

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Тольяттинский государственный университет»

АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ

(институт)

Городское строительство и хозяйство

(кафедра)

08.04.01 «Строительство»

(код и наименование направления подготовки)

Техническая эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений

(наименование профиля магистерской программы)

МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ

на тему «Методы определения трещинообразования в изгибаемых
железобетонных элементах без предварительного напряжения»

Студент

Ю.С. Афанасьева

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

Научный

В.А. Ерышев

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

руководитель

Консультанты

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

Руководитель

программы

Д.Т.Н.,

профессор

В.А.Ерышев

(ученая степень, звание, И.О. Фамилия)

(личная подпись)

« ____ » _____ 20 ____ Г.

Допустить к защите

Заведующий кафедрой к.т.н., доцент Д.С. Тошин

(ученая степень, звание, И.О. Фамилия)

(личная подпись)

« ____ » _____ 20 ____ Г.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
Глава 1 Основные нормы и расчетные предпосылки по методике СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции	7
1.1 Процесс трещинообразования в железобетонных элементах и этапы трещинообразования	7
1.2 Основные положения расчета по СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции	17
1.3 Определение момента образования трещин по СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции	26
Выводы к первой главе.....	29
Глава 2 Основные нормы расчета по методике СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.....	30
2.1 Деформационные характеристики бетона и инженерные методы расчета деформаций железобетонного элемента.....	30
2.2 Расчет по методике СП 52-101-2003	38
2.3 Расчет по методу Ерышева В.А.	44
Выводы ко второй главе	55
Глава 3 Сравнение опытных и расчетных данных	56
3.1 Опытные данные Д.С. Тошина.....	57
3.2 Опытные данные Ж.С. Нугужина	62
3.3 Опытные данные В.А. Ерышева	64
3.4 Опытные данные Кузнецова.....	67
3.5 Методика испытаний опытного образца.....	70
Выводы к третьей главе.....	83

ЗАКЛЮЧЕНИЕ	84
СПИСОК ПУБЛИКАЦИЙ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ.....	85
СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	86
ПРИЛОЖЕНИЕ	90

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. Строительство и архитектура XX в. неразрывно связаны с железобетоном. Изобретенный в середине XIX столетия, железобетон только с 20-х годов нашего века получил в строительстве то значение, которое выдвинуло его на первое место в несущих и ограждающих конструкциях. В СССР железобетон получил широкое развитие в послевоенные годы. С того времени в нашей стране возведено и введено в эксплуатацию более 2500 предприятий по производству сборного железобетона. В настоящее время производится до 200 млн. м³ сборных изделий, в том числе — более 100 млн. м³ железобетонных конструкций. Их применение обеспечивало значительное снижение трудоемкости строительства и резкое повышение производительности труда. Широкое применение железобетонных конструкций объясняется многочисленными достоинствами железобетона — повышенной прочностью, долговечностью, огнестойкостью, сопротивлением на сжатие, хорошим сопротивлением атмосферным воздействиям. Пластичность бетона во влажном состоянии позволяет легко изготавливать изделия разнообразной формы, а арматура придает ему прочность при сопротивлении на растяжение, которой бетон не обладает. Одной из главных задач капитального жилого и промышленного строительства является возрастающая эффективность производства. Для выполнения этой задачи, в частности, требуется значительный рост качества проектных решений железобетонных конструкций.

Совершенствование конструктивных решений и железобетонных конструкций зависит от способов и методов расчета, обеспечивающих необходимую прочность и надежность с учетом колоссальной экономии строительных материалов. При этом важнейшая роль принадлежит реализации положений свода правил и норм по проектированию железобетонных

конструкций, отражающих достижения российской науки и практического проектирования железобетонных конструкций.

На сегодняшний день существует ряд нормативных документов, устанавливающих основные правила расчета и проектирования конструкций СНиП 2.03.01-84*, и более актуальный СП 52-101-2003. Расчет ведется по предельным состояниям, в расчетах используются линейные диаграммы деформирования материалов. Изменения, принятые в новых нормах, были вызваны в основном развитием самих железобетонных конструкций, совершенствованием технологии изготовления и производства, часто предъявляющей специфические требования к конструкциям, кроме того появлением и широким распространением бетонов повышенной прочности и высокопрочных арматур, разнообразных видов легких бетонов – всё это требует создания необходимой расчетной основы, без которой использование этих новейших материалов было бы исключено.

Вторая причина введения новых норм – развитие теории железобетона. Эта теория должна находиться в непрерывном совершенствовании посредством работы многочисленных ученых, проектировщиков и исследователей. В результате находят новые методики и вариации расчета, стимулирующие снижение расхода материалов в железобетонных конструкциях, к увеличению долговечности строений.

Кроме того, введение в пользование свода правил обусловлено специфическими причинами. Переход контроля прочности бетона от его усредненной кубиковой прочности (марка), к нормативной кубиковой прочности обеспеченностью 0,95, выражаемая классом бетона. Данный контроль аналогичен контролю прочности арматуры, призван стимулировать производителей бетона к изготовлению более однородного бетона, что впоследствии приводит к экономии цемента и других составляющих.

В развитие новых норм и сводов правил выпущены пособия, которые приводят положения, характеризующие требования норм, детализирующие способы расчета, дополнительные материалы для проектирования. Но как в

нормах, аналогично и в пособиях не приводятся в достаточной степени предпосылки, положенные в основу необходимых расчетных формул, не приводятся выводы этих формул, физический смысл зависимостей, необходимое обоснование инженерных, приближенных способов расчета. Знание данной информации необходимо для проектирования железобетонных конструкций. Сознательное применение изложенных выше методов расчета поможет избежать некоторых ошибок.

При усилении под действующей нагрузкой нормативный метод расчета не оценивает влияние изначальных напряжений и деформаций в усиливаемой конструкции на несущую способность усиленной части, потому как в расчете по предельным состояниям не рассмотрено напряженно-деформированное состояние конструкции до усиления и исключена возможность учета поэтапности загрузки и усиления.

На основании вышеизложенного, в наше время остается актуальной проблема развития теории и методик расчета усиливаемых железобетонных конструкций, с учетом данных предварительного нагружения и использования фактических диаграмм деформирования материалов.

Цель: произвести сравнительный анализ результатов расчета моментов трещинообразования в изгибаемых железобетонных конструкциях в соответствии с действующими нормативными документами с опытными данными некоторых авторов и разработать метод расчета на основе деформационной модели.

Задачи диссертационной работы:

- провести расчет конструкций по действующим нормам;
- проанализировать полученные данные и причины расхождений;
- систематизировать результаты ряда экспериментов;
- провести сравнительный анализ полученных расчетных данных с опытными;
- разработать метод расчета на основе деформационной модели;

– сделать вывод об эффективной методике расчета, позволяющей проектировать экономичные конструкции.

Методы исследования: в процессе работы были применены теоретические и экспериментальные методы исследования.

Научная новизна диссертации. Сравнительный анализ расчетных и опытных значений моментов трещинообразования в изгибаемых железобетонных элементах с различными геометрическими и прочностными характеристиками материалов и метод расчета на основе деформационной модели.

Практическая значимость. Предложенный метод расчета момента трещинообразования может быть рекомендован для реального проектирования железобетонных конструкций и элементов.

Объем и структура диссертации. Диссертационная работа состоит из введения, 3 глав, библиографического списка из 32 наименований и приложений. Работа изложена на 96 страницах машинописного текста, содержит 12 рисунков и 20 таблиц.

Глава 1 Основные нормы и расчетные предпосылки по методике СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции

1.1 Процесс трещинообразования в железобетонных элементах и этапы трещинообразования

Бетоны - искусственные строительные материалы, состоящие из цементного камня и заполнителя. Формируется материал посредством затвердевания бетонной смеси, в составе которой крупный и мелкий заполнитель, обязательное наличие вяжущего, дистиллированной воды и в некоторых случаях при необходимости специальных добавок. Затвердевший бетон приобретает несколько более сложную структуру (молекулярное строение), от которой зависят его прочностные и деформативные свойства. При данном молекулярном строении обобщенно выделяют пару основных компонентов (элементы структуры) – матрицу в виде затвердевшего цементно-песчаного раствора и частые включения в нее зерен крупного и мелкого заполнителя, а в целом единый монолит (1,2 на рис. 1.1, а). Указанная структура бетона называется макроструктурой (макроскопической, видимой невооруженным глазом).

Прочность, долговечность и деформативность бетонов определяется: свойствами зоны контакта (границы раздела) вокруг зерен крупного заполнителя, обеспечивающей взаимную работу заполнителя и матрицы; дефектами в структуре бетона, включая: 3 – структурные трещины в матрице и на границе зерен заполнителя; 4 – крупные поры и капилляры; 5 – пустоты под зернами крупного заполнителя (прочность контактного слоя может оказаться различной под частицей крупного заполнителя и над ней).

Прочность и плотность бетона зависят от вида крупного заполнителя. Чаще всего в производство употребляют заполнители диаметром $d_3 = 10 \dots 40$

мм в виде гравия или щебня из плотных горных пород (для тяжелых бетонов плотностью 2,2...2,4 т/м³) или пористых каменных материалов естественного или искусственного происхождения типа керамзита, перлита, аглоперита (для легких бетонов плотностью 1,3...1,8 т/м³). Плотность заполнителя оказывает особое влияние на характер разрушения структуры бетона. Различают две схемы разрушения – по матрице вокруг зерен плотного заполнителя и с разрывом матрицы и зерен пористого заполнителя.

Матрицу цементно-песчаного раствора можно рассматривать как менее крупную структуру – мезоструктуру, где в качестве заполнителя используют элементы песка 2 – 5 мм, а в роли матрицы – затвердевший цементный камень (1', 2', рис. 1.1, б). Цементный камень имеет очень сложную и крайне тонкую структуру мелкого масштаба – микроструктуру (рис. 1.1, в). Заполнителем в этой структуре является непрогидратированные зерна цемента, а в качестве матрицы – сростки субмикроструктур. В свою очередь матрице субмикроструктур свойственны также микротрещины, поры, капиллярные пустоты с заполнением газообразной и остаточной (после твердения) жидкой, а также некоторой полужидкой (аморфной) фазами.

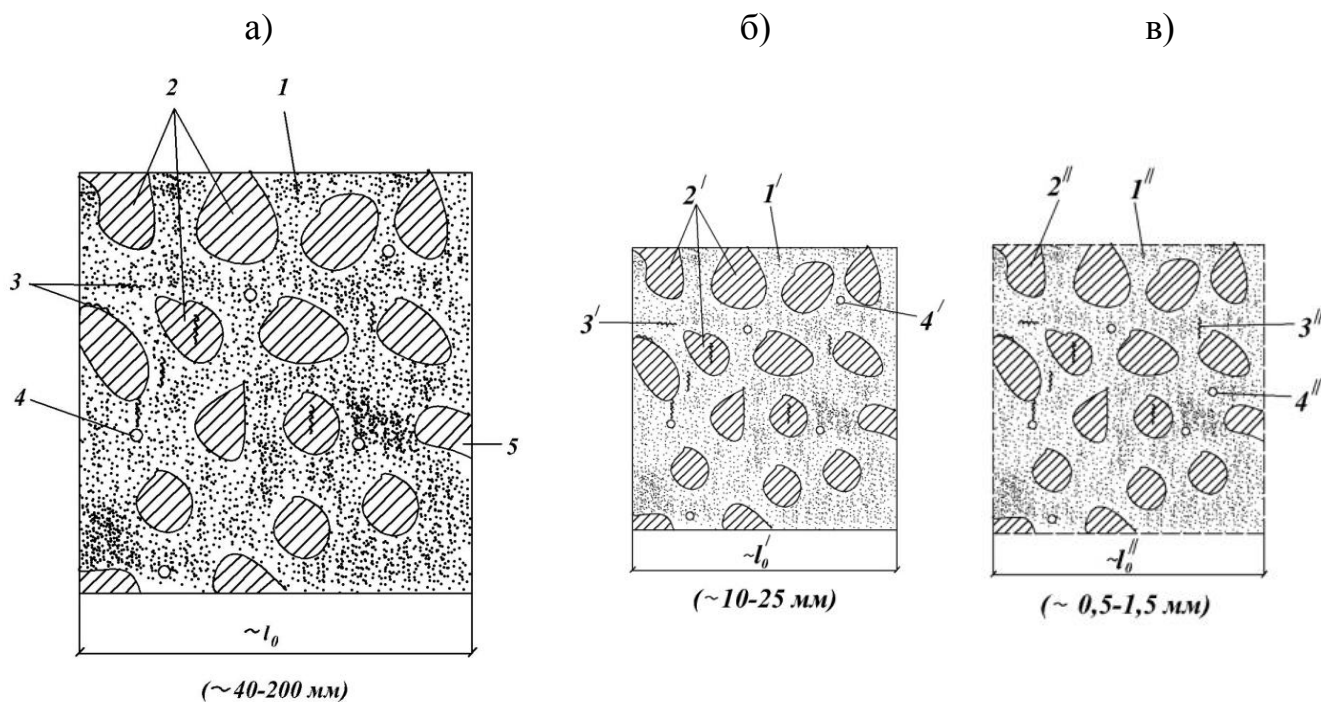


Рисунок 1.1 – Структура бетона (а) и его компоненты (б, в)

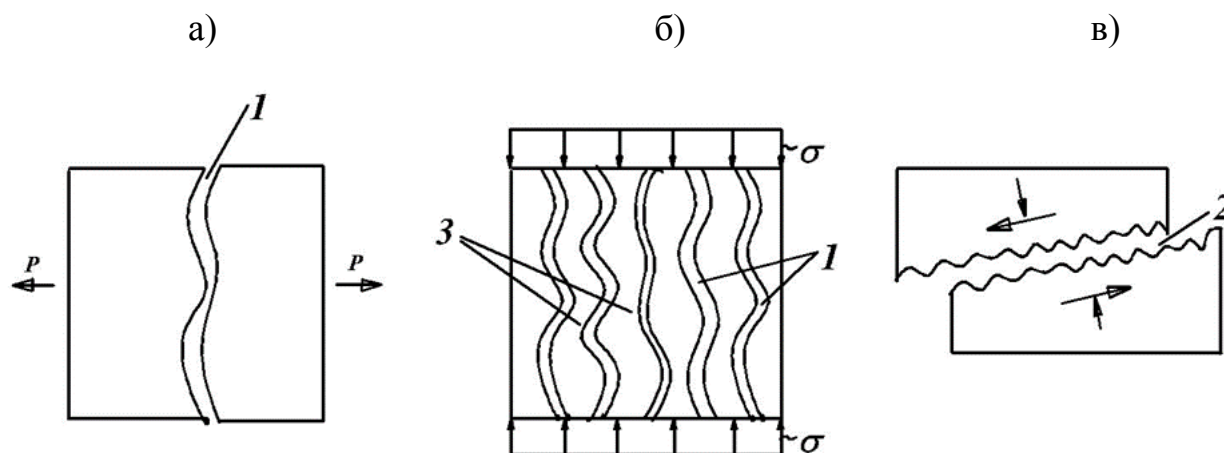
С данными фазами неразрывно переплетены основные свойства бетона, такие как ползучесть, усадка, набухание и др. Структура цементного бетона связана с его возрастом и условиями твердения. С точки зрения механики твердого тела бетонам присущи некоторые общие основополагающие свойства: локальная неоднородность, трещиноватость, физическая нелинейность (нелинейность связей между напряжениями и деформациями), конструкционная и приобретаемая анизотропия.

Разрушение бетона как материала начинается с микроразрушений отдельных элементов его структуры, которые затем развиваются и приводят к разрушению более крупных объемов, к потере несущей способности конструкций.

Источником микроразрушений являются дефекты структуры бетона (микротрещины, поры, полости), где при нагружении элемента концентрируются напряжения. Коэффициент концентрации напряжений (коэффициент превышения их средних напряжений по площади загрузки элемента) для пор в упругом материале составляет 3-10, а в вершинах трещин он может достигать $10^2 - 10^3$. Поэтому, при небольших значениях средних растягивающих напряжений в элементе, у кончиков трещин, напряжения могут достигать предельных значений, и в хрупких материалах появляется тенденция к неограниченному росту трещин (развитие трещин в упругих материалах моделируется методами механики разрушения, которая в последние десятилетия успешно развивается). Этим во многом объясняется низкая прочность бетона на растяжение по сравнению со сжатием, однако фактическая прочность бетона на растяжение с учётом тех же значений коэффициентов концентрации напряжений значительно выше, чем у хрупких материалов. Бетон при растяжении и сжатии ведёт себя как нелинейный материал. Объясняется это тем, что в отличие от однородных упругих материалов (сталь, стекло и т.д.) микротрещины в бетоне на своём пути развития встречают преграды в виде зёрен заполнителя, трещин иного

направления, пор, разрыхлённых участков цементного камня и тормозятся; уменьшается концентрация напряжений [4, 7].

Таким образом, неоднородная структура бетона, с одной стороны, является причиной возникновения внутренних трещин, а с другой – фактором, препятствующим их развитию. Существует два механизма разрушения, когда микротрещины объединяются в магистральную: отрывной (рис.1.2, а, б); сдвиговой (рис. 1.2, в).



- 1 – трещины отрыва одной части элемента от другой;
- 2 – трещина сдвига;
- 3 – полоски бетона между трещинами отрыва

Рисунок 1.2 – Механизм разрушения бетона отрывной (а, б) и сдвиговой (в)

Отрывной механизм реализуется при осевом растяжении элемента или в средней части линейного элемента при сжатии, когда его часть разделяется трещинами на полоски по направлению действия силы, которые могут разрушаться от потери устойчивости. Структурно сталь и затвердевший бетон – крайне сложные композитные материалы. Основной причиной ослабления практически всех материалов являются различные структурные неоднородности, которые в свою очередь делятся на дислокации - дефекты кристаллов, которые представляют собой линии, вдоль которых нарушается характерное для кристаллов правильное близкое расположение атомных плоскостей. Ориентация кристаллов в материале также имеет статистический

характер, поэтому современные данные о прочности и деформативности, как основных свойствах бетона и стали, главным образом, основаны на многочисленных экспериментах, позволяющих получать средние эмпирические данные, т.е. данные, сводящие материал к каждому отдельно взятому элементу однородного и изотропного тела.

