	7,45	6,17	8,08	-1,5	19,0	-9,2
3	Б3-1	9,02	8,91	5,50	8,16	1,2	64,1	10,6
	Б3-2	8,43	8,84	7,34	8,49	-4,6	14,9	-0,7
4	Б4-1	8,79	8,36	6,73	12,17	5,2	30,6	-27,8
<i>Усиленные балки</i>								
1	ББ1	5,59	5,95	5,28	5,91	-6,1	5,9	-5,4
2	БСФ1	5,86	5,86	4,95	5,90	0,0	18,4	-0,7
3	БО1	11,10	11,64	4,84	5,46	-4,7	129,6	103,4

В таблице 4.14 представлены результаты сравнения опытных и расчётных значений прогибов экспериментальных образцов (базовых и усиленных), испытанных однократной и малоцикловой нагрузками.

Таблица 4.14 – Результаты расчёта прогибов опытных балок, испытанных статическим и малоцикловым нагружениями

Маркировка опытных балок	Режим нагружения (номера циклов)	Предыстория нагружения (номера циклов)	Прогиб при разрушающей нагрузке для базовой балки				Прогиб при разрушающей нагрузке для усиленной балки			
			$a'_{\text{эксп}}$ , мм	$a'_{\text{теор}}$ , мм	$\frac{a'_{\text{эксп}}}{a'_{\text{теор}}}$	$a_{\text{эксп}}$ , мм	$a_{\text{теор}}$ , мм	$\frac{a_{\text{эксп}}}{a_{\text{теор}}}$		
1	2	3	4	5	6	7	8	9		
<i>Серия 1</i>										
ББ_1	Однократ.	Однократ.	7,49	7,44	1,01	5,59	5,95	0,94		
ББ_04-08 [07]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$ $\eta_{\text{top}} = 0,8$ (1-10)	Однократ. до $\eta = 0,7$	3,49	3,15	1,11	5,86	5,51	1,06		
ББ_04-08 [03-06]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$ $\eta_{\text{top}} = 0,8$ (1-10)	$\eta_{\text{low}} = 0,3$ $\eta_{\text{top}} = 0,6$ (1-13)	6,54	7,32	0,89	5,84	6,36	0,92		
ББ_04-08 [w]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$ $\eta_{\text{top}} = 0,8$ (1-10)	$\eta_{\text{low}} = 0,3$ $\eta_{\text{top}} = 0,8$ (1-12)	7,21	6,56	1,10	5,32	5,69	0,93		
ББ_04-07(09) [w]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$ $\eta_{\text{top}} = 0,7$ (1-5; 7-11) $\eta_{\text{top}} = 0,9$ (6)	$\eta_{\text{low}} = 0,4$ $\eta_{\text{top}} = 0,7$ (1-5; 7-10) $\eta_{\text{top}} = 0,9$ (6)	8,63	9,00	0,96	6,30	7,01	0,90		
ББ_04-07(09) [03-06-08]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$ $\eta_{\text{top}} = 0,7$ (1-5; 7-11) $\eta_{\text{top}} = 0,9$ (6)	$\eta_{\text{low}} = 0,3$ $\eta_{\text{top}} = 0,7$ (1-6) $\eta_{\text{top}} = 0,8$ (7-15)	6,53	6,63	0,98	5,27	5,15	1,02		
<i>Серия 2</i>										
БСФ-1	Однократ.	Однократ.	7,53	7,39	1,02	5,86	5,86	1,00		
БСФ_04-08 [Б2-2]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$ $\eta_{\text{top}} = 0,8$ (1-10)	Однократ.	7,34	7,45	0,99	5,38	5,20	1,03		
БСФ_04-07(09) [07]	$\eta_{\text{low}} = 0,4$ $\eta_{\text{top}} = 0,8$ (1-10)	Однократ. до $\eta = 0,7$	8,05	7,39	1,09	7,13	6,92	1,03		

Продолжение таблицы 4.14

1	2	3	4	5	6	7	8	9
БСФ_04-07(09) [03-07]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-11) $\eta_{top} = 0,9$ (6)	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-10)	11,73	12,01	0,98	7,08	7,12	0,99
БСФ_04-08 [03-07(09)]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8$ (1-8)	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-11) $\eta_{top} = 0,9$ (6)	14,27	15,34	0,93	7,65	5,72	1,34
БСФ_04-07 [03-07-08]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-10)	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-6) $\eta_{top} = 0,8$ (7-12)	8,66	9,71	0,89	6,68	6,68	1,00
<i>Серия 3</i>								
БО-1	Однокраг.		9,02	8,91	1,01	11,10	11,64	0,95
БО_04-08 [Б3-2]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8$ (1-10)	Однокраг.	8,43	8,84	0,95	11,25	12,07	0,93
БО_04-07(09) [07]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-11) $\eta_{top} = 0,9$ (6)	Однокраг. до $\eta = 0,7$	4,54	4,32	1,05	8,61	7,56	1,14
БО_04-07(09) [03-08]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-11) $\eta_{top} = 0,9$ (6)	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,8$ (1-10)	8,36	4,32	1,93	9,91	10,75	0,92
БО_04-07(09) [03-06-08]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-11) $\eta_{top} = 0,9$ (6)	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-6) $\eta_{top} = 0,8$ (7-14)	9,20	7,97	1,15	9,33	10,11	0,92
БО_04-09-08 [03-06(08)]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8$ (1) $\eta_{top} = 0,7$ (2-10)	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-6; 8-11) $\eta_{top} = 0,9$ (7)	8,67	8,15	1,06	11,25	11,88	0,95

Окончание таблицы 4.14

1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>Серия 4</i>								
Б0А-1	Однократ.	Однократ.	8,79	8,36	1,05	10,96	7,10	1,54
Б0А_04-08[07]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8$ (1-10)	Однократ. до $\eta = 0,7$	4,14	5,87	0,71	9,87	8,47	1,17
Б0А_04-07(09)[04-06]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-11) $\eta_{top} = 0,9$ (6)	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,6$ (1-11)	8,10	9,43	0,86	11,60	7,82	1,48
Б0А_04-07(09) [w]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-10) $\eta_{top} = 0,9$ (6)	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-11) $\eta_{top} = 0,9$ (6)	10,73	12,86	0,83	11,00	9,55	1,15
Б0А_04-08[04-07]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8$ (1-10)	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-11)	8,05	9,43	0,85	9,16	7,38	1,24

Расчётные значения прогибов определялись по формуле (1.49) с использованием опытных значений относительных деформаций бетона сжатой зоны и растянутой арматуры.

Рассматриваемая методика даёт высокую сходимость с опытными значениями для образцов, усиленных не только тяжёлым бетоном, но и другими видами бетонов (сталефибробетоном и ОМП-бетоном при статическом и малоцикловом нагружениях). Таким образом, для балок, работающих в условиях малоциклового нагружения, целесообразно применять данную методику, и задача сводится к теоретическому определению средних относительных деформаций сжатого бетона  $\varepsilon_{с,сус}$  и растянутой арматуры  $\varepsilon_{s,сус}$  на участках между трещинами.

Исключение составляют образцы серии 4 с недостаточной обеспеченностью жёсткости контактного шва: за счёт разрушения по наклонному сечению прогибы оказались больше расчётных, т. е. для данного случая методика требует уточнения.

Примечательно, что резкий рост прогибов для усиленных образцов при малоцикловом нагружении высокого уровня наблюдается при разрушающей нагрузке, что видно из таблицы 4.15. Данная особенность связана с достижением рабочей арматурой предела текучести. Для базовых образцов данная особенность не характерна, т. к. разрушение базовых балок происходило по бетону сжатой зоны.

Таблица 4.15 – Прогибы опытных балок, испытанных статическим и малоцикловым нагружениями, при уровнях нагружения  $\eta = 0,95$  и  $\eta = 1,0$

Маркировка опытных балок	Прогиб базовой балки			Прогиб усиленной балки		
	$a'_{\eta=1,0}$ , мм	$a'_{\eta=0,95}$ , мм	$\frac{a'_{\eta=1,0}}{a'_{\eta=0,95}}$	$a_{\eta=1,0}$ , мм	$a_{\eta=0,95}$ , мм	$\frac{a_{\eta=1,0}}{a_{\eta=0,95}}$
1	2	3	4	5	6	7
<i>Серия 1</i>						
ББ_1	7,49	6,10	1,23	5,59	5,35	1,04
ББ_04-08 [07]	–	–	–	5,86	5,53	1,06
ББ_04-08 [03-06]	6,54	5,61	1,17	5,84	5,62	1,04
ББ_04-08 [w]	7,21	6,73	1,07	5,32	4,78	1,11
ББ_04-07(09) [w]	8,63	8,14	1,06	6,30	5,82	1,08
ББ_04-07(09) [03-06-08]	6,53	6,20	1,05	5,27	4,98	1,06

Окончание таблицы 4.15

1	2	3	4	5	6	7
<i>Серия 2</i>						
БСФ-1	7,53	6,90	1,09	5,86	5,42	1,08
БСФ_04-08 [Б2-2]	7,34	6,63	1,11	5,38	4,90	1,10
БСФ_04-07(09) [07]	–	–	–	7,13	6,56	1,09
БСФ_04-07(09) [03-07]	11,73	11,24	1,04	7,08	4,38	1,62
БСФ_04-08 [03-07(09)]	14,27	11,06	1,29	7,65	4,76	1,61
БСФ_04-07 [03-07-08]	8,66	8,05	1,08	6,68	5,69	1,17
<i>Серия 3</i>						
БО-1	9,02	8,24	1,09	11,10	7,87	1,41
БО_04-08 [Б3-2]	8,43	8,09	1,04	11,25	8,49	1,33
БО_04-07(09) [07]	–	–	–	8,61	6,48	1,33
БО_04-07(09) [03-08]	8,36	7,24	1,15	9,91	8,18	1,21
БО_04-07(09) [03-06-08]	9,20	8,61	1,07	9,33	8,20	1,14
БО_04-09-08 [03-06(08)]	8,67	8,03	1,08	11,25	9,10	1,24
<i>Серия 4</i>						
БОА-1	8,79	7,50	1,17	10,96	9,55	1,15
БОА_04-08[07]	–	–	–	9,87	8,51	1,16
БОА_04-07(09)[04-06]	8,10	6,51	1,24	11,60	11,03	1,05
БОА_04-07(09) [w]	10,73	8,09	1,33	11,00	8,01	1,37
БОА_04-08[04-07]	8,05	6,97	1,15	9,16	8,43	1,09

Согласно таблице 4.15, при разрушении опытных балок одновременно по растянутой арматуре и по бетону сжатой зоны (балки серии 2, усиленные сталефибробетоном более низкого класса, чем бетон основной конструкции) в условиях малоцикловых нагружений высокого уровня рост прогибов оказался более значительным, чем для образцов, разрушившихся только по растянутой арматуре (балки серии 1, усиленные тяжёлым бетоном более высокого класса, чем бетон основной конструкции). Однако для образцов, усиленных ОМП-бетоном (балки серии 3), при разрушении по принципу Лолейта рост прогибов при малоцикловом нагружении оказался менее значительным, чем для балок с таким же механизмом разрушения, усиленных сталефибробетоном. Это можно объяс-

нить особенностями деформативных свойств ОМП-бетона, в частности, высокой верхней границей микротрещинообразования, что является несомненным преимуществом данного вида бетона применительно к нагрузениям малоциклового характера.

Податливость стыкового соединения при образовании локальных трещин в контакте приводит к уменьшению общей трещиностойкости нормальных и наклонных сечений, значительным прогибам и к возможности локального разрушения составляющих элементов.

Авторами предложено при расчёте прогибов опытных балок использовать полученные по приведенной выше методике значения средних относительных деформаций бетона и арматуры. Учёт действия нагрузок малоциклового характера производится путём уточнения прочностных и деформативных характеристик бетона сжатой зоны. Для усиленных образцов в расчёт вводятся значения приведенной прочности бетона  $f_{c,cyc,red}$  и приведенного модуля упругости  $E_{c,cyc,red}$ , полученные при расчёте по нормальным или наклонным сечениям по уточнённой упругопластической модели.

Кривизну железобетонных изгибаемых элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, можно определить, исходя из значений средних относительных деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры на участке между трещинами по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cyc} = \frac{\varepsilon_{cc,cyc} + \varepsilon_{st,cyc}}{d} . \quad (4.15)$$

Изгибная жёсткость элемента

$$B_{cyc} = \frac{M_{Sd}}{\left(\frac{1}{r}\right)_{cyc}} . \quad (4.16)$$

Прогибы опытных балок определяются по формуле [45, 49, 67, 129]

$$a_{cyc} = \alpha_k \frac{M_{Sd} \ell_{eff}^2}{B_{cyc}} = \alpha_k \left(\frac{1}{r}\right)_{cyc} \ell_{eff}^2 . \quad (4.17)$$

В таблице 4.16 представлены результаты расчёта прогибов опытных образцов при статическом и малоцикловом видах нагружения.



Таблица 4.16 – Результаты расчёта прогибов опытных балок при статическом и малоцикловом нагружениях разных уровней

Маркировка опытных балок	Базовый образец			Усиленный образец		
	Экспериментальный прогиб $a'_{\text{экс}}$ , мм	Расчётный прогиб $a'_{\text{расч}}$ , мм	Отклонение расчётных значений от опытных, %	Экспериментальный прогиб $a_{\text{экс}}$ , мм	Расчётный прогиб $a_{\text{расч}}$ , мм	Отклонение расчётных значений от опытных, %
<i>Серия 1</i>						
ББ_1	7,49	7,67	-2,46	5,59	5,27	5,71
ББ_04-08 [07]	3,49	-	-	5,86	5,26	10,31
ББ_04-08 [03-06]	6,54	6,23	4,81	5,84	5,38	7,80
ББ_04-08 [w]	7,21	7,39	-2,44	5,32	5,20	2,22
ББ_04-07(09) [w]	8,63	7,98	7,49	6,30	5,57	11,66
ББ_04-07(09) [03-06-08]	6,53	7,09	-8,61	5,27	5,19	1,49
<i>Серия 2</i>						
БСФ-1	7,53	8,51	-13,06	5,86	5,81	0,93
БСФ_04-08 [Б2-2]	7,34	6,82	7,07	5,38	5,78	-7,49
БСФ_04-07(09) [07]	8,05	-	-	7,13	5,73	19,63
БСФ_04-07(09) [03-07]	11,73	8,10	30,95	7,08	5,80	18,14
БСФ_04-08 [03-07(09)]	14,02	10,37	26,04	7,65	5,83	23,75
БСФ_04-07 [03-07-08]	8,66	9,57	-10,52	6,68	5,69	14,77
<i>Серия 3</i>						
БО-1	9,02	8,43	6,53	11,10	10,01	9,81
БО_04-08 [Б3-2]	8,43	7,56	10,28	11,25	10,83	3,69
БО_04-07(09) [07]	4,54	-	-	8,61	9,15	-6,25
БО_04-07(09) [03-08]	8,36	8,23	1,58	9,91	9,28	6,35
БО_04-07(09) [03-06-08]	9,20	8,09	12,07	9,33	9,42	-0,94
БО_04-09-08 [03-06(08)]	8,67	8,61	0,66	11,25	9,49	15,67
<i>Серия 4</i>						
БОА-1	8,79	7,84	10,82	10,96	12,17	-11,01
БОА_04-08[07]	4,14	-	-	9,87	10,17	-3,02
БОА_04-07(09)[04-06]	8,10	6,55	19,18	11,60	9,57	17,47
БОА_04-07(09) [w]	9,96	8,05	19,15	14,10	11,66	17,29
БОА_04-08[04-07]	8,05	6,50	19,26	11,38	9,79	13,95

Для образцов с недостаточной обеспеченностью жёсткости контактного шва (разрушение по наклонному сечению) авторами предложено расчётный прогиб увеличивать на 30 %, т. е.  $a_{\text{сус}}^{\text{накл}} = 1,3a_{\text{сус}}$ .

Как видно из таблицы 4.16, предложенная методика расчёта обеспечивает достаточную сходимость расчётных значений с экспериментальными данными независимо от вида и уровня нагружения, в том числе для балок, разрушение которых произошло по наклонному сечению. Вышеизложенное обосновывает целесообразность её использования при расчёте железобетонных изгибаемых элементов.

На рисунке 4.14 графически представлено сопоставление опытных значений прогибов в середине пролёта  $a_{\text{эсп}}$  и значений, полученных в результате расчёта по предложенной методике  $a_{\text{расч}}$ .

#### ***4.6 Трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при малоцикловом нагружении***

##### *4.6.1 Характер образования и развития трещин.*

Для фиксации характера и интенсивности развития трещин боковые поверхности опытных балок покрывались раствором строительной извести (для лучшей видимости трещин), по побелке карандашом выполнялась разграфка для последующего составления карты трещин. На каждой ступени приложения нагрузки появившиеся трещины прорисовывались маркером, отмечалась вершина трещины и подписывалась величина приложенной нагрузки.

По результатам испытаний были составлены карты трещин для каждого опытного образца до усиления и после, по которым можно проследить влияние малоцикловых нагрузок различного уровня на трещиностойкость опытных образцов. Общий вид опытной балки в момент испытания с отмеченными на её боковых поверхностях нормальными и наклонными трещинами представлен на рисунке 4.15.

Для всех опытных образцов было отмечено развитие как нормальных, так и наклонных трещин. Для базовых балок при среднем уровне малоцикловой нагрузки развитие трещин от цикла к циклу не наблюдается, т. е. имеет место стабилизация развития и ширины раскрытия трещин. При высоком уровне нагружения стабилизация трещинообразования наступает на циклах 5–7, как и стабилизация развития прогибов. При случайном скачке в закритическую зону ( $\eta_{\text{top}} \approx 0,9$ ) наблюдается появление новых трещин.

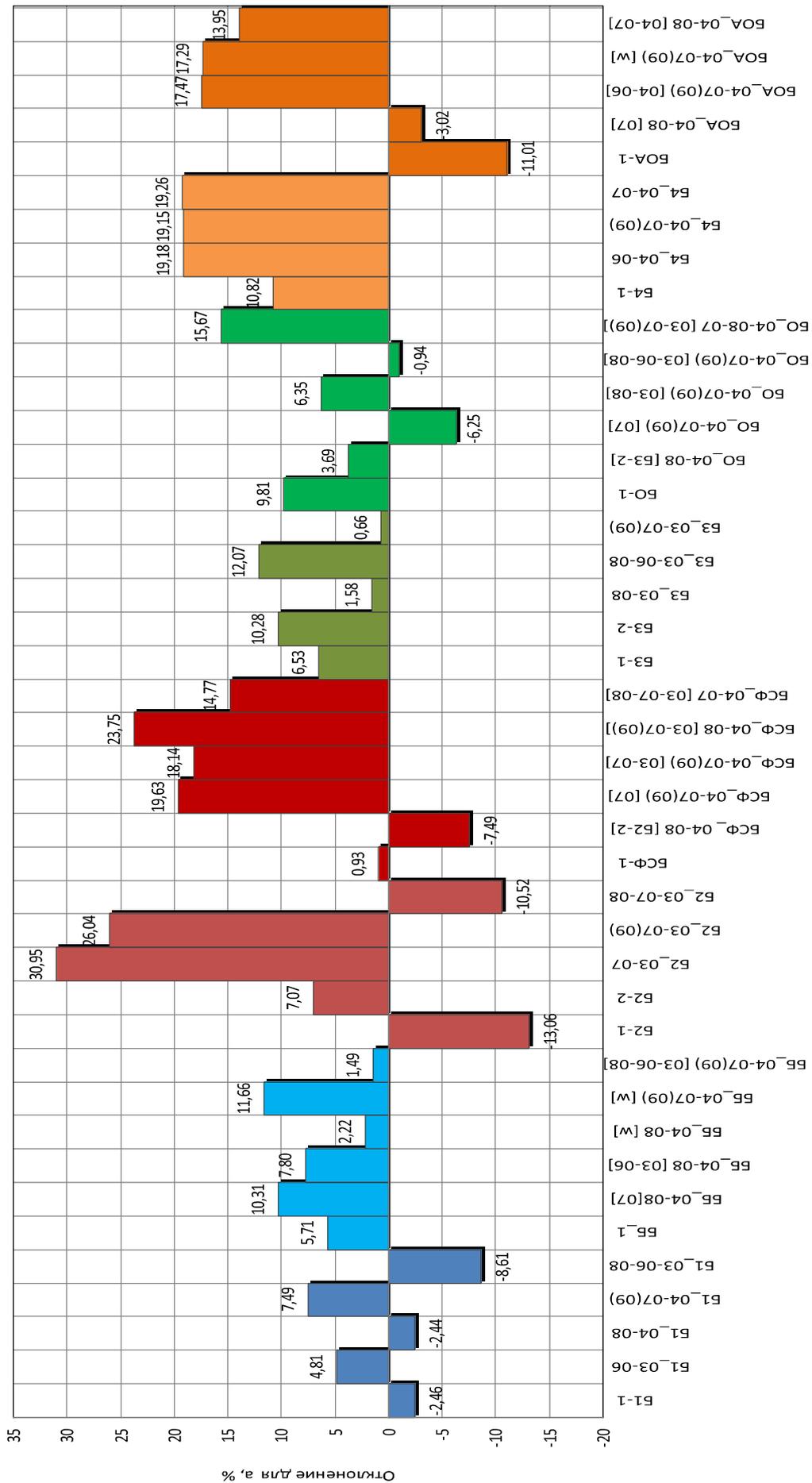


Рисунок 4.14 – Сравнение опытных аэжп и расчётных аэжп значений прогибов в середине пролёта для сборных и сборно-монолитных балок

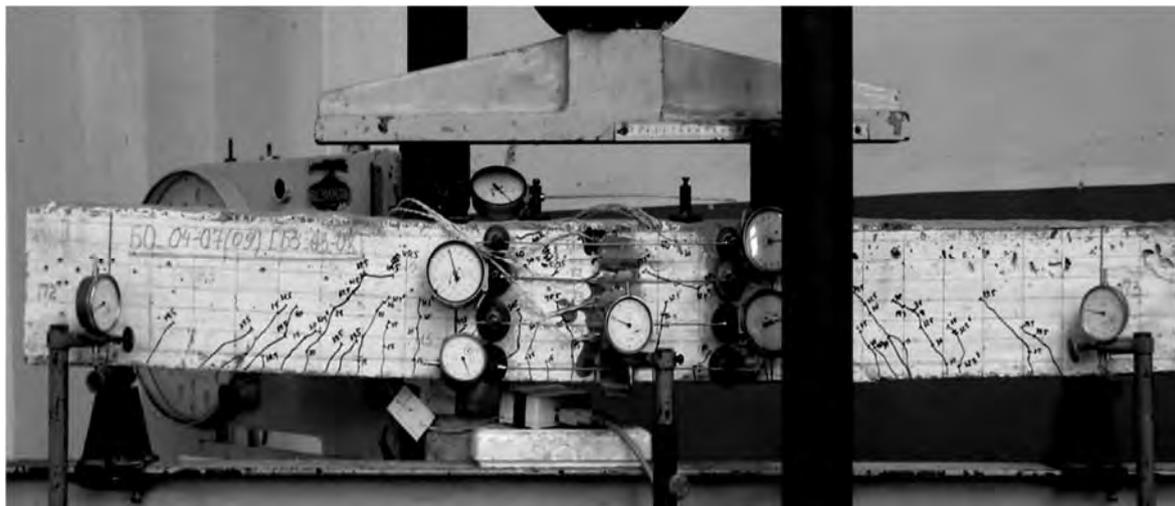


Рисунок 4.15 – Общий вид опытной балки в момент испытания с нанесённой на её поверхности картой трещин

Для усиленных балок при среднем уровне малоциклового нагружения характерно не образование новых трещин, а раскрытие и развитие уже существующих к моменту усиления. При высоком уровне малоциклового нагружения имеет место также образование новых трещин при приближении значения нагружения к критической границе. В условиях обеспечения достаточной жёсткости контактного шва раскрытие нормальных трещин достигает предельно допустимых значений, а деформации арматуры – значений, соответствующих пределу текучести стали.

При недостаточной обеспеченности жёсткости контактного шва на определенном этапе ( $\eta \approx 0,4-0,5$ ) появляется локальная трещина по границе контакта двух бетонов, т. е. происходит нарушение контактного шва. Вследствие этого основная конструкция и элемент усиления перестают работать совместно. Взаимное смещение частей, выполненных из различных бетонов, интенсивно развивается на стадиях, близких к разрушению. Происходит активное развитие вертикальных и наклонных трещин с последующим слиянием их с горизонтальными трещинами по шву контакта. Таким образом, в результате податливости контактного шва опытные балки серии 4, усиленные наращиванием сжатой зоны, разрушились по наклонному сечению.

В таблице 4.17 приведены экспериментальные значения ширины раскрытия трещин опытных балок, испытанных статическим и малоцикловым нагружениями, при уровнях  $\eta = 0,95$  и  $\eta = 1,0$ .

Таблица 4.17 – Ширина раскрытия трещин опытных балок, испытанных статическим и малоцикловым нагружениями, при уровнях нагружения  $\eta = 0,95$  и  $\eta = 1,0$

Маркировка опытных балок	Ширина раскрытия нормальных трещин базовой балки			Ширина раскрытия нормальных трещин усиленной балки		
	$W'_{k, \eta=1,0}$ , мм	$W'_{k, \eta=0,95}$ , мм	$\frac{W'_{k, \eta=1,0}}{W'_{k, \eta=0,95}}$	$W_{k, \eta=1,0}$ , мм	$W_{k, \eta=0,95}$ , мм	$\frac{W_{k, \eta=1,0}}{W_{k, \eta=0,95}}$
<i>Серия 1</i>						
ББ_1	0,30	0,28	1,07	0,35	0,30	1,17
ББ_04-08 [07]	–	–	–	0,35	0,30	1,17
ББ_04-08 [03-06]	0,25	0,20	1,25	0,35	0,30	1,17
ББ_04-08 [w]	0,22	0,20	1,10	0,38	0,25	1,52
ББ_04-07(09) [w]	0,28	0,25	1,12	0,38	0,30	1,27
ББ_04-07(09) [03-06-08]	0,25	0,22	1,14	0,35	0,28	1,25
<i>Серия 2</i>						
БСФ-1	0,28	0,22	1,27	0,38	0,30	1,27
БСФ_04-08 [Б2-2]	0,35	0,30	1,17	0,35	0,25	1,40
БСФ_04-07(09) [07]	–	–	–	0,40	0,35	1,14
БСФ_04-07(09) [03-07]	0,35	0,22	1,59	0,48	0,30	1,60
БСФ_04-08 [03-07(09)]	0,42	0,20	2,10	0,45	0,22	2,05
БСФ_04-07 [03-07-08]	0,25	0,22	1,14	0,40	0,25	1,60
<i>Серия 3</i>						
БО-1	0,32	0,25	1,28	0,70	0,30	2,33
БО_04-08 [Б3-2]	0,30	0,25	1,20	0,65	0,30	2,17
БО_04-07(09) [07]	–	–	–	0,60	0,32	1,88
БО_04-07(09) [03-08]	0,25	0,15	1,67	0,65	0,25	2,60
БО_04-07(09) [03-06-08]	0,28	0,25	1,12	0,60	0,30	2,00
БО_04-09-08 [03-06(08)]	0,28	0,25	1,12	0,70	0,30	2,33
<i>Серия 4</i>						
БОА-1	0,32	0,25	1,28	0,60	0,50	1,20
БОА_04-08[07]	–	–	–	0,50	0,40	1,25
БОА_04-07(09)[04-06]	0,30	0,20	1,50	0,60	0,60	1,00
БОА_04-07(09) [w]	0,40	0,22	1,82	0,50	0,40	1,25
БОА_04-08[04-07]	0,35	0,25	1,40	0,50	0,40	1,25
<i>Примечание – Для усиленных балок серии 4 приведена ширина раскрытия наклонных трещин</i>						

Резкий рост ширины раскрытия нормальных трещин при малоцикловом нагружении высокого уровня наблюдается при разрушающей нагрузке, как и рост прогибов, что видно из таблицы 4.17.

Карты трещин для всех серий опытных балок представлены в приложении А.

#### 4.6.2 Расчёт ширины раскрытия трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента.

Так как в результате действия нагрузок малоциклового характера в бетоне сжатой зоны и в растянутой арматуре происходит накопление пластических деформаций, то для расчёта ширины раскрытия трещин возможно использование методики [179], т. к. другие методики, в которых в расчёт вводятся эмпирические коэффициенты, учитывающие характер нагружения (кратковременное или длительное) для малоцикловых нагружений различных режимов и уровней, не гарантируют высокой сходимости результатов расчёта с экспериментальными данными.

Ширину раскрытия трещин  $w_k$ , нормальных к продольной оси элемента, рекомендуется определять по значениям средних относительных деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры с учётом знака согласно [150]. Если в формулу ввести значения относительных деформаций по модулю и заменить  $S_{r,max}$  на  $S_r$ , то упрощённая формула будет иметь вид:

– для расчёта ширины раскрытия нормальных трещин

$$w_k = S_r (\varepsilon_{cc,cyc} + \varepsilon_{st,cyc}); \quad (4.18)$$

– для расчёта ширины раскрытия наклонных трещин

$$w_{k,cyc}^{накл} = S_r (\varepsilon_{cc,cyc}^* + \varepsilon_{st,cyc}), \quad (4.19)$$

где

$$\varepsilon_{cc,cyc}^* = k_{crc,ad} \varepsilon_{cc,cyc}. \quad (4.20)$$

Расчёт изгибающего момента, воспринимаемого сечением, для обеспечения прочности по наклонной трещине [129] производится следующим образом:

$$M_{Rd} = M_s + M_{sw} + M_{s,inc}, \quad (4.21)$$



где  $M_s$  – изгибающий момент от продольного усилия в продольной арматуре, пересекающей растянутую зону наклонного сечения относительно оси, перпендикулярной плоскости действия момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий  $N_c$  в сжатой зоне сечения;

$M_{sw}$  – изгибающий момент относительно той же оси от усилий в хомутах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения;

$M_{s,inc}$  – изгибающий момент относительно той же оси от усилий в отгибах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения.

В таблице 4.18 представлено сравнение расчётных и опытных значений ширины раскрытия нормальных и наклонных трещин.

На рисунке 4.16 графически представлено сопоставление опытных значений ширины раскрытия трещин  $w_{k,эксп}$  и значений, полученных в результате расчёта  $w_{k,расч}$ .

Как видно из таблицы 4.18 и рисунка 4.16, расчёт по методике [180] по значениям относительных деформаций даёт достаточную сходимость с экспериментальными данными, в том числе и при разрушении по наклонному сечению.

Таким образом, определение ширины раскрытия трещин, также как и определение прогибов, сводится к определению средних относительных деформаций крайнего сжатого волокна бетона и растянутой арматуры.

*4.6.3 Алгоритм расчёта прогибов и ширины раскрытия трещин изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в сжатой зоне наращиванием, при действии малоцикловых нагрузок.*

На рисунках 4.17 и 4.18 представлены алгоритмы расчёта прогибов и ширины раскрытия трещин изгибаемых железобетонных элементов при действии малоцикловых нагрузок.