Необходимо обозначить, что соответствие экспериментальным данным в каждом конкретном случае не всегда однозначно может послужить надежным критерием достоверности и правильности определенного представления о физической природе материала, это затрагивает только технические трудности при проведении эксперимента и неучтенности ряда факторов отдельными исследователями (субъективный фактор). Другими словами, при достоверной обработке данных эксперимента, он является главным критерием истинности принимаемых гипотез.

При этом степень рассмотрения структуры бетона и соответственная замена его модельным объектом должны соответствовать экспериментальным исследованиям в плане технических возможностей, которые прежде всего задаются уровнем, точностью эксплуатируемой измерительной техники. В этом смысле, конечно, не нужно дожидаться специальных разработок новейших приборов для изучения физической составляющей явлений, происходящих в железобетоне – формирование теории базируется на основе экспериментов достигнутого уровня. В данных условиях важно не ограничиваться общими качественными мнениями о явлении, а подойти к количественным характеристикам отдельных его частей в виде величин, поддающихся измерению. Установленные количественные законы позволяют правильно схематизировать изучаемое явление, т.е. пренебречь общими чертами явления, несущественными для рассматриваемого обзора вопросов. Именно понимание в значительной степени того, почему наблюдаемое явление подчиняется тем или иным установленным законам, открывает верный путь к разработке теории материала. Теория в дальнейшем способствует концентрации внимания экспериментатора на ранее

неизвестных особенностях явления [5, 6]. Так, поэтапно, сложное и не ясное прежде явление становится вполне понятным, объяснимым и управляемым.

В новейших исследованиях железобетона [2, 8, 10, 11] наряду с механическими и электротензометрическими приборами высокой точности, фотоупругими и акустическими методами, разработаны и применяются рентгеноскопия, микрофотография, микроскопия, рентгенография, кроме того термодфектоскопия и методика ртутной параметрии. Современный приборный уровень также позволяет провести анализ бетона на уровне композитного материала. В той же степени учитывается, что большинство накопленных знаний и экспериментальных данных получены с применением механических, акустических, электротензометрических приборов и методов, то их анализ требуется проводить пока по усредненным данным. Процесс усреднения приводит к повышению точности, так как результат каждого отдельного измерений имеет как положительное, так и отрицательное отклонение от точного значения, поэтому происходит взаимная компенсация. Однако, не является исключением из такого анализа и данные проведенных исследований бетона на микроуровне, так как осознание физического процесса происходящего в структуре бетона подсказывает выбор наиболее актуальной модели, характеризующей его сопротивление.

Известно, что сопротивление бетона на растяжение значительно слабее относительно сопротивления на сжатие. В сжатом бетоне, еще далеко до разрушения и потери прочности, активно образуются микротрещины. Такие трещины в тяжелых бетонах развиваются по границе между заполнителем и цементным камнем, в лёгких – по границе частиц заполнителя цементного камня. Последнее связано прежде всего с соответствующей прочностью, а также модулем упругости заполнителя и цементного камня. С увеличением нагрузки микротрещины преумножаются, объединяясь в микротрещины более менее значительной протяженностью. Затем, при продолжении действия нагрузки, эти трещины значительно раскрываются, перерастая в магистральные трещины, и образец делится на части. Поэтому для бетона

оптимально ограничивать уровень рассмотрения его модели как одно родного и изотропного материала, уровнем начала образования макротрещин (верхняя грань образования микротрещин в бетоне).

Анализируя усредненные данные, особый интерес может представлять метод оценки характера изменения структур в бетоне на основе диаграмм состояния, полученных в результате измерений приборов ультразвуковых и тензометрических при центральном сжатии призм.

Процесс трещинообразования в железобетонных конструкциях и элементах – явление разнообразное и достаточно сложное, для феноменологического описания которого необходимо привлечение ряда теорий и гипотез о совместной работе двух разнородных материалов.

Сложность и многообразность процесса трещинообразования заключены в том, что параметры отдельных блоков, на которые последовательно делится элемент в процессе трещинообразования, различны и зависят от многих факторов: усилия в арматуре и ее основных геометрических характеристик (длина, диаметр, тип профиля), процента армирования, вида эпюры, марки и класса, прочности бетона на растяжение, сжатие и других факторов. Основная задача при определении расстояния между трещинами и ширины их раскрытия является установление закономерности модифицирования усилий в арматуре на участке перераспределения усилий с арматуры на бетон между трещинами.

В работе над изучением деформационного эффекта, возникающего прежде всего из-за обрушения сплошность бетона в железобетонных элементах, крайне интересным представляется явление разрушения от текучести арматуры.

При работе на изгиб в растянутой зоне железобетонного элемента образуются трещины, а сам бетон вступает в следующую стадию своей работы. Исследуя напряженно-деформированное состояние, вопрос о моменте трещинообразования в растянутой зоне имеет превалирующее значение.

В некоторых проведенных экспериментах наших исследователей с применением усиленной рабочей продольной арматуры, при наличии некоторой полки в сжатой зоне выбранного сечения и крайне тонкое и высокое

ребро дают результат, что в процессе нагружения наблюдается активное развитие трещин не в растянутой части сечения, а над продольной арматурой. Затем данное развитие продолжается вверх и вниз. Такая картина трещинообразования отмечена в экспериментах Я.М. Немцовского.

Проведенные текущих экспериментов и анализ проведения испытаний многих других авторов [15, 16, 17, 23, 25, 30 и др.] позволяет внести уточнения основных стадий протекания трещинообразования в напряженно-деформированных состояниях сечений железобетонных элементов, представленных ниже.

С образованием трещин в растянутой зоне нарушается сплошность бетона, изгибаемый железобетонный элемент вступает в следующую стадию своей работы, поэтому момент трещинообразования имеет принципиальное значение. Выделяют четыре этапа процесса трещинообразования в железобетонном элементе (рис. 1а).

Первый этап (рис. 1б). Трещин нет. Нарушается равномерность распределения деформаций бетона растянутой грани. Деформации в тех сечениях, в которых с ростом нагрузки в дальнейшем образуются трещины, интенсивно увеличиваются за счет развития микротрещин. Работа бетона и арматуры практически упругая. Напряжения в сечениях распределяются по линейному закону.

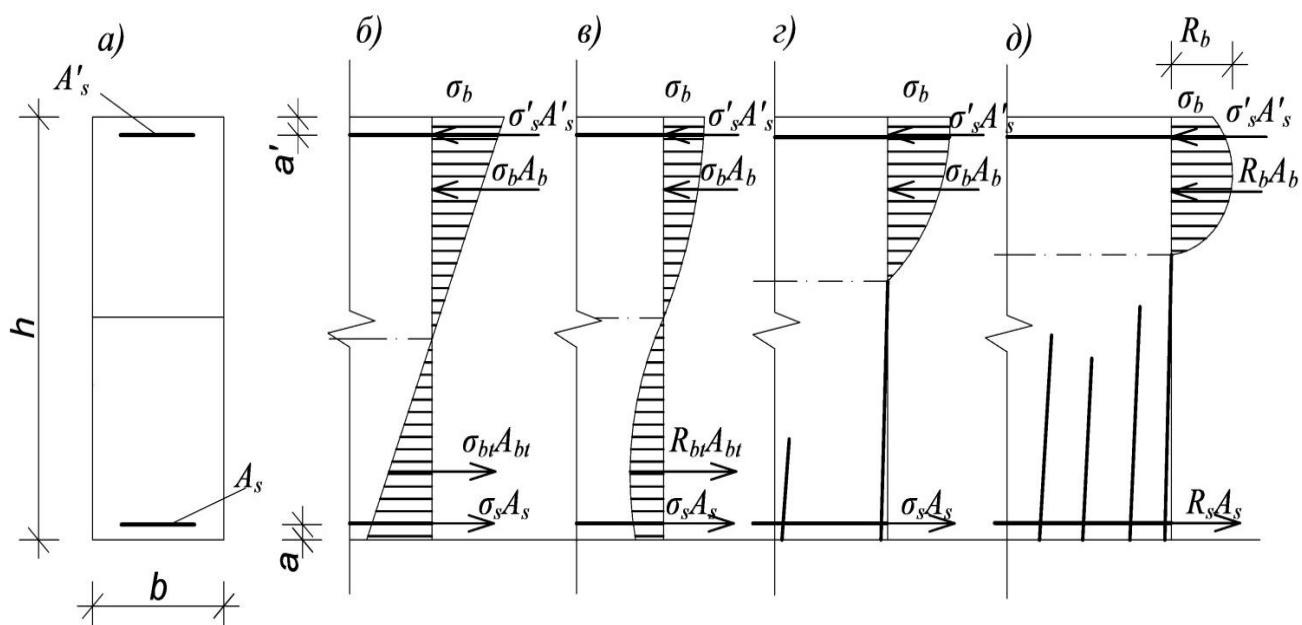


Рисунок 1.3 – Этапы напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов

Второй этап (рис. 1в). Микротрещины достигают уровня арматуры, появляется неравномерность распределения деформаций по длине арматурного стержня. Появились трещины. В процессе нагружения может возникнуть несколько уровней трещинообразования. В растянутой зоне в сечении с трещиной растягивающие усилия воспринимаются только арматурой. С увеличением нагрузки растягивающие напряжения в бетоне σ_{bt} приближаются к пределу прочности при растяжении R_{bt} , но деформации еще меньше предельных. Эпюры напряжений бетона - криволинейные, при этом на диаграмме " $\sigma_b - f_b$ " может появиться ниспадающая ветвь. На участке между трещинами, являющимися зоной активного сцепления, бетон и арматура относительно друг друга взаимно смещаются $\delta_g(x) = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_{bt}(x)$. Эпюра напряжений искривляется, нейтральная ось смещается к сжатому краю сечения, а деформации крайнего волокна растянутой зоны достигают предельных значений $\varepsilon_{bt,u}$. Далее напряжение в растянутой арматуре в сечении с трещиной достигает предела текучести. Между имеющимися трещинами могут появляться новые (следующий уровень трещинообразования).

Третий этап (рис. 1г). Образование заметно видимых трещин ($a_{cr}=0,05-0,1$ мм). На графиках «нагрузка – деформации арматуры» появился перелом. В растянутой зоне в сечении с трещиной растягивающие усилия воспринимаются только арматурой. На участках между трещинами, которые остаются зоной активного сцепления, продолжается смещение арматуры и бетона. Усилия в сжатом бетоне могут достигнуть предела прочности при сжатии, однако деформации меньше предельных.

Четвертый этап (рис. 1д). С ростом нагрузки трещины развиваются по высоте сечения, образуются новые трещины, уменьшается высота сжатой зоны. Напряжения в сжатой зоне бетона могут достигнуть предела прочности на сжатие R_b . В сечении с трещиной напряжение в арматуре достигают предела текучести или даже больше его значения.

Возможны следующие случаи разрушения:

- усилия в растянутой зоне арматуры между трещинами стремятся к пределу текучести (разрушение от больших прогибов);
- деформации арматуры в сечении с трещиной фактически достигают предельных значений (разрушение от разрыва арматуры);
- фибровые деформации сжатой зоны элемента достигают предельных значений (раздавливающая сила разрушает сжатый бетон);
- уменьшение высоты сжатой зоны элемента уже не компенсируется увеличением плеча внутренней пары сил (разрушение от нарушения силового равновесия);
- раскалывание бетона происходит вдоль арматуры (разрушение от потери сцепления между бетоном и арматурой).

Наклонные трещины в стенке появляются в случае исчерпания предельной растяжимости бетона. Деформации растяжения вызываются целым рядом факторов: воздействием главных растягивающих напряжений от внешних сил и усилий предварительного напряжения, неравномерной и стесненной усадкой бетона, химическими и температурными воздействиями.

1.2 Основные положения расчета по СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции

Основные механические свойства материалов обнаруживаются в экспериментальных исследованиях на одноосное растяжение и сжатие стандартных образцов. По опытным значениям истинных напряжений σ и относительных деформаций ε строится некоторая кривая, так называемая, диаграмма материала на растяжение или сжатие.

Диаграммы деформирования бетона и арматуры являются основополагающей базой для построения алгоритма расчёта железобетонных конструкций при разных режимах нагружения. Обзор современных исследований диаграмм деформирования бетона и рекомендации по их описанию с учетом влияния различных факторов при однократном нагружении приведены в работах [3,9,10,12,14].

На сегодняшний день существует множество предложений для описания зависимости напряжений в бетоне от деформаций. Так, например, Н.Н. Попов [24] представил диаграмму деформирования бетона на сжатие зависимостью в виде полинома третьей степени:

$$\sigma_b = A_0 \cdot \varepsilon_b + B_0 \cdot \varepsilon_b^2 + C_0 \cdot \varepsilon_b^3, \quad (1.1)$$

где $\sigma_b, \varepsilon_b, E_b$ – соответственно напряжения, относительные деформации и начальный модуль упругости бетона.

В работе В.Н. Байкова, С.В. Горбатова, З.А. Димитрова [1] эта же зависимость записана в виде полинома пятой степени:

$$\frac{\sigma_b}{R} = a \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} + b \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}^2 + c \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}^3 + d \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}^4 + f \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}^5 \quad (1.2)$$

Иващенко Е.И. [11] в своих работах представляет диаграмму деформированного сжатого бетона в виде дополняющих друг друга зависимостей на 2 участках:

на первом участке, относящимся к упругой работе, принимается:

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b, \quad (1.3)$$

на втором участке:

$$\sigma_b = a \cdot \varepsilon_b^5 + b \cdot \varepsilon_b^4 + c \cdot \varepsilon_b^3 + d \cdot \varepsilon_b^2 + e \cdot \varepsilon_b + f. \quad (1.4)$$

Причем, зависимости (1.3) и (1.4) соответствуют не относительным, а абсолютным показателям функции и аргумента, и используются для описания не условной, а фактической диаграммы бетона во всем диапазоне его работы от начала и до конечного разрушения.

Г.В. Мурашкиным [22] предложено описывать закон деформирования бетона в виде экспоненциальной зависимости:

$$\sigma_b \varepsilon_b = a_c \cdot \varepsilon_b^{b_c} \cdot \exp \frac{-b_c \cdot \varepsilon_b}{p}, \quad (1.5)$$

Немного отличается от вышеперечисленных описание полной диаграммы деформирования бетона сплайн-функцией [19]. В данном случае вводятся параметрические точки состояния бетона при сжатии $R_T^0, R_T^v, R_b, \sigma_k$ и растяжении $R_{T,t}^0, R_t, \sigma_{k,t}$.

Уравнения для описания диаграммы при сжатии:

$$\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_b, \quad (1.6)$$

при $0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{bt}^0$

$$\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_b + m_1 \cdot \varepsilon_b - \varepsilon_{b0}^0{}^2 + m_2 \cdot \varepsilon_b - \varepsilon_{b0}^0{}^3, \quad (1.7)$$

при $\varepsilon_{bt}^0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{bt}^v$

$$\sigma_{bc} = R_b + m_3 \cdot \varepsilon_R - \varepsilon_b{}^2 + m_4 \cdot \varepsilon_R - \varepsilon_b{}^3, \quad (1.8)$$

при $\varepsilon_{bt}^v \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_R$

$$\sigma_{bc} = R_b + m_5 \cdot \varepsilon_b - \varepsilon_R{}^2, \quad (1.9)$$

где m_i – коэффициенты сплайна, находимые из условия его обязательного прохождения через определенные точки интерполяции, непрерывности первой и второй производных при пограничных условиях.

В отечественной и иностранной литературе можно встретить различные подходы к аналитическому описанию взаимосвязи напряжений и деформаций, например, в виде полиномов, степенных, дробных и других функций.

Достаточно масштабный обзор зависимостей приведен в трудах Берга [2], В.М. Бондаренко [3], А.В. Козлова [19], М.Л. Зака и Ю.П. Гущи [8], В.Я. Сухмана [31] и других. Однако, зависимости, разработанные под руководством Н.И. Карпенко [13], по мнению автора, являются наиболее универсальными, они удобным образом входят в матрицы жесткости элементов, возможно их выражение как через напряжения, так и через деформации.

Под исходными диаграммами деформирования материалов подразумеваются диаграммы деформирования при простом (монотонном) нагружении. Зависимость под описания исходной диаграммы деформирования бетона Н.И. Карпенко [12], Т.А. Мухамедиев, В.А. Ерышев и А.Н. Петров в своих трудах рекомендуют принимать в виде:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b \cdot \nu_b}, \quad (1.10)$$

где $\sigma_b, \varepsilon_b, E_b$ – соответственно напряжения, относительные деформации и начальный модуль упругости бетона, ν_b – коэффициент изменения непосредственно секущего модуля, который, согласно В.И. Мурашеву [21], также называют коэффициентом упругости, определяемый по формуле

$$\nu_b = \nu_b \pm \nu_0 - \nu_b \sqrt{1 - \omega_1 \eta - \omega_2 \eta^2}. \quad (1.11)$$

Здесь ν_b – значение коэффициента ν_b в вершине диаграммы (при $\sigma_b = \sigma_b$);

ν_0 – начальный коэффициент изменения секущего модуля;

ω_1, ω_2 – коэффициенты, которые характеризуют полноту диаграммы материала, причем $\omega_2 = 1 - \omega_1$;

η – приращения уровней относительных напряжений:

$$0 < \eta = \frac{\sigma_b - \sigma_{b,el}}{\sigma_b - \sigma_{b,el}}, \quad (1.12)$$

где $\sigma_b - \sigma_{b,el} \geq 0$; $\sigma_{b,el}$ – напряжение, отвечающее пределу упругости материала.

В формулах (1.10)...(1.12) знак $+$ используется при условии для восходящей ветви диаграммы деформирования бетона, а знак $-$ — для нисходящей ветви диаграмм деформирования бетона.

С использованием (1.11) выведена зависимость для вычисления ν_b через уровень деформаций.