Таблица 4.18 – Сравнение расчётных и опытных значений ширины раскрытия нормальных и наклонных трещин

Маркировка опытных балок	Режим нагружения (номера циклов)	Предыстория нагружения (номера циклов)	Ширина раскрытия трещин при разру- шающей нагрузке для базовых балок		Ширина раскрытия трещин при разру- шающей нагрузке для усиленных балок		$\Delta W_k, \%$	
			$W'_{k,эксп}, мм$	$W'_{k,теор}, мм$	$W_{k,эксп}, мм$	$W_{k,теор}, мм$		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>Серия 1</i>								
ББ_1	Однократ.	Однократ.	0,25	0,255	-1,89	0,35	0,367	-4,75
ББ_04-08 [07]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8 (1-10)$	Однократ. до $\eta = 0,7$	-	-	-	0,35	0,354	-1,23
ББ_04-08 [03-06]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8 (1-10)$	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,6 (1-13)$	0,25	0,206	17,70	0,35	0,343	2,12
ББ_04-08 [w]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8 (1-10)$	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,8 (1-12)$	0,22	0,237	-7,54	0,38	0,362	4,63
ББ_04-07(09) [w]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7 (1-5; 7-11)$ $\eta_{top} = 0,9 (6)$	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-10) $\eta_{top} = 0,9 (6)$	0,28	0,267	4,73	0,38	0,348	8,52
ББ_04-07(09) [03-06-08]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7 (1-5; 7-11)$ $\eta_{top} = 0,9 (6)$	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,7 (1-6)$ $\eta_{top} = 0,8 (7-15)$	0,25	0,247	1,15	0,35	0,356	-1,66
<i>Серия 2</i>								
БСФ-1	Однократ.	Однократ.	0,28	0,325	-15,98	0,38	0,407	-7,05
БСФ_04-08 [Б2-2]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8 (1-10)$	Однократ.	0,35	0,366	-4,67	0,35	0,399	-13,93
БСФ_04-07(09) [07]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8 (1-10)$	Однократ. до $\eta = 0,7$	-	-	-	0,40	0,380	5,11

Продолжение таблицы 4.18

1	2	3	4	5	6	7	8	9
БСФ_04-07(09) [03-07]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-11) $\eta_{top} = 0,9$ (6)	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-10)	0,35	0,271	22,69	0,48	0,388	19,15
БСФ_04-08 [03-07(09)]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8$ (1-8)	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-11) $\eta_{top} = 0,9$ (6)	0,42	0,330	21,47	0,45	0,397	11,72
БСФ_04-07 [03-07-08]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-10)	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-6) $\eta_{top} = 0,8$ (7-12)	0,25	0,282	-12,93	0,40	0,389	2,73
<i>Серия 3</i>								
БО-1	Однократ.		0,32	0,321	-0,35	0,70	0,683	2,48
БО_04-08 [Б3-2]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8$ (1-10)	Однократ.	0,30	0,362	-20,63	0,65	0,662	-1,79
БО_04-07(09) [07]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-11) $\eta_{top} = 0,9$ (6)	Однократ. до $\eta = 0,7$	-	-	-	0,60	0,647	-7,82
БО_04-07(09) [03-08]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-11) $\eta_{top} = 0,9$ (6)	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,8$ (1-10)	0,25	0,281	-12,49	0,65	0,635	2,33
БО_04-07(09) [03-06-08]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-11) $\eta_{top} = 0,9$ (6)	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-6) $\eta_{top} = 0,8$ (7-14)	0,28	0,297	-5,97	0,60	0,646	-7,63

Окончание таблицы 4.18

1	2	3	4	5	6	7	8	9
БО_04-09-08 [03-06(08)]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8$ (1) $\eta_{top} = 0,7$ (2-10)	$\eta_{low} = 0,3$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-6; 8-11) $\eta_{top} = 0,9$ (7)	0,28	0,294	-4,92	0,70	0,642	8,28
<i>Серия 4</i>								
БОА-1	Однократ.	Однократ.	0,32	0,358	-11,87	0,60	0,665	-10,88
БОА_04-08[07]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8$ (1-10)	Однократ. до $\eta = 0,7$	-	-	-	0,50	0,554	-10,79
БОА_04-07(09)[04-06]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-11) $\eta_{top} = 0,9$ (6)	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,6$ (1-11)	0,30	0,303	-0,92	0,60	0,529	11,81
БОА_04-07(09) [w]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-10) $\eta_{top} = 0,9$ (6)	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-5; 7-11) $\eta_{top} = 0,9$ (6)	0,40	0,346	13,52	0,50	0,535	-7,08
БОА_04-08[04-07]	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,8$ (1-10)	$\eta_{low} = 0,4$ $\eta_{top} = 0,7$ (1-11)	0,35	0,281	19,63	0,50	0,537	-7,39

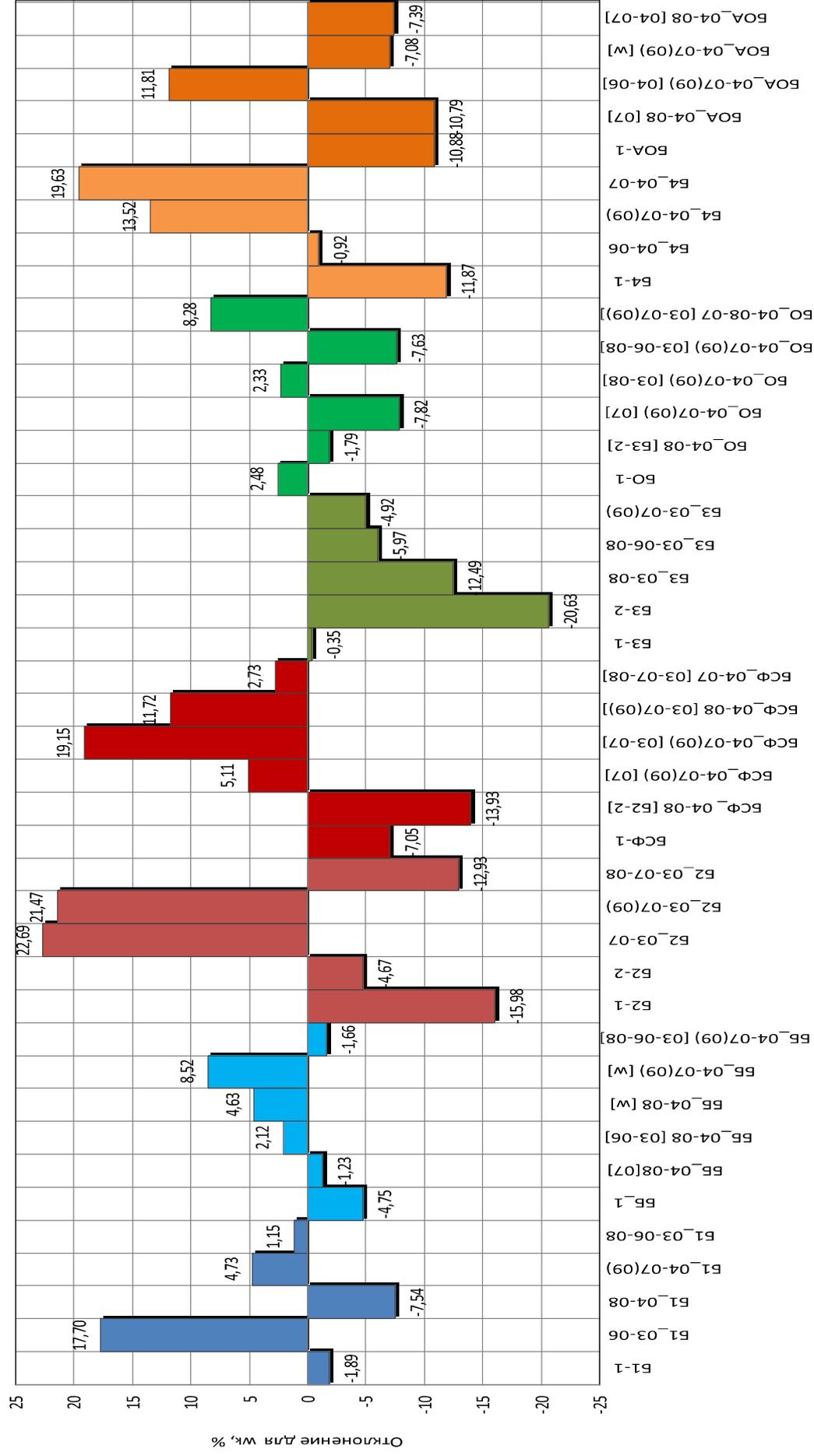


Рисунок 4.16 – Сравнение опытных  $w_{k,эксп}$  и расчётных  $w_{k,расч}$  значений прогибов в середине пролёта для сборных и сборно-монолитных балок

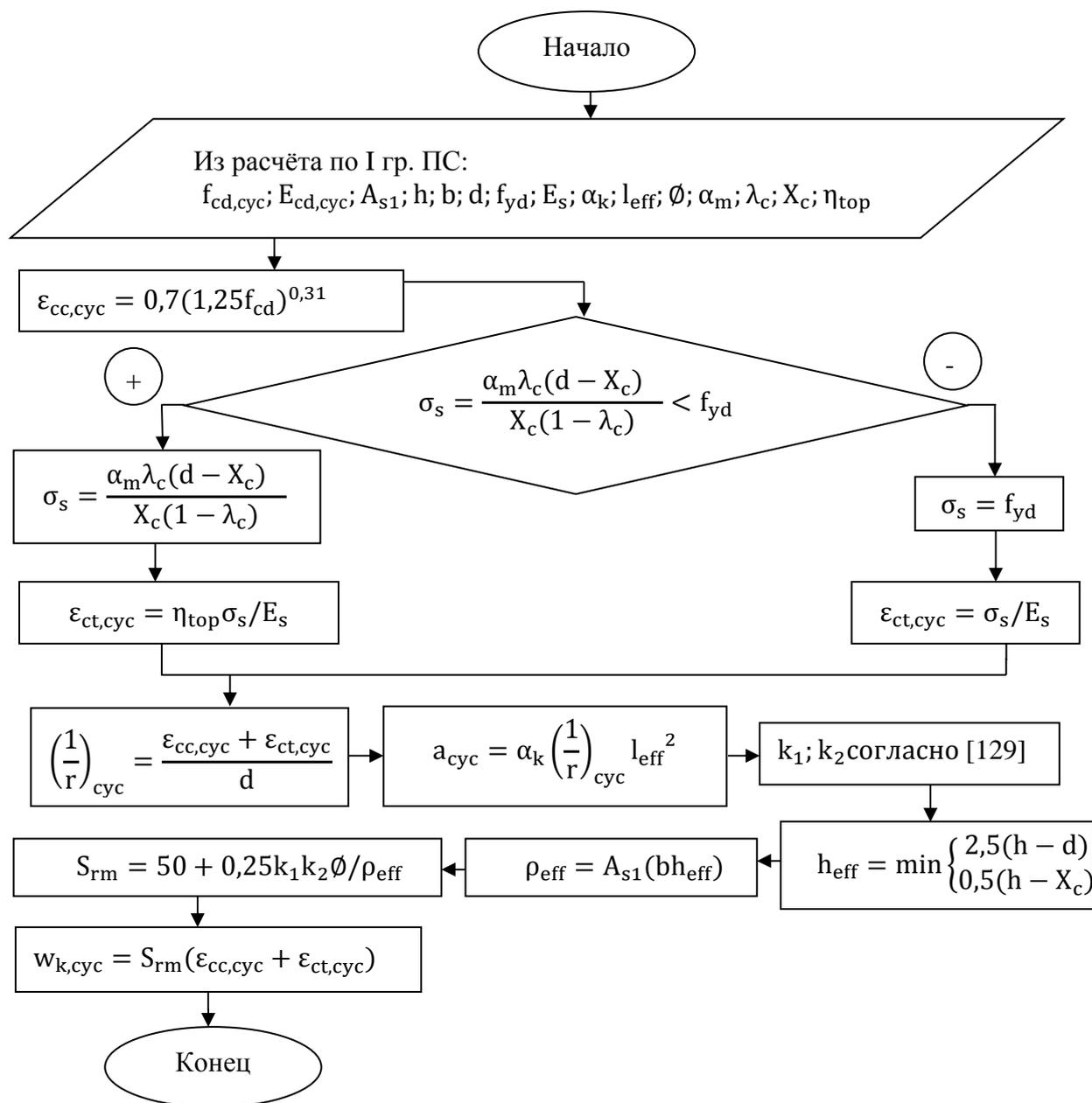


Рисунок 4.17 – Алгоритм расчёта прогибов и ширины раскрытия трещин для элементов без усиления

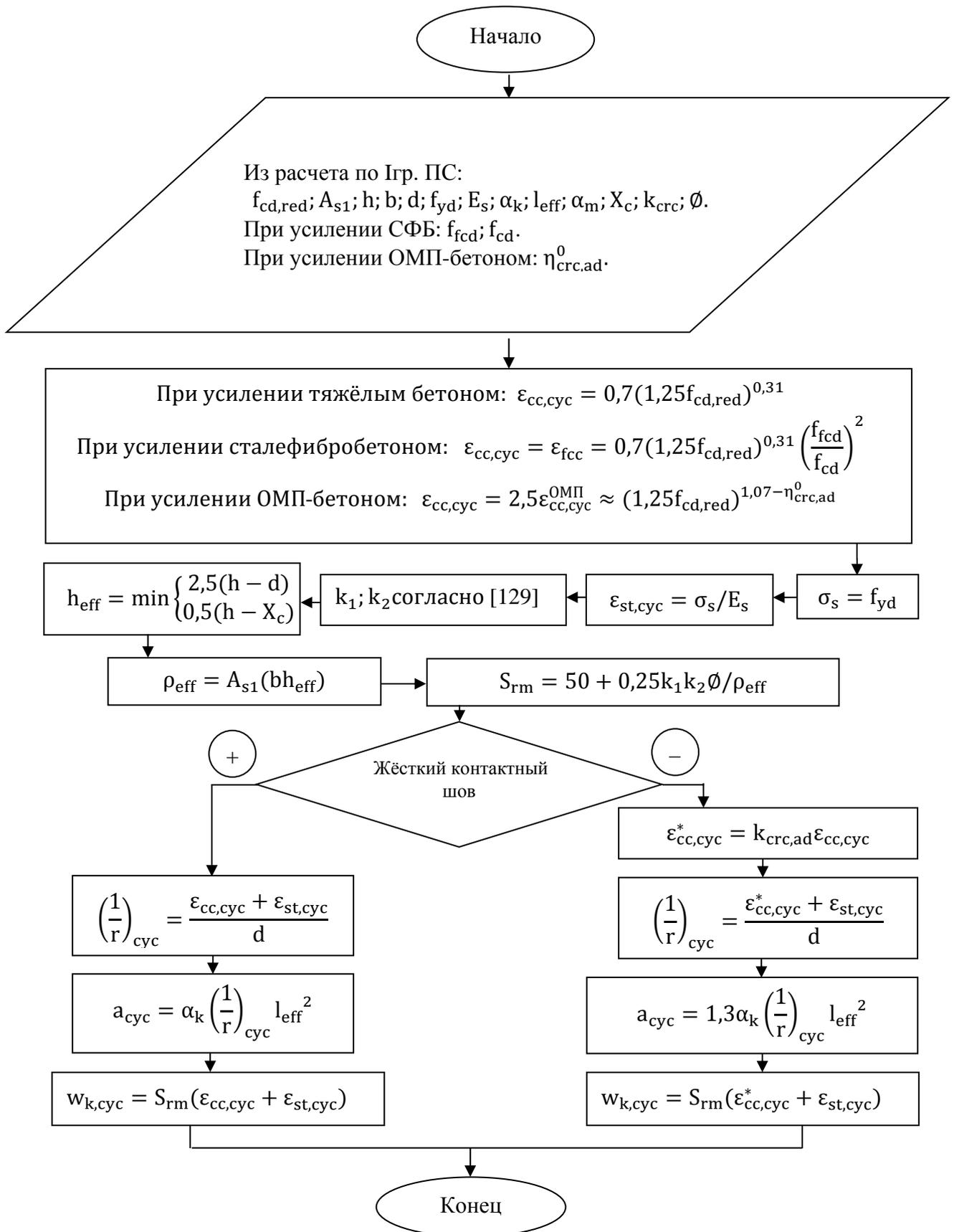


Рисунок 4.18 – Алгоритм расчёта прогибов и ширины раскрытия трещин для элементов, усиленных наращиванием сечений сжатой зоны

## 5 Оценка точности предлагаемой расчётной модели

### 5.1 Численное исследование эксперимента

Расчёт нормальных сечений опытных балок, как базовых, так и усиленных, был произведен по четырём расчётным моделям (альтернативная модель (метод предельных усилий) [160], деформационная модель на основе полной диаграммы деформирования бетона [58, 104, 126, 147], упругопластическая модель на основе билинейной диаграммы деформирования бетона [10, 21, 23, 24], предлагаемая уточнённая упругопластическая модель расчёта, представленная в разд. 4).

В таблице 5.1 представлены результаты расчёта по указанным методикам и их сопоставление с экспериментальными данными.

Таблица 5.1 – Значения разрушающего момента для опытных балок по экспериментальным данным и в результате расчёта по различным моделям

Маркировка опытных образцов	Фактический момент $M_{\text{эксп}}$ , кН·м	Расчётный разрушающий момент $M_{\text{расч}}$ , кН·м				Отклонение расчётных значений от экспериментальных $(\Delta = 100(M_{\text{эксп}} - M_{\text{расч}})/M_{\text{расч}})$ , %			
		по альтернативной модели	по деформационной модели	по упругопластической модели	по уточнённой упругопластической модели	по альтернативной модели	по деформационной модели	по упругопластической модели	по уточнённой упругопластической модели
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Б1-1	4,06	4,24	4,12	3,86	3,86	-4,25	-1,46	5,18	5,18
ББ_1	11,00	10,96	10,91	10,92	10,92	0,36	0,82	0,73	0,73
Б1-0,7	3,04	3,40	3,25	3,20	3,20	-10,59	-6,46	-5,00	-5,00
ББ_04-08 [07]	10,41	10,44	10,42	10,40	10,83	-0,29	-0,10	0,10	-3,88
Б1_03-06	4,21	4,29	4,20	3,86	4,03	-1,86	0,24	9,07	4,47
ББ_04-08 [03-06]	10,50	9,67	8,51	9,63	11,20	8,58	23,38	9,03	-6,25
Б1_04-08	4,34	4,24	4,09	3,89	4,20	2,36	6,11	11,57	3,33
ББ_04-08 [w]	10,85	10,96	9,72	10,92	11,43	-1,00	11,63	-0,64	-5,07
Б1_04-07(09)	4,33	4,48	4,29	4,17	4,18	-3,35	0,93	3,84	3,59

Продолжение таблицы 5.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ББ_04-07(09) [w]	10,58	9,74	8,94	9,71	9,34	8,62	18,34	8,96	13,28
Б1_03-06-08	4,56	4,63	4,43	4,36	4,56	-1,51	2,93	4,59	0,00
ББ_04-07(09) [03-06-08]	10,35	10,82	9,92	10,78	10,46	-4,34	4,33	-3,99	-1,05
Б2-1	5,88	5,37	5,89	5,62	5,62	9,50	-0,17	4,63	4,63
БСФ-1	10,85	10,96	10,31	10,48	10,45	-1,00	5,24	3,53	3,83
Б2-2	8,68	7,37	8,38	8,68	8,68	17,77	3,58	0,00	0,00
БСФ_04-08 [Б2-2]	10,85	10,42	10,14	10,28	11,41	4,13	7,00	5,54	-4,91
Б2-0,7	3,78	3,60	3,83	3,59	3,59	5,00	-1,31	5,29	5,29
БСФ_04- 07(09) [07]	10,85	9,83	9,66	9,80	9,55	10,38	12,32	10,71	13,61
Б2_03-07	5,14	4,83	5,25	4,84	5,25	6,42	-2,10	6,20	-2,10
БСФ_04- 07(09) [03-07]	9,33	10,09	9,92	10,06	8,27	-7,53	-5,95	-7,26	12,82
Б2_03-07(09)	4,40	4,67	4,96	4,62	4,65	-5,78	-11,29	-4,76	-5,38
БСФ_04-08 [03-07(09)]	8,92	10,22	10,05	10,19	8,53	-12,72	-11,24	-12,46	4,57
Б2_03-07-08	4,45	4,28	4,24	4,10	4,28	3,97	4,95	8,54	3,97
БСФ_04-07 [03-07-08]	9,16	10,35	10,18	10,32	8,39	-11,50	-10,02	-11,24	9,18
Б3-1	5,42	5,34	5,62	5,34	5,56	1,50	-3,56	1,50	-2,52
БО-1	10,09	10,01	9,81	9,98	9,98	0,80	2,85	1,10	1,10
Б3-2	6,94	6,55	7,22	6,97	6,97	5,95	-3,88	-0,43	-0,43
БО_04-08 [Б3-2]	8,57	10,89	10,67	10,85	8,77	-21,30	-19,68	-21,01	-2,28
Б3-0,7	3,28	3,45	3,38	3,45	3,45	-4,93	-2,96	-4,93	-4,93
БО_04-07(09) [07]	9,22	10,50	10,29	10,47	8,66	-12,19	-10,40	-11,94	6,47
Б3_03-08	5,12	4,97	4,86	4,93	5,05	3,02	5,35	3,85	1,39
БО_04-07(09) [03-08]	8,79	10,02	9,82	9,99	8,45	-12,28	-10,49	-12,01	4,02
Б3_03-06-08	5,64	5,27	5,53	5,44	5,61	7,02	1,99	3,68	0,53
БО_04-07(09) [03-06-08]	8,57	10,14	9,93	10,11	8,40	-15,48	-13,70	-15,23	2,02
Б3_03-07(09)	5,08	4,95	4,83	4,85	4,90	2,63	5,18	4,74	3,67

Окончание таблицы 5.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
БО_04-08-07 [03-07(09)]	7,92	9,87	9,67	9,84	8,53	-19,76	-18,10	-19,51	-7,15
Б4-1	6,73	6,67	6,88	7,01	7,01	0,90	-2,18	-3,99	-3,99
БОА-1	8,27	7,72	–	8,15	8,15	7,12	–	1,47	1,47
Б4-0,7	4,52	4,66	4,73	4,92	4,92	-3,00	-4,44	-8,13	-8,13
БОА_04-08 [07]	7,81	8,16	–	7,53	7,83	-4,29	–	3,72	-0,26
Б4_04-06	6,08	6,99	7,23	7,35	6,59	-13,02	-15,91	-17,28	-7,74
БОА_04-07(09) [04-06]	7,05	8,18	–	8,22	7,66	-13,81	–	-14,23	-7,96
Б4_04-07(09)	5,95	6,42	6,72	6,75	6,08	-7,32	-11,46	-11,85	-2,14
БОА_04-07(09) [w]	7,92	7,65	–	8,38	7,27	3,53	–	-5,49	8,94
Б4_04-07	6,18	6,30	6,71	6,64	6,23	-1,90	-7,90	-6,93	-0,80
БОА_04-08 [04-07]	7,98	7,69	–	8,06	7,64	3,77	–	-0,99	4,45

Оценить эффективность применения предлагаемой уточнённой упругопластической модели расчета по сравнению с другими существующими методиками можно при помощи аппарата математической статистики. Оценка точности рассматриваемых методик приведена далее.

## **5.2 Обеспеченность точности определения несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при статическом и малоцикловом нагружении**

Для оценки обеспеченности точности предлагаемой расчётной методики статистическими методами определили статистические критерии, по которым принимается или отвергается та или иная гипотеза: математическое ожидание  $m_z$  ( $m_z = Z_m$ ), среднее квадратическое отклонение  $\sigma$  и его оценочное значение  $s$ , коэффициент вариации  $V$ , средняя ошибка среднего квадратического  $m$ , показатель точности  $P\%$ .

Шаг  $S_{\text{кл}}$  принимали при количестве классов  $n = 8-10$ .

Теоретическая высота кривой нормального распределения определяется по формуле

$$H = \frac{0,4S_{\text{кл}}n}{s_Z} \quad (5.1)$$

Сбор исходных данных и расчёт указанных выше параметров представлен в таблице 5.2.

Таблица 5.2 – Вычисление математического ожидания и параметров для дальнейших расчётов обеспеченности точности определения несущей способности по уточнённой упругопластической модели

Маркировка опытных образцов	Фактический момент $M_{\text{эсп}}$ , кН·м	Расчётный момент $M_{\text{расч}}$ , кН·м	$Z_i = \frac{M_{\text{эсп}}}{M_{\text{расч}}}$	$Z_m - Z_i$	$(Z_m - Z_i)^2$	Примечание
1	2	3	4	5	6	7
Б1-1	4,06	3,86	1,0511	-0,03396	0,001	Разрушение по бетону сжатой зоны
ББ_1	11,00	10,92	1,0077	0,00942	0,000	Разрушение по рабочей арматуре
Б1-0,7	3,04	3,20	0,9506	0,06649	0,004	Разрушение по бетону сжатой зоны
ББ_04-08 [07]	10,41	10,83	0,9613	0,05583	0,003	Разрушение по рабочей арматуре
Б1_03-06	4,21	4,03	1,0446	-0,02748	0,001	Разрушение по бетону сжатой зоны
ББ_04-08 [03-06]	10,50	11,20	0,9374	0,07968	0,006	Разрушение по рабочей арматуре
Б1_03-08	4,34	3,95	1,0995	-0,08246	0,007	Разрушение по бетону сжатой зоны
ББ_04-08 [w]	10,85	11,43	0,9494	0,06770	0,005	Разрушение по рабочей арматуре
Б1_03-07(09)	4,33	3,92	1,1034	-0,08630	0,007	Разрушение по бетону сжатой зоны
ББ_04-07(09) [w]	10,58	9,34	1,1326	-0,11554	0,013	Разрушение по рабочей арматуре
Б1_03-06-08	4,56	4,28	1,0642	-0,04714	0,002	Разрушение по бетону сжатой зоны

Продолжение таблицы 5.2

1	2	3	4	5	6	7
ББ_04-07(09) [03-06-08]	10,35	10,46	0,9894	0,02773	0,001	Разрушение по рабочей арматуре
Б2-1	5,88	5,59	1,0525	-0,03539	0,001	Разрушение по бетону сжатой зоны
БСФ-1	10,85	10,45	1,0383	-0,02117	0,000	Разрушение по принципу Лолейта
Б2-2	8,68	8,62	1,0065	0,01063	0,000	Разрушение по бетону сжатой зоны
БСФ_04-08 [Б2-2]	10,85	11,41	0,9506	0,06647	0,004	Разрушение по принципу Лолейта
Б2-0,7	3,78	3,59	1,0514	-0,03428	0,001	Разрушение по бетону сжатой зоны
БСФ_04-07(09) [07]	10,85	9,55	1,1358	-0,11870	0,014	Разрушение по принципу Лолейта
Б2_03-07	5,14	5,20	0,9885	0,02863	0,001	Разрушение по бетону сжатой зоны
БСФ_04-07(09) [03-07]	9,33	8,27	1,1278	-0,11068	0,012	Разрушение по принципу Лолейта
Б2_03-07(09)	4,40	4,61	0,9549	0,06222	0,004	Разрушение по бетону сжатой зоны
БСФ_04-08 [03-07(09)]	8,92	8,53	1,0460	-0,02893	0,001	Разрушение по принципу Лолейта
Б2_03-07-08	4,45	4,24	1,0493	-0,03218	0,001	Разрушение по бетону сжатой зоны
БСФ_04-07 [03-07-08]	9,16	8,39	1,0913	-0,07420	0,006	Разрушение по принципу Лолейта
Б3-1	5,42	5,52	0,9829	0,03422	0,001	Разрушение по бетону сжатой зоны

Продолжение таблицы 5.2

1	2	3	4	5	6	7
БО-1	10,09	9,98	1,0109	0,00618	0,000	Разрушение по принципу Лолейта
БЗ-2	6,94	7,47	0,9299	0,08720	0,008	Разрушение по бетону сжатой зоны
БО_04-08 [БЗ-2]	8,57	8,77	0,9777	0,03936	0,002	Разрушение по принципу Лолейта
БЗ-0,7	3,28	3,45	0,9504	0,06673	0,004	Разрушение по бетону сжатой зоны
БО_04-07(09) [07]	9,22	8,66	1,0642	-0,04714	0,002	Разрушение по принципу Лолейта
БЗ_03-08	5,12	5,07	1,0090	0,00808	0,000	Разрушение по бетону сжатой зоны
БО_04-07(09) [03-08]	8,79	8,45	1,0405	-0,02336	0,001	Разрушение по принципу Лолейта
БЗ_03-06-08	5,64	5,56	1,0151	0,00204	0,000	Разрушение по бетону сжатой зоны
БО_04-07(09) [03-06-08]	8,57	8,40	1,0204	-0,00327	0,000	Разрушение по принципу Лолейта
БЗ_03-07(09)	5,08	4,85	1,0473	-0,03016	0,001	Разрушение по бетону сжатой зоны
БО_04-08-07 [03-07(09)]	7,92	8,53	0,9280	0,08914	0,008	Разрушение по принципу Лолейта
Б4-1	6,73	6,95	0,9677	0,04942	0,002	Разрушение по бетону сжатой зоны
БОА-1	8,27	8,15	1,0142	0,00288	0,000	Разрушение по наклонному сечению
Б4-0,7	4,52	4,92	0,9182	0,09894	0,010	Разрушение по бетону сжатой зоны

Окончание таблицы 5.2

1	2	3	4	5	6	7
БОА_04-08 [07]	7,81	7,59	1,0286	-0,01148	0,000	Разрушение по наклонному сечению
Б4_04-06	6,73	6,63	1,0151	0,00197	0,000	Разрушение по бетону сжатой зоны
БОА_04-07(09) [04-06]	7,05	7,35	0,9590	0,05809	0,003	Разрушение по наклонному сечению
Б4_04-07(09)	5,95	6,11	0,9738	0,04334	0,002	Разрушение по бетону сжатой зоны
БОА_04-07(09) [w]	7,92	7,27	1,0898	-0,07267	0,005	Разрушение по наклонному сечению
Б4_04-07	6,18	6,26	0,9877	0,02940	0,001	Разрушение по бетону сжатой зоны
БОА_04-08 [04-07]	7,98	7,45	1,0724	-0,05527	0,003	Разрушение по наклонному сечению
		$m_z = 1,01709$ $s_z = \pm 0,05778$ $V = 0,05681$ $m = \pm 0,00852$ $P\% = 0,83756$ $N = 9,5540$		$\Sigma(Z_m - Z_i)^2 = 0,1502$ $S_{кл} = 0,03$ $Z_{max} = 1,1358$ $Z_{min} = 0,9182$ $n = 46$		

Расчётная модель считается надёжной, если коэффициент вариации  $V$  не превышает 0,15 [57, 182]:  $V = 0,06 < 0,15$ , следовательно, предлагаемую расчётную модель можно считать надёжной.

Для соответствия эмпирического наблюдения теоретическому (рисунок 5.1) и построения кривой нормального распределения расчёт необходимых координат может производиться в табличной форме (таблица 5.3).

По отношениям опытных данных к теоретическим были построены гистограмма и кривая нормального распределения (см. рисунок 5.1).

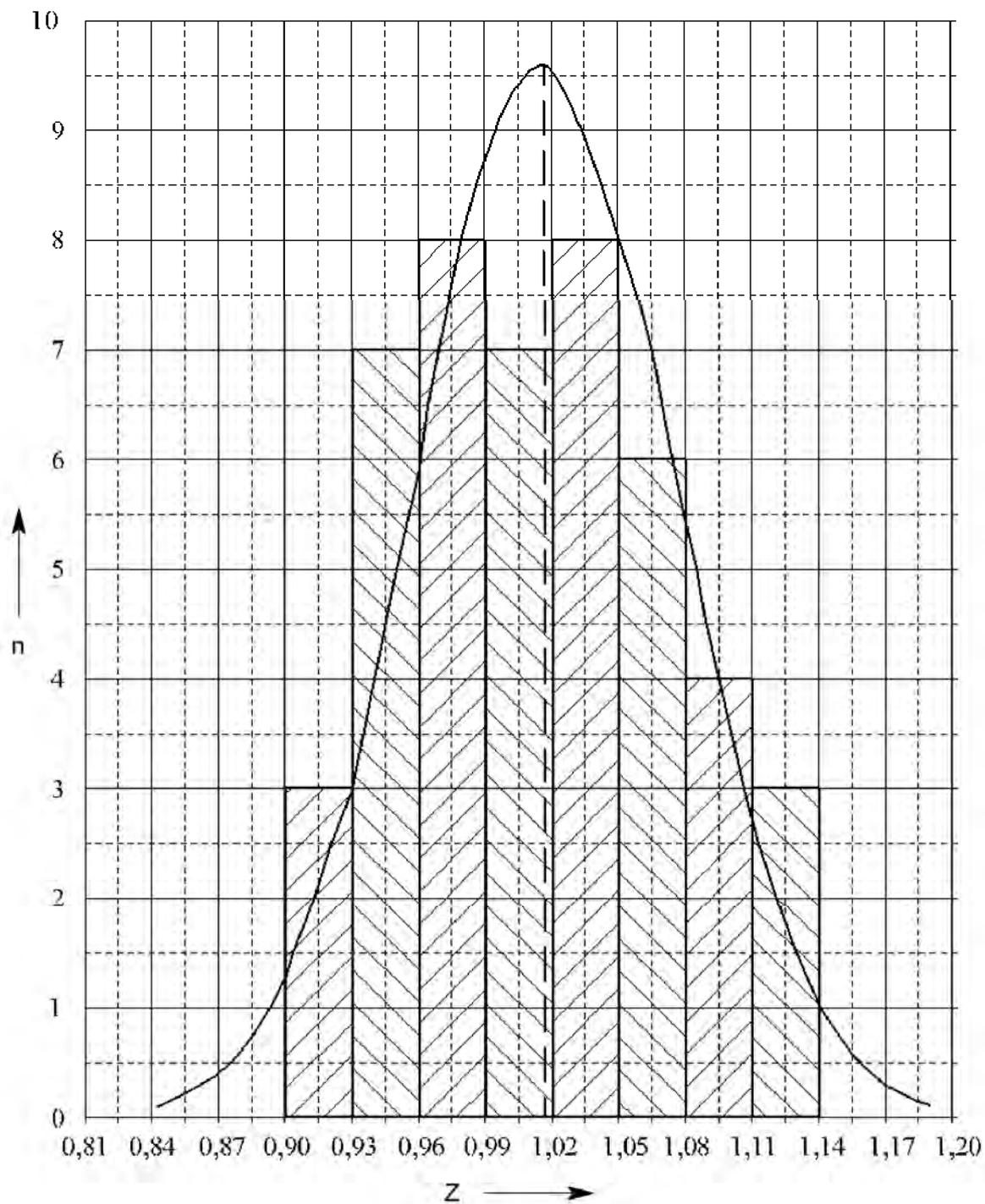


Рисунок 5.1 – Гистограмма и кривая нормального распределения для отношений опытных значений разрушающего момента к расчётным

В математической статистике близость эмпирических и теоретических распределений оценивают с помощью критериев согласия.

На основании гистограммы и кривой нормального распределения определяют критерий согласия Пирсона  $\chi^2$  (таблица 5.4), который служит для проверки гипотезы о законе равномерного распределения, и оценивают

вероятность расхождения между эмпирическими и теоретическими данными, а также критерии В. И. Романовского, Б. С. Ястремского, которые конкретно отвечают на вопрос о возможности совпадения данного эмпирического распределения и выбранного теоретического закона (не должны превышать 3).