Расчеты железобетонных конструкций делятся по двум группам предельных состояний: первая группа — по несущей способности, вторая группа — по пригодности к нормальной эксплуатации. В свою очередь расчеты первой группы включают в себя: расчет по прочности, оберегающий конструкции от обрушения; расчет на устойчивость, гарантирующий устойчивость формы или положения конструкций. Расчеты по предельным состояниям второй группы включают в себя: расчет по образованию, раскрытию и закрытию трещин для предотвращения недопустимого образования трещин или их раскрытия в конструкции; расчет по деформациям для предотвращения недопустимых перемещений конструкции (прогибов, углов поворота, углов перекоса, колебаний).

Крайне важной и ответственной является первая группа предельных состояний, так как она предопределяет возможность существования конструкции. Как уже говорилось, для данной группы выполняются два основных типа расчета — расчет по прочности, а также расчет на устойчивость. При расчете конструкций по прочности усилия нагрузки не должны превышать предельных усилий, которые могут воспринять сечения железобетонных элементов при расчетных сопротивлениях материалов (бетона и арматуры) с учетом соответственных коэффициентов условий работы. При расчете на устойчивость расчетная нагрузка не должна превышать идентичную по схеме распределения нагрузку, вызывающую достижение этого предельного состояния и деленную на коэффициент, больше единицы. Это обеспечивает расчетный запас на устойчивость не менее, чем при расчете на прочность.

При расчете конструкций на устойчивость отношение расчетных значений нагрузок и вычисленных по ним усилий, благоприятных с точки зрения устойчивости положения конструкций к нагрузкам или усилиям, неблагоприятных с той же точки зрения, должно превышать единицу. Предельные значения указанного отношения принимаются в зависимости от точности предпосылок расчета и ответственности конструкций.

Важная часть системы расчета железобетонных конструкций является произведение расчета по второй группе предельных состояний. Эта группа включает в себе две главные подгруппы предельных состояний — проверку трещиностойкости железобетонных элементов и конструкций и проверку их перемещений (деформаций).

Возникновение и расширение трещин небезопасно для нормальной эксплуатации здания и сооружения, а также конструкций: в неблагоприятных условиях возникает коррозия арматуры, значительно повреждается внешний вид элементов, конструкции становятся проницаемыми под воздействие давления жидкости и газа. В зависимости от назначения здания или сооружения и условий его эксплуатации задаются различные ограничения к предельным значениям трещиностойкости конструкций, обязательно обеспечиваемые расчетом по образованию, закрытию и раскрытию трещин.

Необходимость предотвращения развития деформаций связана с рядом причин: отрицательным психологическим восприятием людей значительных видимых прогибов несущих конструкций, антипатичными ощущениями при восприятии колебании конструкций, нарушением всех технологических условий для нормальной эксплуатации технического оборудования и возможным повреждением прочих ближайших конструкций при деформациях элементов и так далее. С учетом нормальных условий работы и назначения определенного вида конструкций устанавливаются предельные значения безопасных деформаций, которые обеспечиваются расчетом.

При расчете с последующим проектированием железобетонных элементов по предельным состояниям прежде всего вычисляются усилия от

внешней нагрузки (продольные и поперечные силы, изгибающие и крутящие моменты), действующие на данный элемент. Далее рассчитываются внутренние предельные усилия, воспринимаемые элементом в его основных рассматриваемых сечениях исходя из его прочности, жесткости и трещинообразования, которые сопоставляются с аналогичными усилиями от внешней нагрузки. Помимо прочего, по напряжениям от внешней нагрузки определяется ширина раскрытия многочисленных трещин и деформации железобетонного элемента, сопоставляемые с предельно допустимыми значениями.

Первоначальная задача — определение действующих усилий в определенных сечениях элементов, решение ведется на основе статического расчета конструкции в системе. Для статически-определимых железобетонных конструкций нахождение усилий в сечениях от внешней нагрузки не является сложным, они находятся из условия равновесия всех сил, действующих по одну и ту же сторону от рассматриваемого сечения.

Определение нагрузок в статически-неопределимых конструкциях (рамах, неразрезных балках и др.) необходимо производить, прежде всего с учетом показателей настоящих жесткостей, то есть учитывать влияние трещин и неупругих деформаций элемента, а также влияние искривленности геометрических осей сжатых элементов (расчет по деформационной схеме). Для конструкций, метод расчета которых с учетом неупругих свойств совместно бетона и арматуры на данный момент не доработана, расчет производится как для сплошного упругого тела. Для точности и быстроты получения расчетов статически неопределимых конструкций крайне желательно использование ЭВМ, последних разработок математических моделей расчета, например метод конечных элементов. Для упрощения расчетов рекомендуется применять обоснованные приближенные методы.

При нахождении усилий, действующих в определенных сечениях выбранного железобетонного элемента, инженер должен также учитывать возможные отклонения величины этих усилий от величин, найденных из

статического расчета. Значительно более реальными и оправданными является отклонение эксцентриситета продольной силы, вызванное закономерными явлениями, которые не находятся расчетом. К данной группе относятся: неоднородность свойств бетона по целому его сечению; первоначальные деформации и изгиб сжатого элемента или его смещение относительно вертикали; не учитываемые горизонтальные силы и др.

Для приблизительной компенсации этих допустимых отклонений в расчет принимается такая величина, как случайный эксцентриситет, берется наибольшей из 2 величин— $1/600$ от длины сжатого тела или расстояния между сечениями, с консольным защемлением от смещения и $1/30$ высоты сечения тела конструкции. Также, для конструкций, состоящих из сборных железобетонных элементов, следует иметь в виду возможное относительное перемещение и некорректное расположение относительно друг друга при монтаже и эксплуатации здания, зависящее от типа элементов конструкций, способа возведения и т.п.

Расчетные значения нагрузок, применяемые для первой и второй групп предельных состояний, находятся по их нормативным значениям с учетом коэффициентов надежности по нагрузкам и коэффициентов сочетаний нагрузок. Более того, в расчет активно включают коэффициенты надежности в зависимости от назначения конструкций, учитывающие степень ответственности и капитальности зданий и сооружений, которые принимаются равными или меньшими единицы.

При проектировании и расчете частей сборных конструкций на восприятие усилий, возникающих при транспортировке, спуске, подъеме, возведении, нагрузку от веса элемента необходимо ввести с коэффициентом динамичности. Коэффициент динамичности, полученный в результате многочисленных опытов науки и строительства, используется: при транспортировке 1,6, при подъеме и монтаже 1,4. Одновременно с ним вводится и коэффициент надёжности по нагрузке. Разрешается применять и более низкие показатели коэффициентов динамичности, если они утверждены

соответствующими испытаниями и практикой применения, но не менее 1,25. При расчете преднапряженных элементов используют величину усилия обжатия конструкции с включением в расчет потерь предварительного напряжения, имеющие соответствия с данной выбранной стадии работы, и неблагоприятного значения коэффициента точности предварительного напряжения.

Самонапряженные железобетонные элементы следует рассчитывать с учетом предварительного напряжения, образываемого расширением бетона и натяжного сопротивления находящейся в конструкции обжатой арматуры, а также при прочих случаях стеснения деформаций бетона.

Сборно-монолитные конструкции первоначально задаются расчетом до приобретения заданной прочности монолитной смеси — на нагрузки, преобладающие на данном этапе монтажа строительной конструкций (в числе прочего на нагрузку от собственного веса монолитного железобетона), и после приобретения монолитной конструкцией заданной прочности — на нагрузки, появляющиеся при этапах возведения и в дальнейшем при эксплуатации конструкции.

При расчете бетонных и железобетонных конструкций должен учитываться и крайне особый вид нагружения — динамический, длительный, повторный. Бетонные и железобетонные элементы, находящиеся под воздействием продолжительной нагрузки, проектируются с учетом снижения основной прочности бетона в результате накопления видимых и невидимых разрушений в бетоне (микро- и макроразрушений), кроме того необходимо учитывать увеличение его деформативности вследствие ползучести бетона в процессе длительного нагружения.

Повторные нагружения подразделяются на две основные группы — не многократно повторяющиеся (малоцикловые) при повторении нагружений, находящиеся в пределах нескольких десятков циклов, и многочисленно повторяющиеся нагружений, измеряемых миллионами циклов. В первом случае необходимый расчет устанавливается с предположительным

снижением несущей способности железобетонных элементов, объясняемый усталостью от накопившихся в них повреждений (наличие и раскрытие трещин и т.д.) при повторных нагружениях. Это явление особенно отмечается при знакопеременном воздействии различных повторных нагружений. Например, воздействие незначительного количества повторных нагружений вводится в расчет на сейсмические воздействия в сейсмоопасных районах. В другом варианте расчет производится с учетом возрастающей усталостной прочности бетона и арматуры и называется расчет на выносливость. Воздействие на элементы повторных нагружений принимается в учет также и при расчете по второй группе предельных состояний, так как периодически повторяющиеся нагружения ускоряют интенсивность и ширину раскрытия трещин и деформации конструкций.

Бетонные и железобетонные конструкции, которые созданы для восприятия кратковременных нагрузок с определенной динамики и интенсивности, проектируются в расчете с учетом динамического упрочнения бетона и арматуры.

При расчете и проектировании сложных конструкций и отдельных элементов следует также учитывать отрицательное воздействие окружающей среды. Это воздействия такие, как влияние технологических высоких температур от 50°C до 200 °C, технологических крайне повышенных температур выше 200°C, технологических низких и крайне низких температур от минуса 40 °C и ниже, холодного климата, пожара, сухого и крайне теплого климата, агрессивных природных сред (газовых, при повышенной влажности, в жидком и твердом состоянии) и т. д. В частом случае расчет воспроизводится на общее воздействие внешней нагрузки и внешней среды, также принимается во внимание изменение физико-механических и упругопластических свойств бетона и арматуры и зависимость от характера внешнего воздействия [9].

1.3 Определение момента образования трещин по СНиП 2.03.01-84*

Бетонные и железобетонные конструкции

В СНиП 2.03.01-84* момент образования трещин определяется из нижеуказанных положений:

- сечения при изгибе остаются плоскими;
- в бетоне растянутой зоны присутствуют неупругие деформации и коэффициент $\lambda_{bt}=0,5$, эпюра напряжений по нормали прямоугольной формы;
- в бетоне сжатой зоны деформации только упругие и коэффициент $\lambda_b=1$, эпюра напряжений по нормали треугольной формы (рис. 2, б) при $k = \frac{\sigma_b}{R_{bt,ser}} < 0,7$

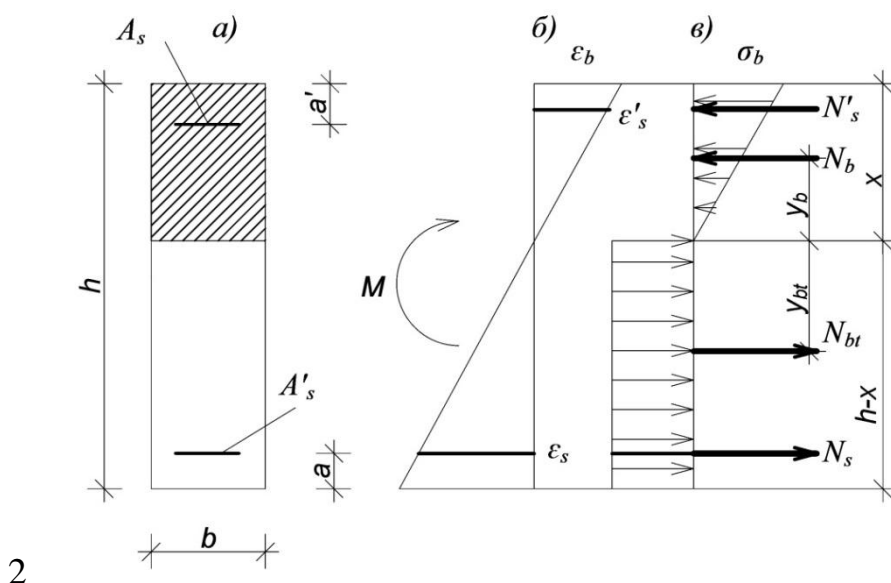


Рисунок 1.4 – К определению трещиностойкости изгибаемых элементов при упругой работе бетона сжатой зоны

Расчет момента трещинообразования изгибаемых, внецентренно сжатых и растянутых элементов про изводится из условия

$$M_r \leq M_{crc}, \quad (1.1)$$

где M_r – момент внешних сил, которые расположены по одной стороне от рассматриваемого сечения, от оси, параллельно расположенной заданной нулевой линии и пересекающей ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой части сечения.

Согласно действующим нормативным документам момент образования трещин M_{crc} при действии изгибающего момента определяется единообразно по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W \pm M_{rp}, \quad (1.2)$$

где $R_{bt,ser}$ – расчетное сопротивление бетона растяжению для предельных состояний второй группы; M_{rp} – момент усилия P , рассматриваемый относительно одинаковой оси, что и для нахождения M_r ; знак момента находится через направление вращения («плюс» – когда вращения моментов M_{rp} и M_r противоположно направлены; «минус» – когда направления одинаковы).

Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна (с учетом неупругих деформаций растянутого бетона) W_{pl} определяется предположительно в отсутствии продольной силы N и усилия предварительного обжатия P по формуле

$$W_{pl} = \frac{2 \cdot I_{red}}{h - x} + S_{red}, \quad (1.3)$$

где I_{red} – момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести, определяемый

$$I_{red} = I + \alpha I_s + \alpha I_s', \quad (1.4)$$

где I, I_s, I_s' – момент инерции сечений соответственно бетона, растянутой и сжатой арматуры.

где A_{red} – площадь приведенного поперечного сечения элемента, S_{red} – статический момент площади приведенного поперечного сечения элемента непосредственно около самого растянутого волокна бетона.

$$A_{red} = A + \alpha A_s + \alpha A_s', \quad (1.5)$$

Из условия уравнения равновесия суммы проекций данных продольных сил на ось x получим формулу

$$S'_{b_0} + \alpha \cdot S'_{s_0} - \alpha \cdot S_{s_0} = \frac{(h-x) \cdot A_{bt}}{2}, \quad (1.6)$$

где $S'_{b_0}, S'_{s_0}, S_{s_0}$ – статические моменты площадей сечения соответственно сжатой зоны бетона, арматуры S' и S непосредственно относятся к нулевой линии; A_{bt} – площадь сечения растянутой зоны бетона.

Из вышеуказанного равенства (1.6) находим положение нулевой (нейтральной) линии. Затем делается возможным определение момента внутренних сил относительно нулевой линии. Он приравнивается к внешнему моменту $M_{срс}$ непосредственно перед образованием трещин.

Момент внутренних усилий $M_{срс}$ определяется относительно оси приложения усилия в бетоне сжатой зоны N_b . Для треугольной эпюры усилие N_b сосредоточено в точке, размещённой на расстоянии $x/3$ от края данного сечения. Для изгибаемых элементов упругопластический момент сопротивления W_{pl} по растянутой зоне определяется по формуле

$$W_{pl} = b \cdot (h-x) \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{x}{6}\right) + 2 \cdot \alpha \cdot A_s \cdot \left(h_0 - \frac{x}{3}\right) + 2 \cdot \alpha \cdot A'_s \cdot \frac{x-a'}{h-x} \left(\frac{x}{3} - a'\right), \quad (1.7)$$

Высота сжатой зоны перед началом образованием трещин определяется из уравнения равновесия внешней силы и внутренних усилий в арматуре и бетоне по формуле

$$x = h \cdot \left(1 - \frac{b \cdot h + 2 \cdot (1 - \delta') \cdot \alpha \cdot A'_s}{2 \cdot A_{red}}\right), \quad (1.8)$$

Где $\delta' = \frac{a'}{h}$, A_{red} – площадь приведенного поперечного сечения элемента, определяется по формуле (5).

В конструкциях, которые армированы предварительно напряженными элементами (например, брусками), при нахождении усилий, влияющих непосредственно на сечения при возникновении трещин в предварительно

напряженной арматуре, площадь сечения растянутой зоны бетона, без предварительного напряжения, на расчет не влияет и не учитывается.

Имеется еще одно обстоятельство, снижающее трещиностойкость рассматриваемых элементов. Как показала практика испытаний бетонных и железобетонных образцов, прочность бетона высоких марок на растяжение может снижаться после его длительного обжатия путем усилия напрягаемой арматуры или внешнего нагружения. В результате происходит некое изменение его модуля упругости. Несмотря на это, данное снижение прочности бетона на растяжение обычно незначительно влияет на трещиностойкости, потому как при значительных сжимающих усилиях должен быть приложен достаточно высокий момент, чтобы погасить напряжения сжатия бетона и в результате такого действия в нем возникнут растягивающие напряжения.

Точный расчет этих и некоторых прочих обстоятельств (к примеру, влияния продолжительности действия нагрузки) довольно сложный и определенно усложнил бы расчет, для этого в настоящих СНиПах принято считать по приближенному способу, основанному на расчете по ядровым моментам.

Выводы к первой главе

По результатам рассмотренных в первой главе положений, устанавливаем следующие выводы:

- Рассмотрен процесс трещинообразования, причины и последствия;
- Рассмотрены основные этапы трещинообразования с характеристиками каждого;
- Рассмотрены основные положения расчета момента трещинообразования по методике СНиП 2.03.01-84*.

Глава 2 Основные нормы расчета по методике СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции

2.1 Деформационные характеристики бетона и инженерные методы расчета деформаций железобетонного элемента

В основе диаграммной методики лежат некие обобщенные физические зависимости, которые связывают кривизны элемента и относительные деформации на уровне определенной выбранной продольной оси элемента с моментами и приложенной нормальной силой.

При выборе этих соотношений используют:

- диаграммы деформирования бетона « $\sigma_b - \varepsilon_b$ »;
- диаграммы деформирования арматуры « $\sigma_s - \varepsilon_s$ », деформации которой зависят от присутствия или отсутствия трещин, а также деформаций арматуры в упругой либо упруго-пластической стадии;
- численное интегрирование по высоте выбранного сечения при определении связей между напряжениями в арматуре и бетоне с обобщенными усилиями, причем симметричные сечения, нагружаемые в вертикальной плоскости симметрии, подразделяются по высоте на отдельные полосы определенной толщины с выделением бетонных и арматурных полос;
- напряжения в пределах выбранных малых участков усредняются;
- сопротивления растянутой зоны бетона разрешается не брать в расчет и даже принимать при $\varepsilon_{bi} \leq 0$ напряжения $\sigma_{bi} = 0$.