Таблица 5.3 – Нахождение абсцисс и ординат кривой нормального распределения для отношений опытных значений разрушающего момента к расчётным

Отклонение от $Z_m$		Значение абсцисс		h	Значение ординаты Y
$\pm d$ в долях		$X_1$	$X_2$		
$s_z$	величина				
0,0	0,00000	1,0171	1,0171	1	9,5540
0,5	0,02889	0,9882	1,0460	0,883	8,4362
1,0	0,05778	0,9593	1,0749	0,607	5,7993
1,5	0,08667	0,9304	1,1038	0,325	3,1050
2,0	0,11555	0,9015	1,1326	0,135	1,2898
2,5	0,14444	0,8727	1,1615	0,044	0,4204
3,0	0,17333	0,8438	1,1904	0,011	0,1051

*Примечание* – При  $s_z = 1,0$  величина  $s_i$  равна стандарту  $s_z$ ; при  $s_z = 0$  значения абсцисс  $X_1 = X_2 = Z_m$ ;  $X_1 = Z_m - Z_i$ ,  $X_2 = Z_m + Z_i$ ; h принимается по кривой нормального распределения Гаусса; при  $h = 1,0$  значение ординаты  $Y = H$  (теоретической высоте кривой нормального распределения)

Таблица 5.4 – Нахождение значений критерия Пирсона  $\chi^2$

Класс	Фактическая частота m	Теоретическая частота m'	$m - m'$	$(m - m')^2$	$\chi^2 = (m - m')^2/m'$
(0,8400; 0,86999)	0	0,23	-0,23	0,0529	0,23000
(0,8700; 0,89999)	0	0,82	-0,82	0,6724	0,82000
(0,9000; 0,92999)	3	2,41	0,59	0,3481	0,14444
(0,9300; 0,95999)	7	5,26	1,74	3,0276	0,57559
(0,9600; 0,98999)	8	8,25	-0,25	0,0625	0,00758
(0,9900; 1,01999)	7	9,92	-2,92	8,5264	0,85952
(1,0200; 1,04999)	8	8,85	-0,85	0,7225	0,08164
(1,0500; 1,07999)	6	5,92	0,08	0,0064	0,00108
(1,0800; 1,10999)	4	3,00	1	1	0,33333
(1,1100; 1,13999)	3	1,06	1,94	3,7636	3,55057
(1,1400; 1,16999)	0	0,28	-0,28	0,0784	0,28000
$\Sigma =$	46	46		$\Sigma =$	6,88374

Число степеней свободы  $k$  рассматриваемого распределения равно числу классов минус единица,  $n$  – количество классов:  $n = 11$ ,  $k = 11 - 1 = 10$ .

$$\text{Критерий В. И. Романовского: } \frac{|\chi^2 - k|}{\sqrt{2k}} = 0,69682 < 3 .$$

$$\text{Критерий Б. С. Ястремского: } \frac{|\chi^2 - n|}{\sqrt{2n + 2,4}} = 0,83331 < 3 .$$

Так как критерии В. И. Романовского и Б. С. Ястремского не превышают 3, то эмпирическое наблюдение можно описать кривой нормального распределения.

Используя закон нормального распределения, интегральным методом по формуле А. М. Ляпунова определена обеспеченность предлагаемого метода расчёта в заданных пределах при отклонении в процентах [57]:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} P \left[ \frac{S_n - A_n}{B_n} < x \right] = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-z^2/2} dz . \quad (5.2)$$

Аналогичным образом был произведен расчёт обеспеченности точности при расчёте несущей способности изгибаемых железобетонных элементов по альтернативной модели (метод предельных сечений), деформационной модели, упругопластической модели без учёта действия нагрузок малоциклового характера.

В таблице 5.5 представлена обеспеченность точности расчёта несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при статическом и малоцикловом видах нагружения.

Из таблицы 5.5 видно, что уточнённая методика расчёта позволяет с наиболее высокой точностью рассчитывать несущую способность железобетонных изгибаемых элементов, работающих в условиях действия малоцикловых нагрузок.

Согласно [179], следует применять действительные значения измеренных характеристик в функции сопротивления для получения теоретических значений  $r_{ti}$ , которые сравнивают с экспериментальными значениями  $r_{ei}$ .

Вероятностная модель сопротивления  $r$  представляется в виде

$$r = br_t \delta , \quad (5.3)$$

где  $b$  – уклон, определяемый по методу наименьших квадратов,

$$b = \frac{\sum r_e r_t}{\sum r_t^2}. \quad (5.4)$$

Таблица 5.5 – Обеспеченность точности расчёта несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при статическом и малоцикловом видах нагружения по различным методикам

Статистическая характеристика	$m_z = Z_m$	$s_z$	$V$	P%	Обеспеченность точности, % при отклонении			
					$\pm 5\%$	$\pm 10\%$	$\pm 15\%$	$\pm 20\%$
При расчёте по уточнённой упругопластической модели	1,01709	0,05778	0,05681	0,83756	61,31	91,65	99,05	99,93
При расчёте по упругопластической модели	0,98319	0,08286	0,08428	1,24261	45,37	77,25	92,98	98,38
При расчёте по альтернативной модели	0,98443	0,08290	0,08424	1,24158	45,35	77,23	92,97	98,41
При расчёте по деформационной модели	0,98909	0,08985	0,09084	1,41875	42,21	73,42	90,49	97,40

Значение ошибки  $\delta_i$  для каждого экспериментального значения  $r_{ei}$  определяется по формуле

$$\delta_i = \frac{r_{ei}}{br_{ti}}. \quad (5.5)$$

Среднее значение теоретической функции сопротивления  $r_m$ , рассчитанное с использованием средних значений базисных переменных  $Z_m$ , находят по формуле

$$r_m = b\delta r_t Z_m. \quad (5.6)$$

Логарифм вектора ошибок  $\Delta_i$  и его оценочное значение  $\bar{\Delta}$ :

$$\Delta_i = \ln(\delta_i); \quad (5.7)$$

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i . \quad (5.8)$$

Соответственно, выборочная дисперсия

$$s_{\Delta}^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\bar{\Delta} - \Delta_i)^2 . \quad (5.9)$$

Коэффициент вариации вектора ошибок

$$V_{\delta} = \sqrt{\exp(s_{\Delta}^2) - 1} . \quad (5.10)$$

Расчёт соответствующих параметров представлен в таблице 5.6.

Таблица 5.6 – Оценка коэффициента вариации вектора ошибок для модели расчёта разрушающего момента

Маркировка опытных образцов	$r_e = M_{\text{эксп}},$ кН·м	$r_t = M_{\text{расч}},$ кН·м	$r_e r_t$	$r_t^2$	Ошиб- ка $\delta_i$	Логарифм вектора ошибок $\Delta_i$	$(\bar{\Delta} - \Delta_i)^2$
1	2	3	4	5	6	7	8
Б1-1	4,06	3,86	15,6626	14,9017	1,038	0,0371	0,001185
ББ_1	11,00	10,92	120,0893	119,1750	0,995	-0,0050	0,000060
Б1-0,7	3,04	3,20	9,7066	10,2110	0,939	-0,0633	0,004362
ББ_04-08 [07]	10,41	10,83	112,8360	117,3830	0,949	-0,0522	0,003013
Б1_03-06	4,21	4,03	16,9618	16,2380	1,031	0,0309	0,000797
ББ_04-08 [03-06]	10,50	11,20	117,6549	125,5100	0,926	-0,0773	0,006402
Б1_03-08	4,34	3,95	17,1259	15,5753	1,086	0,0822	0,006323
ББ_04-08 [w]	10,85	11,43	123,9658	130,5740	0,937	-0,0646	0,004531
Б1_03-07(09)	4,33	3,92	16,9809	15,3896	1,090	0,0857	0,006891
ББ_04-07(09) [w]	10,58	9,34	98,9035	87,3220	1,118	0,1119	0,011916
Б1_03-06-08	4,56	4,28	19,5079	18,3305	1,051	0,0496	0,002197
ББ_04-07(09) [03-06-08]	10,35	10,46	108,2654	109,4297	0,977	-0,0234	0,000680
Б2-1	5,88	5,59	32,8495	31,2112	1,039	0,0385	0,001280
БСФ-1	10,85	10,45	113,3550	109,1777	1,025	0,0249	0,000491
Б2-2	8,68	8,62	74,8389	74,3579	0,994	-0,0062	0,000080
БСФ_04-08 [Б2-2]	10,85	11,41	123,8054	130,2362	0,939	-0,0633	0,004359

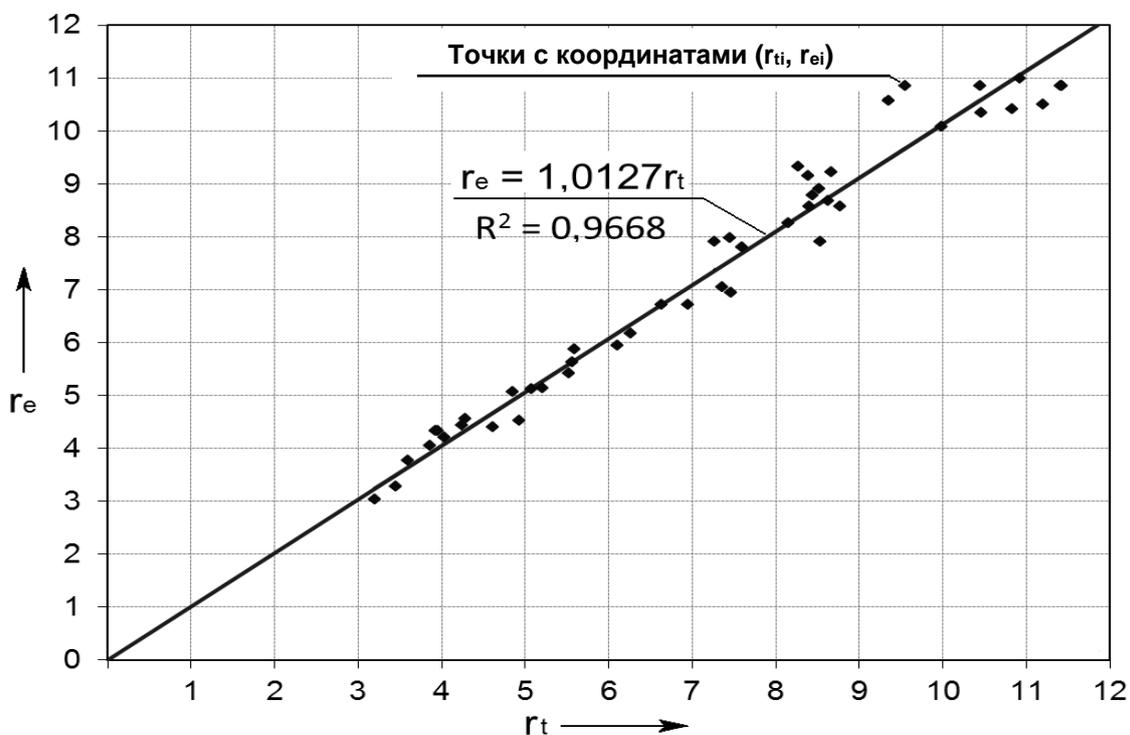
Продолжение таблицы 5.6

1	2	3	4	5	6	7	8
Б2-0,7	3,78	3,59	13,5565	12,8941	1,038	0,0374	0,001205
БСФ_04-07(09) [07]	10,85	9,55	103,6206	91,2315	1,122	0,1147	0,012534
Б2_03-07	5,14	5,20	26,7676	27,0799	0,976	-0,0243	0,000728
БСФ_04-07(09) [03-07]	9,33	8,27	77,1829	68,4380	1,114	0,1076	0,010997
Б2_03-07(09)	4,40	4,61	20,3167	21,2768	0,943	-0,0588	0,003789
БСФ_04-08 [03-07(09)]	8,92	8,53	76,0238	72,6788	1,033	0,0323	0,000877
Б2_03-07-08	4,45	4,24	18,8550	17,9695	1,036	0,0354	0,001071
БСФ_04-07 [03-07-08]	9,16	8,39	76,8229	70,3961	1,078	0,0747	0,005182
Б3-1	5,42	5,52	29,9356	30,4571	0,971	-0,0299	0,001066
БО-1	10,09	9,98	100,6925	99,6050	0,998	-0,0018	0,000020
Б3-2	6,94	7,47	51,8408	55,7489	0,918	-0,0853	0,007755
БО_04-08 [Б3-2]	8,57	8,77	75,1242	76,8348	0,965	-0,0352	0,001436
Б3-0,7	3,28	3,45	11,2946	11,8845	0,938	-0,0636	0,004395
БО_04-07(09) [07]	9,22	8,66	79,9001	75,0775	1,051	0,0496	0,002197
Б3_03-08	5,12	5,07	25,9857	25,7535	0,996	-0,0037	0,000041
БО_04-07(09) [03-08]	8,79	8,45	74,2153	71,3296	1,027	0,0270	0,000589
Б3_03-06-08	5,64	5,56	31,3520	30,8870	1,002	0,0023	0,000000
БО_04-07(09) [03-06-08]	8,57	8,40	71,9858	70,5492	1,008	0,0075	0,000023
Б3_03-07(09)	5,08	4,85	24,6450	23,5329	1,034	0,0335	0,000948
БО_04-08-07 [03-07(09)]	7,92	8,53	67,5872	72,8344	0,916	-0,0874	0,008127
Б4-1	6,73	6,95	46,7523	48,3143	0,955	-0,0455	0,002328
БОА-1	8,27	8,15	67,3797	66,4357	1,001	0,0015	0,000002
Б4-0,7	4,52	4,92	22,2540	24,2376	0,907	-0,0980	0,010154
БОА_04-08 [07]	7,81	7,59	59,3166	57,6688	1,016	0,0155	0,000164
Б4_04-06	6,73	6,63	44,5668	43,9029	1,002	0,0024	0,000000
БОА_04-07(09) [04-06]	7,05	7,35	51,8503	54,0666	0,947	-0,0545	0,003276
Б4_04-07(09)	5,95	6,11	36,2960	37,2743	0,962	-0,0393	0,001762
БОА_04-07(09) [w]	7,92	7,27	57,5518	52,8111	1,076	0,0733	0,004982

Окончание таблицы 5.6

1	2	3	4	5	6	7	8
Б4_04-07	6,18	6,26	38,7145	39,1967	0,975	-0,0250	0,000771
БОА_04-08 [04-07]	7,98	7,45	59,4511	55,4391	1,059	0,0572	0,002969
Среднее значение экспериментальных результатов						$r_{em} = 7,26709$	
Среднее значение результатов расчёта						$r_{tm} = 7,15788$	
Уклон, определяемый по методу наименьших квадратов						$b = 1,0127$	
Значение ошибки для экспериментальных значений						$\delta_m = 1,0043$	
Оценочное значение $E(\Delta)$						$\bar{\Delta} = 0,00272$	
Выборочная дисперсия вектора $\Delta$						$s_{\Delta}^2 = 0,0032$	
Коэффициент вариации для вектора ошибок $\delta$						$V_{\delta} = 0,0566$	
Среднее значение теоретической функции сопротивления, рассчитанное с использованием средних значений базисных переменных						$r_m = 7,28024$	
Отклонение среднего значения теоретической функции $r_m$ от среднего значения экспериментальных результатов $r_{em}$ , %						$\% \Delta_{rm} = -0,18$	

Точки, представляющие пары соответствующих значений ( $r_{ti}$ ,  $r_{ei}$ ), а также прямая  $r_e = br_t$  изображены на диаграмме « $r_e - r_t$ » (рисунок 5.2).

Рисунок 5.2 – Диаграмма « $r_e - r_t$ » (модель расчёта разрушающего момента)

Так как на диаграмме « $r_e - r_t$ » все точки расположены близко к прямой  $r_e = br_t = 1,0127r_t$  (величина достоверности аппроксимации  $R^2 = 0,9668$ ), а угол наклона прямой составляет примерно  $45^\circ$  ( $\arctan b = \arctan 1,0127 = 45,36^\circ$ ), то можно считать, что функция сопротивления является достаточно полной и точной.

Таким образом, предлагаемая методика расчёта – уточнённая упругопластическая модель (с учётом изменения прочностных и деформативных характеристик бетона) – обеспечивает достаточно высокую точность и может быть использована при проектировании и расчёте изгибаемых железобетонных элементов по первой группе предельных состояний.

### 5.3 Обеспеченность точности определения прогибов изгибаемых железобетонных элементов при статическом и малоцикловом нагружении

Вычисление основных статистических критериев для второй группы предельных состояний (расчёт прогибов) приведено в таблице 5.7.

Таблица 5.7 – Вычисление математического ожидания и параметров для дальнейших расчётов обеспеченности точности определения прогибов

Маркировка опытных образцов	Факти- ческий прогиб $a_{\text{эксп}}$ , мм	Расчёт- ный прогиб $a_{\text{расч}}$ , мм	$Z_i = \frac{a_{\text{эксп}}}{a_{\text{расч}}}$	$Z_m - Z_i$	$(Z_m - Z_i)^2$	Примечание
1	2	3	4	5	6	7
Б1-1	7,49	7,67	0,9760	0,11817	0,01396	Разрушение по бетону сжатой зоны
ББ_1	5,59	5,27	1,0606	0,03358	0,00113	Разрушение по рабочей арматуре
ББ_04-08 [07]	5,86	5,26	1,1149	-0,02076	0,00043	Разрушение по рабочей арматуре
Б1_03-06	6,54	6,23	1,0505	0,04365	0,00191	Разрушение по бетону сжатой зоны
ББ_04-08 [03-06]	5,84	5,38	1,0846	0,00963	0,00009	Разрушение по рабочей арматуре
Б1_04-08	7,21	7,39	0,9761	0,11805	0,01393	Разрушение по бетону сжатой зоны
ББ_04-08 [w]	5,32	5,20	1,0227	0,07147	0,00511	Разрушение по рабочей арматуре
Б1_04-07(09)	8,63	7,98	1,0809	0,01324	0,00018	Разрушение по бетону сжатой зоны

Продолжение таблицы 5.7

1	2	3	4	5	6	7
ББ_04-07(09) [w]	6,30	5,57	1,1320	-0,03782	0,00143	Разрушение по рабочей арматуре
Б1_03-06-08	6,53	7,09	0,9207	0,17345	0,03009	Разрушение по бетону сжатой зоны
ББ_04-07(09) [03-06-08]	5,27	5,19	1,0151	0,07910	0,00626	Разрушение по рабочей арматуре
Б2-1	7,53	8,51	0,8845	0,20970	0,04397	Разрушение по бетону сжатой зоны
БСФ-1	5,86	5,81	1,0094	0,08480	0,00719	Разрушение по принципу Лолейта
Б2-2	7,34	6,82	1,0761	0,01813	0,00033	Разрушение по бетону сжатой зоны
БСФ_04-08 [Б2-2]	5,38	5,78	0,9303	0,16390	0,02686	Разрушение по принципу Лолейта
БСФ_04-07(09) [07]	7,13	5,73	1,2442	-0,15005	0,02252	Разрушение по принципу Лолейта
Б2_03-07	11,73	8,10	1,4482	-0,35404	0,12535	Разрушение по бетону сжатой зоны
БСФ_04-07(09) [03-07]	7,08	5,80	1,2216	-0,12738	0,01623	Разрушение по принципу Лолейта
Б2_03-07(09)	14,02	10,37	1,3522	-0,25797	0,06655	Разрушение по бетону сжатой зоны
БСФ_04-08 [03-07(09)]	7,65	5,83	1,3115	-0,21727	0,04721	Разрушение по принципу Лолейта
Б2_03-07-08	8,66	9,57	0,9048	0,18935	0,03585	Разрушение по бетону сжатой зоны
БСФ_04-07 [03-07-08]	6,68	5,69	1,1733	-0,07916	0,00627	Разрушение по принципу Лолейта
Б3-1	9,02	8,43	1,0698	0,02435	0,00059	Разрушение по бетону сжатой зоны
БО-1	11,10	10,01	1,1088	-0,01460	0,00021	Разрушение по принципу Лолейта
Б3-2	8,43	7,56	1,1146	-0,02041	0,00042	Разрушение по бетону сжатой зоны
БО_04-08 [Б3-2]	11,25	10,83	1,0383	0,05588	0,00312	Разрушение по принципу Лолейта
БО_04-07(09) [07]	8,61	9,15	0,9411	0,15305	0,02342	Разрушение по принципу Лолейта

Продолжение таблицы 5.7

1	2	3	4	5	6	7
БЗ_03-08	8,36	8,23	1,0160	0,07814	0,00611	Разрушение по бетону сжатой зоны
БО_04-07(09) [03-08]	9,91	9,28	1,0678	0,02642	0,00070	Разрушение по принципу Лолейта
БЗ_03-06-08	9,20	8,09	1,1373	-0,04313	0,00186	Разрушение по бетону сжатой зоны
БО_04-07(09) [03-06-08]	9,33	9,42	0,9907	0,10348	0,01071	Разрушение по принципу Лолейта
БЗ_03-07(09)	8,67	8,61	1,0066	0,08757	0,00767	Разрушение по бетону сжатой зоны
БО_04-08-07 [03-07(09)]	11,25	9,49	1,1858	-0,09159	0,00839	Разрушение по принципу Лолейта
Б4-1	8,79	7,84	1,1214	-0,02718	0,00074	Разрушение по бетону сжатой зоны
БОА-1	10,96	12,17	0,9009	0,19333	0,03738	Разрушение по наклонному сечению
БОА_04-08 [07]	9,87	10,17	0,9707	0,12350	0,01525	Разрушение по наклонному сечению
Б4_04-06	8,10	6,55	1,2373	-0,14314	0,02049	Разрушение по бетону сжатой зоны
БОА_04-07(09) [04-06]	11,60	9,57	1,2117	-0,11748	0,01380	Разрушение по наклонному сечению
Б4_04-07(09)	9,96	8,05	1,2369	-0,14270	0,02036	Разрушение по бетону сжатой зоны
БОА_04-07(09) [w]	14,10	11,66	1,2091	-0,11492	0,01321	Разрушение по наклонному сечению
Б4_04-07	8,05	6,50	1,2385	-0,14433	0,02083	Разрушение по бетону сжатой зоны

Окончание таблицы 5.7

1	2	3	4	5	6	7
БОА_04-08 [04-07]	11,38	9,79	1,1622	-0,06800	0,00462	Разрушение по наклонному сечению
		$m_z = 1,09419$	$\Sigma(Z_m - Z_i)^2 = 0,6827$			
		$s_z = \pm 0,12904$	$S_{кл} = 0,06$			
		$V = 0,11793$	$Z_{max} = 1,4482$			
		$m = \pm 0,01991$	$Z_{min} = 0,8845$			
		$P\% = 1,81975$	$n = 42$			
		$H = 7,8115$				

Коэффициент вариации  $V = 0,124 < 0,15$ , следовательно, предлагаемую расчётную модель можно считать надёжной.

Для соответствия эмпирического наблюдения теоретическому (рисунок 5.3) и построения кривой нормального распределения расчёт необходимых координат может производиться в табличной форме (таблица 5.8).

Таблица 5.8 – Нахождение абсцисс и ординат кривой нормального распределения для отношений опытных значений прогибов к расчётным

Отклонение от $Z_m$		Значение абсцисс		h	Значение ординаты Y
$\pm d$ в долях		$X_1$	$X_2$		
$s_z$	величина				
0,0	0,00000	1,0942	1,0942	1	7,8115
0,5	0,06452	1,0297	1,1587	0,883	6,8975
1,0	0,12904	0,9651	1,2232	0,607	4,7416
1,5	0,19356	0,9006	1,2877	0,325	2,5387
2,0	0,25808	0,8361	1,3523	0,135	1,0546
2,5	0,32260	0,7716	1,4168	0,044	0,3437
3,0	0,38712	0,7071	1,4813	0,011	0,0859
0,0	0,00000	1,0942	1,0942	1	7,8115

По результатам расчётов строим гистограмму и кривую нормально-го распределения (см. рисунок 5.3).

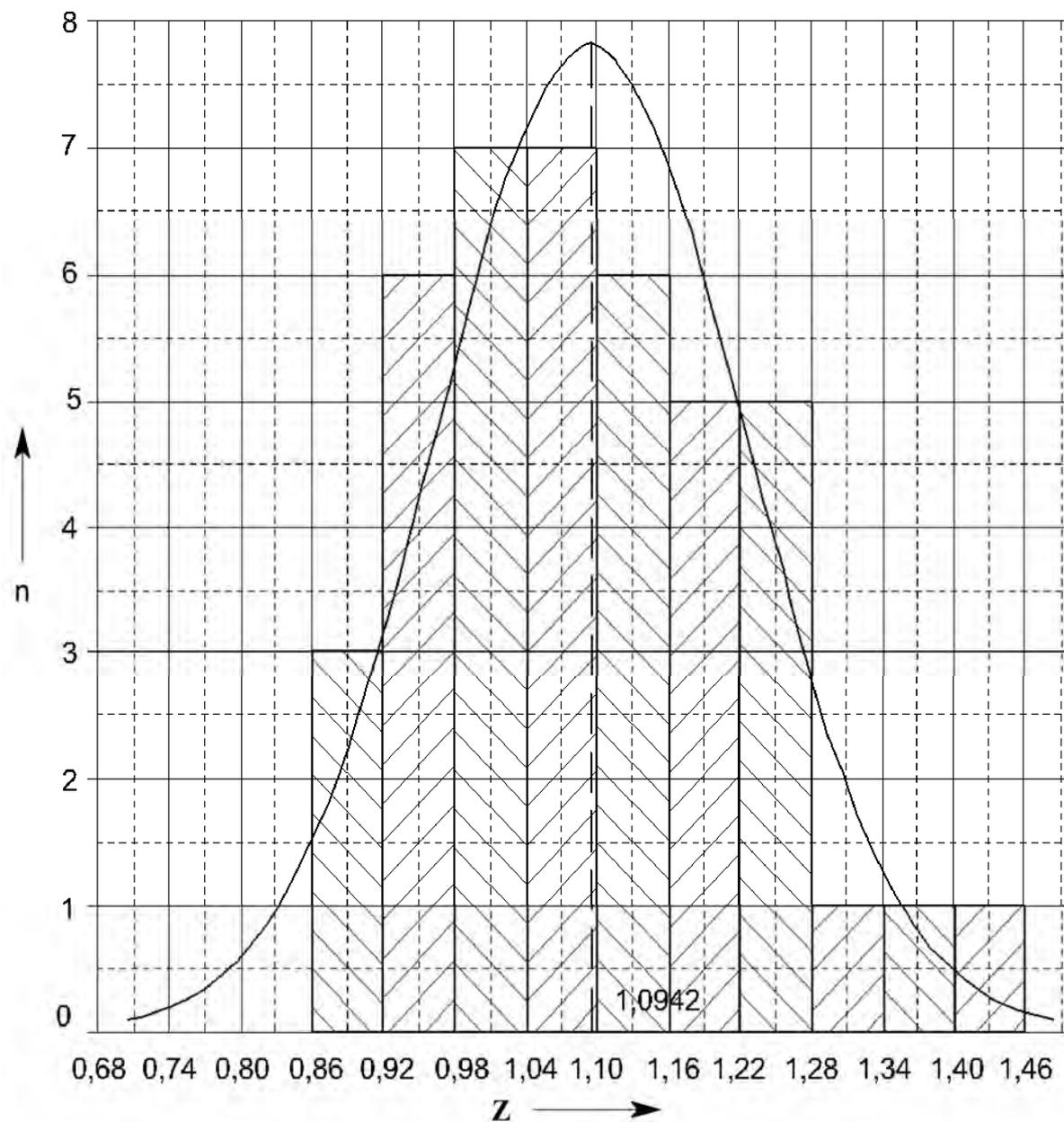


Рисунок 5.3 – Гистограмма и кривая нормального распределения для отношений опытных значений прогибов к расчётным

Расчёт критерия согласия Пирсона  $\chi^2$  приведён в таблице 5.9, обеспеченность точности предлагаемой методики расчёта прогибов – в таблице 5.10.

Таблица 5.9 – Нахождение значений критерия Пирсона  $\chi^2$

Класс	Фактическая частота m	Теоретическая частота m'	m – m'	(m – m') <sup>2</sup>	$\chi^2 = (m - m')^2/m'$
(0,6800; 0,73999)	0	0,11	–0,11	0,0121	0,11000
(0,7400; 0,79999)	0	0,33	–0,33	0,1089	0,33000
(0,8000; 0,85999)	0	0,94	–0,94	0,8836	0,94000
(0,8600; 0,91999)	3	2,31	0,69	0,4761	0,20610
(0,9200; 0,97999)	6	4,22	1,78	3,1684	0,75081
(0,9800; 1,03999)	7	6,36	0,64	0,4096	0,06440
(1,0400; 1,09999)	7	7,63	–0,63	0,3969	0,05202
(1,1000; 1,15999)	6	7,50	–1,5	2,25	0,30000
(1,1600; 1,21999)	5	5,91	–0,91	0,8281	0,14012
(1,2200; 1,27999)	5	3,81	1,19	1,4161	0,37168
(1,2800; 1,33999)	1	1,91	–0,91	0,8281	0,43356
(1,3400; 1,39999)	1	0,73	0,27	0,0729	0,09986
(1,4000; 1,45999)	1	0,24	0,76	0,5776	2,40667
$\Sigma =$	42	42		$\Sigma =$	6,205

Количество классов n = 13, число степеней свободы k = 13 – 1 = 12.

Критерий В. И. Романовского:  $\frac{|\chi^2 - k|}{\sqrt{2k}} = 1,18285 < 3$ .

Критерий Б. С. Ястремского:  $\frac{|\chi^2 - n|}{\sqrt{2n + 2,4}} = 1,27502 < 3$ .

Таблица 5.10 – Обеспеченность точности расчёта прогибов изгибаемых железобетонных элементов при статическом и малоцикловом видах нагружения

m <sub>Z</sub> = Z <sub>m</sub>	s <sub>Z</sub>	V	P%	Обеспеченность точности, % при отклонении			
				±5 %	±10 %	±15 %	±20 %
1,09419	0,12904	0,11793	1,81975	30,15	56,17	75,50	87,88

Оценка коэффициента вариации вектора ошибок для модели расчёта прогибов приведена в таблице 5.11.

Таблица 5.11 – Оценка коэффициента вариации вектора ошибок для модели расчёта прогибов

Маркировка опытных образцов	$r_e = a_{\text{эксп}},$ мм	$r_t = a_{\text{расч}},$ мм	$r_e r_t$	$r_t^2$	Ошибка $\delta_i$	Логарифм вектора ошибок $\Delta_i$	$(\bar{\Delta} - \Delta_i)^2$
1	2	3	4	5	6	7	8
Б1-1	7,49	7,67	57,4785	58,8908	0,897	-0,1089	0,011588
ББ_1	5,59	5,27	29,4624	27,7788	0,975	-0,0258	0,000602
ББ_04-08 [07]	5,86	5,26	30,7993	27,6240	1,024	0,0241	0,000647
Б1_03-06	6,54	6,23	40,7140	38,7554	0,965	-0,0354	0,001161
ББ_04-08 [03-06]	5,84	5,38	31,4465	28,9947	0,997	-0,0035	0,000005
Б1_04-08	7,21	7,39	53,2548	54,5565	0,897	-0,1088	0,011561
ББ_04-08 [w]	5,32	5,20	27,6738	27,0593	0,940	-0,0622	0,003711
Б1_04-07(09)	8,63	7,98	68,9001	63,7408	0,993	-0,0068	0,000031
ББ_04-07(09) [w]	6,30	5,57	35,0616	30,9730	1,040	0,0393	0,001650
Б1_03-06-08	6,53	7,09	46,3120	50,2991	0,846	-0,1673	0,027543
ББ_04-07(09) [03-06-08]	5,27	5,19	27,3603	26,9538	0,933	-0,0697	0,004679
Б2-1	7,53	8,51	64,1061	72,4783	0,813	-0,2074	0,042487
БСФ-1	5,86	5,81	34,0202	33,7037	0,927	-0,0753	0,005480
Б2-2	7,34	6,82	50,0334	46,4968	0,989	-0,0114	0,000101
БСФ_04-08 [Б2-2]	5,38	5,78	31,1136	33,4453	0,855	-0,1569	0,024224
БСФ_04-07(09) [07]	7,13	5,73	40,8578	32,8376	1,143	0,1339	0,018266
Б2_03-07	11,73	8,10	95,0077	65,6026	1,331	0,2857	0,082351
БСФ_04-07(09) [03-07]	7,08	5,80	41,0346	33,5919	1,122	0,1155	0,013632
Б2_03-07(09)	14,02	10,37	145,3679	107,5081	1,242	0,2170	0,047667
БСФ_04-08 [03-07(09)]	7,65	5,83	44,6242	34,0265	1,205	0,1865	0,035255
Б2_03-07-08	8,66	9,57	82,8828	91,5995	0,831	-0,1847	0,033625
БСФ_04-07 [03-07-08]	6,68	5,69	38,0299	32,4114	1,078	0,0752	0,005851
Б3-1	9,02	8,43	76,0494	71,0851	0,983	-0,0172	0,000252
БО-1	11,10	10,01	111,1221	100,2201	1,019	0,0186	0,000395
Б3-2	8,43	7,56	63,7587	57,2036	1,024	0,0238	0,000631
БО_04-08 [Б3-2]	11,25	10,83	121,8928	117,3954	0,954	-0,0471	0,002096

Окончание таблицы 5.11

1	2	3	4	5	6	7	8
БО_04-07(09) [07]	8,61	9,15	78,7684	83,6947	0,865	-0,1453	0,020747
БЗ_03-08	8,36	8,23	68,7861	67,7001	0,934	-0,0688	0,004551
БО_04-07(09) [03-08]	9,91	9,28	91,9754	86,1382	0,981	-0,0191	0,000317
БЗ_03-06-08	9,20	8,09	74,4211	65,4359	1,045	0,0440	0,002052
БО_04-07(09) [03-06-08]	9,33	9,42	87,8658	88,6903	0,910	-0,0940	0,008596
БЗ_03-07(09)	8,67	8,61	74,6751	74,1846	0,925	-0,0781	0,005896
БО_04-08-07 [03-07(09)]	11,25	9,49	106,7343	90,0125	1,090	0,0857	0,007573
Б4-1	8,79	7,84	68,9019	61,4448	1,030	0,0299	0,000972
БОА-1	10,96	12,17	133,4265	148,1106	0,828	-0,1891	0,035262
БОА_04-08 [07]	9,87	10,17	100,3592	103,3903	0,892	-0,1144	0,012798
Б4_04-06	8,10	6,55	53,0256	42,8550	1,137	0,1283	0,016791
БОА_04-07(09) [04-06]	11,60	9,57	111,0540	91,6542	1,113	0,1073	0,011798
Б4_04-07(09)	9,96	8,05	80,2030	64,8429	1,136	0,1279	0,016698
БОА_04-07(09) [w]	14,10	11,66	164,4273	135,9908	1,111	0,1052	0,011344
Б4_04-07	8,05	6,50	52,3225	42,2460	1,138	0,1292	0,017041
БОА_04-08 [04-07]	11,38	9,79	111,4224	95,8736	1,068	0,0656	0,004479
Среднее значение экспериментальных результатов						$r_{em} = 8,51382$	
Среднее значение результатов расчёта						$r_{tm} = 7,80122$	
Уклон, определяемый по методу наименьших квадратов						$b = 1,0884$	
Значение ошибки для экспериментальных значений						$\delta_m = 1,0054$	
Оценочное значение $E(\Delta)$						$\bar{\Delta} = -0,00130$	
Выборочная дисперсия вектора $\Delta$						$s_{\Delta}^2 = 0,0135$	
Коэффициент вариации для вектора ошибок $\delta$						$V_{\delta} = 0,1165$	
Среднее значение теоретической функции сопротивления, рассчитанное с использованием средних значений базисных переменных						$r_m = 8,53598$	
Отклонение среднего значения теоретической функции $r_m$ от среднего значения экспериментальных результатов $r_{em}$ , %						$\% \Delta_{rm} = -0,26$	

Точки, представляющие пары соответствующих значений ( $r_{ti}$ ,  $r_{ei}$ ), а также прямая  $r_e = br_t$  изображены на диаграмме « $r_e - r_t$ » (рисунок 5.4).

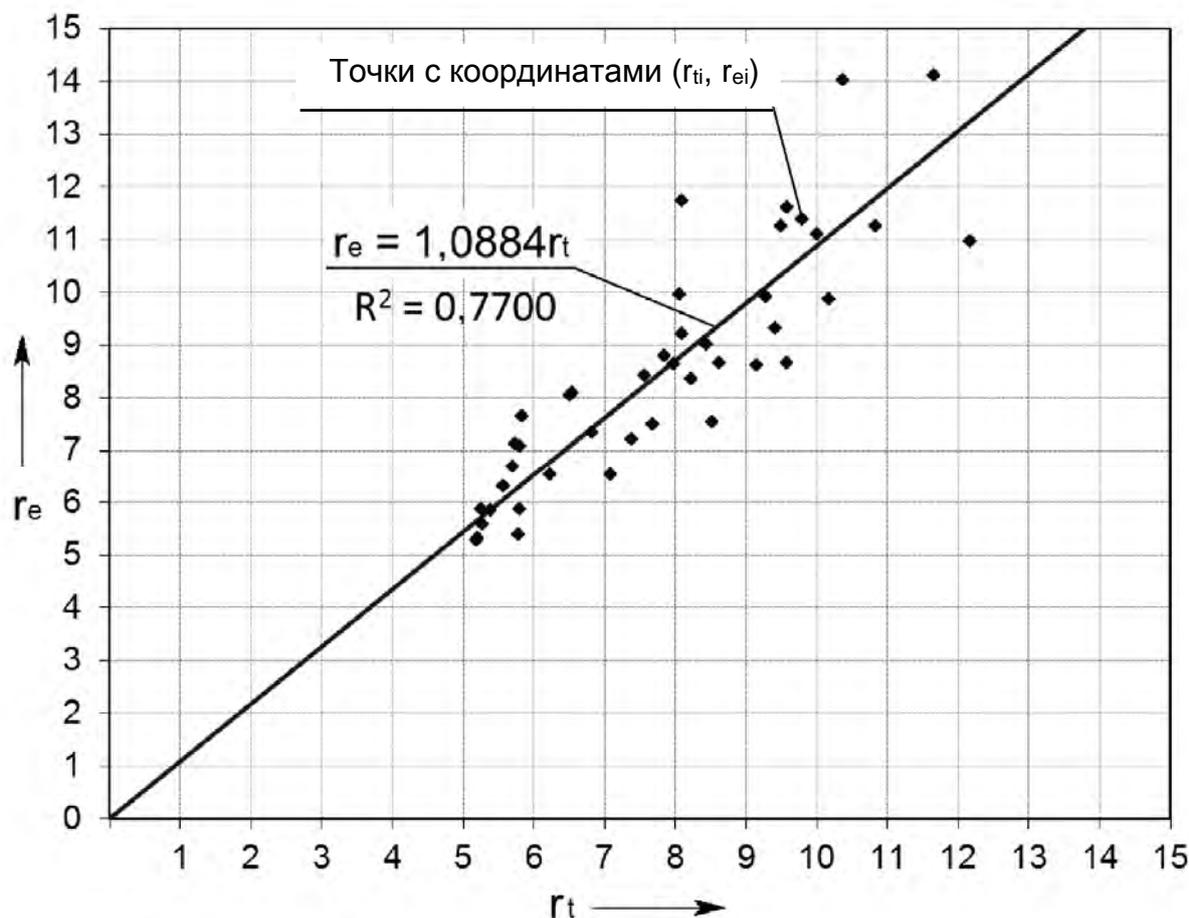


Рисунок 5.4 – Диаграмма « $r_e - r_t$ » (модель расчёта прогибов)

Так как на диаграмме « $r_e - r_t$ » все точки расположены близко к прямой  $r_e = br_t = 1,0884r_t$  (величина достоверности аппроксимации  $R^2 = 0,77$ ), а угол наклона прямой близок к  $45^\circ$  ( $\arctan b = \arctan 1,0884 = 47,42^\circ$ ), то можно считать, что предлагаемая расчётная модель может рассматриваться как адекватная.

Таким образом, предлагаемая методика расчёта прогибов обеспечивает достаточную точность и может быть использована при проектировании и расчёте изгибаемых железобетонных элементов по второй группе предельных состояний.

#### 5.4 Обеспеченность точности определения ширины раскрытия трещин в изгибаемых железобетонных элементах при статическом и малоцикловом нагружении

Вычисление основных статистических критериев для второй группы предельных состояний (расчёт ширины раскрытия трещин) приведено в таблице 5.12.

Таблица 5.12 – Вычисление математического ожидания и параметров для дальнейших расчётов обеспеченности точности определения несущей способности

Маркировка опытных образцов	Фактиче- ская ши- рина раскрытия трещин $w_{k,эксп}$ , мм	Расчётная ширина раскрытия трещин $w_{k,расч}$ , мм	$Z_i = \frac{w_{k,эксп}}{w_{k,расч}}$	$Z_m - Z_i$	$(Z_m - Z_i)^2$	Примечание
1	2	3	4	5	6	7
Б1-1	0,25	0,255	0,9815	0,03015	0,00091	Разрушение по бетону сжатой зоны
ББ_1	0,35	0,367	0,9547	0,05695	0,00324	Разрушение по рабочей арматуре
ББ_04-08 [07]	0,35	0,354	0,9878	0,02380	0,00057	Разрушение по рабочей арматуре
Б1_03-06	0,25	0,206	1,2150	-0,20337	0,04136	Разрушение по бетону сжатой зоны
ББ_04-08 [03-06]	0,35	0,343	1,0216	-0,00998	0,00010	Разрушение по рабочей арматуре
Б1_04-08	0,22	0,237	0,9298	0,08180	0,00669	Разрушение по бетону сжатой зоны
ББ_04-08 [w]	0,38	0,362	1,0486	-0,03695	0,00137	Разрушение по рабочей арматуре
Б1_04-07(09)	0,28	0,267	1,0497	-0,03803	0,00145	Разрушение по бетону сжатой зоны
ББ_04-07(09) [w]	0,38	0,348	1,0931	-0,08149	0,00664	Разрушение по рабочей арматуре

Продолжение таблицы 5.12

1	2	3	4	5	6	7
Б1_03-06-08	0,25	0,247	1,0116	0,00001	0,00000	Разрушение по бетону сжатой зоны
ББ_04-07(09) [03-06-08]	0,35	0,356	0,9836	0,02801	0,00078	Разрушение по рабочей арматуре
Б2-1	0,28	0,325	0,8622	0,14946	0,02234	Разрушение по бетону сжатой зоны
БСФ-1	0,38	0,407	0,9341	0,07755	0,00601	Разрушение по принципу Лолейта
Б2-2	0,35	0,366	0,9554	0,05629	0,00317	Разрушение по бетону сжатой зоны
БСФ_04-08 [Б2-2]	0,35	0,399	0,8778	0,13388	0,01792	Разрушение по принципу Лолейта
БСФ_04-07(09) [07]	0,40	0,380	1,0539	-0,04225	0,00179	Разрушение по принципу Лолейта
Б2_03-07	0,35	0,271	1,2936	-0,28191	0,07947	Разрушение по бетону сжатой зоны
БСФ_04-07(09) [03-07]	0,48	0,388	1,2368	-0,22516	0,05070	Разрушение по принципу Лолейта
Б2_03-07(09)	0,42	0,330	1,2734	-0,26178	0,06853	Разрушение по бетону сжатой зоны
БСФ_04-08 [03-07(09)]	0,45	0,397	1,1327	-0,12106	0,01466	Разрушение по принципу Лолейта
Б2_03-07-08	0,25	0,282	0,8855	0,12617	0,01592	Разрушение по бетону сжатой зоны
БСФ_04-07 [03-07-08]	0,40	0,389	1,0281	-0,01644	0,00027	Разрушение по принципу Лолейта
Б3-1	0,32	0,321	0,9966	0,01509	0,00023	Разрушение по бетону сжатой зоны
БО-1	0,70	0,683	1,0254	-0,01377	0,00019	Разрушение по принципу Лолейта
Б3-2	0,30	0,362	0,8290	0,18267	0,03337	Разрушение по бетону сжатой зоны

Продолжение таблицы 5.12

1	2	3	4	5	6	7
БО_04-08 [БЗ-2]	0,65	0,662	0,9824	0,02925	0,00086	Разрушение по принципу Лолейта
БО_04-07(09) [07]	0,60	0,647	0,9275	0,08415	0,00708	Разрушение по принципу Лолейта
БЗ_03-08	0,25	0,281	0,8890	0,12265	0,01504	Разрушение по бетону сжатой зоны
БО_04-07(09) [03-08]	0,65	0,635	1,0239	-0,01224	0,00015	Разрушение по принципу Лолейта
БЗ_03-06-08	0,28	0,297	0,9437	0,06797	0,00462	Разрушение по бетону сжатой зоны
БО_04-07(09) [03-06-08]	0,60	0,646	0,9291	0,08253	0,00681	Разрушение по принципу Лолейта
БЗ_03-07(09)	0,28	0,294	0,9531	0,05859	0,00343	Разрушение по бетону сжатой зоны
БО_04-08-07 [03-07(09)]	0,70	0,642	1,0903	-0,07868	0,00619	Разрушение по принципу Лолейта
Б4-1	0,32	0,358	0,8939	0,11777	0,01387	Разрушение по бетону сжатой зоны
Б4_04-06	0,30	0,303	0,9908	0,02081	0,00043	Разрушение по бетону сжатой зоны
Б4_04-07(09)	0,40	0,346	1,1563	-0,14464	0,02092	Разрушение по бетону сжатой зоны
Б4_04-07	0,35	0,281	1,2442	-0,23259	0,05410	Разрушение по бетону сжатой зоны
БОА-1	0,60	0,665	0,9019	0,10980	0,01205	Разрушение по наклонному сечению
БОА_04-08 [07]	0,50	0,554	0,9026	0,10907	0,01190	Разрушение по наклонному сечению
БОА_04-07(09) [04-06]	0,60	0,529	1,1339	-0,12226	0,01495	Разрушение по наклонному сечению

Окончание таблицы 5.12

1	2	3	4	5	6	7
БОА_04-07(09) [w]	0,50	0,535	0,9339	0,07776	0,00605	Разрушение по наклонному сечению
БОА_04-08 [04-07]	0,50	0,537	0,9312	0,08042	0,00647	Разрушение по наклонному сечению
		$mz = 1,01165$ $sz = \pm 0,11714$ $V = 0,11579$ $m = \pm 0,01807$ $P\% = 1,78668$ $H = 7,1710$		$\Sigma(Z_m - Z_i)^2 = 0,5626$ $S_{кл} = 0,05$ $Z_{max} = 1,2936$ $Z_{min} = 0,8290$ $n = 42$		

Коэффициент вариации  $V = 0,125 < 0,15$ , следовательно, предлагаемую расчётную модель можно считать надёжной.

По результатам расчётов (таблица 5.13) строим гистограмму и кривую нормального распределения (рисунок 5.5).

Таблица 5.13 – Нахождение абсцисс и ординат кривой нормального распределения для отношений опытных значений ширины раскрытия трещин к расчётным

Отклонение от $\bar{Z}$		Значение абсцисс		h	Значение ординаты Y
$\pm d$ в долях		X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>		
sz	величина				
0,0	0,00000	1,0116	1,0116	1	7,1710
0,5	0,05857	0,9531	1,0702	0,883	6,3320
1,0	0,11714	0,8945	1,1288	0,607	4,3528
1,5	0,17571	0,8359	1,1874	0,325	2,3306
2,0	0,23428	0,7774	1,2459	0,135	0,9681
2,5	0,29285	0,7188	1,3045	0,044	0,3155
3,0	0,35142	0,6602	1,3631	0,011	0,0789

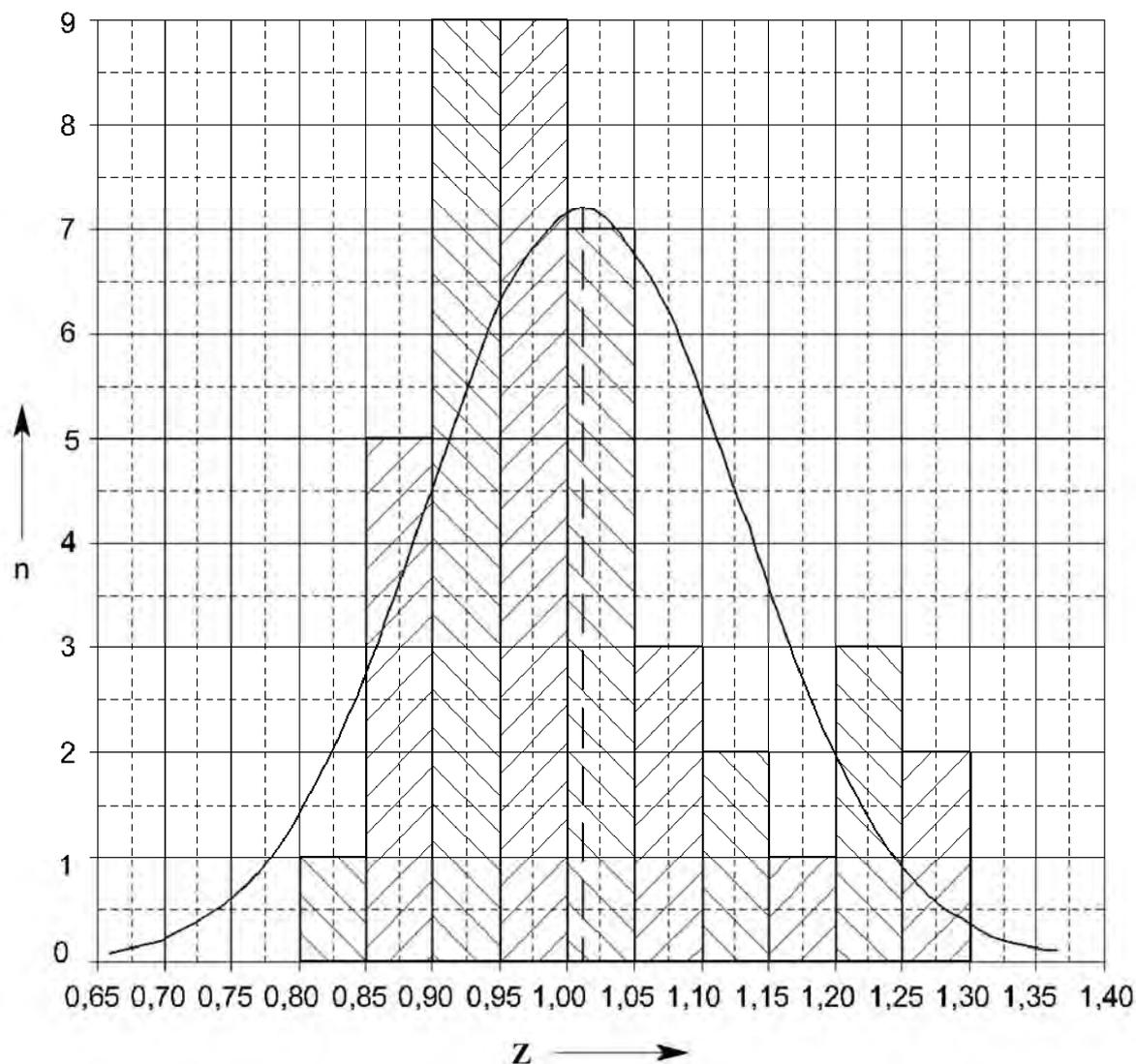


Рисунок 5.5 – Гистограмма и кривая нормального распределения для отношений опытных значений ширины раскрытия трещин к расчётным

Расчёт критерия согласия Пирсона  $\chi^2$  приведён в таблице 5.14, обеспеченность точности расчёта ширины раскрытия трещин – в таблице 5.15.

Количество классов  $n = 15$ , число степеней свободы  $k = 15 - 1 = 14$ .

$$\text{Критерий В. И. Романовского: } \frac{|\chi^2 - k|}{\sqrt{2k}} = 0,29280 < 3 .$$

$$\text{Критерий Б. С. Ястремского: } \frac{|\chi^2 - n|}{\sqrt{2n + 2,4}} = 0,09651 < 3 .$$

Таблица 5.14 – Нахождение значений критерия Пирсона  $\chi^2$ 

Класс	Фактическая частота m	Теоретическая частота m'	m – m'	(m – m') <sup>2</sup>	$\chi^2 = (m - m')^2/m'$
(0,6500; 0,69999)	0	0,13	-0,13	0,0169	0,13000
(0,7000; 0,74999)	0	0,36	-0,36	0,1296	0,36000
(0,7500; 0,79999)	0	0,94	-0,94	0,8836	0,94000
(0,8000; 0,84999)	1	2,04	-1,04	1,0816	0,53020
(0,8500; 0,89999)	5	3,68	1,32	1,7424	0,47348
(0,9000; 0,94999)	9	5,45	3,55	12,6025	2,31239
(0,9500; 0,99999)	9	6,76	2,24	5,0176	0,74225
(1,0000; 1,04999)	7	7,11	-0,11	0,0121	0,00170
(1,0500; 1,09999)	3	6,19	-3,19	10,1761	1,64396
(1,1000; 1,14999)	2	4,46	-2,46	6,0516	1,35686
(1,1500; 1,19999)	1	2,71	-1,71	2,9241	1,07900
(1,2000; 1,24999)	3	1,35	1,65	2,7225	2,01667
(1,2500; 1,29999)	2	0,56	1,44	2,0736	3,70286
(1,3000; 1,34999)	0	0,18	-0,18	0,0324	0,18000
(1,3500; 1,39999)	0	0,08	-0,08	0,0064	0,08000
$\Sigma=$	42	42		$\Sigma=$	15,549

Таблица 5.15 – Обеспеченность точности расчёта ширины раскрытия трещин изгибаемых железобетонных элементов при статическом и малоцикловом видах нагружения

$m_z = Z_m$	$s_z$	V	P%	Обеспеченность точности, % при отклонении			
				$\pm 5\%$	$\pm 10\%$	$\pm 15\%$	$\pm 20\%$
1,01165	0,11714	0,11579	1,78668	33,05	60,67	79,96	91,23

Оценка коэффициента вариации вектора ошибок для модели расчёта ширины раскрытия трещин приведена в таблице 5.16.

Таблица 5.16 – Оценка коэффициента вариации вектора ошибок для модели расчёта ширины раскрытия трещин

Маркировка опытных образцов	$r_e = W_{k, \text{эксп}},$ мм	$r_t = W_{k, \text{расч}},$ мм	$r_e r_t$	$r_t^2$	Ошибка $\delta_i$	Логарифм вектора оши- бок $\Delta_i$	$(\bar{\Delta} - \Delta_i)^2$
1	2	3	4	5	6	7	8
Б1-1	0,25	0,25	0,0637	0,0649	0,984	-0,0158	0,000578
ББ_1	0,35	0,37	0,1283	0,1344	0,957	-0,0435	0,002675
ББ_04-08 [07]	0,35	0,35	0,1240	0,1255	0,991	-0,0093	0,000309
Б1_03-06	0,25	0,21	0,0514	0,0423	1,219	0,1977	0,035872
ББ_04-08 [03-06]	0,35	0,34	0,1199	0,1174	1,025	0,0243	0,000257
Б1_04-08	0,22	0,24	0,0521	0,0560	0,933	-0,0698	0,006099
ББ_04-08 [w]	0,38	0,36	0,1377	0,1313	1,052	0,0504	0,001772
Б1_04-07(09)	0,28	0,27	0,0747	0,0712	1,053	0,0514	0,001860
ББ_04-07(09) [w]	0,38	0,35	0,1321	0,1208	1,096	0,0920	0,007004
Б1_03-06-08	0,25	0,25	0,0618	0,0611	1,015	0,0145	0,000039
ББ_04-07(09) [03-06-08]	0,35	0,36	0,1245	0,1266	0,986	-0,0136	0,000478
Б2-1	0,28	0,32	0,0909	0,1055	0,865	-0,1454	0,023605
БСФ-1	0,38	0,41	0,1546	0,1655	0,937	-0,0653	0,005407
Б2-2	0,35	0,37	0,1282	0,1342	0,958	-0,0428	0,002604
БСФ_04-08 [Б2-2]	0,35	0,40	0,1396	0,1590	0,880	-0,1275	0,018423
БСФ_04-07(09) [07]	0,40	0,38	0,1518	0,1441	1,057	0,0554	0,002222
Б2_03-07	0,35	0,27	0,0947	0,0732	1,297	0,2603	0,063523
БСФ_04-07(09) [03-07]	0,48	0,39	0,1863	0,1506	1,240	0,2154	0,042922
Б2_03-07(09)	0,42	0,33	0,1385	0,1088	1,277	0,2446	0,055864
БСФ_04-08 [03-07(09)]	0,45	0,40	0,1788	0,1578	1,136	0,1275	0,014222
Б2_03-07-08	0,25	0,28	0,0706	0,0797	0,888	-0,1187	0,016126
БСФ_04-07 [03-07-08]	0,40	0,39	0,1556	0,1514	1,031	0,0306	0,000499
Б3-1	0,32	0,32	0,1028	0,1031	0,999	-0,0005	0,000078
БО-1	0,70	0,68	0,4779	0,4660	1,028	0,0280	0,000390
Б3-2	0,30	0,36	0,1086	0,1310	0,831	-0,1847	0,037217
БО_04-08 [Б3-2]	0,65	0,66	0,4301	0,4378	0,985	-0,0149	0,000534
БО_04-07(09) [07]	0,60	0,65	0,3881	0,4185	0,930	-0,0724	0,006501
Б3_03-08	0,25	0,28	0,0703	0,0791	0,892	-0,1148	0,015133

Окончание таблицы 5.16

1	2	3	4	5	6	7	8
БО_04-07(09) [03-08]	0,65	0,63	0,4126	0,4030	1,027	0,0265	0,000333
БЗ_03-06-08	0,28	0,30	0,0831	0,0880	0,946	-0,0551	0,004011
БО_04-07(09) [03-06-08]	0,60	0,65	0,3875	0,4170	0,932	-0,0706	0,006221
БЗ_03-07(09)	0,28	0,29	0,0823	0,0863	0,956	-0,0452	0,002855
БО_04-08-07 [03-07(09)]	0,70	0,64	0,4494	0,4122	1,094	0,0894	0,006581
Б4-1	0,32	0,36	0,1146	0,1282	0,896	-0,1093	0,013817
БОА-1	0,30	0,30	0,0908	0,0917	0,994	-0,0063	0,000212
БОА_04-08 [07]	0,40	0,35	0,1384	0,1197	1,160	0,1481	0,019559
Б4_04-06	0,35	0,28	0,0985	0,0791	1,248	0,2214	0,045440
БОА_04-07(09) [04-06]	0,60	0,67	0,3992	0,4426	0,904	-0,1004	0,011807
Б4_04-07(09)	0,50	0,55	0,2770	0,3069	0,905	-0,0996	0,011634
БОА_04-07(09) [w]	0,60	0,53	0,3175	0,2800	1,137	0,1286	0,014474
Б4_04-07	0,50	0,54	0,2677	0,2866	0,937	-0,0655	0,005440
БОА_04-08 [04-07]	0,50	0,54	0,2685	0,2883	0,934	-0,0683	0,005869
Среднее значение экспериментальных результатов						$r_{em} = 0,40286$	
Среднее значение результатов расчёта						$r_{tm} = 0,40121$	
Уклон, определяемый по методу наименьших квадратов						$b = 0,9971$	
Значение ошибки для экспериментальных значений						$\delta_m = 1,0146$	
Оценочное значение $E(\Delta)$						$\bar{\Delta} = 0,00826$	
Выборочная дисперсия вектора $\Delta$						$s_{\Delta}^2 = 0,0125$	
Коэффициент вариации для вектора ошибок $\delta$						$V_{\delta} = 0,1119$	
Среднее значение теоретической функции сопротивления, рассчитанное с использованием средних значений базисных переменных						$r_m = 0,40589$	
Отклонение среднего значения теоретической функции $r_m$ от среднего значения экспериментальных результатов $r_{em}$ , %						$\% \Delta_{r_m} = -0,75$	

Точки, представляющие пары соответствующих значений ( $r_{ti}$ ,  $r_{ei}$ ), а также прямая  $r_e = br_t$  изображены на диаграмме « $r_e - r_t$ » (рисунок 5.6).

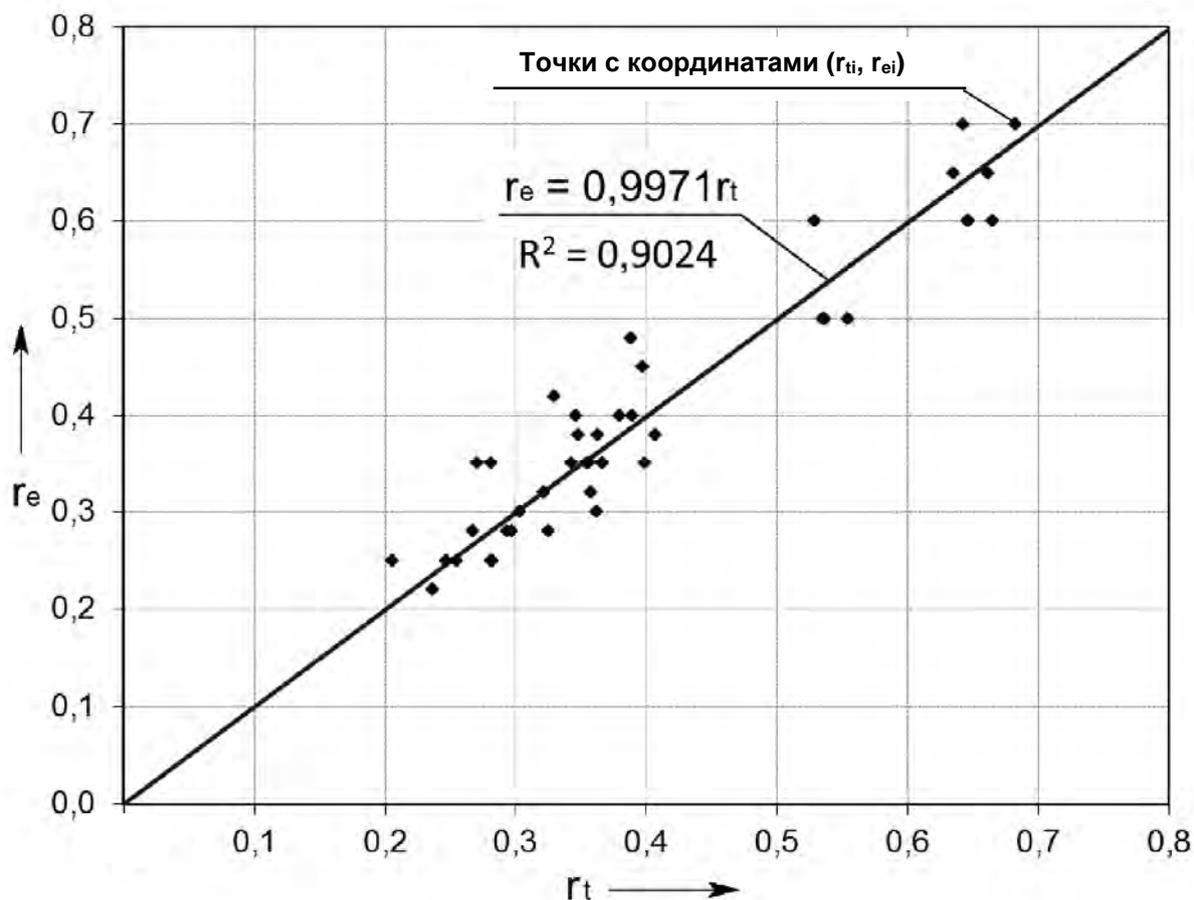


Рисунок 5.6 – Диаграмма « $r_e - r_t$ » (модель расчёта ширины раскрытия трещин)

Так как на диаграмме « $r_e - r_t$ » все точки расположены близко к прямой  $r_e = b r_t = 0,9971 r_t$  (величина достоверности аппроксимации  $R^2 = 0,9024$ ), а угол наклона прямой близок к  $45^\circ$  ( $\arctan b = \arctan 0,9971 = 44,92^\circ$ ), то можно считать, что предлагаемая расчётная модель может рассматриваться как адекватная.

Таким образом, предлагаемая методика расчёта ширины раскрытия трещин обеспечивает достаточную точность и может быть использована при проектировании и расчёте изгибаемых железобетонных элементов по второй группе предельных состояний.

## Заключение

Критический анализ опытных и теоретических данных о работе изгибаемых железобетонных элементов и о работе бетонов для их усиления свидетельствуют, что исследование работы изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при малоцикловом нагружении к настоящему времени не проводилось. В связи с этим необходимо было выполнить экспериментальные исследования по изучению влияния малоциклового нагружения на работу железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, учесть возможность действия малоцикловых нагрузок в предыстории нагружения конструкции, а также вероятность недостаточного обеспечения жёсткости контактного шва бетонов в процессе усиления.

На основе проведенных экспериментальных и теоретических исследований были выявлены необходимые характеристики рассматриваемых видов бетонов, позволяющие прогнозировать прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружениях. Выведены универсальные аналитические зависимости для определения верхнего  $\eta_{\text{срс}}^v$  и нижнего  $\eta_{\text{срс}}^0$  пределов микротрещинообразования, которые удовлетворительно согласуются с опытами других авторов. Эти зависимости базируются на коэффициенте пропорциональности  $k_{\text{срс}}$ , представляющем собой отношение нижнего предела микротрещинообразования к верхнему. Этот коэффициент является параметром, характеризующим способность бетонной матрицы сопротивляться действию нагрузок малоциклового характера. Чем выше значение коэффициента  $k_{\text{срс}}$ , тем меньшее влияние оказывает малоцикловое нагружение на прочностные и деформативные характеристики бетона.

Получены трансформированные диаграммы деформирования рассматриваемых видов бетонов при действии малоцикловых нагрузок различных уровней, на основании которых можно производить расчёт прочности нормальных сечений изгибаемых элементов по любой расчётной модели, выбранной проектировщиком. Трансформация диаграмм основана на введении коэффициента условий работы  $\gamma_{\text{с,сус}}$ .

Предложена эмпирическая зависимость для определения модуля упругости бетона с учётом действия малоциклового нагружения  $E_{\text{с,сус}}$ .

Усовершенствована модель расчёта прочности нормальных сечений изгибаемых элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при мало-

цикловых нагрузках различных уровней с учётом предыстории нагружения и реальных свойств материалов.

Предложен упрощённый метод расчёта прогибов и ширины раскрытия нормальных трещин изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при малоцикловом нагружении, основанный на определении значений относительных деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры.

Использование результатов работы даёт возможность учесть влияние малоциклового нагружения различных уровней на прочностные свойства бетона при проектировании железобетонных конструкций, а также при усилении и восстановлении эксплуатационных качеств изгибаемых железобетонных элементов. Предлагаемая уточнённая расчётная модель позволяет адекватно оценивать влияние предыстории нагружения, реальных свойств материалов, обеспечивая тем самым необходимый уровень конструктивной безопасности усиливаемых сборных железобетонных блоков, плит покрытий и перекрытий.

На основании полученных результатов разработаны рекомендации по расчету прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружениях.

## Список литературы

1 **Астафьев, Д. О.** Теория и расчёт реконструируемых железобетонных конструкций : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01 / Д. О. Астафьев ; С.-Петербур. гос. арх.-строит. ун-т. – С.-Петербург, 1995. – 40 с.

2 **Аханов, В. С.** Справочник строителя / В. С. Аханов, Г. А. Ткаченко. – Ростов н/Д : Феникс, 2004. – 480 с.

3 **Бабич, В. Є.** Методика визначення внутрішніх зусиль в нормальних перерізах залізобетонних балок / В. Є. Бабич // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол.: Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне: НУВГП, 2003. – Вип. 9. – С. 147–152.

4 **Бабич, Е. М.** Прочность бетона после действия малоциклового сжимающей нагрузки / Е. М. Бабич, А. П. Погореляк // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1976. – № 4. – С. 33–36.