При расчете бетонных изгибаемых элементов с использованием диаграммной методики принимают значения сжимающих напряжений и

деформаций укорочения бетона и арматуры со знаком «минус», а растягивающих деформаций удлинения бетона и арматуры со знаком «плюс».

Знаки координат центров тяжести арматурных стержней, а также выбранных сечений бетона принимают в соответствии с передвижной системой координат, параллельной единой глобальной системе XOY . Начало координат этой системы (точка 0 на рис. 3.1) располагается в середине бетонного сечения.

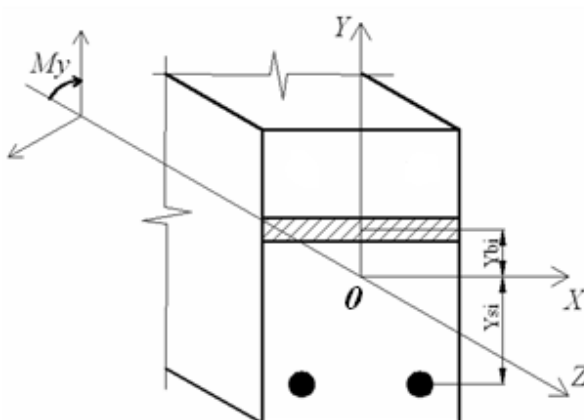


Рисунок 2.1 – Расчетное сечение железобетонного элемента при чистом изгибе

При разрушении от давления опытного кубика бетон разрушается по наклонным плоскостям и его боковые части отслаиваются (рис. 2.2, а). Данный характер обрушения образца обосновывается воздействием сил трения, возникающих между кубиком и плитами прессы. Эти силы препятствуют поперечным деформациям бетона. С удлинением высоты образца воздействие сил трения снижается и показатели при испытаниях прочности бетона снижаются. На основании этого при определении класса бетона по результатам исследования кубов с ребрами 20 см, найденное значение умножается на коэффициент $K=1,05$, а для кубов с ребрами 10 см (основной размер образца на заводах) на $K=0,95$ [4, 5].

В расчетах для оценки прочности бетона на сжатие находится призмическая прочность бетона, т.е. прочность на сжатие призм размером $15 \times 15 \times 60$ см, так как при соотношении размеров основания к высоте призмы 1:4 его средняя часть остается без влияния трения между поверхностями

образца и плитами пресса и призмная прочность больше сопоставима прочности бетона на сжатие в сжатой зоне существующих конструкций.

Призмная прочность определяется из соотношения $R_b = R_u/A_b$, где R_u – разрушающая сила, определяемая по результатам испытания (1.4, в); A_b – площадь сечения призмы.

Однако, в некоторых случаях, когда бетон в конструкциях при эксплуатации в основном работает на растяжение (к примеру, в бетонных плитах, где прочность элемента на воздействие изгибающих моментов или растягивающих сил в зависимости от прочности на растяжение), определяются следующие классы бетона на растяжение $B_{t,}$ контролируемые на каждом производстве в обязательном порядке с государственными стандартами. Для тяжелых и легких бетонов установлена текущие показатели классов бетона на растяжение: $B_{t,} 0,8$; $B_{t,} 1,2$; $B_{t,} 1,6$; $B_{t,} 2,0$; $B_{t,} 2,4$; $B_{t,} 2,8$; $B_{t,} 3,2$;

Прочность бетона на срез в 1,5...2 раза больше чем его прочность на растяжение. Это объясняется сопротивлением зерен крупного заполнителя, срезающим усилиям. При срезе одна часть элемента перемещается относительно другой по нормальному к оси элемента сечению. Чистый срез в железобетонных конструкциях не встречается, как правило, он сопровождается действием продольных сил (срез бетона в околоарматурной зоне при растяжении).

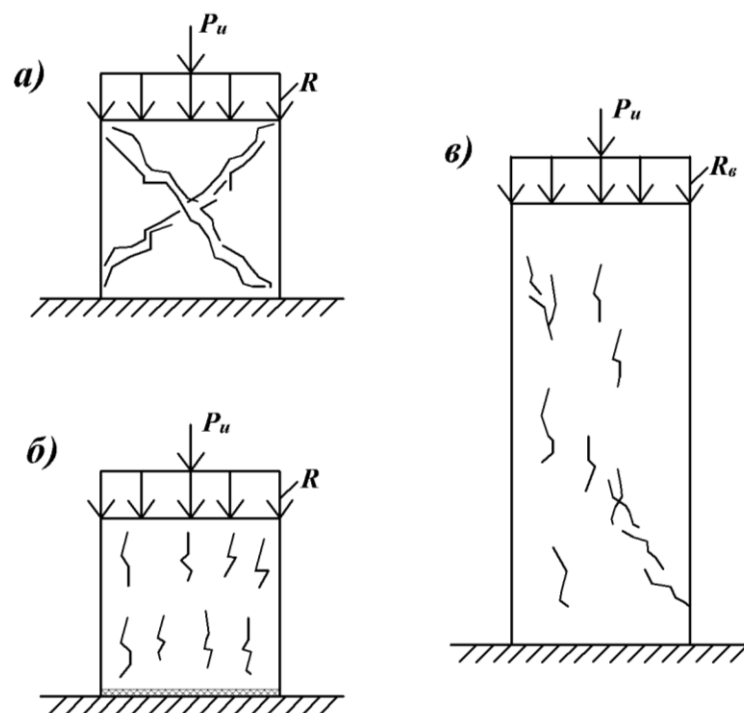


Рисунок 2.2 – Характер разрушения бетонных кубов при наличии (а) и отсутствии (б) трения по опорным плоскостям, а также призм из-за преодоления сопротивления отрыву(в)

Главные прочностные показатели бетона заключаются в следующих нормативных значениях:

- сопротивление бетона осевому сжатию $R_{b,n}$;
- сопротивление бетона осевому растяжению $R_{bt,n}$.

Нормируемые значения сопротивления бетона осевому сжатию (призменная прочность) $R_{b,n}$ и осевому растяжению $R_{bt,n}$ (при определении класса бетона по прочности на сжатие) выбирают в соответствии с классом бетона по прочности на сжатие В, используя таблицу 5.1 (СП52-101-2003), Зависимость призменной прочности R_{bn} от класса бетона (нормативной прочности R_n) найдена в результате многочисленных испытаний и выведена общей для тяжелого и легкого бетона формулой:

$$R_{bn} = R_n \cdot 0.77 - 0.001 R_n ; \quad (2.1)$$

но не менее $0,72 R_n$, где R_n – нормативное сопротивление.

Согласно формуле (1.7), коэффициент призмной прочности для самых легких бетонов получается 0,77, достигает с увеличением класса бетона 0,72 и остается далее постоянным. Для ячеистого бетона

$$R_{bn} = R_n(0.95 - 0.005R_n) \quad (2.2)$$

Прочность растянутого бетона задается сопротивлением бетона осевому растяжению R_{bt} и зависит в основном от прочности цементного камня при растяжении и его сцепления с заполнителем.

Величина $R_{bt} = P/a^2$ определяется путем осевого растяжения призмных образцов. Вследствие трудности центрирования растягиваемых образцов величина R_{bt} может быть определена при изгибе бетонных балочек прямоугольного сечения размерами $b \times h$ до разрушения по формуле

$$R_{bt}^u = \frac{M_u}{\gamma \omega} = \frac{3.5M_u}{bh^2}, \quad (2.3)$$

где $M_u = P \cdot l/3$ – разрушающий момент; $W = bh^2/6$ – момент сопротивления сечения; $\gamma = 1,7$ – коэффициент, учитывающий влияние пластических деформаций растянутой зоны. Опыты свидетельствуют, что $R_{bt}^u = (1,5 \dots 3) R_{bt}$.

Прочность бетона на осевое растяжение может определяться также раскалыванием цилиндра по образующим (рис. 1.5, б) или кубов по диагонали. При раскалывании цилиндрических образцов прочность

$$R_{bt} = \frac{2\chi_1\chi_2 P}{\pi dh}, \quad (2.4)$$

где χ_1 – коэффициент, учитывающий ослабление рабочего сечения образца при сжатии бетона ($\chi_1 = 1,1$ для тяжелого и $\chi_1 = 1,25$ для легкого бетона); χ_2 – коэффициент, оценивающий влияние формы и размеров образцов на опытный результат (для цилиндров и кубов при $d = a = 15$ см коэффициент $\chi_2 = 1$); h – длина (высота) образца.

Расчеты железобетонных конструкций по прочности с учетом полной криволинейной диаграммы полностью обеспечены программами для ЭВМ и могут без затруднений применяться в проектных организациях. До развития

деформационных методов расчета в теории железобетона традиционно рассматривали сечение, проходящее по трещине, что имеет некоторые недостатки. Во-первых, любые предположения о форме эпюры напряжений и ее максимальной ординате в сечении с трещиной – весьма приближенные, так как над трещиной возникает слишком сложное напряженное состояние, дополненное неоднородностью бетона. Во-вторых, для сечения с трещиной практически невозможно воспользоваться законом распределения деформаций по высоте.

В настоящее время в нормативные документы [28] начали включать диаграммную методику расчета стержневых конструкций, которая была разработана еще в 1987. Упрощенная инженерная методика расчета деформаций, разработанная под руководством А.С. Залесова [9], никак не связывается с диаграммной методикой, разработанной в СП [28]. Она заменяет методику, указанную в [20], разработки которой велись под руководством А.А. Гвоздева.

Диаграммный метод является универсальным, так как и методика А.С. Залесова, и методика А.А. Гвоздева могут быть представлены в виде ее частных случаев.

Главными деформационными показателями бетона являются следующие параметры:

- предельных относительных деформаций бетона при осевом сжатии и растяжении (при равномерном напряжении бетона) ε_{b0} и ε_{bt0} ;
- первоначального модуля упругости E_b ;
- коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$;
- коэффициента поперечной деформации бетона (коэффициента Пуассона) $\nu_{b,p}$;
- коэффициента линейной температурной деформации бетона α_{bt} .

Показатели предельных относительных деформаций бетона задают из следующих значений:

при непродолжительном воздействии нагрузки:

$\varepsilon_{b0} = 0,002$ - при осевом сжатии;

$\varepsilon_{bt0} = 0,0001$ - при осевом растяжении;

при длительном воздействии нагрузки определяется по таблице 2.2 от влажности окружающего пространства.

Значения первоначального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении принимают в условленной связи от класса бетона по прочности на сжатие В по таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении E_b , МПа·10 ⁻³ , при классе бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

При продолжительном действии нагрузки значения начального модуля деформаций бетона определяют по формуле:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \quad (2.5)$$

где $\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести.

Значения коэффициента ползучести бетона $\varphi_{b,cr}$ принимают в зависимости от условий окружающей среды (относительной влажности воздуха) и класса бетона. Значения коэффициента ползучести бетона приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Значения коэффициента ползучести при классе бетона на сжатие

Относительная влажность воздуха, %	Значения коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Выше 75	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40-75	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
Ниже 40	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0

Примечание - Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СНиП 23-01 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

Таблица 2.3 – Относительные деформации бетона при продолжительном действии нагрузки

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Относительные деформации бетона при продолжительном действии нагрузки					
	При сжатии			При растяжении		
	$\varepsilon_{b0} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{b2} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{b1,red} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bf0} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bf2} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bf1,red} \cdot 10^3$
Выше 75	3,0	4,2	2,4	0,21	0,27	0,19
40-75	3,4	4,8	2,8	0,24	0,31	0,22

Ниже 40	4,0	5,6	3,4	0,28	0,36	0,26
Примечание - Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СНиП 23-01 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.						

Значение коэффициента поперечной деформации бетона допускается принимать $\nu_{b,p}=0,2$. Значение коэффициента линейной температурной деформации бетона при изменении температуры от минус 40 до плюс 50 °С принимают: $\alpha_{bt}=1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Показатель коэффициента поперечной деформации бетона допускается принимать $\nu_{b,p}=0,2$. Показатель коэффициента линейной температурной деформации бетона при вариациях температуры окружающей среды от минус 40 до плюс 50 °С принимают: $\alpha_{bt}=1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

2.2 Расчет по методике СП 52-101-2003

При выборе расчетных диаграмм состояния бетона, заключающих в себе связь между напряжениями и относительными деформациями элемента, в отечественной нормативной литературе [28] предлагаются трехлинейная и двухлинейная диаграммы (рис. 2.2 а,б). При трехлинейной диаграмме (рис. 2.2, а) сжимающие напряжения бетона σ_b в зависимости от относительных деформаций укорочения бетона ε_b устанавливаются по формулам:

при $0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1}$

$$\sigma_b = E_b \varepsilon_b; \quad (2.6)$$

при $\varepsilon_{b1} < \varepsilon_b < \varepsilon_{b0}$

$$\sigma_b = 1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b} R_b \quad (2.7)$$

при $\varepsilon_{b0} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$

$$\sigma_b = R_b. \quad (2.8)$$

Показатели напряжений σ_{b1} , относительных деформаций ε_{b1} и ε_{b2} (при непродолжительном действии нагрузки) соответственно устанавливают: $\sigma_{b1} = 0,6R_b$, $\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b}$, $\varepsilon_{b2} = 0,0035$. При двухлинейной диаграмме (рис. 1.1, б) сжимающие напряжения бетона σ_b в связи с относительными деформациями ε_b задают по формулам:

при $0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1}$, где $\varepsilon_{b1} = \frac{R_b}{E_{b,red}}$

$$\sigma_b = E_{b,red} \varepsilon_b; \quad (2.9)$$

при $\varepsilon_{b1} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$

$$\sigma_b = R_b. \quad (2.10)$$

Линейные диаграммы учитывают только нелинейность деформаций ползучести и не описывают нелинейность упруго – мгновенных деформаций. В расчетах на прочность при проектировании конструкций на длительные эксплуатационные нагрузки статического характера такой подход вполне объясним. При кратковременных нагружениях, нагрузках динамического, сейсмического характера, изменяющихся по некоторым циклическим закономерностям, расчет конструкций необходимо выполнять с учетом необратимости части нелинейных упруго - мгновенных деформаций, их деформаций 2-го рода и пластических деформаций. Бетон в данном случае описывается нелинейными зависимостями между напряжениями и деформациями (нелинейными физическими соотношениями), а диаграммы имеют криволинейный вид [18, 29].

Исходные диаграммы деформирования арматуры для железобетонных конструкций описываются двумя диаграммами. Первая диаграмма связывает напряжения σ_s с деформациями ε_s в трещине и описывается уравнениями для свободной арматуры, при этом в формулах (2.2) – (2.6) индекс b формально заменяется на индекс s . Вторая диаграмма $\sigma_s - \varepsilon_{sm}$ объединяет напряжения в арматуре в трещинах σ_s со средними ее деформациями ε_{sm} , которые в результате сцепления арматуры с бетоном получаются ниже деформаций ε_s . Работу растянутого бетона на участке с трещинами учитывают коэффициентом ψ_s В.И. Мурашева [22]. Вводится коэффициент, так называемый средний, секущего модуля деформаций арматуры на участке между трещинами ν_{sm} , который вычисляется по зависимостям (1.10) – (1.12), где коэффициенты заменяются на их значения для «средних» диаграмм. При определении параметров в формулах (1.10) – (1.12) авторы предложенной методики использовали опытные данные Ю.П. Гуца и Н.М. Мулина [21] и других.

За расчетную диаграмму состояния арматуры средней используют двухлинейную диаграмму подобную диаграмме Прандтля [26], которую находят по формулам:

при $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s0}$

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (2.11)$$

при $\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2}$

$$\sigma_s = R_s \quad (2.12)$$

Показатель максимальной относительной деформации ε_{s2} , ограничивающей пределы пластического участка ветви диаграммы, задают $\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{bu}$.

Показатель относительной деформации ε_{s0} , ограничивающей пределы упругого участка ветви диаграммы, находят:

$$\varepsilon_{s0} = \frac{R_s}{E_s}. \quad (2.13)$$

Для арматуры повышенной прочности и высокопрочной используют криволинейную или кусочно-линейную диаграммы, созданные по значениям опытных диаграмм деформирования арматуры. Предельные относительные деформации данной арматуры определяются соответственно по условному или физическому пределу текучести. Диаграммы состояния бетона строятся при расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели.

Показатели напряжений σ_{b1} считают:

$$\sigma_{b1} = 0,6R_b, \quad (2.14)$$

а показатели относительных деформаций ε_{b1} находят:

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b}. \quad (2.15)$$

Показатели относительных деформаций ε_{b2} определяют:

- при кратковременном воздействии силы $\varepsilon_{b2} = 0,0035$;
- при долговременном воздействии силы - по таблице 5.6.

При двухлинейной диаграмме (рисунок 5.1, б) сжимающие напряжения бетона σ_b от относительных деформаций ε_b находят по формулам:

при $0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1}$, где $\varepsilon_{b1} = \frac{R_b}{E_{b,red}}$

$$\sigma_b = E_{b,red} \varepsilon_b; \quad (2.16)$$

при $\varepsilon_{b1} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$

$$\sigma_b = R_b. \quad (2.17)$$

Показатели приведенного модуля деформации бетона $E_{b,red}$ определяют:

$$E_{b,red} = \frac{R_b}{\varepsilon_{b1,red}}. \quad (2.18)$$

Относительные деформации $\varepsilon_{b1,red}$ устанавливают:

- при кратковременном воздействии нагружения $\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$;

- при долговременном воздействии нагружения - по таблице 5.6.

Растягивающие силы, возникающие в бетоне σ_{bt} по относительным деформациям ε_{bt} находят из указанных выше диаграмм. Вместо расчетных показателей сопротивления бетона сжатию R_b подставляют расчетные показатели сопротивления бетона растяжению R_{bt} , величину начального модуля упругости E_{bt} находят по графику, показатели относительной деформации ε_{bt0} , показатели относительной деформации ε_{bt2} определяют при кратковременном воздействии нагрузки $\varepsilon_{bt2}=0,00015$, при длительном воздействии нагрузки - по таблице 2.3. Для двухлинейной диаграммы устанавливают $\varepsilon_{bt1,red}=0,00008$ - при кратковременном воздействии нагрузки, а при длительном - по таблице 2.3; величину $E_{bt,red}$ находят по формуле (2.9), включая в нее R_{bt} и $\varepsilon_{bt1,red}$.