5 **Бабич, Е. М.** Работа элементов на поперечную силу при многократно повторном нагружении / Е. М. Бабич, А. П. Погореляк, А. С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1981. – № 6. – С. 8–9.

6 **Бабич, Е. М.** Решетчатые балки со смешанным армированием / Е. М. Бабич, А. П. Борисюк, П. П. Коцебчук // Совершенствование методов расчета и проектирования современных видов строительных конструкций. – 1988. – С. 15–16.

7 **Бабич, Є. М.** Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень : монографія / Є. М. Бабич, Ю. О. Крусь. – Рівне : РДТУ, 1999. – 119 с.

8 **Бабич, Є. М.** Деструктивні особливості і малоциклова втомленість важкого бетону при малоцикловому стиску / Є. М. Бабич, Ю. М. Панчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне: НУВГП, 2000. – Вип. 4. – С. 106–110.

9 **Бабич, Є. М.** Деформування залізобетонних балок під впливом малоциклових повторних навантажень / Є. М. Бабич, О. М. Кухнюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 2000. – Вип. 4. – С. 101–105.

10 **Бабич, Є. М.** До питання побудови діаграми деформування бетону та визначення коефіцієнта повноти епюри напружень / Є. М. Бабич, Ю. О. Крусь // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. :

Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне: НУВГП, 2001. – Вип. 6. – С. 94–104.

11 **Бабич, Є. М.** Дослідження роботи сталевібробетонних елементів кільцевого перетину при одноразовому і повторному навантаженні / Є. М. Бабич, О. В. Андрійчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич [та інш.]. – Рівне: НУВГП, 2009. – Вип. 19. – С. 82–90.

12 **Бабич, Є. М.** Міцність і деформативність важкого бетону при малоцикловому стисненні / Є. М. Бабич, Н. І. Ільчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 2003. – Вип. 9. – С. 116–123.

13 **Бабич, Є. М.** Напружено-деформований стан і міцність згинальних сталевібробетонних і сталевіброзалізобетонних елементів / Є. М. Бабич, Ю. О. Крусь, С. Я. Дробишинець // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 2005. – Вип. 12. – С. 91–99.

14 **Бабич, Є. М.** Робота і розрахунок залізобетонних рам при дії повторних навантажень : монографія / Є. М. Бабич, С. В. Філіпчук, Н. І. Ільчук. – Рівне : НУВГП, 2012. – 176 с.

15 **Бабич, Є. М.** Робота і розрахунок несучої здатності згинальних залізобетонних елементів таврового профілю при дії повторних навантажень : монографія / Є. М. Бабич, П. С. Гомон, С. В. Філіпчук. – Рівне : НУВГП, 2012. – 109 с.

16 **Бабич, Є. М.** Розрахунок згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових навантажень : рекомендації / Є. М. Бабич, Ю. О. Крусь, О. М. Кухнюк. – Рівне : РДТУ, 2001. – 31 с.

17 **Бабич, Є. М.** Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі : рекомендації / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич, В. В. Савицький. – Рівне : НУВГП, 2005. – 37 с.

18 **Бабич, Є. М.** Розрахунок несучої здатності поперечних перерізів згинальних залізобетонних елементів / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич, В. В. Савицький // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 94–103.

19 **Бабич, Є. М.** Розрахунок сталевібробетонних і сталевіброзалізобетонних згинальних елементів : рекомендації / Є. М. Бабич, С. Я. Дробышинець. – Рівне : НУВГП, 2006. – 42 с.

20 **Байков, В. Н.** О дальнейшем развитии общей теории железобетона / В. Н. Байков // Бетон и железобетон. – 1979. – № 7. – С. 27–29.

21 **Бамбура, А. М.** До аналітичного описання діаграми механічного стану бетону при одноразовому короткочасному деформуванню / А. М. Бамбура // Будівельні конструкції : міжвідомчий наук.-техн. зб. (будівництво) / НДІБК ; редкол. : А. М. Бамбура (відп. за вид.) [та інш.]. – Київ : НДІБК, 2002. – Вип. 57. – С. 31–34.

22 **Бамбура, А. Н.** Диаграмма «напряжения – деформации» для бетона при центральном сжатии / А. Н. Бамбура // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. – Ростов н/Д : РИСИ, 1980. – С. 19–22.

23 **Бамбура, А. Н.** К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А. Н. Бамбура, А. Б. Гурковский // Будівельні конструкції : міжвідомчий наук.-техн. зб. : в 2 кн / НДІБК; редкол. : П. І. Кривошеев (відп. за вид.) [та інш.]. – Київ : НДІБК, 2003. – Вип. 59, кн. 1. – С. 121–130.

24 **Бамбура, А. Н.** Развитие методов оценки напряженно-деформированного состояния и несущей способности конструкций на основе реальных диаграмм деформирования материалов / А. Н. Бамбура // Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону: зб. Першої всеукраїнської наук.-техн. конф. / НДІБК ; редкол. : П. І. Кривошеев (відп. за вид.) [та інш.]. – Київ : НДІБК, 1996. – С. 36–39.

25 **Барашиков, А. Я.** Еспериментальні дослідження міцності та тріщиностійкості плит, підсилених сталевібробетоном / А. Я. Барашиков, О. Д. Журавский // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 2001. – Вип. 6. – С. 255–258.

26 **Барашиков, А. Я.** Співставлення сучасних методик розрахунку елементів залізобетонних конструкцій / А. Я. Барашиков, Л. В. Потієнко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 2009. – Вип. 19. – С. 90–100.

27 Стекловолокнистые материалы для армирования железобетонных конструкций / А. Я. Барашиков [и др.] // Строительные материалы и конструкции. – 1980. – № 1. – С. 14–15.

28 **Берг, О. Я.** Высокопрочный бетон / О. Я. Берг, Е. Н. Щербаков, Г. Н. Писанко. – М. : Стройиздат, 1971. – 208 с.

29 **Берг, О. Я.** Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О. Я. Берг. – М. : Госстройиздат, 1962. – 96 с.

30 **Билозир, В. В.** Образование и раскрытие трещин в нормальных сечениях изгибаемых сталефибробетонных элементов на фибре из листа : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / В. В. Билозир. – М., 1991. – 164 с.

31 **Блещик, Н. П.** Физико-механические и технологические свойства сталефибробетона, особенности применения и перспективы развития сталефибробетонных конструкций / Н. П. Блещик, И. В. Коваль // Проблемы современного бетона и железобетона : материалы III Междунар. симп., Минск, 9–11 нояб. 2011 г. : в 2 т. / Ин-т БелНИИС ; редкол.: М. Ф. Марковский (отв. ред) [и др.]. – Минск : Минсктиппроект, 2011. – Т. 1. – С. 80–113.

32 **Блохин, А. В.** Теория эксперимента // Науч.-метод. центр «Электронная книга БГУ» [Электронный ресурс]. Электрон. текстовые дан. (1,1 Мб). – Минск, 2003. – Ч. 1. – Режим доступа : <http://anubis.bsu.by/publications/elresources/Chemistry/blohin1.pdf>.

33 **Болошенко, Ю. Г.** Влияние малоциклового характера нагружения на работу бетонов разных видов / Ю. Г. Болошенко // Науково-технічне та організаційно-економічне сприяння реформам у будівництві і житлово-комунальному господарстві : зб. тез. доповідей III Міжнар. конф., Макіївка, 12–13 квітня 2012 р. : в 2 ч. / ДонНАСА ; редкол. : Є. В. Горохов [та інш.]. – Макіївка, 2012. – Ч. 1. – С. 16–18.

34 **Болошенко, Ю. Г.** Металлическая фибра для производства сталефибробетона / Ю. Г. Болошенко // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии : материалы Междунар. науч.-техн. конф., Могилев, 17–18 апр. 2008 г. : в 3 ч. / Беларус.-Рос. ун-т ; редкол. : И. С. Сазонов [и др.]. – Могилев, 2008. – Ч. 3. – С. 103–104.

35 **Болошенко, Ю. Г.** Методика экспериментальных исследований работы железобетонных изгибаемых элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, в условиях действия малоцикловых нагрузок / Ю. Г. Болошенко // Вестн. Беларус.-Рос. ун-та. – 2009. – № 4 (25). – С. 142–147.

36 **Болошенко, Ю. Г.** Особенности работы бетонов различных видов в условиях малоциклового нагружения / Ю. Г. Болошенко // Вісн. Донбаської національної академії будівництва і архітектури. Інженерні системи та техногенна безпека. – 2011. – № 5. – С. 190–197.

37 **Болошенко, Ю. Г.** Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой

зони, на основе трансформированных диаграмм деформирования бетона / Ю. Г. Болошенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. – Рівне, 2013. – Вип. 25. – С. 674–681.

38 **Болошенко, Ю. Г.** Расчет прочности сечений изгибаемых железобетонных элементов при малоцикловых нагрузках / Ю. Г. Болошенко // Строительство и восстановление искусственных сооружений : материалы Респ. науч.-практ. конф., Гомель, 30 марта 2012 г. / БелГУТ ; редкол. : А. Г. Гордюк [и др.]. – Гомель, 2012. – С. 36–41.

39 **Болошенко, Ю. Г.** Сталефибробетон как альтернатива традиционному железобетону / Ю. Г. Болошенко // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии : материалы Междунар. науч.-техн. конф., Могилев, 17–18 апр. 2008 г. : в 3 ч. / Беларус.-Рос. ун-т ; редкол. : И. С. Сазонов [и др.]. – Могилев, 2008. – Ч. 3. – С. 105–106.

40 **Болошенко, Ю. Г.** Усиление сжатой зоны изгибаемых железобетонных элементов в условиях малоциклового нагружения / Ю. Г. Болошенко // Проблемы транспорта и транспортного обеспечения : материалы II Междунар. студ. науч.-практ. конф., Гомель, 25 мая 2011 г. / БелГУТ ; редкол. : В. И. Сенько [и др.]. – Гомель, 2012. – С. 201–203.

41 **Болошенко, Ю. Г.** Усиление эксплуатируемых изгибаемых железобетонных конструкций / Ю. Г. Болошенко // Новые материалы, оборудование и технологии в промышленности : материалы Междунар. науч.-техн. конф. молодых ученых, Могилев, 20–21 нояб. 2008 г. / Беларус.-Рос. ун-т ; редкол. : И. С. Сазонов [и др.]. – Могилев, 2008. – С. 14–21.

42 **Бондаренко, В. М.** Предыстория и конструктивная безопасность зданий и сооружений / В. М. Бондаренко // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 2000. – № 11. – С. 5–9.

43 **Бондаренко, В. М.** Расчетные модели силового сопротивления железобетона : монография / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов. – М. : АСВ, 2004. – 472 с.

44 **Борисюк, А. И.** Особенности работы керамзитобетонных и керамзитожелезобетонных элементов при однократном и малоцикловом сжатии : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А. И. Борисюк ; НИИ строит. конструкций. – Киев, 1991. – 23 с.

45 Дослідження роботи підсиленних залізобетонних балок при дії малоциклових навантажень / О. П. Борисюк [и др.] // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 2009. – Вип. 17. – С. 404–410.

46 **Бранцевич, В. П.** Деформативность железобетонных изгибаемых элементов при циклических нагружениях низкой частоты : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / В. П. Бранцевич ; Брест. политехн. ин-т. – Брест, 1993. – 193 л.

47 **Буджеллал, А.** Исследование деформативности и трещиностойкости железобетонных центрифугированных конструкций кольцевого сечения при малоцикловых повторных знакопеременных нагружениях : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А. Буджеллал ; Белорус. гос. политехн. акад. – Минск, 1993. – 21 с.

48 **Валовой, А. И.** Образование и раскрытие трещин в преднапряженных элементах при повторном нагружении / А. И. Валовой // Бетон и железобетон. – 1988. – № 12. – С. 6–7.

49 **Валовой, А. И.** Экспериментальные исследования железобетонных балок, усиленных наращиванием в растянутой зоне бетоном из отходов обогащения железных руд / А. И. Валовой, П. И. Герб // Вісн. КТУ. – 2009. – Вип. 23. – С. 214–218.

50 **Валовой, О. І.** Вплив деформацій усадки бетону шару підсилення на міцнісні показники балок, підсиленних нарощуванням / О. І. Валовой, О. Ю. Ерьоменко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Баби́ч (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне: НУВГП, 2009. – Вип. 18. – С. 470–471.

51 **Валовой, О. І.** Прогини залізобетонних балок, підсиленних у розтягнутій зоні із бетонів на відходах збагачення залізних руд, при малоциклових навантаженнях високих рівнів / О. І. Валовой, П. І. Герб // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Баби́ч (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне: НУВГП, 2010. – Вип. 21. – С. 561–610.

52 **Валовой, О. І.** Розрахунок прогинів залізобетонних балок, підсиленних у розтягнутій зоні із бетонів на відходах збагачення залізних руд при малоциклових навантаженнях високих рівнів / О. І. Валовой, П. І. Герб // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Баби́ч (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне: НУВГП, 2011. – Вип. 22. – С. 781–786.

53 **Валовой, О. М.** Вплив повторних навантажень на міцність, деформативність та тріщиностійкість підсиленних залізобетонних балок із бетонів на відходах збагачення залізних руд / О. М. Валовой // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т

водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 2009. – Вип. 18. – С. 456–462.

54 **Валовой, О. М.** Работа усиленных железобетонных балок при повторных нагрузках / О. М. Валовой // Разработка рудных месторождений. – 2010. – Вып. 93. – С. 47–50.

55 **Василькова, Г. А.** Бетони на основі відходів гірно-збагачувальних комбінатів / Г. А. Василькова, Г. Т. Стороженко // Буд. матеріали и конструкції. – 1970. – № 6. – С. 8–9.

56 **Гладков, Д. И.** Физико-химические основы прочности бетона и роль технологии в её обеспечении / Д. И. Гладков. – Белгород : БГТУ им. В. Т. Шухова, 2004. – 293 с.

57 **Гмурман, В. Е.** Теория вероятностей и математическая статистика / В. Е. Гмурман. – М. : Высш. шк., 1977. – 479 с.

58 **Голишев, О. Б.** Курс лекцій з основ розрахунку конструкцій і з опору залізобетону / О. Б. Голишев, А. Н. Бамбура. – Киев : Логос, 2004. – 340 с.

59 **Гомон, П. С.** Дослідження погинів залізобетонних балок таврового перерізу за дії малоциклового навантаження / П. С. Гомон, Д. В. Мажаров // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 187–192.

60 **Гомон, С. С.** Експериментально-статистичні дослідження залежностей  $E'_{-n}$  для малих рівнів навантажень / С. С. Гомон // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 2000. – Вип. 4. – С. 161–166.

61 **Гомон, С. С.** Напружено-деформований стан бетону за малоциклових навантажень з урахуванням фактора середовища / С. С. Гомон, М. С. Зінчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 1999. – Вип. 2. – С. 85–89.

62 **Гомон, С. С.** Прогини косостиснутих залізобетонних елементів при дії малоциклових навантажень / С. С. Гомон // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 2009. – Вип. 18. – С. 157–162.

63 **Гомон, С. С.** Работа та несуча здатність косостиснутих залізобетонних елементів за малоциклових навантажень : автореф. дис. ... канд. техн. наук / С. С. Гомон ; Нац. ун-т «Львів. політехніка». – Львів, 2008. – 16 с.

64 **Гордеева, Т. Ф.** Исследование изгибаемых железобетонных элементов при повторных статических нагружениях : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Т. Ф. Гордеева ; Науч.-исслед. ин-т строит. конструкций. – Киев, 1970. – 20 с.

65 **ГОСТ 10180-90.** Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. – М. : Изд-во стандартов, 1990. – 45 с.

66 **ГОСТ 12004-80.** Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение. – М. : Изд-во стандартов, 1981. – 25 с.

67 **ГОСТ 24452-80.** Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. – М. : Изд-во стандартов, 1984. – 20 с.

68 **ГОСТ 310.3-76 (СТ СЭВ 3920-82).** Цементы. Методы определения нормальной плотности, сроков схватывания и равномерности изменения объема. – М. : Изд-во стандартов, 1985. – 9 с.

69 **ГОСТ 310.4-81 (СТ СЭВ 3920-82).** Цементы. Методы определения предела прочности при изгибе и сжатии. – М. : Изд-во стандартов, 1985. – 13 с.

70 **ГОСТ 8269-76.** Щебень из естественного камня, гравий и щебень из гравия для строительных работ. Методы испытаний. – М. : Изд-во стандартов, 1985. – 50 с.

71 **ГОСТ 8735-75.** Песок для строительных работ. Методы испытаний. – М. : Изд-во стандартов, 1985. – 29 с.

72 **Дворников, В. М.** Прочность и деформативность внецентренно-сжатых усиленных под нагрузкой железобетонных элементов : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / В. М. Дворников ; Курский гос. техн. ун-т. – Курск, 2003. – 22 с.

73 **Драган, А. В.** Трещиностойкость железобетонных элементов при действии осевых растягивающих усилий : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А. В. Драган. – Брест, 2008. – 166 л.

74 **Дробишинець, С. Я.** Вплив повторних малоциклових навантажень на механічні характеристики сталевібробетону та роботу згинальних елементів на його основі : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / С. Я. Дробишинець. – Луцк, 2005. – 174 л.

75 Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования : учеб. пособие / Под ред. Т. М. Пецольда, В. В. Тура. – Брест : БГТУ, 2002. – 380 с. : ил.

76 **Жукьян, П. П.** Экспериментальные исследования железобетонных плит, опертых по контуру и усиленных наращиванием бетона сжатой зоны / П. П. Жукьян, Д. Н. Лазовский // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сб. тр. XVIII Междунар. науч.-метод. семинара, Новополоцк, 28–29 нояб. 2012 г. : в 2 т. – Новополоцк : ПГУ, 2012. – Т. 1. – С. 25–29.

77 **Зінчук, М. С.** Еспериментальні дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних згинальних елементів за одноразового та малоциклового навантажень в умовах підвищених температур / М. С. Зінчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 2004. – Вип. 11. – С. 184–188.

78 **Зінчук, М. С.** Міцність та деформативність залізобетонних згинальних елементів за малоциклових навантажень в умовах підвищених температур : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / М. С. Зінчук ; Нац. ун-т «Львів. політехніка». – Львів, 2008. – 16 с.

79 **Задорожнікова, І. В.** Підсилення стиснутої зони як засіб відновлення експлуатаційних якостей залізобетонних згинальних елементів : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / І. В. Задорожнікова. – Луцк, 2006. – 121 с.

80 **Залесов, А. С.** Деформационная расчётная модель железобетонных элементов при воздействии изгибающих моментов и продольных сил / А. С. Залесов, Е. А. Чистяков, И. Ю. Ларичева // Бетон и железобетон. – 1996. – № 5. – С. 16–18.

81 Испытания сооружений / Ю. Д. Золотухин [и др.]. – Минск : Выш. шк., 1992. – 272 с.

82 **Каган, М. З.** Оценка расположения стальных волокон / М. З. Каган // Бетон и железобетон. – 1990. – № 5. – С. 18.

83 **Казанков, А. П.** Влияние режимов нагружения на развитие деформаций железобетонных балок : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А. П. Казанков ; НИИЖБ. – М., 1977. – 21 с.

84 **Карпенко, Н. И.** Теоретические и методические аспекты расчёта железобетонных конструкций с учётом физической нелинейности / Н. И. Карпенко // Рос. арх.-строит. энцикл. – М., 1998. – Т. V. – С. 51–85.

85 **Касассбех, А. М. Х.** Міцність і деформативність підсилених і відновлених полімербетоном залізобетонних згинальних елементів : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А. М. Х. Касассбех ; Київський держ. техн. ун-т будівництва і архітектури. – Київ, 1998. – 16 с.

86 **Колчунов, В. И.** Расчетная модель для определения трещиностойкости составных железобетонных балок с податливым швом сдвига / В. И. Колчунов, А. И. Никулин // Изв. вузов. Строительство. – 2000. – № 10. – С. 8–13.

87 **Корчинский, И. Л.** Несущая способность материалов при многочисленных повторных нагружениях / И. Л. Корчинский // Бюллетень строительной техники. – 1958. – № 3. – С. 19–22.

88 **Кремнева, Е. Г.** Прочность нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных намоноличиванием под нагрузкой : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Е. Г. Кремнева ; ЦНИИ-промзданий. – М., 1996. – 22 с.

89 **Кричевский, С. А.** Прочность, деформативность и трещиностойкость торкретсталефибробетонных покрытий железобетонных балок : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / С. А. Кричевский. – Киев, 1996. – 151 с.

90 **Крусь, Ю. О.** Метод визначення малоциклової втомленості бетону із застосуванням енергетичних гіпотез / Ю. О. Крусь // Проблеми теорії і практики залізобетону. – 1977. – С. 265–268.

91 **Крусь, Ю. О.** Моделювання зв'язку між напруженнями і деформаціями центрально-стисненого бетону при різних режимах його навантажування / Ю. О. Крусь, Ю. А. Крусь // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Баби́ч (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 285–292.

92 **Кухнюк, О. М.** Вплив малоциклових навантажень на механічні характеристики бетону та роботу згинальних залізобетонних елементів : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / О. М. Кухнюк ; Нац. ун-т «Львів. політехніка». – Львів, 2001. – 16 с.

93 **Кухнюк, О. М.** Дослідження та розрахунок залізобетонних балок за малоциклових навантажень низьких, середніх і високих рівнів / О. М. Кухнюк, Ю. М. Панчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Баби́ч (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 2008. – Вип. 17. – С. 223–231.

94 **Лазовский, Д. Н.** Проектирование реконструкции зданий и сооружений : учеб.-метод. комплекс : в 3 ч. Ч. 2 : Оценка состояния и усиление строительных конструкций / Д. Н. Лазовский. – 2-е изд., перераб. и доп. – Новополоцк : ПГУ, 2008. – 340 с.

95 **Лазовский, Д. Н.** Теория расчета и конструирования усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений / Д. Н. Лазовский. – Минск : БГПА, 1998. – 295 с.

96 **Лазовский, Д. Н.** Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений / Д. Н. Лазовский. – Новополоцк : ПГУ, 1998. – 240 с. : ил.

97 **Латыш, В. В.** Применение стальной фибры в качестве поперечного армирования плоских железобетонных перекрытий при продавливании / В. В. Латыш // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сб. тр. XVIII Междунар. науч.-метод. семинара, Новополоцк, 28–29 нояб. 2012 г. : в 2 т. / ПГУ ; под общ. ред. Д. Н. Лазовского, А. А. Хотько. – Новополоцк, 2012. – Т. 1. – С. 97–101.

98 **Левчич, В. В.** Исследование напряженно-деформируемого состояния изгибаемых элементов при многократно повторяющихся нагрузках : автореф. дис. ... канд. техн. наук / В. В. Левчич ; Нац. ун-т «Львів. політехніка». – Львов, 1974. – 25 с.

99 **Литвинов, И. М.** Усиление и восстановление железобетонных конструкций / И. М. Литвинов. – М. ; Л. : Стройиздат Наркомстроя, 1942. – 96 с.

100 **Макаренко, Л. П.** Практический способ определения модуля упругости и упругопластических характеристик бетона при сжатии / Л. П. Макаренко, О. Г. Фаенко // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1970. – № 10. – С. 141–147.

101 **Малинина, Л. А.** Рациональный метод приготовления сталефибробетонной смеси / Л. А. Малинина, К. Л. Королев, В. П. Рыбасов // Бетон и железобетон. – 1981. – № 1. – С. 23–24.

102 **Масюк, Г. Х.** Аналіз деформування бетону, поперечної та поздовжньої арматури в згинальних залізобетонних елементах при дії малоциклових знакозмінних навантажень за різних прольотів зрізу / Г. Х. Масюк, О. І. Корнійчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 305–312.

103 **Меркулов, С. И.** Анализ предложений по вопросу трещиностойкости усиленных изгибаемых железобетонных конструкций / С. И. Меркулов, М. С. Поветкин // Материалы Междунар. акад. чтений 27–29 сент. 2007 г. / КурскГТУ ; редкол. : С. И. Меркулов (отв. ред.) [и др.]. – Курск, 2007. – С. 99–103.

104 **Меркулов, С. И.** Конструктивная безопасность железобетонных элементов реконструируемых зданий и сооружений : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01 / С. И. Меркулов ; Орлов. гос. техн. ун-т. – Орел, 2006. – 36 с.

105 **Мирсаяпов, И. Т.** Трещиностойкость и деформативность сборно-монолитных изгибаемых конструкций с учетом предварительного напряжения сборного элемента / И. Т. Мирсаяпов, Л. Ф. Сиразиев // ПГС. – 2007. – № 9. – С. 42–43.

106 **Мохаммед, Х. К. С.** Прочность и деформативность неразрезных железобетонных балок после усиления : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Х. К. С. Мохаммед ; Киевский гос. техн. ун-т стр-ва и архитектуры. – Киев, 1995. – 19 с.

107 **Мрачковский, Л. И.** Эффективность применения сборно-монолитного железобетона при реконструкции промзданий / Л. И. Мрачковский, Ю. В. Краснощеков // Бетон и железобетон. – 1989. – № 2. – С. 33–34.

108 **Мурашёв, В. И.** Железобетонные конструкции / В. И. Мурашёв, Э. Е. Сигалов, В. Н. Байков. – М. : Госстройиздат, 1962. – 658 с. : ил.

109 **Мурашёв, В. И.** Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона / В. И. Мурашёв. – М. : Машстройиздат, 1950. – 268 с.

110 **Немировский, Я. М.** Жёсткость изгибаемых железобетонных элементов при кратковременном и длительном нагружениях / Я. М. Немировский // Бетон и железобетон. – 1955. – № 5. – С. 172–176.

111 **Никулин, А. И.** Трещиностойкость, деформативность и несущая способность железобетонных балок составного сечения : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А. И. Никулин ; Белгород. гос. технол. акад. строит. материалов. – Белгород, 1999. – 20 с.

112 **Обухов, А. Н.** Повышение прочности сталефибробетона на НЦ при роликовом формовании / А. Н. Обухов, И. Ф. Руденко, С. А. Селиванова // Бетон и железобетон. – 1987. – № 9. – С. 20–21.

113 **Панчук, Ю. М.** Работа згинальних залізобетонних елементів зі змішаним армуванням при високих рівнях малоциклового навантаження : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Ю. М. Панчук. – Рівне, 1999. – 256 л.

114 **Пецольд, Т. М.** Прочность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза / Т. М. Пецольд, Е. Д. Лазовский // Проблемы современного бетона и железобетона : материалы III Междунар. симп., Минск, 9–11 нояб. 2011 г. : в 2 т. / Ин-т БелНИИС ; редкол. : М. Ф. Марковский (отв. ред.) [и др.]. – Минск : Минсктиппроект, 2011. – Т. 1. – С. 288–297.

115 **Пецольд, Т. М.** Расчёт усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений / Т. М. Пецольд, Д. Н. Лазовский // Бетон и железобетон. – 1999. – № 1. – С. 11–14.

116 **Поветкин, М. С.** Напряженно-деформированное состояние усиленных под нагрузкой железобетонных изгибаемых преднапряженных элементов : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / М. С. Поветкин. – Орел, 2009. – 213 л.

117 **Попруга, Д. В.** Напружено-деформований стан підсилених залізобетонних згинальних елементів, виготовлених на відходах гірничозбагачувальних комбінатів / Д. В. Попруга, О. І. Валовой // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне: НУВГП, 2010. – Вип. 21. – С. 611–617.

118 **Пособие П 1-98 к СНиП 2.03.01-84\***. Усиление железобетонных конструкций. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва РБ, 1998. – 190 с.

119 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

120 Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций / Под ред. А. Б. Голышева. – Киев : Будівельник, 1982. – 152 с.

121 Сталефибробетон, проектирование конструкций, технология изготовления и режимы выдерживания, контроль качества : рекомендации по проектированию и изготовлению строительных сталефибробетонных конструкций и технологии производства сталефибробетона с применением фрезерованной фибры ЗАО «Курганстальмост» : отчет о НИР / Ин-т БелНИИС ; рук. М. Ф. Марковский. – Минск, 2008. – 92 с.

122 **Рабинович, Ф. Н.** Бетоны, дисперсно армированные волокнами / Ф. Н. Рабинович. – М. : ВНИЭСМ, 1979. – 72 с.

123 **Рабинович, Ф. Н.** Об оптимальном армировании сталефибробетонных конструкций / Ф. Н. Рабинович // Бетон и железобетон. – 1986. – № 3. – С. 17–19.

124 **Райзер, В. Д.** Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций / В. Д. Райзер. – М. : Стройиздат, 1986. – 193 с.

125 **Рак, Н. А.** Методика расчета сталефибробетонных конструкций с использованием диаграмм деформирования сталефибробетона и стержневой арматуры / Н. А. Рак // Проблемы современного бетона и железобетона : материалы III Междунар. симп., Минск, 9–11 нояб. 2011 г. :

в 2 т. / Ин-т БелНИИС ; редкол. : М. Ф. Марковский (отв. ред.) [и др.]. – Минск : Минсктиппроект, 2011. – Т. 1. – С. 302–308.

126 Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений. – М. : Стройиздат, 1989. – 104 с.

127 **РТМ 17-01-2002.** Руководящие технические материалы по проектированию и применению сталефибробетонных строительных конструкций. – М. : Госстрой РФ, 2003. – 80 с.

128 **Сапожников, П. В.** Деформативность и трещиностойкость контактной зоны многослойных бетонных и железобетонных конструкций : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / П. В. Сапожников ; Курский гос. техн. ун-т. – Курск, 2002. – 20 с.

129 **Сахновский, К. В.** Железобетонные конструкции / К. В. Сахновский. – М. : Гос. изд-во лит. по стр-ву, архитектуре и строит. материалам, 1959. – 838 с.

130 **Семенюк, С. Д.** Бетон с использованием отходов литейно-металлургических производств при однократном и малоцикловом нагружении / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко, Т. С. Бурко // Вісн. Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2010. – Вип. 39. – С. 240–247.

131 **Семенюк, С. Д.** Возможность использования бетонов на основе отходов литейно-металлургических производств (ОМП) для усиления сжатой зоны изгибаемых железобетонных элементов / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко, Т. С. Бурко // Проблемы безопасности на транспорте : материалы V Междунар. науч.-практ. конф., Гомель, 25–26 нояб. 2010 г. / БелГУТ ; редкол. : В. И. Сенько [и др.]. – Гомель, 2010. – С. 327–328.

132 **Семенюк, С. Д.** Деформации усиленных изгибаемых железобетонных элементов при малоцикловом нагружении / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сб. тр. XVIII Междунар. науч.-метод. семинара, Новополоцк, 28–29 нояб. 2012 г. : в 2 т. / ПГУ ; под общ. ред. Д. Н. Лазовского, А. А. Хотько. – Новополоцк, 2012. – Т. 1. – С. 282–286.

133 **Семенюк, С. Д.** Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформируемом основании / С. Д. Семенюк. – Могилев : Беларус.-Рос. ун-т, 2003. – 269 с. : ил.

134 **Семенюк, С. Д.** Исследование работы и напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инже-

нерных кадров Республики Беларусь : сб. тр. XV Междунар. науч.-метод. семинара, Новополоцк, 27–28 нояб. 2008 г. : в 2 т. / ПГУ ; под общ. ред. Д. Н. Лазовского, А. А. Хотько. – Новополоцк, 2008. – Т. 1. – С. 57–63.

135 **Семенюк, С. Д.** Исследование эффективности использования гранулированного ваграночного шлака в качестве заполнителя для жаростойкого бетона / С. Д. Семенюк, Д. А. Ковширко // Чрезвычайные ситуации: предупреждение и ликвидация. – 2003. – № 2 (12). – С. 64–73.

136 **Семенюк, С. Д.** К определению модуля упругости и упруго-пластических характеристик бетона при кратковременном центральном сжатию // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. – 2001. – № 1. – С. 40–44.

137 **Семенюк, С. Д.** К расчету прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сб. тр. XVI Междунар. науч.-метод. семинара, Брест, 28–30 мая 2009 г. : в 2 ч. / БрГТУ ; под общ. ред. П. С. Пойты, В. В. Тура. – Брест, 2009. – Ч. 1. – С. 29–33.

138 **Семенюк, С. Д.** К расчету прочности сборно-монолитных рамно-пространственных фундаментов при неоднородном деформировании основания // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сб. тр. VI Междунар. науч.-метод. семинара, Минск, 17–20 окт. 2000 г. : в 2 т. / БГПА ; редкол. : Н. П. Блещик [и др.]. – Минск, 2000. – С. 240–246.

139 **Семенюк, С. Д.** Методика экспериментальных исследований работы железобетонных изгибаемых элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко // Вестн. Беларус.-Рос. ун-та. – 2008. – № 2. – С. 137–143.

140 Опыт применения сталефибробетона в Республике Беларусь / С. Д. Семенюк [и др.] // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич [та інш.]. – Рівне, 2008. – Вип. 17. – С. 74–84.

141 **Семенюк, С. Д.** Особенности работы бетона в условиях малоциклового нагружения / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сб. тр. XVII Междунар. науч.-метод. семинара, Гродно, 17–19 сент. 2010 г. / Гродн. гос. ун-т им. Я. Купалы ; редкол. : Т. М. Пецольд [и др.]. – Гродно, 2010. – С. 152–157.

142 **Семенюк, С. Д.** Особенности работы изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, в условиях малоциклового нагружения / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко // Містобуду-

вання та територіальне планування : наук.-техн. зб. : в 2 ч. / КНУБА ; редкол. : М. М. Гарбель [и др.]. – Київ, 2011. – Вип. 40, ч. 2. – С. 298–305.

143 **Семенюк, С. Д.** Отработанные пески формовочных смесей – мелкий заполнитель бетонов / С. Д. Семенюк, Р. П. Семенюк // Бетон и железобетон. – 1992. – № 7. – С. 29–30.