При расчете прочности железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели для определения напряженно-деформированного состояния сжатой зоны бетона используют диаграммы состояния сжатого бетона, (рис. 2.1, а) с деформационными характеристиками, соответствующими кратковременному воздействию нагрузки. При этом самый простой способ расчета – по двухлинейной диаграмме.

При расчете образования трещин в железобетонных конструкциях по нелинейной деформационной модели для определения напряженно-деформированного состояния сжатого и растянутого бетона используют трехлинейную диаграмму состояния бетона (рис. 2.1, б) с деформационными характеристиками, отвечающими непродолжительному воздействию силы. Двухлинейную диаграмму как самый элементарный способ назначают для конкретизации напряженно-деформированного состояния растянутого бетона при упругой работе сжатого бетона [19].

При расчете деформаций железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели без наличия трещин для установления напряженно-деформированного состояния в сжатом и растянутом бетоне выбирают

трехлинейную диаграмму состояния бетона с непродолжительным и продолжительным воздействием нагрузки. При наличии трещин для установления напряженно-деформированного состояния сжатого бетона кроме описанного выше метода выбирают наиболее элементарный расчет по двухлинейной диаграмме состояния бетона при длительном и кратковременном воздействии нагрузки.

При расчете раскрытия нормальных трещин по нелинейной деформационной модели для установления напряженно-деформированного состояния в сжатом бетоне применяют диаграммы состояния с учетом кратковременного действия нагрузки. При этом самый простой способ расчета – по двухлинейной диаграмме с выбором системы расчета.

Воздействие периодического замораживания и оттаивания, крайне низких температур на деформационные характеристики бетона заключены в коэффициенте учета условий работы $\gamma_{\text{вф}} \leq 1,0$. Для надземных зданий и сооружений, подвергаемых регулярным атмосферным влиянием окружающей среды при расчетной температуре наружного воздуха в холодный период года минус 40 °С и выше, используют коэффициент $\gamma_{\text{вф}}=1,0$. В прочих случаях величину коэффициента $\gamma_{\text{вф}}$ определяют в зависимости от назначения конструкций и условий окружающей среды.

Момент образования трещин в соответствии с СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции» находится без учета неупругих деформаций растянутого бетона как для сплошного упругого тела с учетом следующих положений.

Момент сопротивления W в формуле (1) приведенного сечения для крайнего растянутого волокна бетона определяется по формуле

$$W = \frac{I_{red}}{y_t}, \quad (2.19)$$

Где I_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести.

$$I_{red} = I + \alpha I_s + \alpha I'_s \quad (2.20)$$

I, I_s, I'_s - момент инерции сечений соответственно бетона, растянутой и сжатой арматуры.

Расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента y_t определяется по формуле

$$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}}, \quad (2.21)$$

Где A_{red} - площадь приведенного поперечного сечения элемента, $S_{t,red}$ - статический момент площади приведенного поперечного сечения элемента относительно наиболее растянутого волокна бетона.

$$A_{red} = A + \alpha A_s + \alpha A'_s \quad (2.22)$$

$$S_{t,red} = b \cdot h^2 / 2 + \alpha [A'_s \cdot (h - a')] + A_s \cdot a' \quad (2.23)$$

2.3 Расчет по методу Ерышева В.А.

Деформационный метод расчета железобетонных конструкций с применением диаграмм деформирования бетона и арматуры в последние годы приобрел статус приоритетного. Методика описания криволинейных диаграмм деформирования бетона при статическом нагружении вплоть до разрушения при сжатии и растяжении представлена в работах [1,2,3,4,5,6,7], активно проводятся исследования диаграмм при повторных и знакопеременных режимах нагружения. В новой редакции нормативных документов СНиП 52-01-2003 в роли расчетных диаграмм состояния, показывающих связь между напряжениями и относительными деформациями, применяют: трехлинейную (рис.2.2а) и двухлинейную (рис.2.2б) диаграмму для бетона; двухлинейную диаграмму – для арматуры (рис.2.2в).

Расчеты по деформационной модели при проектировании выполняются на специальных программных комплексах для ЭВМ, необходимость

применения которых возникает при расчетах конструкций сложной формы сечений или когда в основу положены криволинейные диаграммы с нелинейной связью между напряжениями и деформациями. В расчетах регулярных сечений прямоугольной, тавровой формами, с использованием нормативных диаграмм, в сжатой зоне бетона изгибаемых, внецентренно сжатых элементах формируются дискретные участки напряжений линейной формы с вполне определенными центрами тяжести приложения усилий. На основании гипотезы плоских сечений напряжения и усилия можно выразить через деформации и получить в конечном виде разрешающие уравнения равновесия усилий в сечениях и выражения предельных моментов в расчетах на прочность. Далее рассматривается алгоритм инженерного расчета на прочность железобетонного элемента прямоугольной формы с использованием полученных уравнений.

В новой редакции нормативных документов СНиП 52-01-2003 [27] в роли расчетных диаграмм состояния, показывающих связь между напряжениями и относительными деформациями, применяют: трехлинейную (рис.2.2 а) и двухлинейную (рис.2.2 б) диаграмму для бетона; двухлинейную диаграмму – для арматуры (рис.2.2 в).

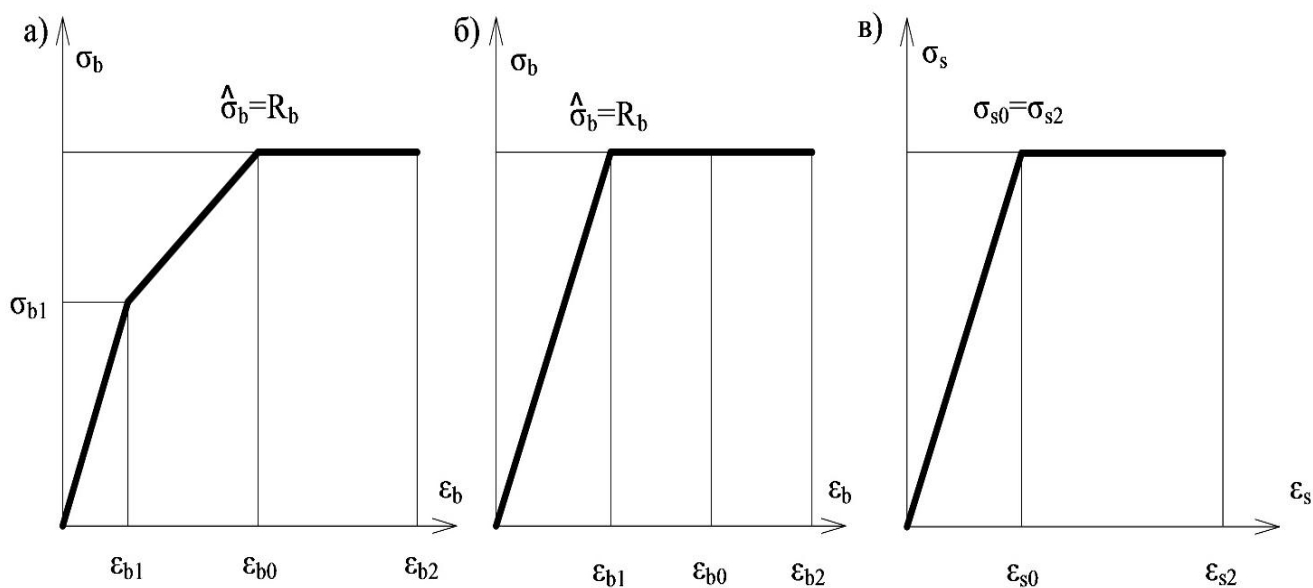


Рисунок 2.2 Диаграммы деформирования бетона на сжатие трехлинейная (а), бетона на сжатие двухлинейная (б), арматуры (в)

Расчеты по деформационной модели при проектировании выполняются на специальных программных комплексах для ЭВМ, необходимость применения которых возникает при расчетах конструкций сложной формы сечений или когда в основу положены криволинейные диаграммы с нелинейной связью между напряжениями и деформациями. В расчетах регулярных сечений прямоугольной, тавровой формами, с использованием нормативных диаграмм, в сжатой зоне бетона изгибаемых, внецентренно сжатых элементах формируются дискретные участки напряжений линейной формы с вполне определенными центрами тяжести приложения усилий. На основании гипотезы плоских сечений напряжения и усилия можно выразить через деформации и получить в конечном виде разрешающие уравнения равновесия усилий в сечениях и выражения предельных моментов в расчетах на прочность. Далее рассматривается алгоритм инженерного расчета на прочность железобетонного элемента прямоугольной формы с использованием полученных уравнений.

В наиболее полном объеме указанные особенности железобетона могут быть реализованы через физические соотношения, связывающие напряжения и деформации бетона и арматуры, или физические соотношения, связывающие усилия и перемещения железобетонных элементов в целом с использованием нелинейной деформационной модели.

Методика расчета сечений железобетонных элементов на прочность с использованием нелинейной деформационной модели базируется на трех основных положениях:

- на уравнениях равновесия в сечении, деформации которого приравнены к средним деформациям по величине длины блока между трещинами;
- полагается верной гипотеза о линейном перераспределении деформаций по высоте сечения (гипотеза плоских сечений);
- на использовании полных диаграмм деформирования бетона и стали.

Расчеты железобетонных конструкций по прочности с учетом полной криволинейной диаграммы бетона « $\varepsilon_b - \sigma_b$ » с нисходящей ветвью реализованы в программах для ЭВМ, которые применяются в проектных организациях.

В то же время, для простых конструктивных решений поперечных сечений прямоугольной, тавровой и двутавровой форм расчеты до приемлемой точности можно производить по упрощенной деформационной методике.

Далее рассмотрим деформационный способ расчета, в котором используются трехлинейные диаграммы, в состав которых входят условно упругий, неупругий и условно пластический участки (рис. 2.2 а), а также двухлинейные диаграммы, по типу диаграммы Прандтля, включающие условно упругий и условно пластические участки (рис. 2.2 б). Использование таких диаграмм позволяет комплексно учитывать упруго - пластическую работу бетона в отличие от ранее применяемого чисто упругого и чисто пластического расчета в форме предельных усилий. Для арматуры также используем рекомендуемую в нормах, упрощенную двухлинейную диаграмму (рис. 2.1 в) с наличием физической площадки текучести.

Критерием прочности при применении деформационной модели принято достижение деформациями бетона и арматуры некоторых предельных значений: $\varepsilon_{bu} = 0,0035$ – для бетона; $\varepsilon_{s2} = 0,025$ – для арматуры (рис. 1). Условно упругая область бетона ограничивается деформациями ε_{b1} и напряжениями σ_{b1} . Значения σ_{b1} для двухлинейной диаграммы принимается $\sigma_{b1} = R_b$, для трехлинейной $\sigma_{b1} = 0,6R_b$, где R_b – прочность бетона на сжатие. Сжимающие напряжения σ_b в этой области в зависимости от относительных деформаций ε_b находят по формуле

$$\sigma_b = \varepsilon_b \cdot E_b, \quad (2.24)$$

где E_b – модуль упругости бетона.

Условно неупругая область в трехлинейной диаграмме бетона ограничивается относительными деформациями в вершине криволинейной

диаграммы $\varepsilon_{b0} = 0,002$. Сжимающие напряжения σ_b в этой области определяется по формуле

$$\sigma_b = 1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \cdot \varepsilon_b \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \cdot R_b. \quad (2.25)$$

На условно пластическом участке напряжения в бетоне имеют постоянное значение

$$\sigma_b = R_b. \quad (2.26)$$

Для арматуры с физической площадкой текучести в упругой области напряжения вычисляются по формуле

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s, \quad (2.27)$$

в пластической

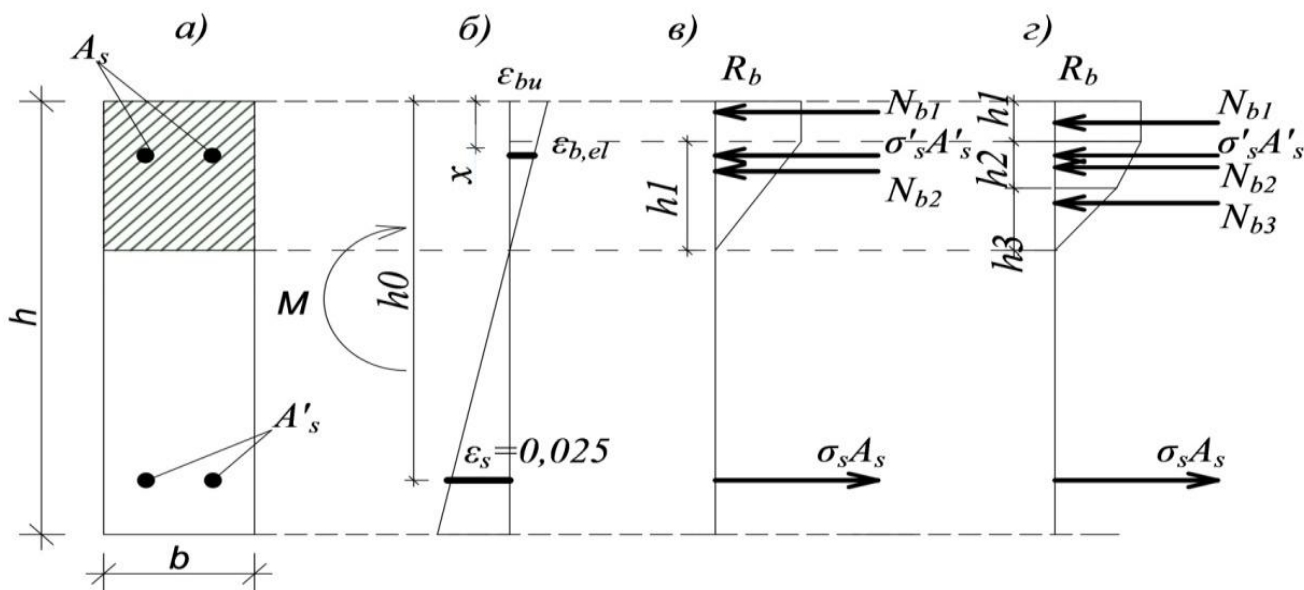
$$\sigma_s = R_s, \quad (2.28)$$

где E_s – модуль упругости арматуры, R_s – расчетное значение сопротивления арматуры.

Расчет прямоугольного железобетонного сечения на заданное воздействие изгибающим моментом в плоскости симметрии с использованием нелинейной деформационной модели включает два этапа:

- отыскание положения нейтральной оси (нулевой линии);
- вычисление предельных усилий.

Положение нулевой линии определяется из уравнения равновесия, то есть равны нулю суммы проекций всех внешних и внутренних сил на продольную ось элемента.



- а – прямоугольное сечение элемента;
- б – линейно распределенные деформации;
- в – эпюры напряжений при двухлинейной диаграмме;
- г – при трехлинейной диаграмме

Рисунок 2.3 – К расчету железобетонного изгибаемого элемента

Основным действием в процессе определения прочности сечения изгибаемого элемента является проверка уравнения равновесия:

- для двухлинейной диаграммы:

$$\frac{R_b \cdot \sigma_b}{2 \cdot \chi} \cdot 2 \cdot \varepsilon_{bu} - \varepsilon_{b1} + \Sigma \sigma_s \cdot A_s = 0, \quad (2.29)$$

- для трехлинейной диаграммы:

$$\frac{R_b \cdot b}{\chi} \cdot \varepsilon_{bu} - 0,2 \cdot \varepsilon_{b1} - 0,5 \cdot \varepsilon_{b0} + \Sigma \sigma_s \cdot A_s = 0 \quad (2.30)$$

В формулах (2.20) и (2.21) χ - кривизна элемента, величина которой определяется по формуле

$$\chi = \frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_{bn} - \varepsilon_{sn}}{h_0}, \quad (2.31)$$

где ρ - радиус кривизны; ε_{bn} - относительные деформации бетона крайнего волокна сжатой зоны; ε_{sn} - относительные деформации арматуры крайнего ряда в растянутой зоне.

На первом этапе проверка выполнения условия (2.29) и (2.30) производится при предельных значениях деформаций в формуле: $\varepsilon_{bn} = \varepsilon_{bu}$; $\varepsilon_{sn} = \varepsilon_{s2}$, а напряжения в бетоне σ_b и арматуре σ_s , в соответствии с диаграммами, в пластической зоне определяются по формулам (2.24) и (2.27). В формулах (2.29) и (2.30) напряжения и деформации при сжатии принимаются со знаком «плюс», а при растяжении – со знаком «минус». По результатам вычисления могут возникнуть два варианта:

1 – левая часть уравнений (2.29) и (2.30) больше нуля, что свидетельствует о недостаточности армирования сечения;

2 – левая часть уравнений (2.29) и (2.30) меньше нуля, что означает переармированное сечение.

Положение нулевой линии (координаты x_c) уточняется и проверяется выполнение условий (2.29) и (2.30) методом последовательных приближений (методом итераций), уменьшая в формуле (2.31) значения предельных деформаций ε_{bu} или ε_{s2} .

Если результаты расчета соответствуют первому варианту, то в формуле (2.31) уменьшается значение $\varepsilon_{bn} = \varepsilon_{bu}$ на некоторую величину $\Delta\varepsilon_b^{(1)} = 0,1\varepsilon_{bu}$ (первое приближение):

$$\varepsilon_{bn}^{(1)} = \varepsilon_{bu} - \Delta\varepsilon_b^{(1)} \quad (2.32)$$

и вычисления уравнений (2.20) и (2.21) производятся при $\chi^{(1)}$.