144 **Семенюк, С. Д.** Отходы литейно-металлургических производств в качестве мелкого заполнителя для бетонов / С. Д. Семенюк, Т. С. Бурко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 2010. – Вип. 20. – С. 223–231.

145 **Семенюк, С. Д.** Применение сталефибробетона для усиления сжатой зоны железобетонных белок методом наращивания / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич [та інш.]. – Рівне, 2007. – Вип. 16. – С. 400–407.

146 **Семенюк, С. Д.** Прогибы изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при действии малоцикловых нагрузений / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич [та інш.]. – Рівне, 2012. – Вип. 24. – С. 555–564.

147 **Семенюк, С. Д.** Прогнозирование работы и расчет железобетонных пространственных конструкций на неравномерно деформируемом основании : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01; 05.23.02 / С. Д. Семенюк. – Могилев, 2004. – 381 л.

148 **Семенюк, С. Д.** Работа сжатого и растянутого бетона при малоцикловом нагружении / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко, Е. С. Хмельницкий // Проблемы современного бетона и железобетона : материалы III Междунар. симп., Минск, 9–11 нояб. 2011 г. : в 2 т. / Ин-т БелНИИС ; редкол. : М. Ф. Марковский [и др.]. – Минск : Минсктиппроект, 2011. – Т. 1. – С. 341–353.

149 **Семенюк, С. Д.** Расчет нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с учетом упругопластических характеристик материалов / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко // Проблемы современного бетона и железобетона : сб. тр. II Междунар. симп., Минск, 21–23 окт. 2008 г. : в 2 ч. / Ин-т БелНИИС ; редкол. : М. Ф. Марковский [и др.]. – Минск, 2009. – Ч. 1. – С. 385–398.

150 **Семенюк, С. Д.** Расчет прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны,

при статическом и малоцикловом нагружениях / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко. – Могилев : Беларус.-Рос. ун-т, 2013. – 24 с.

151 **Семенюк, С. Д.** Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с высокопрочной арматурой или перearмированным сечением / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич [та інш.]. – Рівне, 2009. – Вип. 18. – С. 318–325.

152 **Семенюк, С. Д.** Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при действии малоцикловых нагружений / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич [та інш.]. – Рівне, 2012. – Вип. 23. – С. 523–532.

153 **Семенюк, С. Д.** Результаты экспериментальных исследований прочности изгибаемых железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения в сжатой зоне, в условиях малоциклового нагружения / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко // Проблемы современного бетона и железобетона : материалы III Междунар. симп., Минск, 9–11 нояб. 2011 г. : в 2 т. / Ин-т БелНИИС ; редкол. : М. Ф. Марковский [и др.]. – Минск, 2011. – Т. 1. – С. 328–340.

154 Сталефибробетон как альтернатива железобетону / С. Д. Семенюк [и др.] // Мастерская. Современ. стр-во. – 2008. – № 11. – С. 58–60.

155 **Семенюк, С. Д.** Трансформированные диаграммы деформирования бетонов при действии малоцикловых нагрузок / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко // Будівельні конструкції : міжвідомчий наук.-техн. зб. наук. пр. (будівництво) : в 2 кн. – Київ : ДП НДІБК, 2013. – Вип. 78, кн. 2. – С. 540–549.

156 **Семенюк, С. Д.** Экспериментальные исследования работы усиленных железобетонных балок при малоцикловом нагружении / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич [та інш.]. – Рівне, 2011. – Вип. 22. – С. 841–850.

157 **Семенюк, С. Д.** Эффективность усиления сжатой зоны изгибаемых железобетонных конструкций при малоцикловом нагружении / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко // Будівельні конструкції : міжвідомчий наук.-техн. зб. наук. пр. (будівництво) : в 2 кн. / Державний науководослідний інститут будівельних конструкцій ; редкол. : А. М. Бамбура [та інш.]. – Київ: ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74, кн. 2. – С. 611–618.

158 **Сиразиев, Л. Ф.** Трещиностойкость и деформативность сборно-монолитных изгибаемых конструкций с учетом влияния предварительного нагружения сборного элемента : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Л. Ф. Сиразиев ; Казан. гос. арх.-строит. акад. – Казань, 2008. – 24 с.

159 **Скобелева, Е. А.** Деформирование преднапряженных железобетонных изгибаемых элементов составного сечения : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Е. А. Скобелева ; Орлов. гос. техн. ун-т . – Орел, 2008. – 18 с.

160 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2003. – 143 с.

161 **СНиП 2.01.07-85.** Нагрузки и воздействия (дополнения. Разд. 10 : Прогибы и перемещения). – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 8 с.

162 **СНиП 2.03.01-84\*.** Бетонные и железобетонные конструкции. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 75 с.

163 **Снятков, Н. М.** Несущая способность железобетонных рам, усиленных под нагрузкой : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Н. М. Снятков ; Ленинград. Ордена Октябрьской революции и Ордена Трудового Красного знамени инж.-строит. ин-т. – СПб., 1992. – 23 с.

164 **СП 52-101-2003.** Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 56 с.

165 **СП 52-102-2004.** Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 35 с.

166 **СП 52-104-2006.** Сталефибробетонные конструкции. – М. : Госстрой России, 2006. – 80 с.

167 **Ставров, Г. Н.** О критерии предельного состояния железобетонных конструкций при малоцикловых нагружениях / Г. Н. Ставров, В. В. Руденко // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1986. – № 7. – С. 1–4.

168 **Ставров, Г. Н.** Прочность и деформативность бетона при повторных статических нагружениях / Г. Н. Ставров, В. В. Руденко, А. А. Федосеев // Бетон и железобетон. – 1985. – № 1. – С. 33–34.

169 **Ставров, Г. Н.** Экспериментальное исследование работы фибробетонных и фиброжелезобетонных конструкций при знакопеременном малоцикловом нагружении / Г. Н. Ставров, С. Д. Николаенко // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1986. – № 1. – С. 18–22.

170 **СТБ 1182-99.** Бетоны. Правила подбора состава. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2000. – 7 с.

171 **СТБ 943-93.** Грунты. Классификация. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2006. – 18 с.

172 Железобетонные конструкции из бетонов на отходах горно-рудной и металлургической промышленности / Л. И. Стороженко [и др.]. – Киев : Будівельник, 1982. – 125 с.

173 **Сунак, О. П.** Сталефібробетон – ефективний матеріал для конструкцій будівель і споруд / О. П. Сунак, П. О. Сунак // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич (відп. за вид.) [та інш.]. – Рівне : НУВГП, 2009. – Вип. 19. – С. 319–322.

174 **Сунак, О. П.** Сталефібробетонні конструкції / О. П. Сунак. – Луцьк : Media, 1999. – 158 с.

175 **Татаренков, А. И.** Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных под нагрузкой : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А. И. Татаренков ; Курский гос. техн. ун-т. – Курск, 2005. – 22 с.

176 **Тахтай, Д. А.** Прочность и деформативность бетона при внецентренном циклическом нагружении / Д. А. Тахтай, В. И. Веретенников, А. А. Бармотин // Коммунальное хозяйство городов. – 2004. – № 60. – С. 53–65.

177 Технология изготовления и применение сталефибробетонных конструкций с фиброй «Харекс» Курганского завода ММК : науч.-техн. отчет / Науч.-исслед. центр тоннелей и метрополитенов АО ЦНИСС ; рук. В. Е. Меркин. – М., 1995. – 103 с.

178 **ТКП 45-5.03-97-2009 (02250).** Железобетонные сборно-монолитные конструкции. Правила проектирования. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2009. – 80 с.

179 **ТКП EN 1990-2011 (02250).** Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2012. – 61 с.

180 **ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250).** Еврокод-2. Проектирование железобетонных конструкций. Ч. 1–1 : Общие правила и правила для зданий. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2010. – 191 с.

181 **ТУ 0882-193-4685090-2005.** Стальная фибра фрезерованная для армирования бетона. – Взамен ТУ 0991-125-46854090-2001 ; введ. 01.03.2005. – М. : Госстрой РФ, 2005. – 7 с.

182 **Тур, В. В.** Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций : монография / В. В. Тур, Н. А. Рак. – Брест : БГТУ, 2003. – 252 с.

183 **Тур, В. В.** Самонапряжение сборно-монолитных конструкций с монолитной частью из напрягающего бетона / В. В. Тур // Бетон и железобетон. – 2001. – № 4. – С. 6–11.

184 **Хайдуков, Г. К.** Прочность, деформативность и трещиностойкость стеклофибробетонных элементов / Г. К. Хайдуков, И. В. Волков, А. Х. Карапетян // Бетон и железобетон. – 1988. – № 2. – С. 35–37.

185 **Цискрелли, Г. Д.** Исследование деформативных характеристик бетона при малочисленных повторных нагружениях / Г. Д. Цискрелли, А. Д. Надирадзе // Строительство и архитектура : информ. сб. Госстроя СССР. – М., 1963. – С. 4–5.

186 **Шалобыта, Т. П.** Прочность и деформативность контактов сборно-монолитных самонапряженных железобетонных конструкций : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Т. П. Шалобыта. – Минск, 2000. – 159 л.

187 Жесткость и трещиностойкость преднапряженных балок при повторных нагрузках высокого уровня / Б. Н. Шевченко [и др.] // Бетон и железобетон. – 1991. – № 3. – С. 16–17.

188 **Шевченко, Б. Н.** Конструкции из бетонов на отходах обогащения железных руд / Б. Н. Шевченко. – Киев : Вища шк., 1989. – 192 с.

189 **Эйзеншмидт, Р. О.** Деформативность изгибаемых сталефибробетонных балок, имеющих фибровое и комбинированное армирование, при длительном действии нагрузки : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Р. О. Эйзеншмидт. – Рига : РПИ, 1983. – 168 с.

190 Festigkeit und Rissfestigkeit der Stahlfaserbetonbiegelemente mit Fasern aus Blechabfällen / W. Bilosir [et al.] // Zl. AD/1106-7/1994. – Wien, 1994. – S. 64.

191 **Consider, M.** Influence des armatures metalligues sur les propriétés des mortiers et betons, lomte Rendue / M. Consider // L. Academie. – 1970. – № 127. – P. 992–995.

192 **Hannant, D. J.** Steel fibre reinforced concrete / D. J. Hannant // Prospects for fibre reinforced construction materials. Proceeding of international building. Exhibition Conference. – 1971. – P. 47–55.

193 **Lim, T.** Analytical models for tensile behavior of steelfiber concrete / T. Lim // ACI materials journal. – 1987. – № 4. – P. 36–47.

194 **Naaman, A.** Probabilistic analysis of fiber-reinforced concrete / A. Naaman // Journal of engineering mechanics division. – 1974. – № 2. – P. 17–25.

195 Reihe Betontechnologie: Glasfaserbeton, Konstruieren und Bemessen // Beton-Verlag GmbH-Düsseldorf, 1994. – 88 s.

196 **Swamy, R. N.** Influence of fiber geometry on the properties of steel fiber reinforced concrete / R. N. Swamy, P. S. Mongat // Cement and concrete research. – 1974. – Vol. 4, № 3. – P. 235–252.

197 **Ward, D.** The effect of freeze. Thaw and low temperature conditions on SFC. Private communications / D. Ward // Pilkington Brothers Ltd. – England, 1978. – S. 13–17.

## Приложение А (рекомендуемое)

### Карты трещин опытных балок

На рисунках А.1–А.6 представлены карты трещин для опытных образцов всех серий, испытанных статическим и малоцикловым нагружениями. На рисунках верхние индексы для величины нагрузки означают номер цикла. Отсутствие индекса означает, что данная трещина появилась при первом приложении нагрузки указанной величины в килоньютонах.

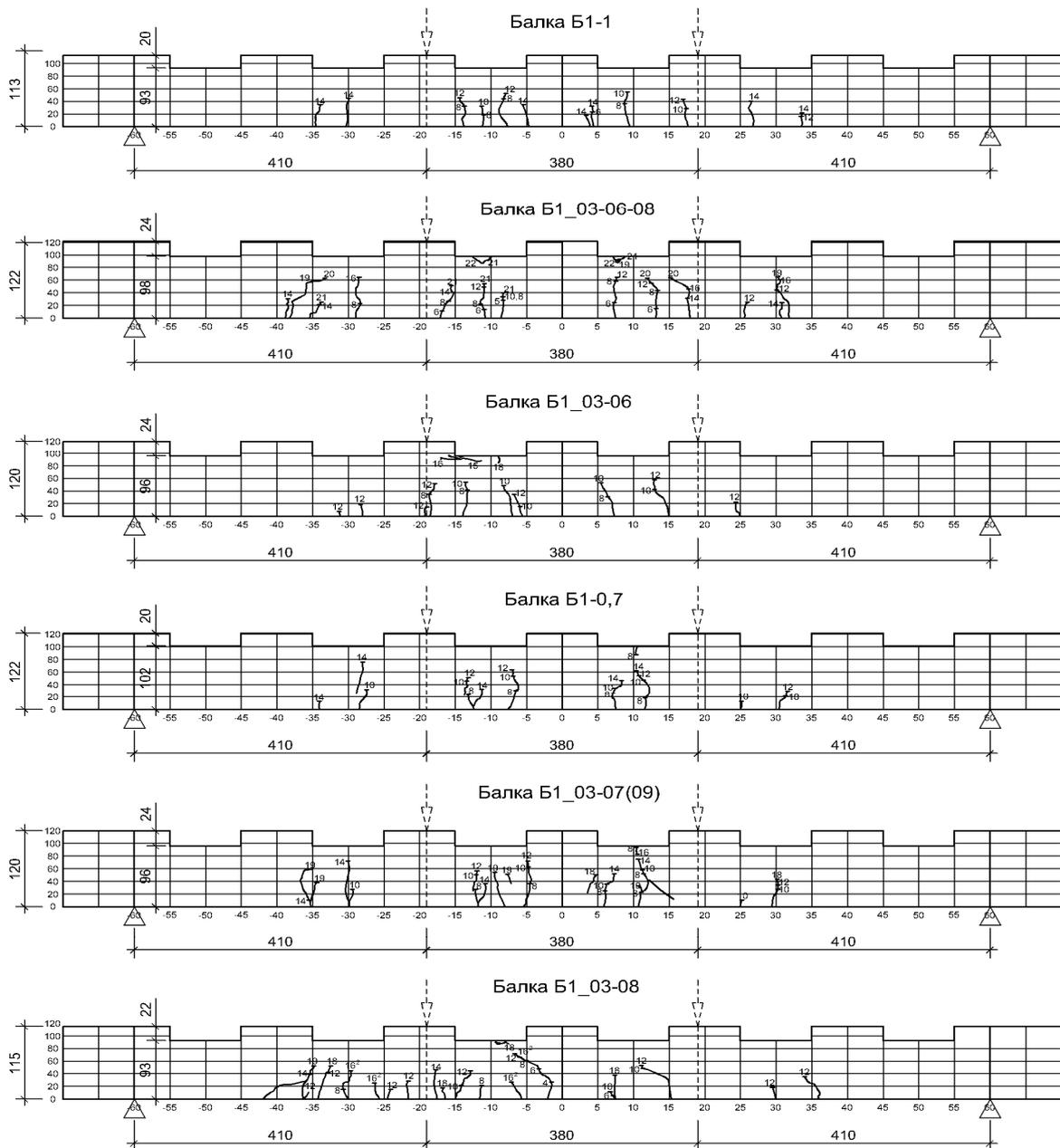


Рисунок А.1 – Карта трещин для балок серии 1

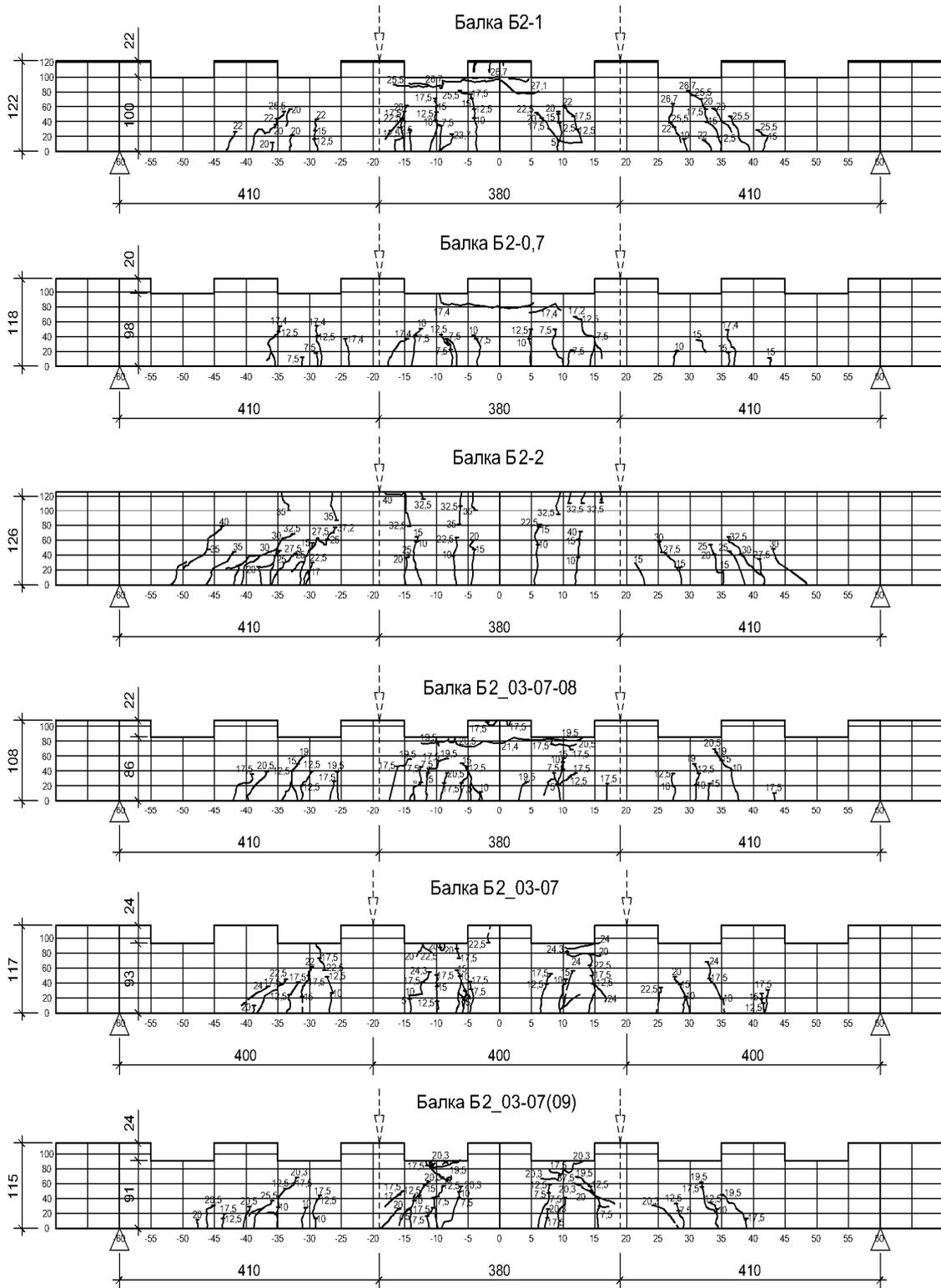


Рисунок А.2 – Карта трещин для базовых балок серии 2



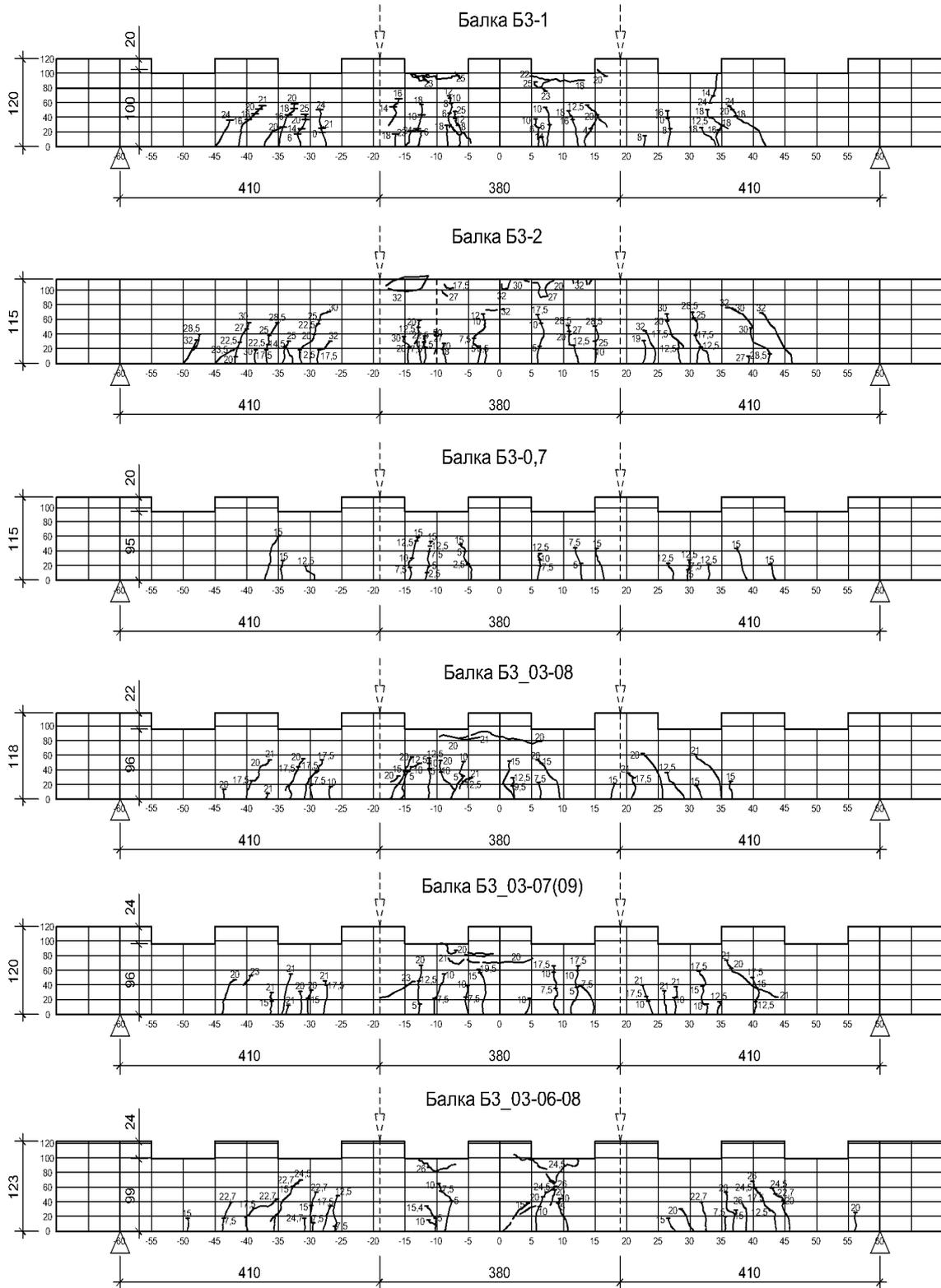


Рисунок А.3 – Карта трещин для базовых балок серии БЗ

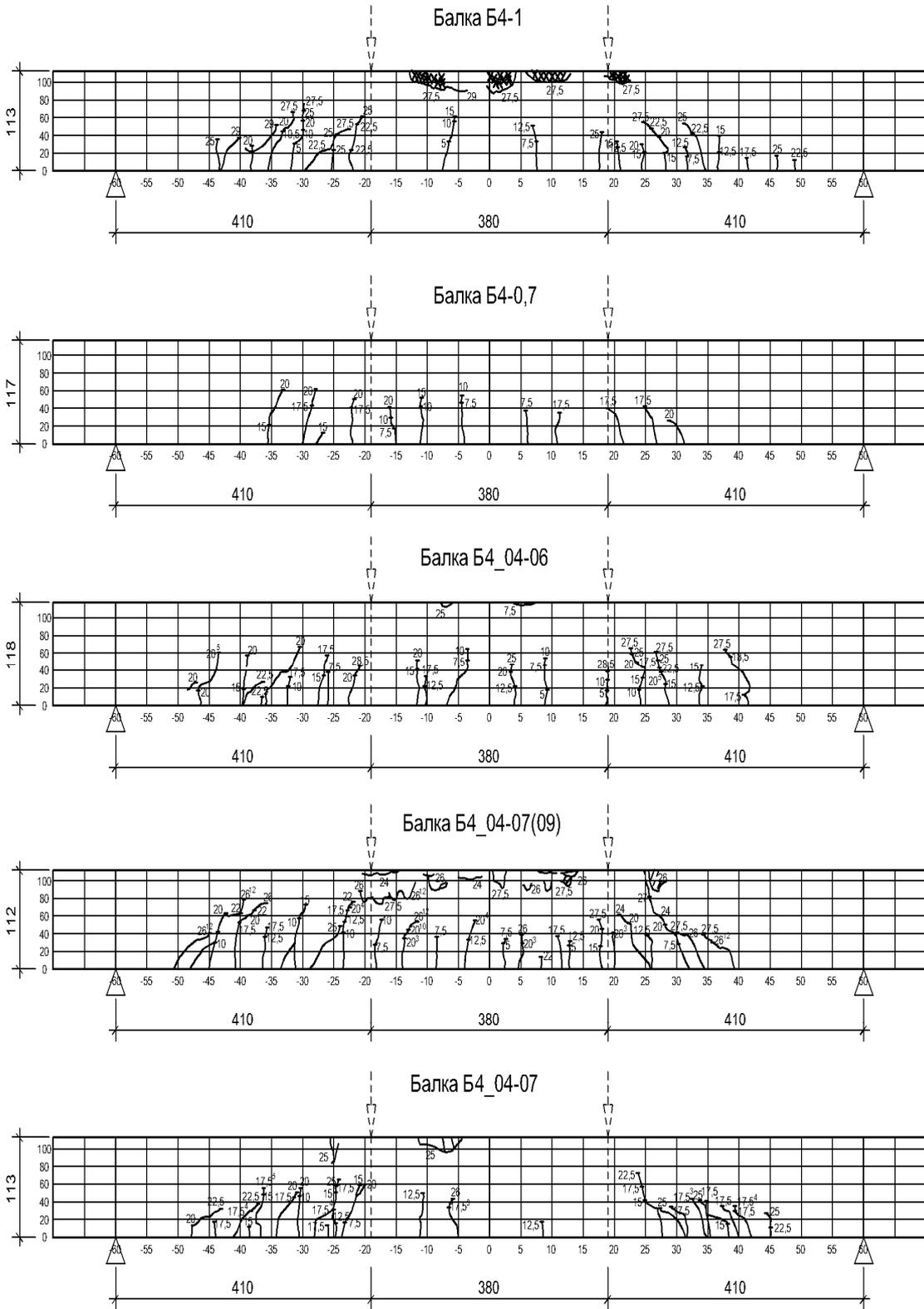


Рисунок А.4 – Карта трещин для балок серии 4



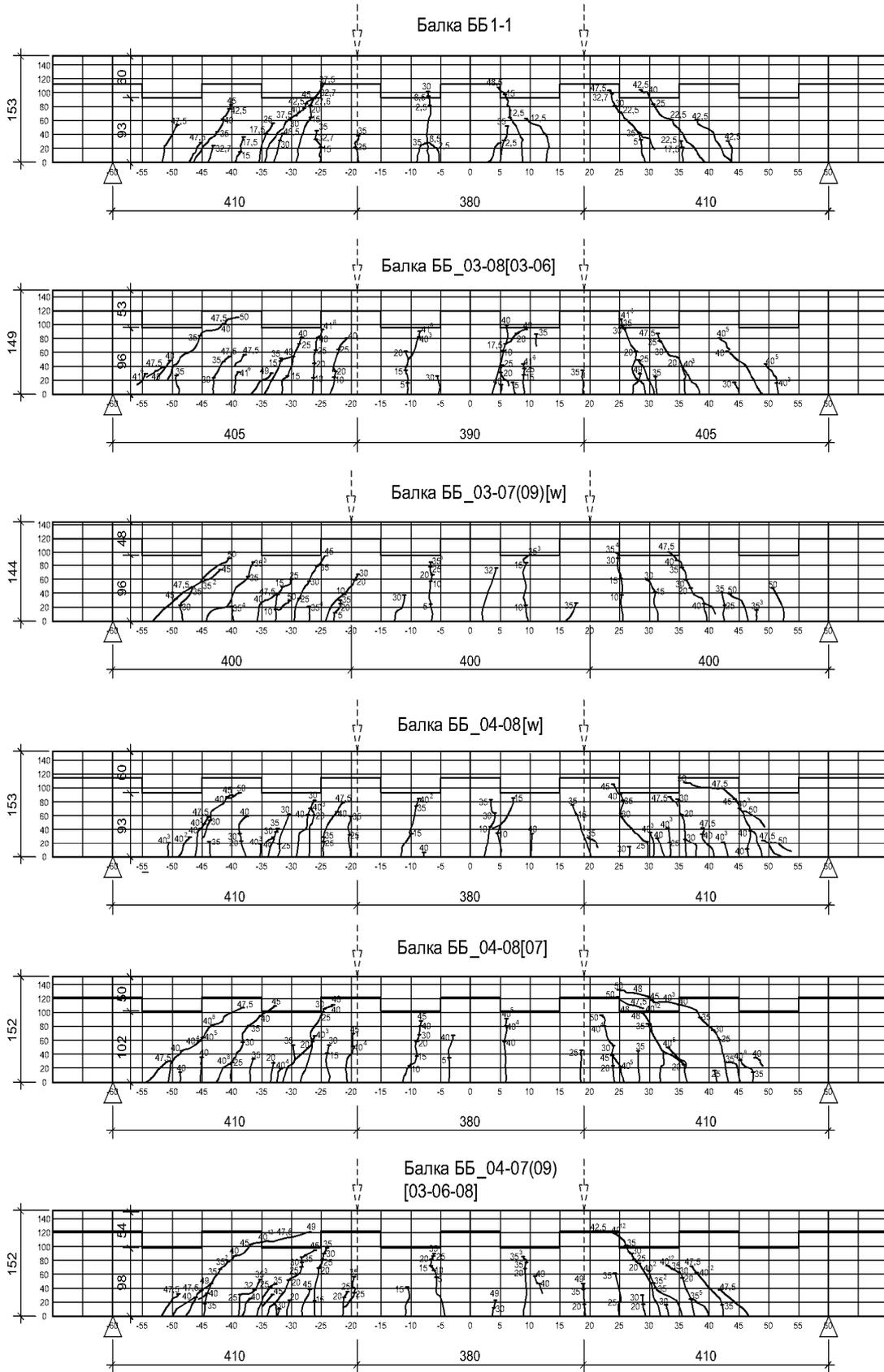


Рисунок А.5 – Карта трещин для усиленных балок серии 5 (усиление тяжелым бетоном, контактный шов шпоночный, жёсткий)

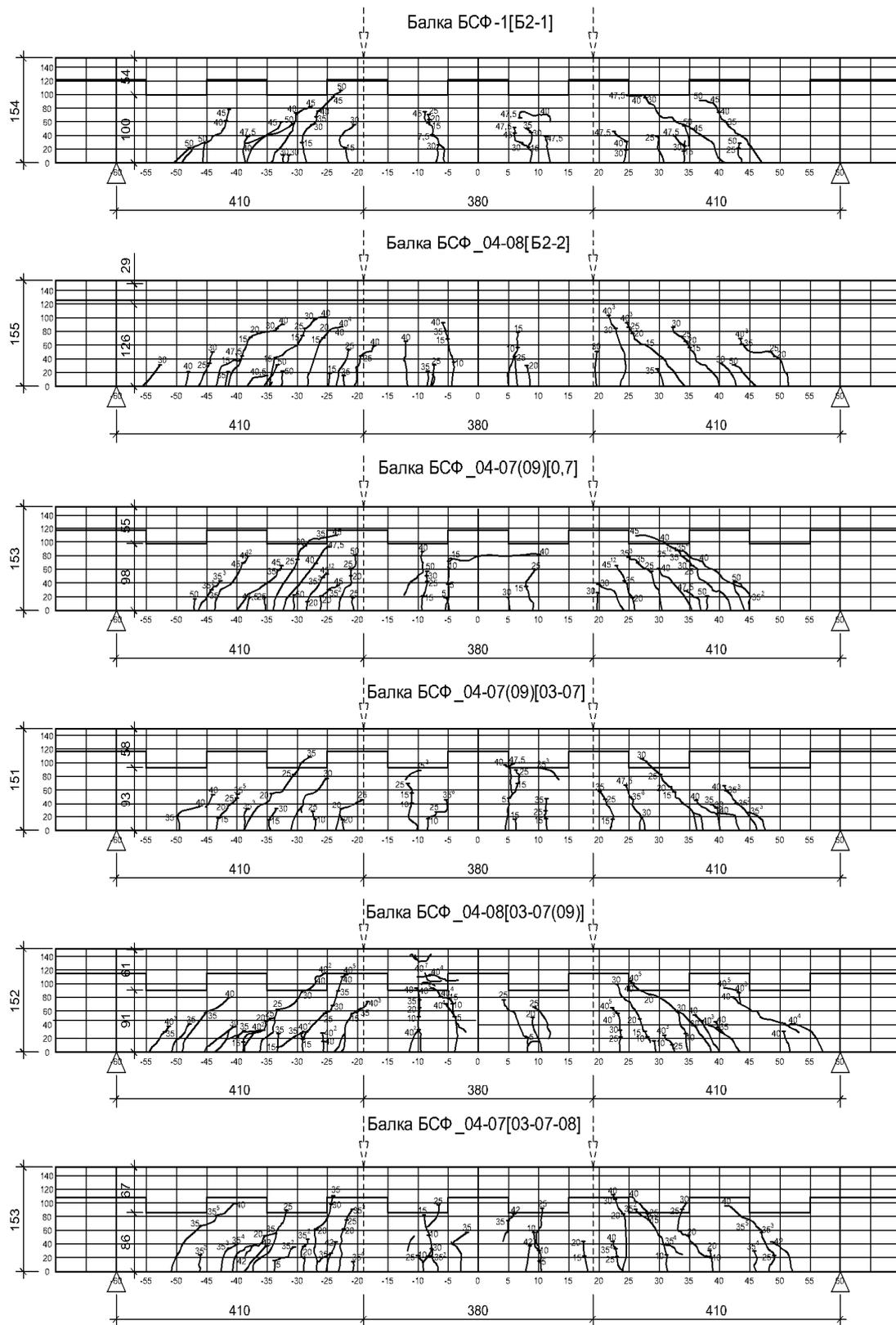


Рисунок А.6 – Карта трещин для усиленных балок серии 6 (усиление сталефибробетоном, контактный шов шпоночный, жёсткий)

## Приложение Б (рекомендуемое)

### Рекомендации по расчету прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружении

#### *Б.1 Основные положения*

В последнее время достаточно актуальным становится вопрос реконструкции и технического перевооружения существующих зданий и сооружений, которые эксплуатируются в течение длительного времени. Проектирование реконструкции напрямую связано с разработкой методов усиления конструкций и частей зданий. Одним из способов усиления изгибаемых железобетонных элементов – балок, плит покрытия и перекрытия – является наращивание сечений намоноличиванием в сжатой зоне, позволяющее существенно увеличить несущую способность конструкции за счет увеличения плеча внутренней пары сил. Эффективность данного вида усиления заключается в использовании поверхности конструкции в виде несъемной опалубки, что позволяет сократить сроки проведения работ на эксплуатируемых объектах и упростить методы производства работ.

В случае усиления сжатой зоны важен учет особенностей работы бетона усиливаемой конструкции и бетона усиления при малоцикловом нагружении, особенно для конструкций покрытия и перекрытия, т. к. воспринимаемые ими нагрузки имеют ярко выраженный малоцикловый характер. В частности, это характерно для административных зданий.

Вопрос восстановления эксплуатационных свойств железобетонных конструкций необходимо решать с учетом предыстории нагружения и изменения напряженно-деформированного состояния в процессе усиления. Проблему учета предыстории нагружения при усилении железобетонных конструкций следует решать с позиции износа и деформирования материалов, накопления повреждений.

Усиление наращиванием сжатой зоны имеет ряд особенностей: реконструируемые элементы состоят из бетонов с различными прочностными и деформационными характеристиками, работающих совместно; усиливаемый элемент имеет собственное напряженно-деформированное состояние, обусловленное предысторией его эксплуатации. Вступление в работу различных бетонов, составляющих поперечное сечение усиленных элементов,

приводит к изменению области совместного деформирования, что отражается на дальнейшей работе конструкции под нагрузкой. Прочность и деформативность усиленных железобетонных изгибаемых конструкций зависит от уровня, режима, продолжительности предшествующего нагружения, а также от режима загрузки после усиления.

Рекомендации применимы для проектирования усиления изгибаемых железобетонных элементов методом наращивания сечений в сжатой зоне, а также для поверочных расчетов эксплуатируемых конструкций.

Строительные нормы Беларуси в зависимости от изменения во времени подразделяют нагрузки на постоянные (от собственного веса конструкций), временные (полезные), особые и нагрузки от веса строительных материалов и складированных грузов. Временные, в свою очередь, рассматриваются как переменные свободные воздействия, статические нагрузки, динамические нагрузки.

В реальных условиях железобетонные конструкции зданий и сооружений в большинстве случаев подвергаются воздействию повторных нагружений. Одним из видов таких нагружений являются малоцикловые нагружения. К малоцикловым относятся нагружения с количеством циклов  $n < 2 \cdot 10^6$ . Немногократно повторными нагружениями также являются нагружения с числом циклов для бетонных конструкций 10–500. К таким нагрузкам относятся ветровые, снеговые, вызванные землетрясением, от массы людей, мебели, складированных материалов и т. п.

## ***Б.2 Определение границ микротрещинообразования***

Для описания работы изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, в условиях малоциклового нагружения необходимо определить верхний предел микротрещинообразования  $f_{\text{срс}}^{\text{v}}$  (так называемую «критическую границу», при достижении которой наблюдаются активный прирост и накопление пластических деформаций) и нижний предел микротрещинообразования  $f_{\text{срс}}^0$ , ниже которого бетон работает почти упруго.

Верхний предел микротрещинообразования является «критической границей» работы конструкции при малоцикловом нагружении.

Между верхним и нижним пределами микротрещинообразования существует прямая пропорциональность. Коэффициент пропорциональности  $k_{\text{срс}} = \eta_{\text{срс}}^0 / \eta_{\text{срс}}^{\text{v}}$  отличается для бетонов различных видов и может быть принят:

- для тяжелого бетона (с объемным весом  $24 \text{ кН/м}^3$ )  $k_{\text{срс}} \approx 0,67$ ;
- для сталефибробетона  $k_{\text{срс}} \approx 0,70$ ;
- для ОМП-бетона  $k_{\text{срс}} \approx 0,73$ .

Этот коэффициент является параметром, характеризующим способность бетонной матрицы сопротивляться действию нагрузок малоциклового характера: чем выше значение коэффициента  $k_{\text{срс}}$ , тем меньшее влияние оказывает малоцикловое нагружение на прочностные и деформативные характеристики бетона.

Зависимости для определения нижнего  $\eta_{\text{срс}}^0$  и верхнего  $\eta_{\text{срс}}^v$  пределов микротрещинообразования определяются по формулам:

$$\eta_{\text{срс}}^0 = 0,333k_{\text{срс}} \ln f_c - 0,15; \quad (\text{Б.1})$$

$$\eta_{\text{срс}}^v = 0,333k_{\text{срс}} \ln f_c + 0,1, \quad (\text{Б.2})$$

где  $f_c$  – прочность бетона.

### ***Б.3 Трансформированные диаграммы деформирования при малоцикловом нагружении различных уровней***

Описание трансформированных диаграмм деформирования бетона основано на следующем подходе: характер диаграммы деформирования не изменяется, а возникает необходимость корректировки ее базовых параметрических точек ( $f_c$ ,  $\varepsilon_{c1}$ ,  $\varepsilon_{cu}$ ) путем введения частных коэффициентов, полученных, как правило, эмпирическим путем.

Аналогичный подход используется для корректировки диаграммы деформирования бетона с учетом действия малоциклового нагружения.

Изменение эксплуатационного уровня на более высокий негативно сказывается на работе бетона, например, прочность при постоянном значении  $\eta_{\text{top}} = 0,8$  выше, чем при изменении эксплуатационного уровня с  $\eta_{\text{top1}} = 0,6$  на  $\eta_{\text{top2}} = 0,8$ . В этом случае расчетный уровень  $\eta_{\text{top}}$ , используемый в дальнейших расчетах, корректируется по следующей формуле:

$$\eta_{\text{top}} = \eta_{\text{top2}} + 0,1\eta_{\text{top1}}^2 \quad \text{при} \quad \eta_{\text{top1}} < \eta_{\text{top2}}. \quad (\text{Б.3})$$



Вариант со случайным скачком в зону нагрузок высоких уровней (до  $\eta_{\text{top}} = 0,9$  и выше) является наиболее неблагоприятным и может учитываться корректировкой значения  $\eta_{\text{top}}^{\text{ran}}$ :

$$\eta_{\text{top}}^{\text{ran}} = \eta_{\text{top2}} + 1 / 3\eta_{\text{top1}}^2 \quad \text{при } \eta_{\text{top1}} < \eta_{\text{top2}} . \quad (\text{Б.4})$$

Прочность бетона изменяется в результате воздействия на него нагружения малоциклового характера по сравнению с однократным нагружением. Чем выше уровень нагружения, тем значительнее снижение прочности бетонной матрицы. В связи с этим целесообразно для определения значения прочности бетона в условиях малоциклового нагружения использовать коэффициент условий работы  $\gamma_{\text{с,сyc}}$ , учитывающий неблагоприятное воздействие малоциклового нагружения.

Коэффициент условий работы  $\gamma_{\text{с,сyc}}$  определяется исходя из расчетных значений верхнего предела микротрещинообразования и расчетного верхнего уровня нагружения (при этом  $\eta_{\text{top}} < 1,0$ ):

$$\gamma_{\text{с,сyc}} = 0,97\sqrt{\eta_{\text{срс}}^{\text{v}}} - 0,3\ln \eta_{\text{top}} . \quad (\text{Б.5})$$

Коэффициент условий работы  $\gamma_{\text{с,сyc}}$  может быть понижающим или повышающим в зависимости от режима нагружения: при низких ( $\eta_{\text{top}} \leq \eta_{\text{срс}}^0$ ) и средних ( $\eta_{\text{срс}}^0 < \eta_{\text{top}} < \eta_{\text{срс}}^{\text{v}}$ ) режимах нагружения данный коэффициент является повышающим и принимает значения больше 1,0; при высоких ( $\eta_{\text{top}} \geq \eta_{\text{срс}}^{\text{v}}$ ) режимах нагружения данный коэффициент является понижающим и принимает значения меньше 1.

Относительные деформации  $\varepsilon_{\text{с1,сyc}}$ , соответствующие пиковой точке диаграммы деформирования тяжелого бетона, могут быть определены по формуле

$$\varepsilon_{\text{с1,сyc}} = 0,7f_{\text{с,сyc}}^{0,31} \leq 2,8 \text{ \%} . \quad (\text{Б.6})$$

Предельные деформации для тяжелого бетона  $\varepsilon_{\text{сu1,сyc}} = 3,5 \text{ \%}$ .

На основании проведенных экспериментальных исследований для бетона с использованием отходов литейно-металлургических производств в качестве мелкого заполнителя (ОМП-бетона) была предложена эмпири-

ческая зависимость для определения относительных деформаций, соответствующих пиковой точке диаграммы деформирования  $\varepsilon_{c1,cyc}$ :

$$\varepsilon_{c1,cyc}^{ОМП} = 0,5f_{c,cyc}^{1,07-\eta_{cc}^0} \leq 2,8 \text{ ‰}. \quad (\text{Б.7})$$

Граничное значение  $\varepsilon_{cu1,cyc}$  для ОМП-бетона

$$\varepsilon_{cu1,cyc}^{ОМП} = \left( 1 + \frac{16}{f_{c,cyc}^{ОМП}} \right) \varepsilon_{c1,cyc}^{ОМП} \leq 3,2 \text{ ‰}. \quad (\text{Б.8})$$

Экспериментально установлено, что малоциклового характер нагрузки не оказывает влияния на прочностные и деформативные характеристики сталефибробетона. В связи с этим нет необходимости в корректировке диаграммы деформирования сталефибробетона.

Нормативная диаграмма деформирования (состояния) бетона, устанавливающая связь между напряжениями  $\sigma_{ck}$  и продольными относительными деформациями  $\varepsilon_{ck}$  сжатого бетона при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки вплоть до установленных ее предельных значений, отвечающих разрушению бетона при однородном напряженном состоянии, рассматривается в качестве обобщенной характеристики механических свойств бетона.

В качестве нормативной диаграммы бетона, устанавливающей зависимость между напряжениями и деформациями, принимается нелинейная диаграмма состояния бетона с ниспадающей ветвью с учетом переменной относительной деформации бетона на сжатие в вершине диаграммы. Для описания диаграммы деформирования бетона в условиях осевого кратковременного сжатия допускается использовать следующую аналитическую зависимость:

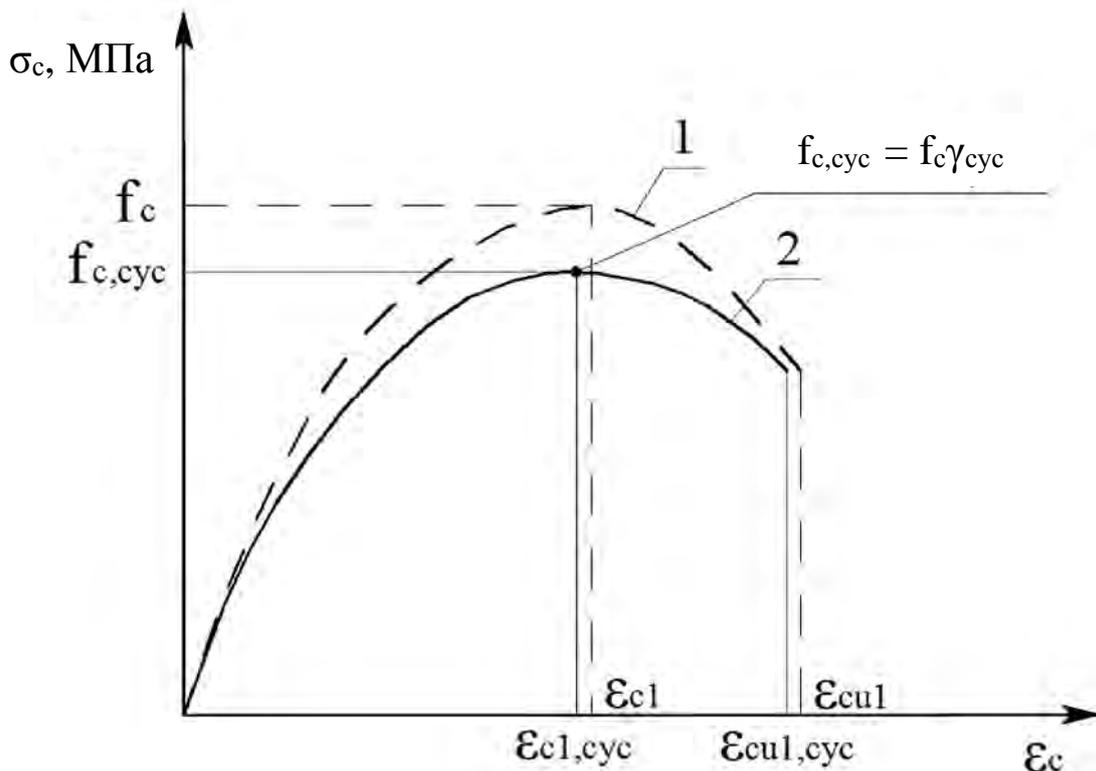
$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (\text{Б.9})$$

где  $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$  ( $\varepsilon_{c1} < 0$ );

$\varepsilon_{c1}$  — относительная деформация, соответствующая пиковой точке диаграммы деформирования;

$$k = \frac{1,1E_{cm} |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}. \quad (\text{Б.10})$$

Введение коэффициента условий работы  $\gamma_{с,сус}$  позволяет определить прочность бетона при действии малоцикловых нагрузений различных уровней  $f_{с,сус}$ . Исходя из значения прочности  $f_{с,сус}$  по вышеприведенным формулам могут быть определены относительные деформации  $\epsilon_{с1,сус}$ , соответствующие пиковой точке трансформированной диаграммы деформирования бетона (рисунок Б.1).



1 – диаграмма деформирования бетона при статическом нагружении; 2 – трансформированная диаграмма деформирования бетона при малоцикловом нагружении

Рисунок Б.1 – Трансформированная диаграмма деформирования бетона при малоцикловом нагружении

Для описания трансформированной диаграммы деформирования бетона в условиях малоциклового нагружения предложено использовать уточненную аналитическую зависимость

$$\frac{\sigma_{с,сус}}{f_{с,сус}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} . \quad (\text{Б.11})$$

#### Б.4 Методика расчета прочности изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны

Для расчета нормальных и наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием в сжатой зоне, предложена единая методика расчета на основе уточненной упругопластической модели, которая позволяет учесть влияние повторных нагрузок на несущую способность усиленной конструкции.

На рисунке Б.2 представлена схема внутренних усилий в сечении изгибаемого элемента, усиленного наращиванием сжатой зоны, при жестком контактном шве.

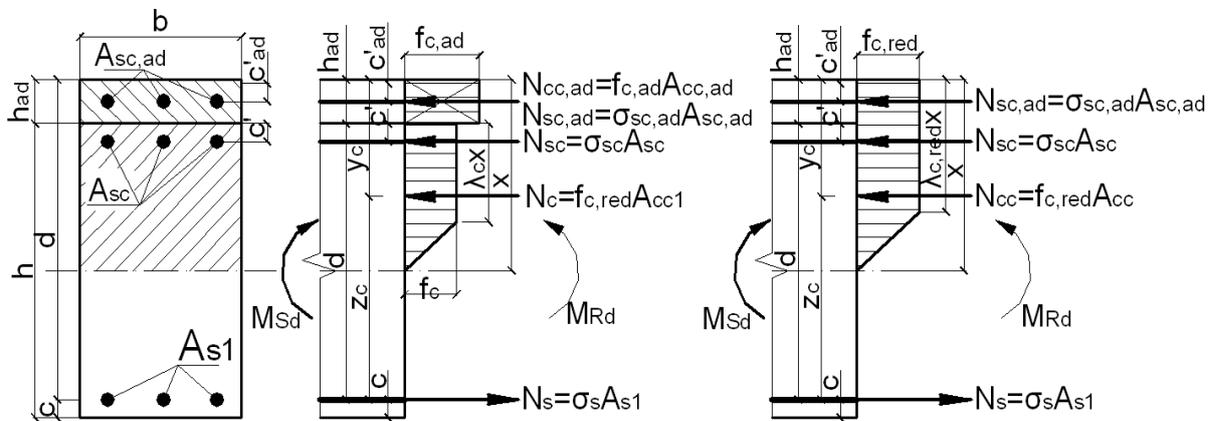


Рисунок Б.2 – Расчетная схема к проверке прочности нормальных сечений

В случае, если расчет производится по проектным данным, предыстория нагружения конструкции учитывается уточнением прочностных характеристик бетона усиливаемого элемента в зависимости от режима предварительного нагружения:

$$f'_{cd,cyc} = \gamma_{c,cyc} f'_{cd}, \quad (Б.12)$$

где  $f'_{cd}$  – прочность бетона усиливаемой конструкции;

$f'_{cd,cyc}$  – прочность бетона усиливаемой конструкции с учетом малоциклового характера нагрузки в предыстории нагружения.

Расчет усиленной наращиванием конструкции производится по следующим характеристикам:

– для бетона усиливаемой конструкции

$$f_{cd,cyc} = \gamma_{c,cyc} f'_{cd,cyc} ; \quad (Б.13)$$

$$E_{c,cyc} = \frac{55f_{cd,cyc}}{19 + \eta_{top1} f_{cd,cyc}} ; \quad (Б.14)$$

$$E_{c,cyc}^{ОМП} = \frac{45f_{cd,cyc}^{ОМП}}{19 + \eta_{top1} f_{cd,cyc}^{ОМП}} ; \quad (Б.15)$$

– для бетона усиления

$$f_{cd,ad,cyc} = \gamma_{c,cyc} f_{cd,ad} ; \quad (Б.16)$$

$$E_{c,ad,cyc} = \frac{55f_{cd,ad,cyc}}{19 + \eta_{top1} f_{cd,ad,cyc}} ; \quad (Б.17)$$

$$E_{c,ad,cyc}^{ОМП} = \frac{45f_{cd,ad,cyc}^{ОМП}}{19 + \eta_{top1} f_{cd,ad,cyc}^{ОМП}} , \quad (Б.18)$$

где  $f_{cd,ad}$  – прочность бетона усиления;

$f_{cd,ad,cyc}$  – прочность бетона усиления с учетом действия малоцикловых нагрузок.

В случае, если нейтральная линия проходит в бетоне усиления, элемент рассчитывается как состоящий из бетона одного вида и класса (бетона усиления с прочностью  $f_{cd,ad,cyc}$ ), если в бетоне основной конструкции – по приведенной прочности  $f_{c,cyc,red}$ , вычисляемой по формуле

$$f_{c,cyc,red} = f_{cd,cyc} \left( 1 - \frac{S_{ad}}{S} \right) + f_{cd,ad,cyc} \frac{S_{ad}}{S} , \quad (Б.19)$$

где  $S_{ad}$  – статический момент усиления относительно выбранной оси;

$S$  – статический момент усиливаемой конструкции относительно выбранной оси.

В этом случае модуль упругости бетона приведенной прочности рассчитывается по следующим формулам:

$$E_{c,cyc,red} = \frac{55f_{c,cyc,red}}{19 + \eta_{top1} f_{c,cyc,red}} ; \quad (Б.20)$$

$$E_{c,cyc,red}^{ОМП} = \frac{45f_{c,cyc,red}^{ОМП}}{19 + \eta_{top1} f_{c,cyc,red}^{ОМП}} . \quad (Б.21)$$

Величина коэффициентов пластичности для бетона усиливаемой конструкции  $\lambda_c$  и бетона усиления  $\lambda_{c,ad}$  рассчитывается в зависимости от значений прочности. Приведенный коэффициент пластичности  $\lambda_{c,red}$  для бетона может быть определен по формуле

$$\lambda_{c,red} = 0,97 - 0,0077f_{c,cyc,red} . \quad (Б.22)$$

Высота сжатой зоны

$$X_c = \frac{f_s A_{s1} - \sigma_{sc} A_{sc}}{0,5f_{c,cyc,red} b(1 + \lambda_{c,red})} , \quad (Б.23)$$

где  $f_s$  – расчетное сопротивление арматурной стали;

$A_{s1}$  – площадь рабочей арматуры;

$\sigma_{sc}$  – напряжения в сжатой арматуре;

$A_{sc}$  – площадь сжатой арматуры;

$b$  – расчетная ширина сечения.

Расчетное значение разрушающего момента  $M_{Rd}$ :

– если нейтральная ось проходит в пределах усиления ( $X_c \leq h_{ad}$ ), то

$$M_{Rd} = 0,5f_{cd,ad,cyc} bX_c [(1 + \lambda_{c,ad})d - 0,33X_c (1 + \lambda_{c,ad} + \lambda_{c,ad}^2)] + \sigma_{sc,ad} A_{sc,ad} (d - c'_{ad}) ; \quad (Б.24)$$

– если нейтральная ось проходит в теле усиливаемой конструкции ( $X_c > h_{ad}$ ), то

$$M_{Rd} = 0,5f_{cd,red,cyc} bX_c [(1 + \lambda_{c,red})d - 0,33X_c (1 + \lambda_{c,red} + \lambda_{c,red}^2)] + \sigma_{sc} A_{sc} (d - h_{ad} - c') + \sigma_{sc,ad} A_{sc,ad} (d - c'_{ad}) , \quad (Б.25)$$



где  $d$  – рабочая высота сечения;  
 $c'$  – расстояние от центра сжатой арматуры до сжатой грани сечения.

В случае недостаточной обеспеченности жесткости контактного шва установлена необходимость обязательной проверки наклонных сечений усиленных наращиванием сжатой зоны изгибаемых железобетонных элементов.

На рисунке Б.3 представлена схема внутренних усилий в сечении изгибаемого элемента, усиленного наращиванием сжатой зоны, при податливом контактном шве.

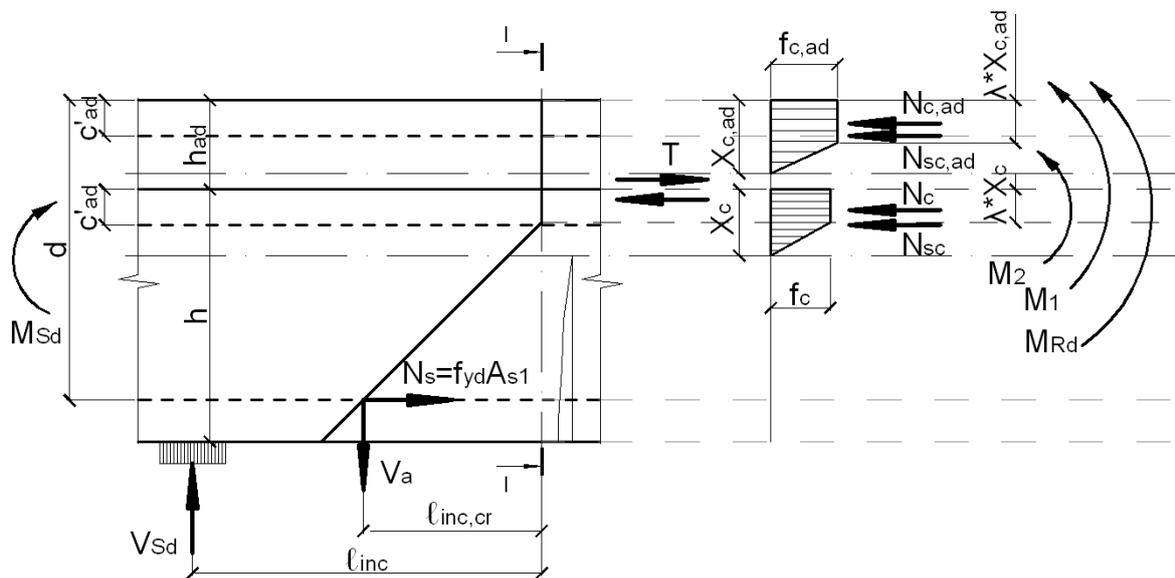


Рисунок Б.3 – Расчетная схема к проверке прочности наклонных сечений

Расчет производится по уточненной упругопластической модели с учетом корректировки значения коэффициента пластичности следующим образом:

$$\lambda_c^* = 1 - \frac{1 - \lambda_c}{K} . \quad (\text{Б.26})$$

Эмпирический коэффициент  $K$  определяется по графикам « $K - a/d$ » (по величине усилия в хомутах на единицу длины элемента  $v_{sw}$ , МПа·м) (рисунок Б.4), которые позволяют перейти от деформаций граничной сжимаемости в направлении главных сжимающих напряжений к деформациям крайних сжатых волокон бетона.

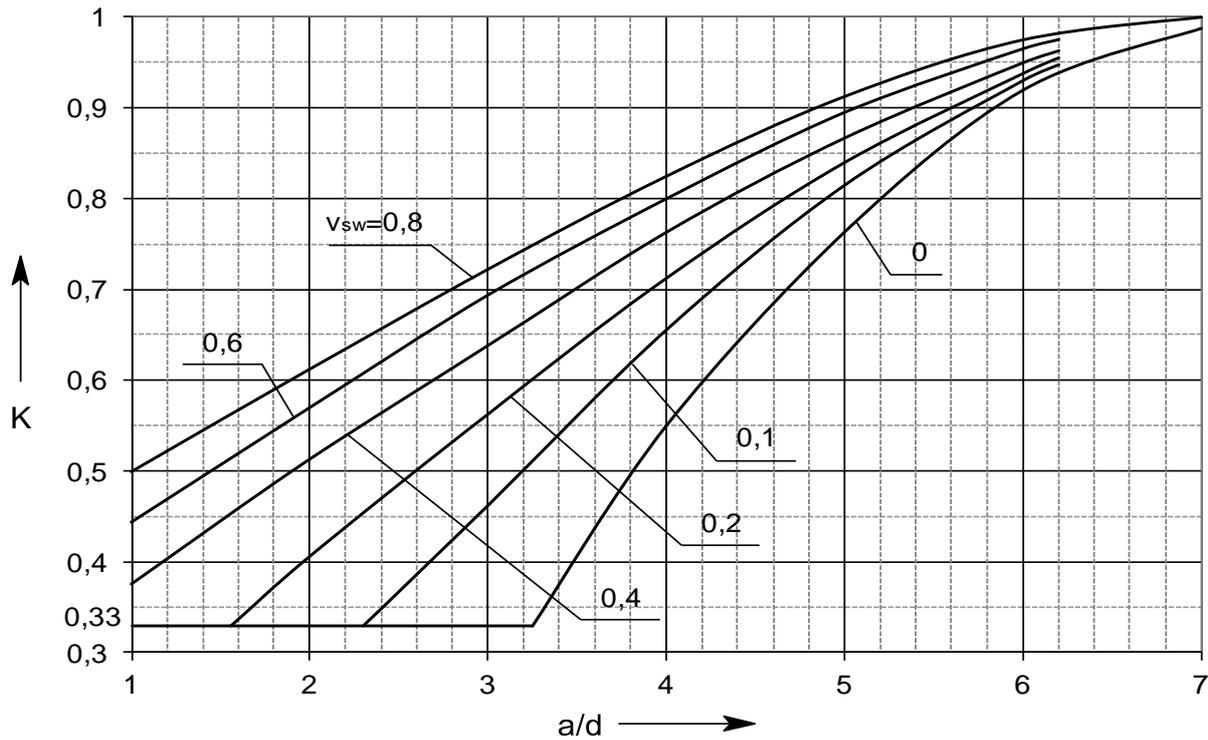


Рисунок Б.4 – График зависимости «K – a/d»

Таким образом, проверку прочности наклонных сечений можно заменить проверкой прочности нормальных сечений с пониженной деформативностью сжатого бетона, т. е. использовать одну расчетную методику – упругопластическую модель – для элементов с различными механизмами разрушения.

Если контактный шов оказывается податливым, то в предельной стадии (при разрушающей нагрузке) основная конструкция и набетонка будут работать как отдельные элементы, деформируемые совместно. В связи с этим высота сжатой зоны определяется как в бетоне усиления  $X_{c,ad}$ , так и в теле основной конструкции  $X_c$ , а несущая способность составного сечения определяется как сумма моментов, воспринимаемых усилением  $M_1$  и усиливаемой конструкцией  $M_2$  (см. рисунок Б.3):

$$M_1 = 0,5f_{cd,ad,cyc} bX_{c,ad} [(1 + \lambda_{c,ad}^*)d - 0,33X_{c,ad} (1 + \lambda_{c,ad}^* + \lambda_{c,ad}^{*2})] + \sigma_{sc,ad} A_{sc,ad} (d - c'_{ad}); \quad (Б.27)$$

$$M_2 = 0,5f_{cd,cyc} bX_c [(1 + \lambda_c^*)d_1 - 0,33X_c (1 + \lambda_c^* + \lambda_c^{*2})] + \sigma_{sc} A_{sc} (d - h_{ad} - c'); \quad (Б.28)$$

$$M_{Rd} = M_1 + M_2 \quad . \quad (Б.29)$$

Ниже представлены алгоритмы расчета по уточненной упругопластической модели, адаптированной для расчета прочности как нормальных, так и наклонных сечений: на рисунке Б.5 – для изгибаемых железобетонных элементов без усиления, на рисунке Б.6 – для изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны.