По результатам повторных вычислений левая часть уравнений (6) и (7) может оказаться вновь больше нуля, то на втором цикле приближение ε_{bn}^1 следует еще раз уменьшить на величину $\Delta\varepsilon_b^2 = \Delta\varepsilon_b^1$

$$\varepsilon_{bn}^{(2)} = \varepsilon_{bn}^{(1)} - \Delta\varepsilon_b^{(2)} \quad (2.33)$$

Последовательное уменьшение деформаций бетона выполняется k – раз, до тех пор, пока левая часть уравнений (2.29) и (2.30) не изменит знак. В процессе последовательного приближения деформации арматуры принимают постоянное значение $\varepsilon_{sn} = \varepsilon_{s2}$. После изменения знака в уравнениях равновесия (2.29) и (2.30) оценивается точность решения. Точность решения

считается достигнутой, если относительная разница между значениями кривизны последующего $\chi^{(k)}$ и предыдущего приближения $\chi^{(k-1)}$ станет меньше заданной величины, например:

$$\frac{\chi^{(k)} - \chi^{(k-1)}}{\chi^{(k-1)}} \leq 0,01 \quad (2.34)$$

Если условие (2.34) не выполняется, то значение приращения деформаций $\Delta \varepsilon_b^{(k)}$ следует уменьшить, например, принять: $\Delta \varepsilon_b^{(k)} = 0,1 \Delta \varepsilon_b^{(k-1)}$.

Если результаты расчета соответствуют второму варианту, то в формуле (2.31) уменьшается значение предельных деформаций арматуры $\varepsilon_{sn} = \varepsilon_{s2}$ на некоторую величину $\Delta \varepsilon_s^1$

$$\varepsilon_{sn}^{(1)} = \varepsilon_{s2} - \Delta \varepsilon_s^{(1)} \quad (2.35)$$

и расчеты уравнений (2.29) и (2.30) производятся в той же последовательности до выполнения условия (2.34). В процессе последовательного приближения по этому варианту деформации бетона принимают постоянное значение $\varepsilon_{bn} = \varepsilon_{bu}$.

Условие прочности сечений железобетонных изгибаемых элементов записывается в виде

$$M \leq M_{ult}, \quad (2.36)$$

где M – изгибающий момент от внешних нагрузок; M_{ult} – предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением элемента.

Значения M_{ult} для элементов прямоугольного сечения определяются относительно фиксированной нулевой линии:

- для двухлинейной диаграммы по формуле

$$M_{ult} = \frac{R_b b}{\chi^2_{26}} 3 \varepsilon_{bu}^2 - \varepsilon_{b1}^2 + \sigma_s A_s z_1, \quad (2.37)$$

- для трехлинейной диаграммы по формуле

$$M_{ult} = \frac{R_b b}{\chi^2_{10}} 5 \varepsilon_{bu}^2 - \varepsilon_{b0}^2 - 2\varepsilon_{b1}^2 + \sigma_s A_s z_1. \quad (2.38)$$

В процессе последовательного приближения изменяется угол наклона эпюры деформаций и координаты нулевой линии, поэтому при определении

изгибающего момента M_{ult} используют величины $\varepsilon_{bu} = \varepsilon_{bn}^{(k)}$; $\varepsilon_s = \varepsilon_{sn}^{(k)}$; $\chi^{(k)}$, полученные на последних циклах итераций.

Расчет прямоугольного железобетонного сечения на заданное воздействие изгибающим моментом в плоскости симметрии с использованием нелинейной деформационной модели включает два этапа: отыскание положения нейтральной оси (нулевой линии); вычисление предельных усилий. Положение нулевой линии определяется из условия равенства нулю суммы проекций всех внешних и внутренних сил на продольную ось элемента. Основным действием в процессе определения прочности сечения изгибаемого элемента является проверка уравнения равновесия:

$$\frac{R_b \cdot \sigma_b}{2 \cdot \chi} 2 \cdot \varepsilon_{bu} - \varepsilon_{b1} + \Sigma \sigma_s \cdot A_s = 0, \quad (2.39)$$

$$\frac{R_b \cdot b}{\chi} \varepsilon_{bu} - 0,2 \cdot \varepsilon_{b1} - 0,5 \cdot \varepsilon_{b0} + \Sigma \sigma_s \cdot A_s = 0. \quad (2.40)$$

Формула (1) для двухлинейной диаграммы (рис.2в), формула (2) - для трехлинейной диаграммы (рис.2г).

Основная задача при расчете бетона по прочности состоит в проверке условия равновесия при двухлинейной диаграмме:

$$\frac{b \cdot R_b \cdot r}{2} 2 \cdot \varepsilon_{bu} + \varepsilon_{b,el} + A_{si} \cdot \sigma_{si} = 0, \quad (2.41)$$

При расчете бетона по прочности условие равновесия при трехлинейной диаграмме:

$$\frac{b \cdot R_b \cdot r}{2} \varepsilon_{bu} - \frac{\varepsilon_{b,el}}{2} - \frac{\varepsilon_1}{2} + A_{si} \cdot \sigma_{si} = 0, \quad (2.42)$$

Где упругие деформации находятся по формуле:

$$\varepsilon_{b,el} = \frac{\sigma_b}{E_b} \quad (2.43)$$

$$\text{Кривизна } \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{bu} + \varepsilon_s}{h_0} \quad (2.44)$$

$$\text{Сжатая арматура } \varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{bu} \cdot (X - a_{3c})}{X} \quad (2.45)$$

$$\text{Растянутая арматура } \varepsilon_s = \frac{R_s}{E_b} \quad (2.46)$$

$$\text{Напряжение в сжатой арматуре } \sigma'_s = \varepsilon'_s \cdot E_s, \text{ растянутой } \sigma_s = R_s. \quad (2.47)$$

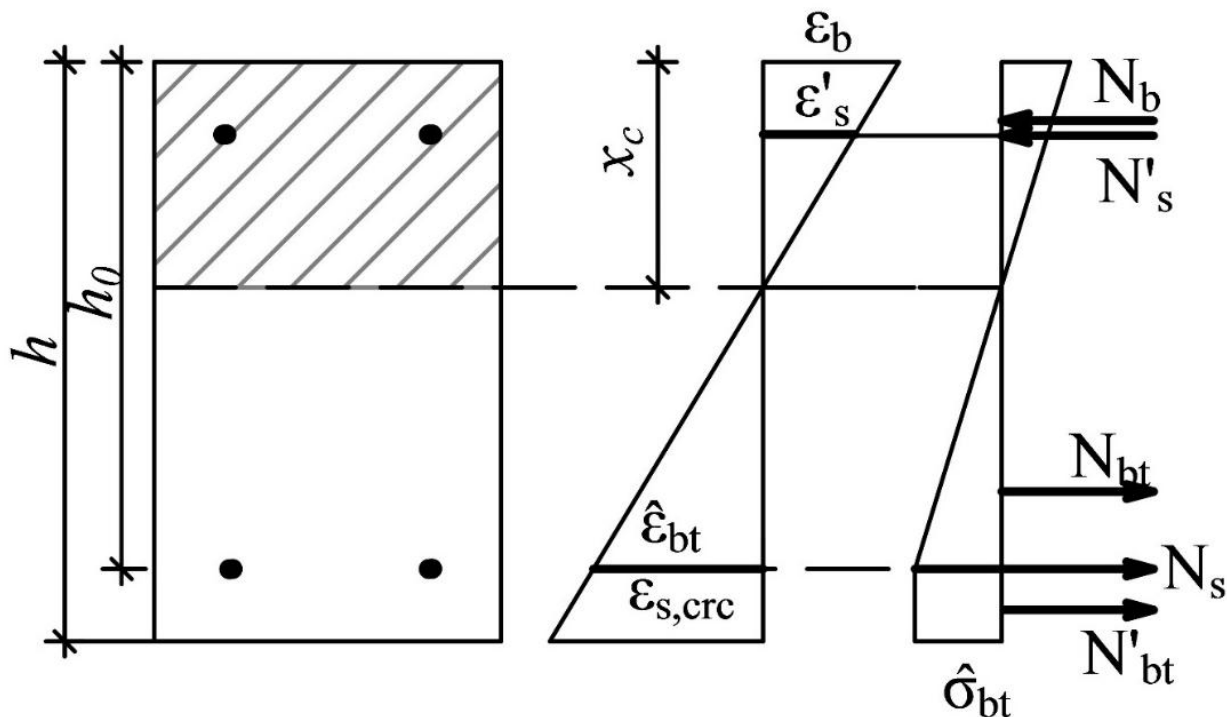


Рисунок 2.4 – К расчету момента трещинообразования стержневых железобетонных элементов по деформационному методу

Основная задача при расчете бетона по прочности состоит в проверке условия равновесия.

$$\begin{aligned}
 -\varepsilon_{bt} \cdot E_b \cdot \nu_{bt} \cdot a_{zc} \cdot b - \varepsilon_{bt} \cdot E_b \cdot \nu_{bt} \cdot b \cdot \frac{h_0 - x_c}{2} - \varepsilon_{bt} \cdot E_s \cdot A_s + \varepsilon_b \cdot E_b \cdot \frac{x_c}{2} \cdot b + \\
 \varepsilon'_s \cdot A'_s \cdot E_s = 0
 \end{aligned}
 \quad (2.48)$$

На первом этапе проверка выполнения условия (2.48) производится при предельных значениях деформаций в формуле (2.48): $\varepsilon_b = \varepsilon_{btu}$; $\varepsilon_{sn} = \varepsilon_{s2}$, а напряжения в бетоне σ_b и арматуре σ_s , в соответствие с диаграммами, в пластической зоне (значения параметров на диаграммах представлены в нормах на проектирование). В формуле (2.48) напряжения и деформации при сжатии принимаются со знаком «плюс», а при растяжении – со знаком «минус». По результатам вычисления могут возникнуть два варианта: 1 – левая часть уравнений (2.48) больше нуля, что свидетельствует о недостаточности армирования сечения; 2 – левая часть уравнений (2.48)

меньше нуля, что означает - переармированное сечение. Положение нулевой линии (координаты x_c) уточняется и проверяется выполнение условий (2.48) методом последовательных приближений (методом итераций), уменьшая в формуле значения предельных деформаций ε_{btu} или ε_{s2} . Если результаты расчета соответствуют первому варианту, то в формуле (2.48) уменьшается значение $\varepsilon_b = \varepsilon_{btu}$ на некоторую величину $\Delta\varepsilon_b^{(1)} = 0,1\varepsilon_{bu}$ (первое приближение)

$$\varepsilon_{bn}^{(1)} = \varepsilon_b - \Delta\varepsilon_b^{(1)}, \quad (2.49)$$

и вычисления уравнений (2.48) производятся при $\chi^{(1)}$. По результатам повторных вычислений левая часть уравнений (2.48) может оказаться вновь больше нуля, то на втором цикле приближение $\varepsilon_{bn}^{(1)}$ следует еще раз уменьшить на величину $\Delta\varepsilon_b^{(2)} = \Delta\varepsilon_b^{(1)}$. Последовательное уменьшение деформаций бетона выполняется k – раз, до тех пор, пока левая часть уравнений (2.48) не изменит знак. В процессе последовательного приближения деформации арматуры принимают постоянное значение $\varepsilon_{sn} = \varepsilon_{s2}$. Если результаты расчета соответствуют второму варианту, то в формуле (2.48) уменьшается значение предельных деформаций арматуры $\varepsilon_{sn} = \varepsilon_{s2}$ на некоторую величину $\Delta\varepsilon_s^{(1)}$

$$\varepsilon_{sn}^{(1)} = \varepsilon_{s2} - \Delta\varepsilon_s^{(1)} \quad (2.50)$$

и расчеты уравнений (2.49) и (2.50) производятся в той же последовательности до выполнения условия по точности.

После проверки уравнения равновесия методом последовательных приближений определяют ε_{btu} , графически определяется расположение нейтральной оси относительно сечения.

Составляется уравнения момента трещинообразования.

$$M_{crc} = \frac{2}{3} \cdot x_c \cdot \varepsilon_b \cdot E_b \cdot \nu_b \cdot b - b \cdot R_{bt} \cdot \frac{h-x_c-\frac{a_{3c}}{2}}{2} + \frac{2}{3} \cdot b \cdot R_{bt} \cdot \frac{h_0-x}{2} + \sigma'_s A'_s (x_c - a_{3c}) - \sigma_s A_s (h_0 - x_c) \quad (2.51)$$

размеры сечения	$b := 12 \text{ см}$ $h := 20.4 \text{ см}$ $a_{zc} := 2.5 \text{ см}$	Пролет балки	$L := 250 \text{ см}$	$E_b := 200000 \text{ кг/см}^2$ $E_s := 2100000 \text{ кг/см}^2$
			$\nu_{bt} := 0.5$	
диаметр арматуры, см	$d := 0.8 \text{ см}$ $d' := 0.8 \text{ см}$		$A_s := \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot 2 = 1.00531$ $A'_s := \frac{\pi}{4} \cdot d'^2 \cdot 2 = 1.00531$	$R_s := 4720 \text{ кг/см}^2$ $R_{bt} := 1.5 \text{ кг/см}^2$
	$\sigma_{bnpед} := 344.8 \text{ кг/см}^2$		$\varepsilon_{bu} := 0.0035$	$\varepsilon_{bt1} := 0.00008$ $\varepsilon_{bt} := 0.00015$
	$\varepsilon_{bel} := \frac{\sigma_{bnpед}}{E_b} = 0.001724$		$R_s := 4720 \text{ кг/см}^2$	$\sigma_{bt} := \varepsilon_{bt} \cdot E_b = 30 \text{ кг/см}^2$
	$R_b := 344.8$			
	$\varepsilon_s := \frac{R_{bt}}{E_s} = 0.0000007143$		$x_c := \frac{h}{2}$	$h_0 := h - 2.5 = 17.9$
	$\rho := \frac{h - 2.5}{\varepsilon_{bu} + \varepsilon_s} = 5.1132421955 \cdot 10^3 \text{ см}$			
	$\varepsilon_b := \varepsilon_{bt}$		$\varepsilon_1 := 0.6 \cdot R_b \cdot \frac{1}{E_b} = 0.0010344$	
	$\chi := \frac{1}{\rho} = 0.0001955706$			
Из подобия треугольников			$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_{bt} \cdot \left(\frac{h}{2} - a_{zc}\right)}{\frac{h}{2}} = 0.0001132353$	
	$\sigma_s := \varepsilon_s \cdot E_s = 1.5$			
	$\sigma'_s := \varepsilon'_s \cdot E_s = 237.7941176471$			
			$-\varepsilon_{bt} \cdot E_b \cdot \nu_{bt} \cdot a_{zc} \cdot b - \varepsilon_{bt} \cdot E_s \cdot A_s - \varepsilon_{bt} \cdot E_b \cdot \nu_{bt} \cdot \frac{(h_0 - x_c)}{2} \cdot b + \varepsilon_b \cdot E_b \cdot \frac{x_c}{2} \cdot b + \varepsilon'_s \cdot E_s \cdot A'_s = 615.3841814995$	
	$x_c := 9.1 \text{ см}$			
	$M_{cre} := \frac{2}{3} x_c \cdot \varepsilon_b \cdot E_b \cdot \nu_{bt} \cdot b + b \cdot R_{bt} \cdot \left(h - x_c - \frac{a_{zc}}{2}\right) + b \cdot R_{bt} \cdot \frac{2}{3} \frac{(h_0 - x_c)}{2} + \sigma'_s \cdot A'_s \cdot (x_c - a_{zc}) + \sigma_s \cdot A_s \cdot (h_0 - a_{zc}) = 2.7148490114 \cdot 10^3$			

Рисунок 2.5 – Расчет момента трещинообразования стержневых железобетонных элементов по методу Ерышева В.А. в программе Маткад

Выводы ко второй главе

Представлены основные положения методики расчета прочности железобетонных изгибаемых конструкций по деформационной модели с использованием упрощенных диаграмм бетона и арматуры.

В качестве упрощенных диаграмм приняты двухлинейные и трехлинейные диаграммы связи между напряжениями и деформациями стали и бетона.

В уравнениях равновесия в сечении разработана связь усилий с деформациями, значения которых приводятся в нормативной литературе.

Рассмотрены этапы расчета прямоугольного железобетонного сечения на заданное воздействие изгибающим моментом в плоскости симметрии с использованием нелинейной деформационной модели.

Основным действием в процессе определения прочности сечения изгибаемого элемента является проверка уравнения равновесия через процедуру последовательного приближения.

Точность расчета прочности железобетонного сечения определяется сравнением параметров деформирования на последовательно выполняемых итерациях.

Глава 3 Сравнение опытных и расчетных данных

В элементах из упругих материалов при нагрузке и разгрузке жесткость изменяется по одинаковому закону. В бетонных и железобетонных элементах ветвь разгрузки не совпадает с ветвью нагрузки, что объясняется нелинейностью свойств бетона, неравномерным распределением деформаций и напряжений по длине элемента, вызванным образованием, развитием трещин и неоднородностью бетона. На каждом этапе деформирования железобетонный элемент принимает новое качественное состояние.

В процессе проведения экспериментальных исследований при нагружении и разгрузке изгибаемых железобетонных элементов отмечались закономерности деформирования элемента в целом и напряженно-деформированного состояния сечений, нормальных к продольной оси элемента. Полученные экспериментальные исследования позволили произвести сравнение опытных и расчетных данных и оценить обоснованность принятых расчетных предпосылок.

В процессе испытаний регистрировались: значение нагрузки и соответствующий прогиб, при котором появлялись поперечные трещины в бетоне; величину прогиба при достижении контрольных значений нагрузок; значение нагрузки и соответствующий прогиб при условном разрушении, и характер условного разрушения изделия [1].

3.1 Опытные данные Д.С. Тошина

Для проведения сравнительного анализа в качестве опытных данных были выбраны значения моментов трещинообразования, полученные из опытов, проводимых Ж.С. Нугужинным (МГСУ) под руководством Б.С. Расторгуева, Д.С. Тошиным (ТГУ) под руководством В.А. Ерышева, а также опытные данные В.А. Ерышева.

Для получения опытных данных, авторами были использованы линейные элементы балочного типа, нагружение которых выполнялось по

однопролетной двухопорной схеме с приложением двух равных сосредоточенных сил в пролете.

В качестве опытных данных использованы результаты исследований, полученных непосредственно автором, а также заимствованные из работы Д.С. Тошина [32].