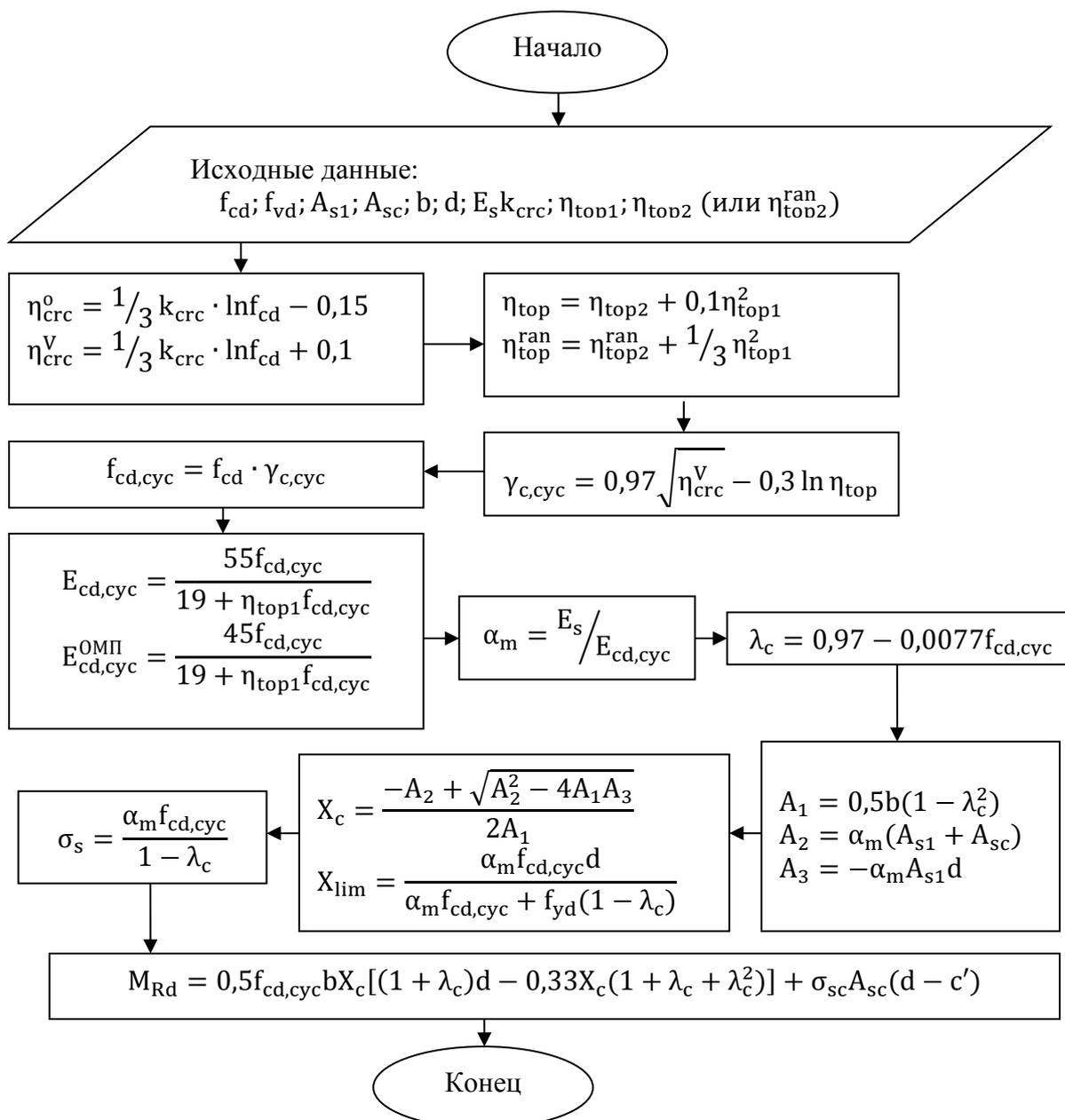


Рисунок Б.5 – Алгоритм расчёта прочности нормальных и наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов (без усиления)

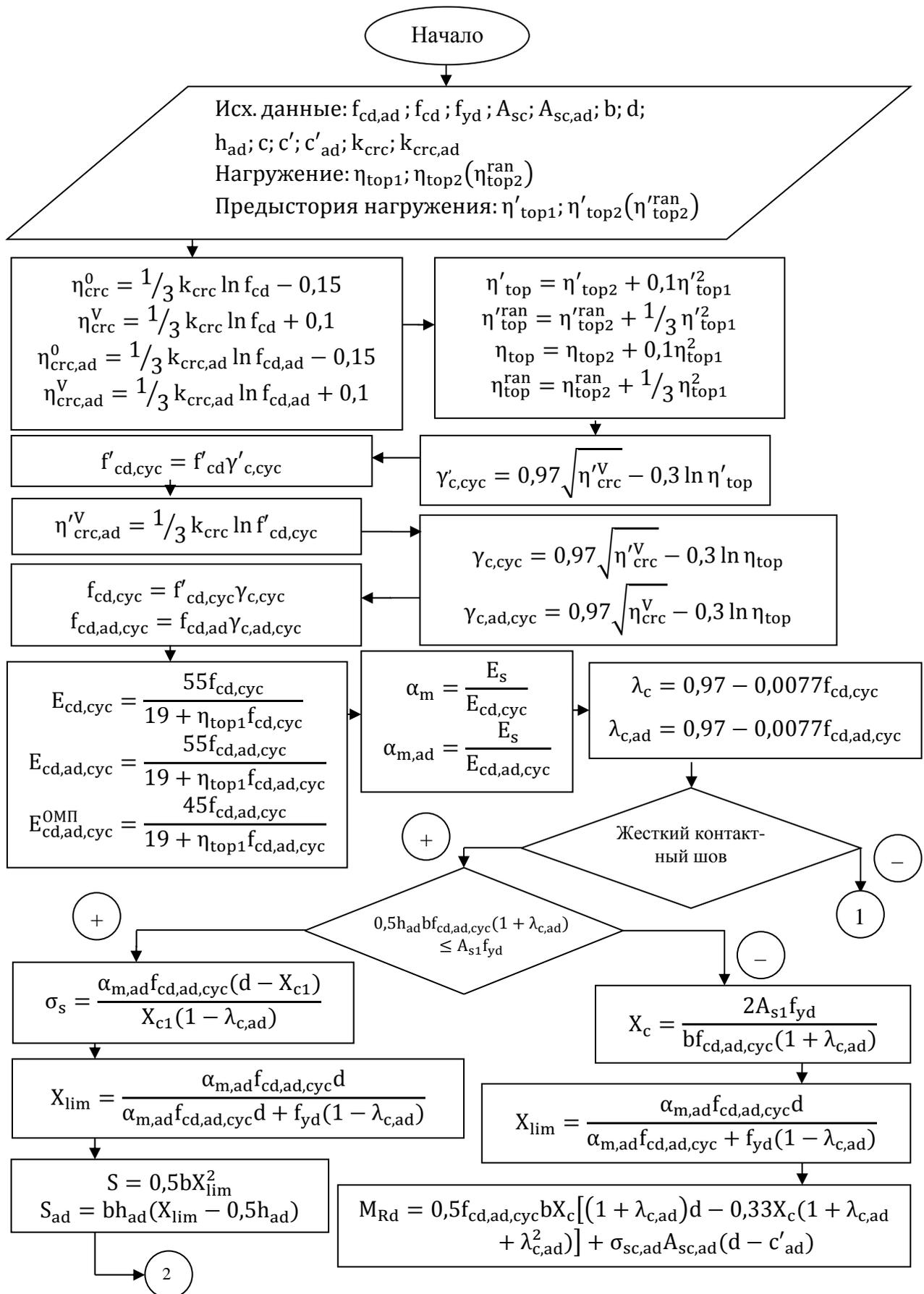
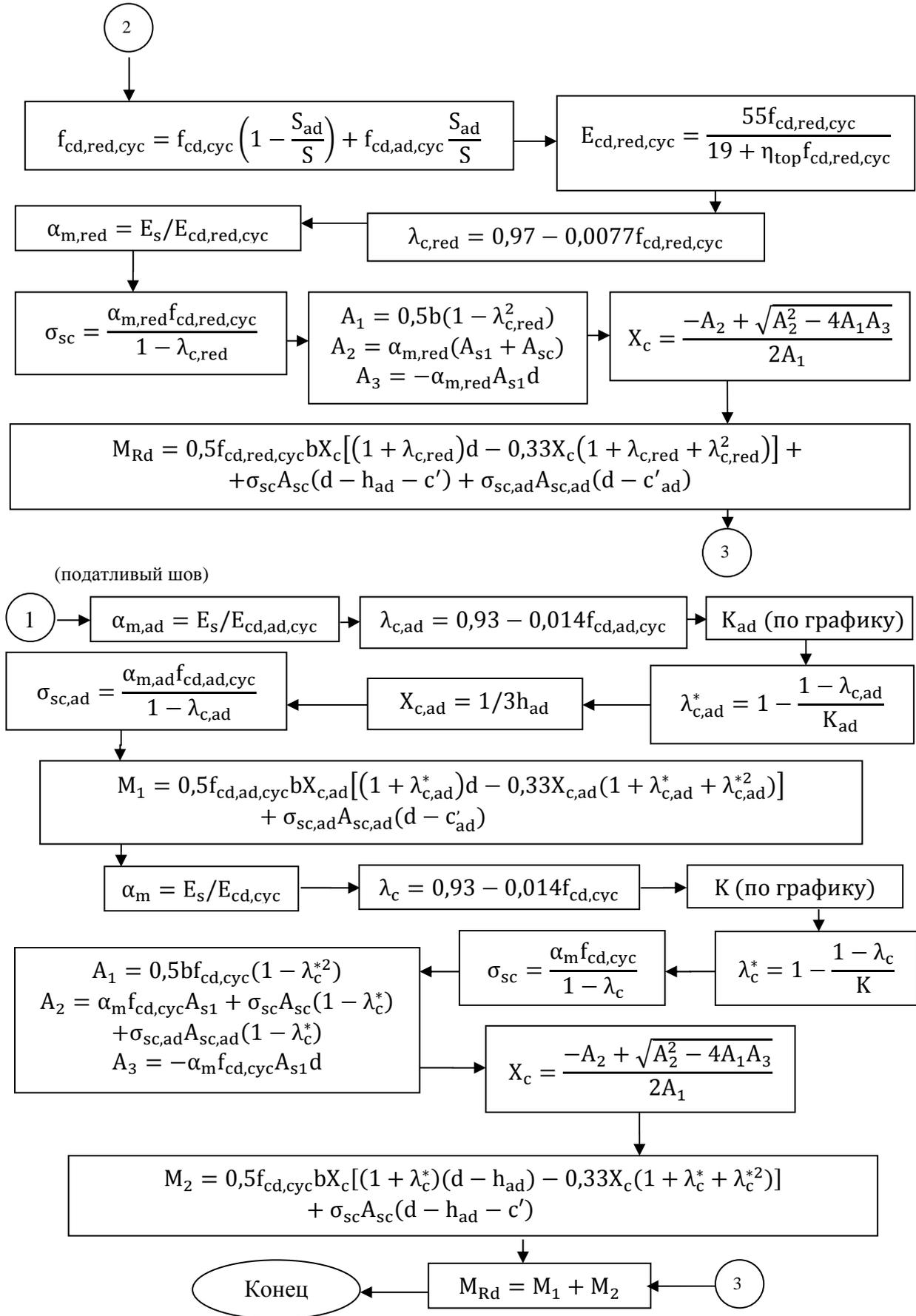


Рисунок Б.6 – Алгоритм расчета прочности нормальных и наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны



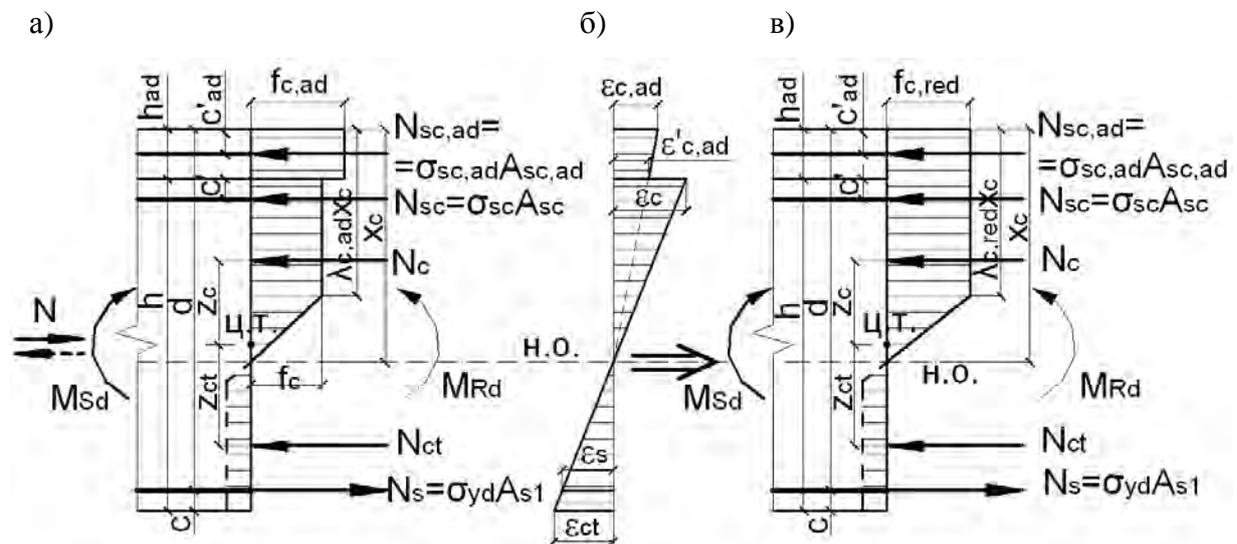
Окончание рисунка Б.6



### Б.5 Упрощенный метод расчета прогибов изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при малоцикловом нагружении

Учитывая изменение прочности бетона в зависимости от режима нагружения, начального модуля упругости бетона, а также проявление в арматурной стали явления наклепа, можно произвести расчет относительных деформаций бетона и арматуры по классическим формулам с достаточной достоверностью.

На рисунке Б.7 представлена схема внутренних усилий в сечении изгибаемого элемента.



а – эпюра напряжений в сечении усиленного изгибаемого железобетонного элемента; б – эпюра деформаций; в – эпюра напряжений для приведенного значения прочности бетона

Рисунок Б.7 – К определению относительных деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры

При расчете следует учитывать, что предельная сжимаемость бетона в сжатой зоне сборных железобетонных балок больше, чем при испытаниях стандартных образцов на сжатие, за счет поддерживающего влияния менее нагруженных частей конструкции. Это связано с тем, что прочность сжатого бетона при изгибе по своей величине несколько превышает призмную прочность при сжатии:

$$\sigma_c^{изг} = 1,25\sigma_c . \quad (Б.30)$$

Относительные деформации сжатого бетона при действии малоциклового нагружения  $\varepsilon_{cc,cyc}$  определяются по формулам:

$$\varepsilon_{cc,cyc} = \varepsilon_{cl}^{изг} = 0,7(1,25f_{c,cyc,red})^{0,31} ; \quad (Б.31)$$

$$\varepsilon_{cc,cyc}^{ОМП} = \varepsilon_{cl}^{ОМП изг} = (1,25f_{c,cyc,red}^{ОМП})^{1,07-\eta_{кр}^0} . \quad (Б.32)$$

Деформации растянутой арматуры  $\varepsilon_s$  предложено определять следующим образом:

– если расчетные напряжения в арматуре  $\sigma_s$  не превышают предела текучести стали  $f_s$  ( $\sigma_s < f_s$ ), то

$$\varepsilon_{s,cyc} = \sigma_s / E_s ; \quad (Б.33)$$

– если расчетные напряжения в арматуре  $\sigma_s$  не менее предела текучести стали ( $\sigma_s \geq f_s$ ), то

$$\varepsilon_{st,cyc} = \eta_{top} f_s / E_s . \quad (Б.34)$$

В. И. Мурашевым бетон рассматривался как упругопластический материал, и для установления зависимости между деформациями растянутой арматуры и сжатого бетона была принята гипотеза плоских сечений, а эпюра напряжений по высоте сжатой зоны бетона принималась прямоугольной формы. На основе этих предпосылок было получено выражение для определения средней кривизны оси изгибаемого элемента при чистом изгибе в следующем виде:

$$\left( \frac{1}{r} \right) = \varphi = \frac{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm}}{d} . \quad (Б.35)$$

Таким образом, кривизну железобетонных изгибаемых элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, можно определить исходя из значений средних относительных деформаций сжатого бетона  $\varepsilon_{cc,cyc}$  и растянутой арматуры  $\varepsilon_{st,cyc}$  на участке между трещинами по формуле

$$\left( \frac{1}{r} \right)_{cyc} = \frac{\varepsilon_{cc,cyc} + \varepsilon_{st,cyc}}{d} . \quad (Б.36)$$

Изгибная жесткость элемента

$$B_{\text{cyc}} = \frac{M_{\text{Sd}}}{\left(\frac{1}{r}\right)_{\text{cyc}}} . \quad (\text{Б.37})$$

Прогибы опытных балок определяются по формуле

$$a_{\text{cyc}} = \alpha_k \frac{M_{\text{Sd}} \ell_{\text{eff}}^2}{B_{\text{cyc}}} = \alpha_k \left(\frac{1}{r}\right)_{\text{cyc}} \ell_{\text{eff}}^2 . \quad (\text{Б.38})$$

Для конструкций с недостаточной обеспеченностью жесткости контактного шва (разрушение по наклонному сечению) расчетный прогиб увеличивается на 30 %, т. е.  $a_{\text{cyc}}^{\text{накл}} = 1,3a_{\text{cyc}}$  .

***Б.6 Упрощенный метод расчета ширины раскрытия трещин изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при малоцикловом нагружении***

Так как в результате действия нагрузок малоциклового характера в бетоне сжатой зоны и в растянутой арматуре происходит накопление пластических деформаций, то для расчета ширины раскрытия трещин возможно использование методики, потому что другие методики, в которых в расчет вводятся эмпирические коэффициенты, учитывающие характер нагружения (кратковременное или длительное) для малоцикловых нагружений различных режимов и уровней, не гарантируют достоверности результатов расчета.

Ширину раскрытия трещин  $w_k$ , нормальных к продольной оси элемента, рекомендуется определять по значениям средних относительных деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры с учетом знака. Если в формулу ввести значения относительных деформаций по модулю и заменить  $S_{r,\text{max}}$  на  $S_r$ , то упрощенная формула будет иметь вид:

– для расчета ширины раскрытия нормальных трещин

$$w_k = S_r (\varepsilon_{\text{cc,cyc}} + \varepsilon_{\text{st,cyc}}) ; \quad (\text{Б.39})$$

– для расчета ширины раскрытия наклонных трещин

$$w_{k,cyc}^{накл} = S_r (\varepsilon_{cc,cyc}^* + \varepsilon_{st,cyc}) , \quad (Б.40)$$

где

$$\varepsilon_{cc,cyc}^* = k_{crc,ad} \varepsilon_{cc,cyc} . \quad (Б.41)$$

Проверка изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям (по полосе и по трещине) при действии малоциклового нагружения может быть произведена по методике, представленной в действующих нормативных документах с учетом изменения прочностных и деформативных характеристик бетона ( $f_{c,cyc}$ ,  $E_{c,cyc}$ ) в зависимости от режима нагружения.

Расчет изгибающего момента, воспринимаемого сечением, для обеспечения прочности по наклонной трещине производится следующим образом:

$$M_{Rd} = M_s + M_{sw} + M_{s,inc}, \quad (Б.42)$$

где  $M_s$  – изгибающий момент от продольного усилия в продольной арматуре, пересекающей растянутую зону наклонного сечения относительно оси, перпендикулярной плоскости действия момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий  $N_c$  в сжатой зоне сечения;

$M_{sw}$  – изгибающий момент относительно той же оси от усилий в хомутах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения;

$M_{s,inc}$  – изгибающий момент относительно той же оси от усилий в отгибах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения.

На рисунках Б.8 и Б.9 представлен алгоритм расчета прогибов ширины раскрытия трещин для изгибаемых железобетонных элементов при действии малоциклового нагружения.

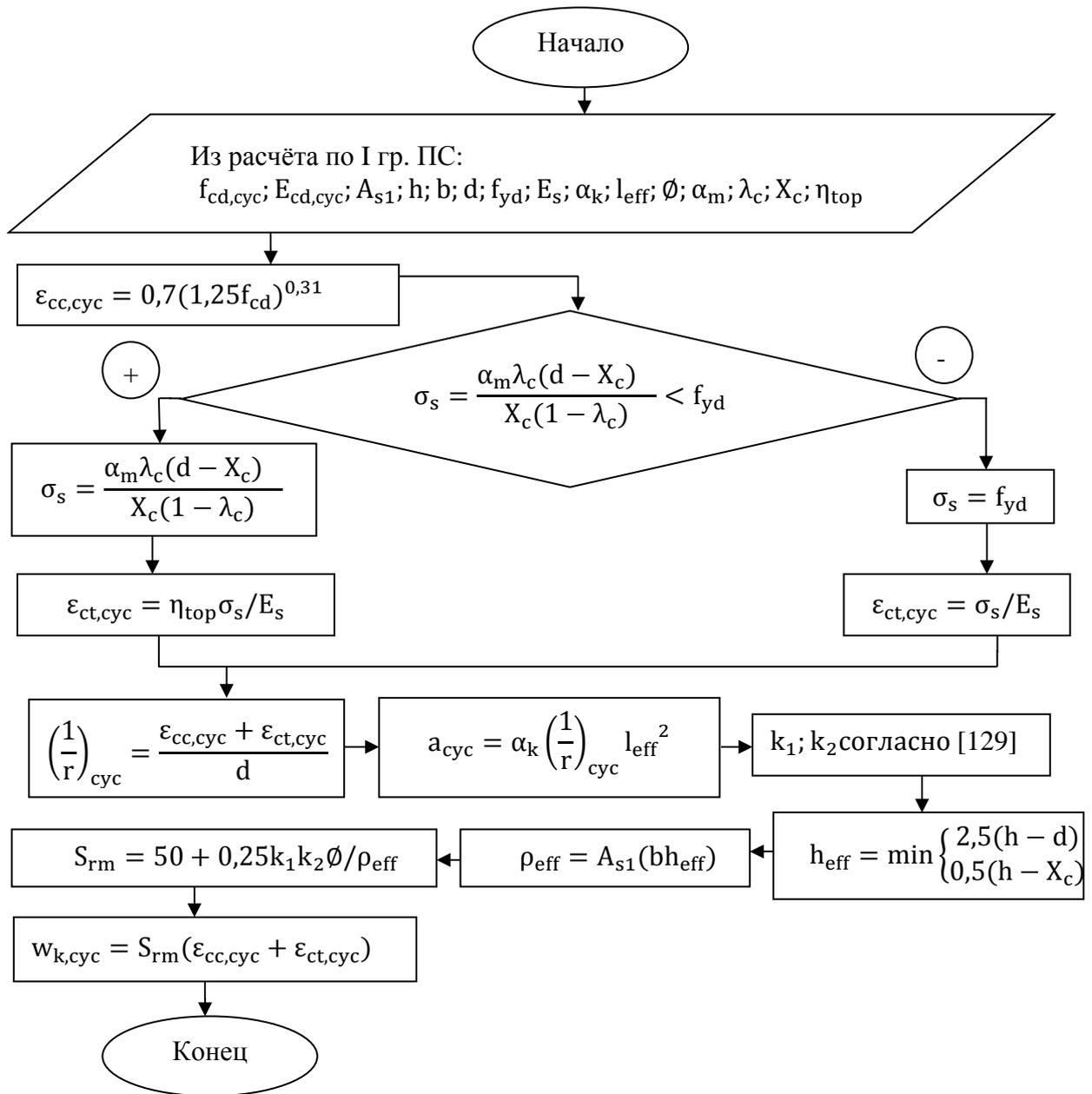


Рисунок Б.8 – Алгоритм расчёта прогибов и ширины раскрытия трещин изгибаемых железобетонных элементов при малоцикловом нагружении

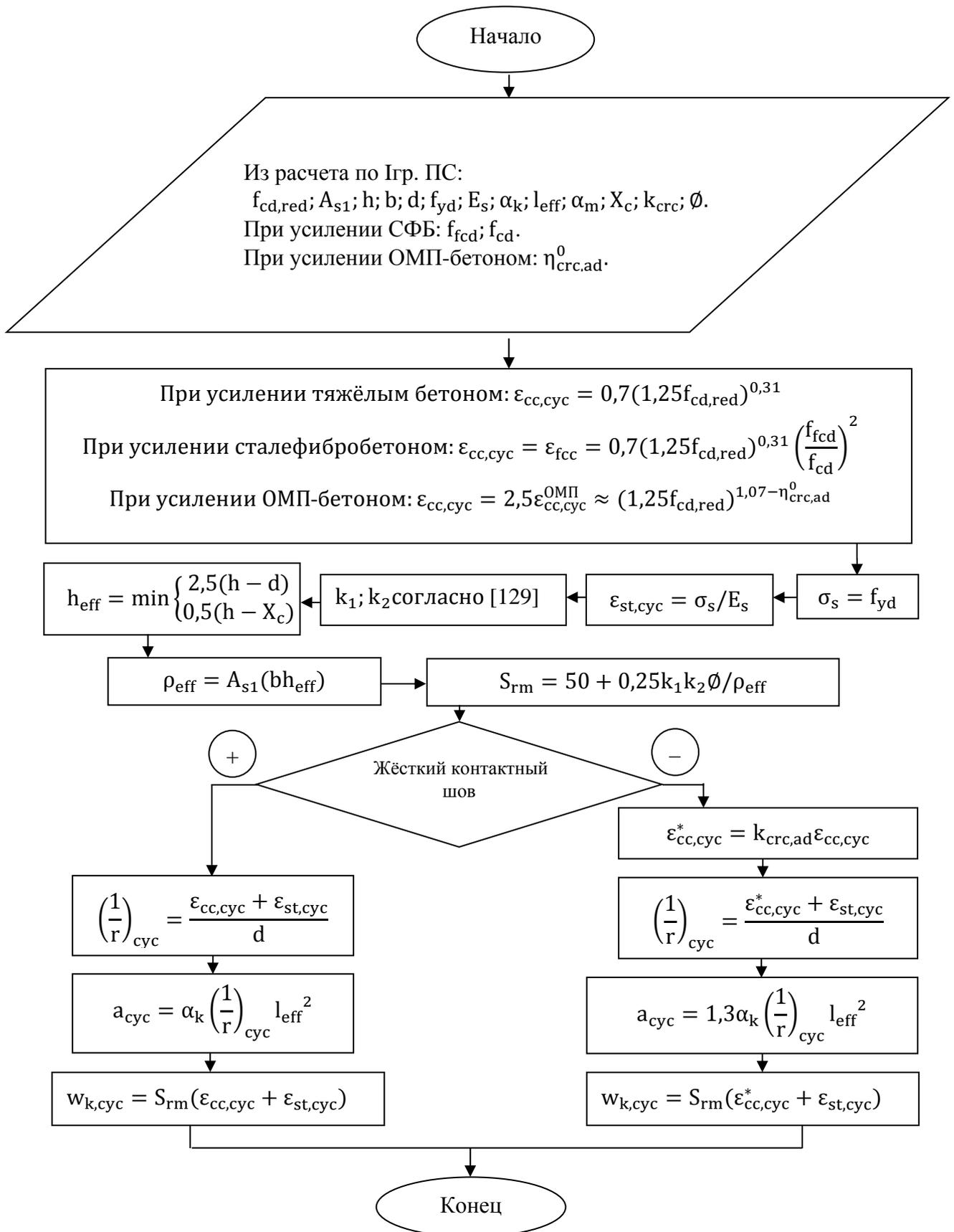


Рисунок Б.9 – Алгоритм расчёта прогибов и ширины раскрытия трещин для изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сечений в сжатой зоне, при малоцикловом нагружении

### Б.7 Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов таврового сечения по упругопластической модели

Проверочный расчет несущей способности железобетонной изгибаемой конструкции приведен для сечения тавровой формы, как для наиболее общей и распространенной, где наиболее полно используются прочности бетона и арматуры. На рисунке Б.10 представлены основные типы напряженного состояния изгибаемого элемента.

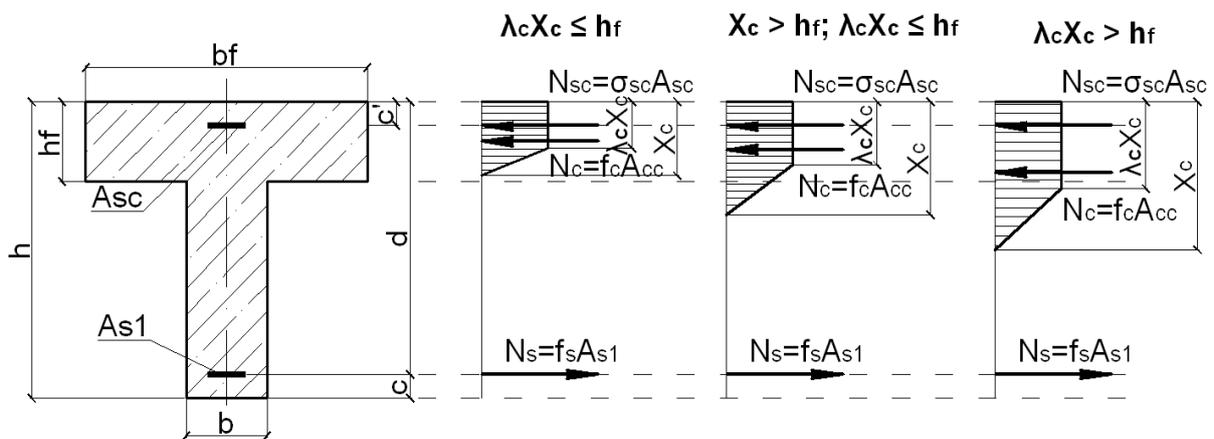


Рисунок Б.10 – Варианты напряженного состояния изгибаемого железобетонного элемента

Проверка несущей способности нормальных сечений изгибаемого железобетонного элемента тавровой формы сечения производится из условия:

– если  $X_c \leq h_f$ , то

$$M_{Sd} \leq 0,5f_c b_f X_c \left[ (1 + \lambda_c)d - 0,33x(1 + \lambda_c + \lambda_c^2) \right] + \sigma_{sc} A_{sc} (d - c'); \quad (\text{Б.43})$$

– если  $X_c > h_f, \lambda_c X_c \leq h_f$ , то

$$M_{Sd} \leq 0,5f_c \left\{ b_f X_c \left[ (1 + \lambda_c)d - 0,33X_c(1 + \lambda_c + \lambda_c^2) \right] - \frac{b_f - b}{x(1 - \lambda_c)} (X_c - h_f) \left[ d - 0,33(X_c + 2h_f) \right] \right\} + \sigma_{sc} A_{sc} (d - c'); \quad (\text{Б.44})$$

– если  $\lambda_c X_c > h_f$ , то

$$M_{sd} \leq 0,5f_c \left\{ b_f X_c \left[ (1 + \lambda_c)d - 0,33x(1 + \lambda_c + \lambda_c^2) \right] - h_f (b_f - b)(2d - h_f) \right\} + \sigma_{sc} A_{sc} (d - c'). \quad (\text{Б.45})$$

Коэффициент пластичности бетона  $\lambda_c$  определяется следующим образом:

$$\lambda_c = 0,93 - 0,014f_c. \quad (\text{Б.46})$$

Высоту сжатой зоны  $x$  находят из квадратного уравнения

$$A_1 X_c^2 + A_2 X_c + A_3 = 0. \quad (\text{Б.47})$$

В случае:

– если  $X_c \leq h_f$ , то

$$A_1 = f_c b_f (1 + \lambda_c); \quad (\text{Б.48})$$

$$A_2 = \alpha_m A_{s1} - \frac{1 - \lambda_c}{f_c} (f_s A_{s1} \alpha_m - \sigma_{sc} A_{sc} \alpha_{m,c}); \quad (\text{Б.49})$$

$$A_3 = -\alpha_m A_{s1} c'; \quad (\text{Б.50})$$

– если  $X_c > h_f$ ,  $\lambda_c X_c \leq h_f$ , то

$$A_1 = 0,5(b - b_f \lambda_c^2); \quad (\text{Б.51})$$

$$A_2 = \alpha_m A_{s1} + h_f (b_f - b) - \frac{1 - \lambda_c}{f_c} (f_s A_{s1} \alpha_m - \sigma_{sc} A_{sc} \alpha_{m,c}); \quad (\text{Б.52})$$

$$A_3 = -\alpha_m A_{s1} c' - 0,5h_f^2 (b_f - b); \quad (\text{Б.53})$$



– если  $\lambda_c X_c > h_f$  , то

$$A_1 = 0,5(1 - \lambda_c) ; \quad (\text{Б.54})$$

$$A_2 = \alpha_m A_{s1} - \frac{1 - \lambda_c}{f_c} \left[ f_c h_f (b_f - b) - f_s A_{s1} \alpha_m + \sigma_{sc} A_{sc} \alpha_{m,c} \right] ; \quad (\text{Б.55})$$

$$A_3 = -\alpha_m A_{s1} c' . \quad (\text{Б.56})$$

Проектирование усиления методом наращивания сечения и проверку несущей способности железобетонных конструкций выполняют по изложенной выше методике, при этом геометрические характеристики приведенного бетона усиленной конструкции определяются с учетом бетона намоноличивания. В расчете арматура усиления и арматура основной конструкции учитываются отдельно со своими геометрическими, прочностными и деформативными характеристиками.

## Оглавление

<b>Введение</b> .....	3
<b>1 Обзор исследований работы изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, и работы бетонов, используемых для усиления</b> .....	4
1.1 Усиление нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов методом наращивания сжатой зоны.....	4
1.2 Особенности работы тяжёлого бетона в условиях малоциклового нагружения.....	11
1.3 Особенности работы сталефибробетона .....	16
1.4 Бетон с использованием отходов литейно-металлургических производств в качестве мелкого заполнителя.....	20
1.5 Работа изгибаемых железобетонных элементов при малоцикловом нагружении.....	25
1.6 Расчёт изгибаемых элементов с усиленной сжатой зоной.....	27
1.7 Расчёт прочности контактного шва.....	43
<b>2 Программа и методика экспериментальных исследований</b> ...	52
2.1 Характеристика опытных образцов.....	52
2.2 Программа испытания опытных образцов.....	58
2.3 Материалы и технология изготовления опытных образцов.....	64
2.4 Методика испытания опытных образцов.....	72
<b>3 Экспериментальные исследования работы бетонов при статическом и малоцикловом нагружениях</b> .....	80
3.1 Прочность и деформативность бетонов при статическом нагружении.....	80
3.2 Прочность и деформативность бетона при малоцикловом нагружении.....	88
3.3 Трансформация диаграмм деформирования тяжёлого бетона и ОМП-бетона при малоцикловом нагружении.....	108
<b>4 Результаты исследований и уточненная методика расчёта прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны</b> .....	125
4.1 Напряжённо-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны.....	125
4.2 Прочность сечений опытных балок.....	130
4.3 Прочность контактного шва в сжатой зоне.....	147

4.4 Алгоритм расчёта прочности сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны.....	148
4.5 Предложения по расчёту сечений по деформациям.....	152
4.6 Трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при малоцикловом нагружении.....	176
<b>5 Оценка точности предлагаемой расчётной модели .....</b>	<b>188</b>
5.1 Численное исследование эксперимента.....	188
5.2 Обеспеченность точности определения несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при статическом и малоцикловом нагружениях.....	190
5.3 Обеспеченность точности определения прогибов изгибаемых железобетонных элементов при статическом и малоцикловом нагружениях.....	202
5.4 Обеспеченность точности определения ширины раскрытия трещин в изгибаемых железобетонных элементах при статическом и малоцикловом нагружениях .....	211
<b>Заключение.....</b>	<b>220</b>
<b>Список литературы.....</b>	<b>222</b>
<b>Приложение А. Карты трещин опытных балок.....</b>	<b>243</b>
<b>Приложение Б. Рекомендации по расчёту прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружениях.....</b>	<b>249</b>



Научное издание

**Семенюк Славик Денисович**  
**Москалькова Юлия Георгиевна**

**ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ  
ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ,  
УСИЛЕННЫХ НАРАЩИВАНИЕМ СЖАТОЙ ЗОНЫ,  
ПРИ СТАТИЧЕСКОМ И МАЛОЦИКЛОВОМ  
НАГРУЖЕНИЯХ**

Редактор Т. А. Рыжикова

Художественное оформление обложки В. П. Бабичева

Технический редактор А. А. Подошевко

Компьютерный дизайн Н. П. Полевничая

Подписано в печать 27.01.2017. Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.  
Печать трафаретная. Усл. печ. л. 15,93. Уч.-изд. л. 17,0. Тираж 100 экз. Заказ № 72.

Издатель и полиграфическое исполнение:  
Государственное учреждение высшего профессионального образования  
«Белорусско-Российский университет».

Свидетельство о государственной регистрации издателя,  
изготовителя, распространителя печатных изданий  
№ 1/156 от 24.01.2014.

Пр. Мира, 43, 212000, Могилев.