Для экспериментальных исследований были использованы линейные элементы балочного типа, нагружение которых выполнялось по однопролетной двухопорной схеме с приложением двух равных сосредоточенных сил в пролете (рисунок 4.1). Схема нагружения позволяет получить зону чистого изгиба в средней трети балки и исключить влияние поперечной силы на деформации элемента.

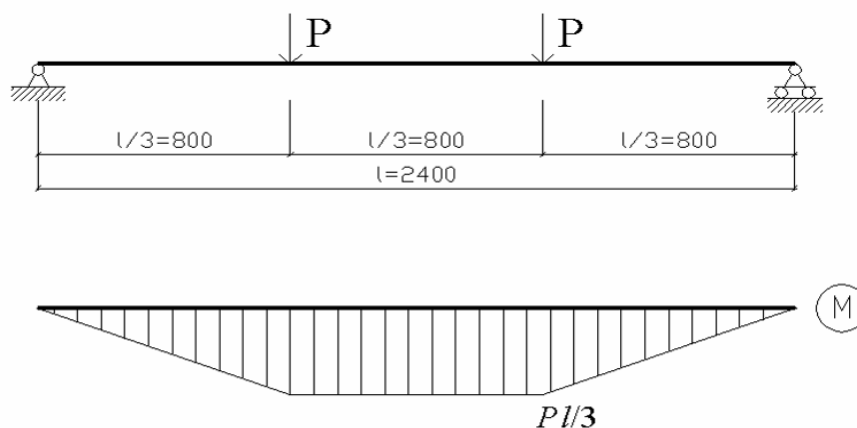


Рисунок 3.1 – Расчетная схема нагружения и эпюра изгибающих моментов M

Для проведения экспериментальных исследований по статическому нагружению и последующей разгрузке железобетонных балок по назначенной схеме испытаний была запроектирована и изготовлена силовая установка

В качестве груза при испытании балок принята вода. Использование воды позволяет механизировать процесс загрузки и разгрузки, получать заданные значения сил с высокой точностью, регулировать скорость приложения нагрузки.

Опытные образцы-балки были запроектированы пролетом 2400 мм (полная длина 2460 мм) и размерами поперечного сечения $b \times h = 120 \times 200$ мм. При принятом соотношении пролета к высоте сечения влияние поперечной

силы на прогиб элемента незначительно, поэтому можно считать, что деформации элемента являются функцией изгибающего момента. Для снижения влияния масштабного фактора ширина сечения балки b назначена равной $0,6h$, что несколько выше типовых соотношений b/h .

Было запроектировано 3 серии балок, которые различались процентом армирования и наличием арматуры в сжатой зоне бетона на участке действия постоянного момента при нагружении (рисунок 4.4).

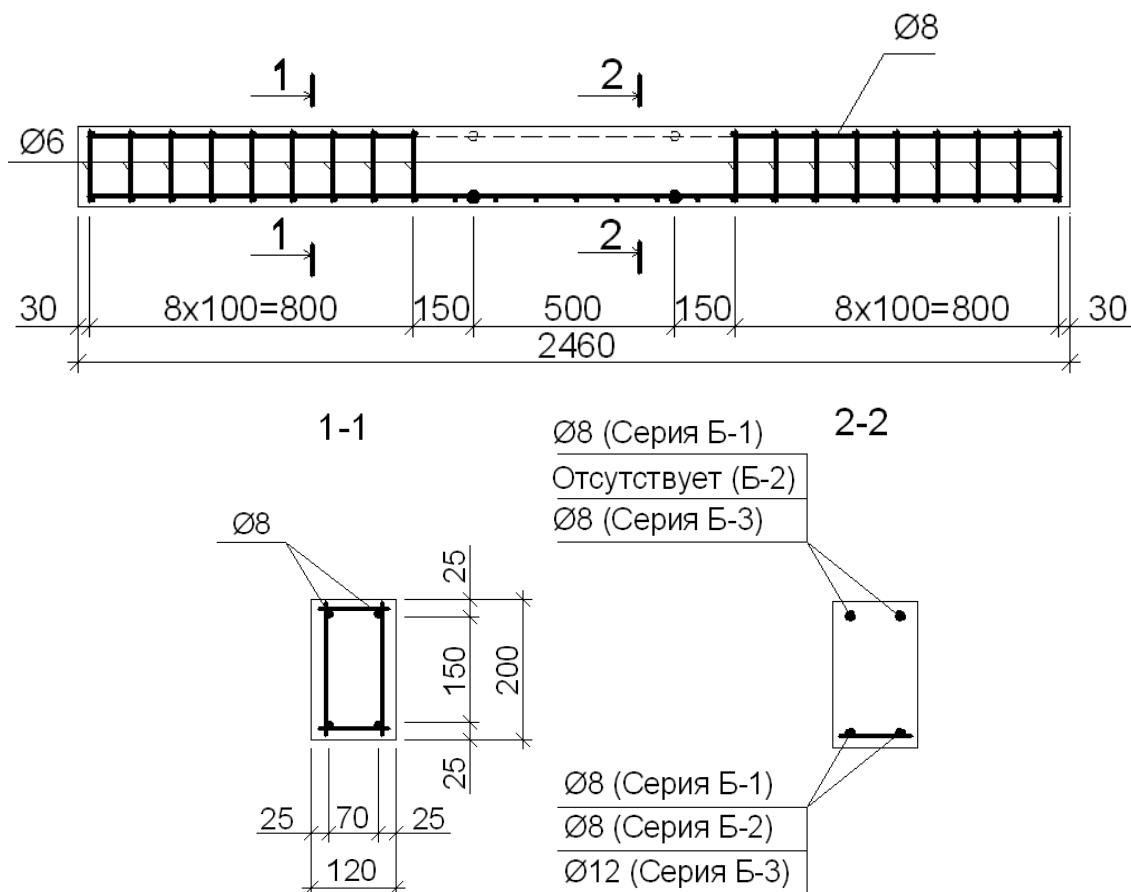


Рисунок 3.2 – Проектные размеры и армирование опытных железобетонных образцов-балок по сериям Б1, Б2 и Б3

Поперечные стержни устанавливались только в приопорной зоне, чтобы исключить разрушение изгибаемых элементов по наклонному сечению от совместного действия изгибающего момента и поперечной силы. В средней трети пролета, в зоне постоянного изгибающего момента, стержни поперечного армирования не устанавливались. В зоне чистого изгиба к нижним продольным стержням каркаса закреплялись вязальной проволокой концентраторы трещин в виде гладкой арматуры диаметром 6 мм класса А240.

На продольную арматуру каркасов приваривались втулки с внутренней резьбой, длина которых соответствовала величине защитного слоя бетона до боковой грани. Назначение втулок – закрепление индикатора часового типа и удлинителя, образующих измерительную меру.

Балки изготавливались из тяжелого бетона класса В22,5.

Часть балок каждой серии испытывалась до разрушения для определения величины предельного момента ($M_p=7,33$; $7,23$ и $17,3$ кН·м – для балок серии Б1 Б2 и Б3 соответственно).

Результаты расчета этих образцов по описанным выше методикам занесены в таблицу 3.1.

Таблица 3.1— Результаты нагружения повторными нагрузками сжатия при постоянных уровнях и скоростях изменения напряжений

№ серии балок	h, см	b, см	$A_s, \text{см}^2$	$A'_s, \text{см}^2$	$\mu, \%$	$\mu', \%$	$R_{bt}, \text{МПа}$	$M_{срс}$ по СНиП 2.03.01-84*, кН*м	$M_{срс}$ при упругой работе бетона, кН*м	$M_{срс}$ по СП 52-101-2003, кН*м	$M_{срс}$ по деформационному методу СП 52-101-2003, кН*м	$M_{срс}$, опытные данные, кН*м
Б-1	20,4	12,0	2*0,505=1,01	2*0,505=1,01	0,47	0,47	1,5	2.784	2.771	2.697	2.715	2.735
Б-2	20,2	11,8	2*0,505=1,01	0	0,48	0	1,5	2.430	2.409	2.138	2.161	2.169
Б-3.	20,2	12,0	2*1,13=2,26	2*0,505=1,01	1,13	0,50	1,5	2.650	2.652	2.377	2.566	2.574

3.2 Опытные данные Ж.С. Нугужина

Для проведения сравнительного анализа в качестве опытных данных были выбраны значения деформаций арматуры, бетона и прогибов, полученные из опытов, проводимых Ж.С. Нугужинным (МГСУ) под руководством Б.С. Расторгуева, и Д.С. Тошиным (ТГУ) под руководством В.А. Ерышева.

Для получения опытных данных, авторами были использованы линейные элементы балочного типа, нагружение которых выполнялось по однопролетной двухопорной схеме с приложением двух равных сосредоточенных сил в пролете.

Из ряда опытных образцов Ж.С. Нугужина были выбраны образцы серии Б.1, сечением 160x100мм, с рабочей арматурой в растянутой зоне. Расчетные характеристики: $\sigma_b = 372 \text{ кг/см}^2$, $\varepsilon_b = 0,00200$, $M_p = 10 \text{ кНм}$. В балке Б.1.3 принята рабочая арматура диаметром 12 мм, в балке Б.1.4 – рабочая арматура диаметром 16 мм.

В качестве опытных данных использованы результаты исследований, полученных непосредственно автором, а также заимствованные из работы Ж.С. Нугужина (НИИЖБ) [24], в исследованиях которого испытывались балки размерами $b \times h = 150 \times 300 \text{ мм}$ с процентом армирования $\mu = 1,32\%$ и $1,77\%$ и прочностью бетона $R_{пр.} = 31 \text{ МПа}$ и 71 МПа соответственно. Получены удовлетворительные результаты сравнения расчетных и опытных данных.

Таблица 3.2 — Результаты нагружения повторными нагрузками сжатия при постоянных уровнях и скоростях изменения напряжений

№ серии балок	h, см	b, см	$A_s, \text{см}^2$	$A'_s, \text{см}^2$	$\mu, \%$	$\mu', \%$	$R_{bt}, \text{МПа}$	$M_{срс}$ по СНиП 2.03.01-84*, кН*м	$M_{срс}$ при упругой работе бетона, кН*м	$M_{срс}$ по СП 52-101-2003, кН*м	$M_{срс}$ по деформационному методу СП 52-101-2003, кН*м	$M_{срс}$, опытные данные, кН*м
Б-1.1	18,2	11,9	2*0,505=1,01	2*0,505=1,01	0,47	0,47	1,5	2.730	2.725	2.708	2.720	2.712
Б-1.2	18,2	12,0	2*0,505=1,01	2*0,505=1,01	0,47	0,47	1,5	2.730	2.725	2.708	2.720	2.712
Б-1.3	18,3	11,8	2*0,505=1,01	0	0,48	0	1,5	2.430	2.409	2.138	2.161	2.169
Б-1.4	18,1	12,0	2*1,13=2,26	2*0,505=1,01	1,13	0,50	1,5	2.650	2.652	2.377	2.566	2.574

3.3 Опытные данные В.А. Ерышева

В качестве опытных данных использованы результаты исследований, полученных непосредственно автором, а также заимствованные из работы В.А. Ерышева [7].

Исследования проводились на изгибаемых образцах балочного типа, всего было изготовлено и испытано 9 образцов.

Проектные геометрические размеры для всех образцов принимались одинаковыми: длина расчетного пролета $l=150$ см, полная высота поперечного сечения $h=10$ см, ширина $b=15$ см. Фактические размеры балок приведены в таблице 3.5.

В качестве рабочей арматуры была применена горячекатаная сталь периодического профиля класса А-III (марка 25Г2С) с диаметрами: 6 мм (образцы с шифром Б-1А, Б-1Б, Б-1В), 8 мм (образцы с шифром Б-2А, Б-2Б, Б-2В) и 10 мм (образцы с шифром Б-3А, Б-3Б, Б-3В). Количество рабочих стержней арматуры в растянутой зоне во всех образцах было одинаковым, равным двум. Поперечные стержни, сваренные в пространственный каркас, устанавливались только в оппорной зоне, их количество и диаметр подбирались расчетом, чтобы исключить разрушение изгибаемых элементов по наклонному сечению от одновременного действия изгибающего момента и поперечной силы.

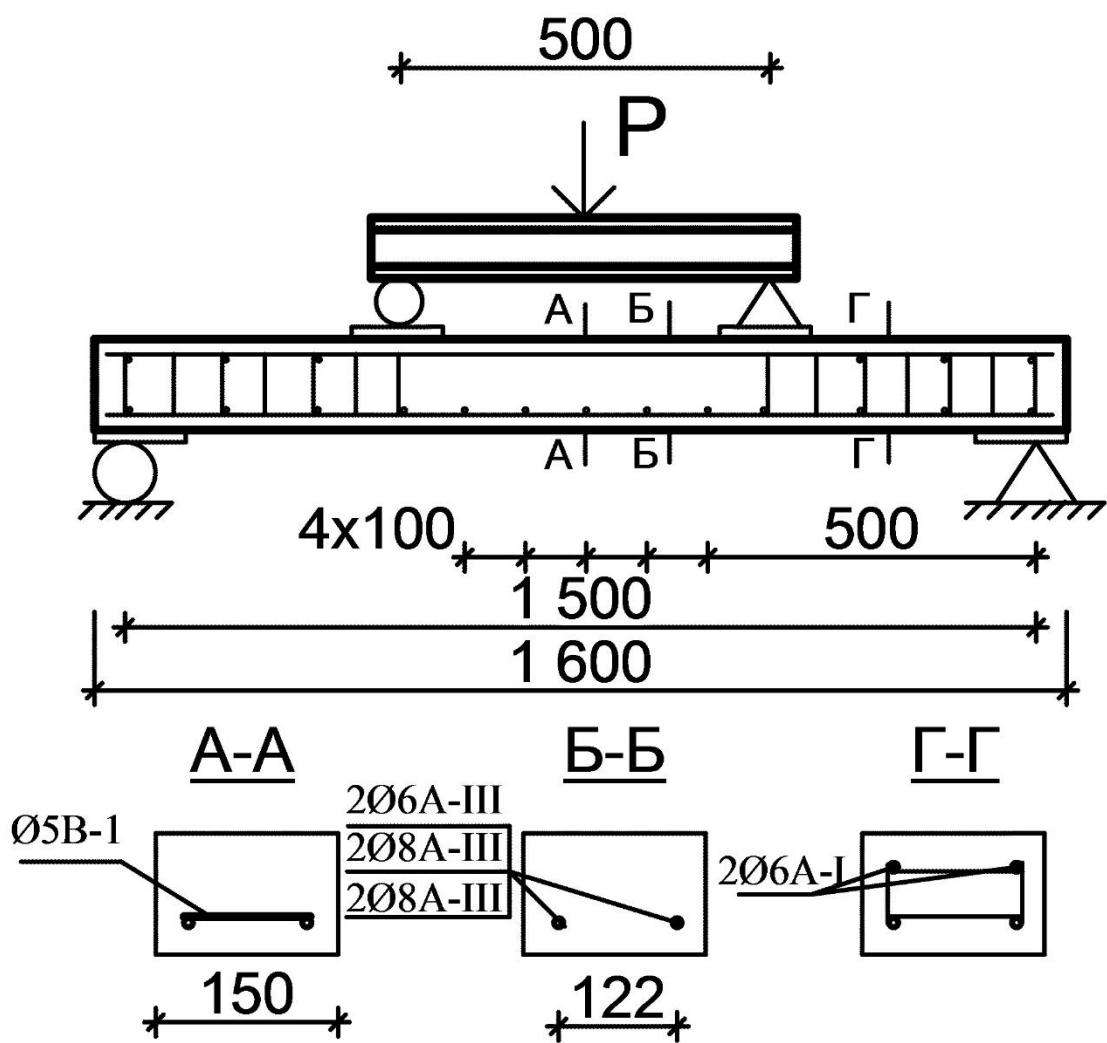


Рисунок 3.3 – Проектные размеры и армирование опытных железобетонных образцов-балок Ерышева В.А.

Таблица 3.2— Результаты нагружения повторными нагрузками сжатия при постоянных уровнях и скоростях изменения напряжений

№ серии балок	h, см	b, см	$A_s, \text{см}^2$	$A'_s, \text{см}^2$	$\mu, \%$	$\mu', \%$	$R_{bt},$ МПа	$M_{срс}$ по СНиП 2.03.01-84*, кН*м	$M_{срс}$ при упругой работе бетона, кН*м	$M_{срс}$ по СП 52-101-2003, кН*м	$M_{срс}$ по деформа- ционному методу, кН*м	$M_{срс},$ опытные данные, кН*м
Б-1А	10,4	15,1	0,566	-	0,41	-	1,6	1,220	1,218	1,198	1,214	1,212
Б-1Б	10	15	0,566	-	0,43	-	1,6	1,210	1,203	1,189	1,197	1,194
Б-1В	10	15	0,566	-	0,43	-	1,6	1,210	1,203	1,182	1,197	1,191
Б-2А	10	15	1,01	-	0,78	-	1,6	1,330	1,326	1,303	1,315	1,312
Б-2Б	10	15	1,01	-	0,78	-	1,6	1,330	1,326	1,303	1,315	1,309
Б-2В	10,4	15,1	1,01	-	0,74	-	1,6	1,340	1,337	1,312	1,319	1,323
Б-3А	10,4	15,1	1,57	-	1,17	-	1,6	1,420	1,417	1,401	1,408	1,412
Б-3Б	10,4	15,1	1,57	-	1,17	-	1,6	1,420	1,417	1,401	1,408	1,415
Б-3В	9,8	14,8	1,57	-	1,26	-	1,6	1,416	1,413	1,397	1,401	1,406

3.4 Опытные данные Кузнецова

Образцы имели прямоугольную форму высотой 18 см, шириной 12 см и длиной 210 см.

Армированы сварным каркасом с продольной арматурой периодического профиля класса А-III (сталь 35Г2С) по 2 рабочих стержня в верхней и нижней зоне (рисунок 3.4).

В качестве рабочей арматуры была применена горячекатаная сталь периодического профиля класса А-III (марка 25Г2С) с диаметрами: 8 мм (образцы с шифром К-8), 10 мм (образцы с шифром К-10) и 12 мм (образцы с шифром К-12). Количество рабочих стержней арматуры в растянутой зоне во всех образцах было одинаковым, равным четырем. Поперечные стержни, сваренные в пространственный каркас, устанавливались только в приопорной зоне, их количество и диаметр подбирались расчетом, чтобы исключить разрушение изгибаемых элементов по наклонному сечению от одновременного действия изгибающего момента и поперечной силы.

Было запроектировано 3 серии балок по 6 образцов в каждой конкретной серии (рисунок 3.4).

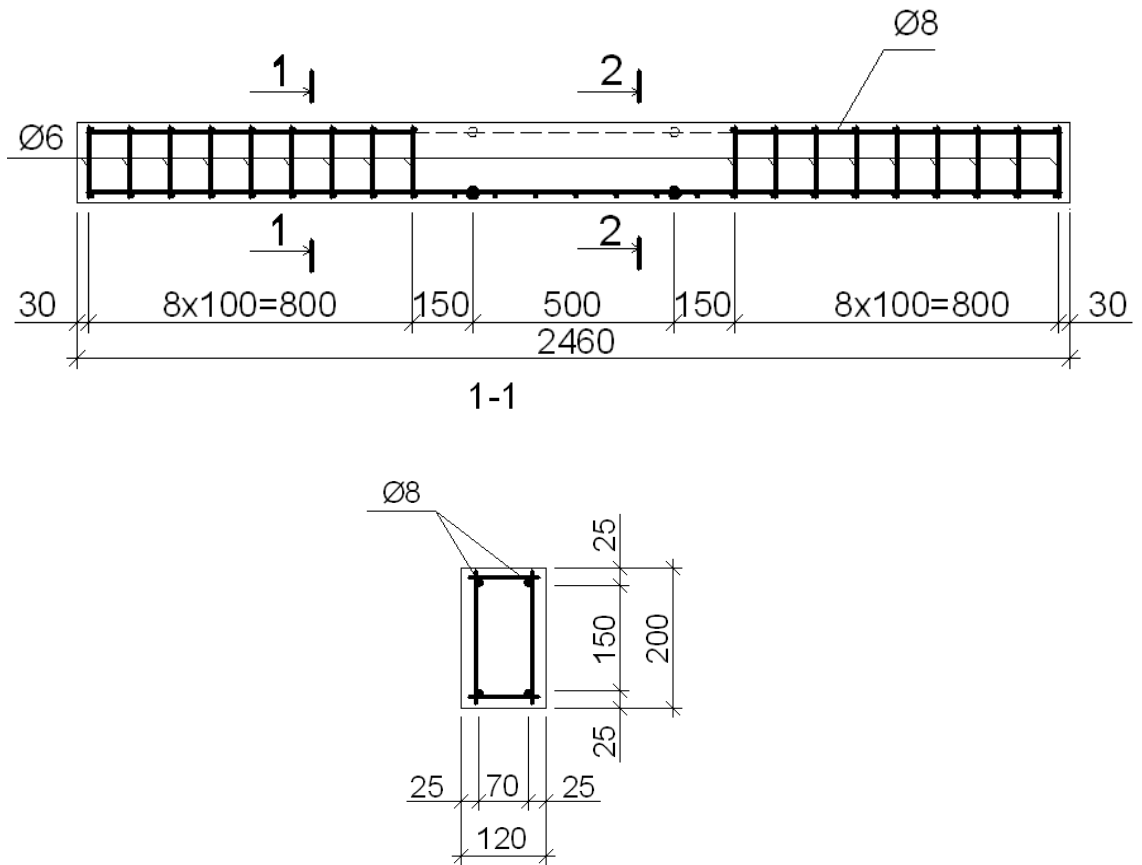


Рисунок 3.4 – Проектные размеры и армирование опытных железобетонных образцов-балок по сериям К-8, К-10 и К-12

Результаты расчета этих образцов по описанным выше методикам занесены в таблицу 3.4.

Таблица 3.4— Результаты нагружения повторными нагрузками сжатия при постоянных уровнях и скоростях изменения напряжений

№ серии балок	h, см	b, см	$A_s, \text{см}^2$	$A'_s, \text{см}^2$	$\mu, \%$	$\mu', \%$	$R_{bt}, \text{МПа}$	$M_{срс}$ по СНиП 2.03.01-84*, кН*м	$M_{срс}$ при упругой работе бетона, кН*м	$M_{срс}$ по СП 52-101-2003, кН*м	$M_{срс}$ по деформационному методу СП 52-101-2003, кН*м	$M_{срс}$, опытные данные, кН*м
К-8	18	12	2*0,505 =1,01	2*0,505 =1,01	0,52	0,52	2,2	3.12	2.99	2.46	2.69	2.86
К-10	18	12	2*0,785 =1,57	2*0,785 =1,57	0,82	0,82	2,2	3.67	3.62	2.92	3.25	3.45
К-12	18	12	2*1,13 =2,26	2*1,13 =2,26	1,18	1,18	2,2	4.79	4.52	3.20	4.31	4.42

3.5 Методика испытаний опытного образца

Лабораторное оборудование: гидравлический пресс с предельным усилием 250 т; танзометрический датчик с ценой деления 0,01 мм. В качестве исследуемого материала выступает бетонная призма с сечением 14,5x14,8 см и базой 30 см.

Очищенный образец устанавливают строго по центру между подвижной и неподвижной плитой пресса.

На каждую грань призмы в горизонтальном и вертикальном направлении крепятся танзометрические датчики для измерения продольных и поперечных деформаций, возникающих при сжатии, закрепленные через удлинитель в рамках.

Далее включают пресс и подают давление в 10 т на сжимающую плиту. Выдерживают бетонную призму с данным давлением 5 минуты. По истечению 5-ти минут снимают показания с датчиков.



Рисунок 3.5 – Испытание опытного образца

Последующая ступень загрузки увеличивается на 10 т. Снятие показаний с тензодатчиков проводится в том же порядке, что указан выше. После достижения нагрузки в 60 т, нагрузка увеличивается на 5 т. При достижении образца нагружением в размере 70 т, нагрузку увеличивают до полного разрушения образца.

Разрушение опытного образца произошло хрупко с шумовым эффектом по продольной оси.

Из протоколов испытаний, в табл. 3.5 представлены значения нагрузки P и показания индикаторов осевых и поперечных перемещений. По значениям нагрузки и площади сечения призмы, определяем значения напряжений:

$$\sigma = \frac{P}{A_b} \text{ МПа} , \quad (3.1)$$

где P - нагрузка, т,

A_b - площадь поперечного сечения призмы, мм²;

Из показаний приборов, вычисляются относительные деформации:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} , \quad (3.2)$$

где ε_1 – относительная осевая деформация,

ε_A – относительная поперечная деформация,

Δl – абсолютная деформация,

l – длина базы;

По значению относительных деформаций вычисляются объемные деформации по формуле:

$$\theta = \varepsilon_1 - 2 \cdot \varepsilon_A , \quad (3.3)$$

где ε_3 – относительная продольная деформация,

ε_A – относительная поперечная деформация;

Коэффициент Пуассона: $\mu = \frac{\varepsilon_A}{\varepsilon_1}$

Результаты расчетов представлены в табл. 3.5.

Таблица 3.5 — Результаты испытаний

№ ступени	P, кг	$\sigma=P/A_B$, кг/см ²	$\xi_1=\Delta_1/L_1$, 10 ⁻⁵	$\xi_A=\Delta_A/L_A$, 10 ⁻⁵	Δ_1 , мм	Δ_A , мм	$\theta=\xi_1-2\xi_A$	$\mu=\xi_A/\xi_1$
0	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00
1	10000	46,60	26,67	0,00	0,08	0	26,67	0,00
2	20000	93,20	48,33	3,45	0,145	0,005	41,44	0,07
3	30000	139,79	70,00	10,34	0,21	0,015	49,31	0,15
4	40000	186,39	101,67	17,24	0,305	0,025	67,18	0,17
5	50000	232,99	126,67	27,59	0,38	0,04	71,49	0,22
6	60000	279,59	156,67	41,38	0,47	0,06	73,91	0,26
7	65000	302,89	173,33	55,17	0,52	0,08	62,99	0,32
8	70000	326,19	196,67	82,76	0,59	0,12	31,15	0,42
9	74000	344,83	-	-	-	-	0	-
10	Разрушение							

На основании результатов, полученных экспериментальным путем, строим три диаграммы зависимости.

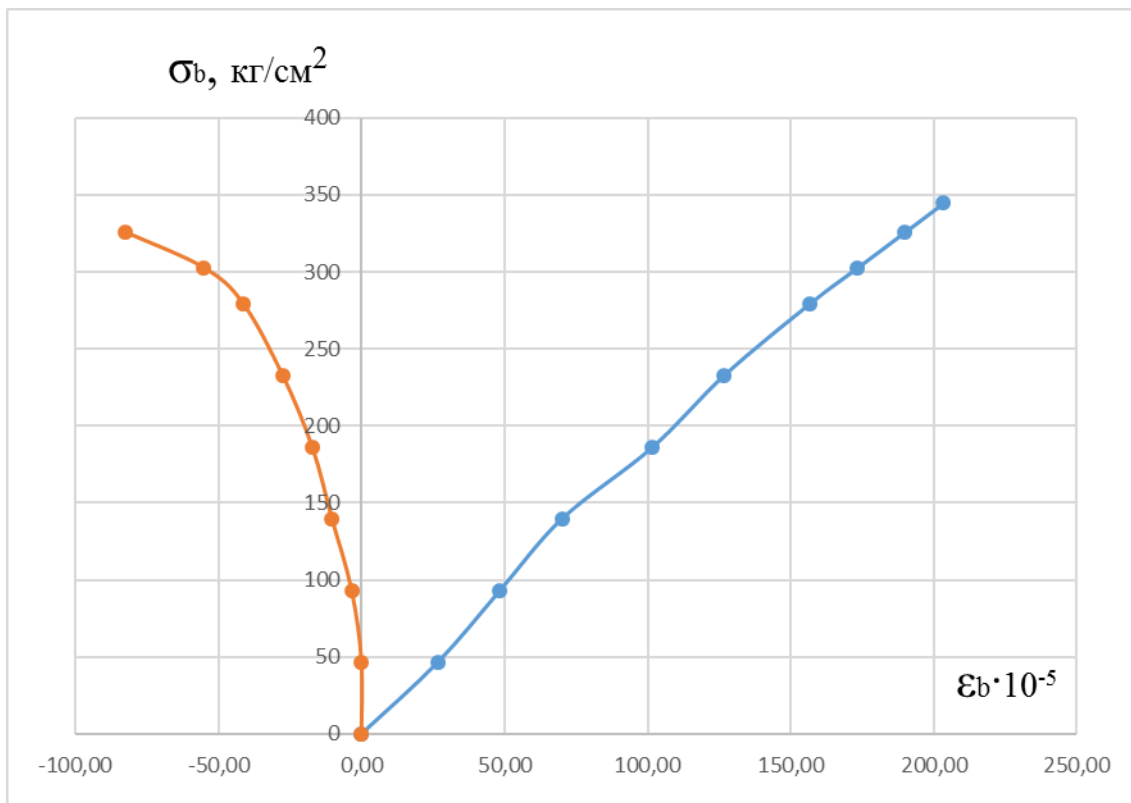


Рисунок 3.6 – Диаграммы бетона на сжатие: а) диаграмма поперечных деформаций; б) диаграмма осевых деформаций

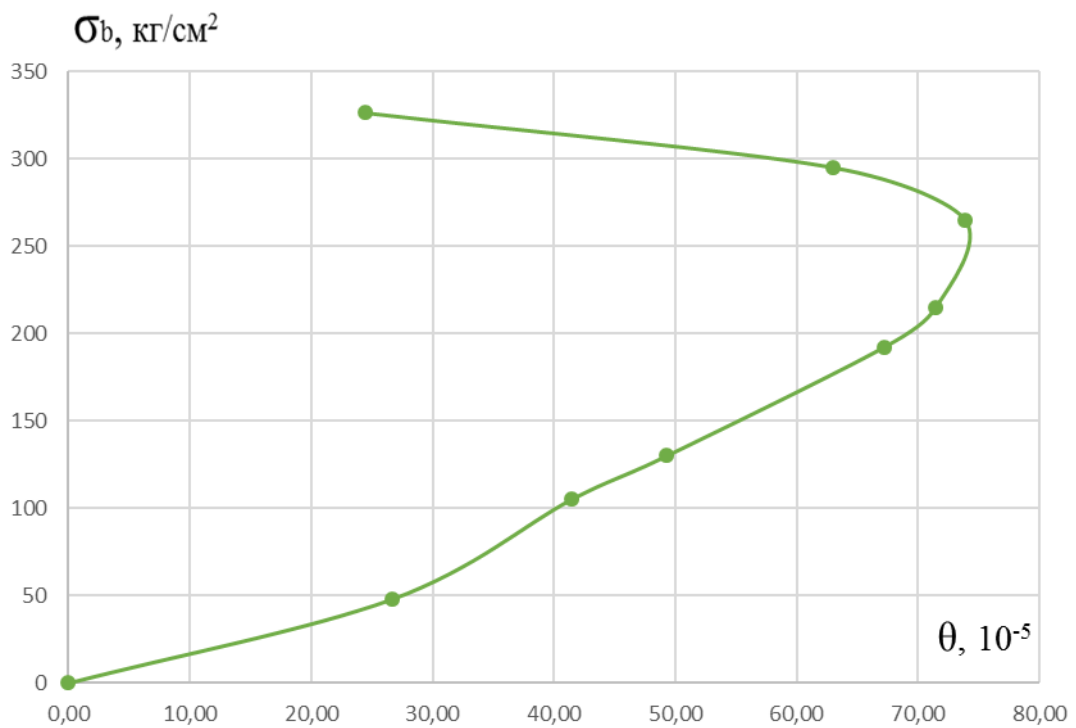


Рисунок 3.7 – Диаграмма зависимости напряжения от объемных деформаций

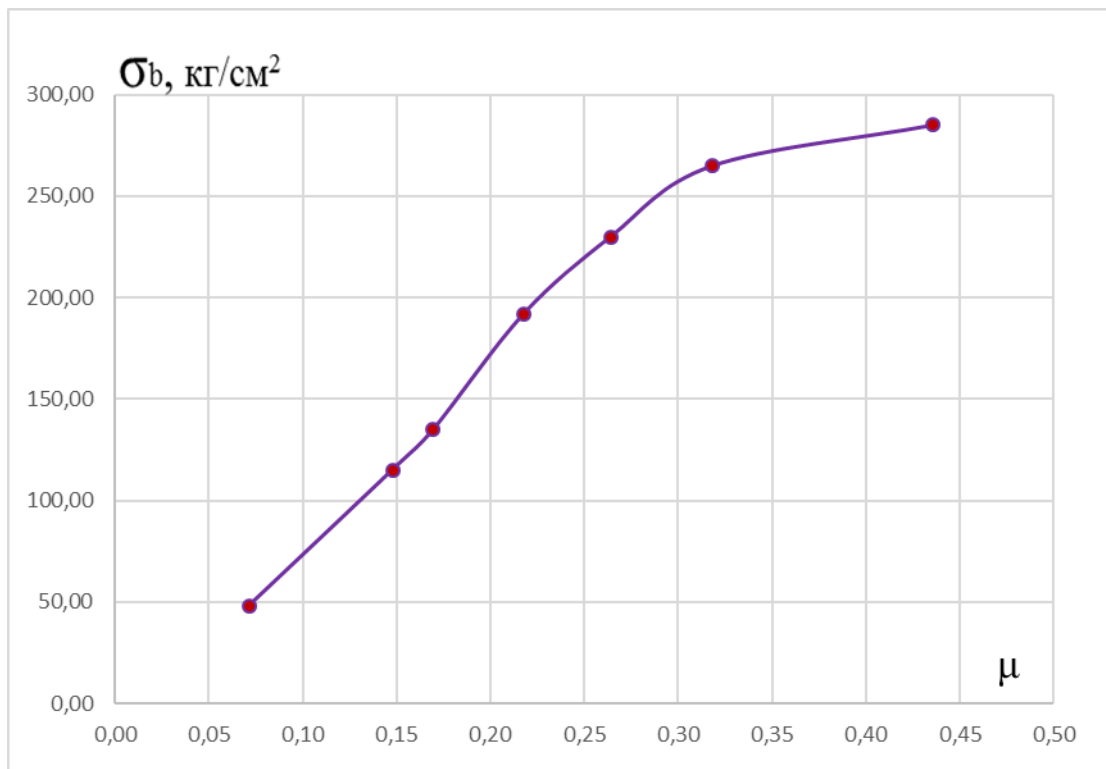


Рисунок 3.8 – Диаграмма зависимости напряжений и коэффициента Пуассона

Фактические диаграммы деформирования бетона имеют криволинейный характер, выпуклостью к оси напряжения. На основании результатов испытаний и диаграмм бетона, определены следующие параметры: $E_b=2 \times 10^5$ – модуль деформации, предельные деформации $\varepsilon_b = 200 \cdot 10^{-5}$ МПа, предельное напряжение призмочной прочности $\sigma_b = R_b = 344,8$ МПа

Из диаграммы, изображенной на рис. 3.7, следует, что на низких уровнях объемные деформации уменьшаются, осевые деформации преобладают над поперечными. С уровнем напряжений σ_b , поперечные деформации начинают опережать осевые, объемные увеличивается и при разрушении становится равным нулю.

В современных нормативных документах, рекомендовано проводить расчет по двух и трехлинейных диаграммах. Параметры этих диаграмм определяются по результату испытаний призмы и расчетного значения.

В качестве расчетных диаграмм состояния бетона, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, принимают трехлинейную и двухлинейную диаграммы (рисунок 4, а, б).

Из выше сказанного можно сделать вывод, что

$$\varepsilon_{b1} = \frac{R_b}{E_b} \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_{b1} = \frac{344.83}{2 \times 10^5} = 172.4 \cdot 10^{-5}$$

Для сравнения наложим двухлинейную диаграмму, построенную по СП 52-101-2003 на построенную по результатам испытаний.

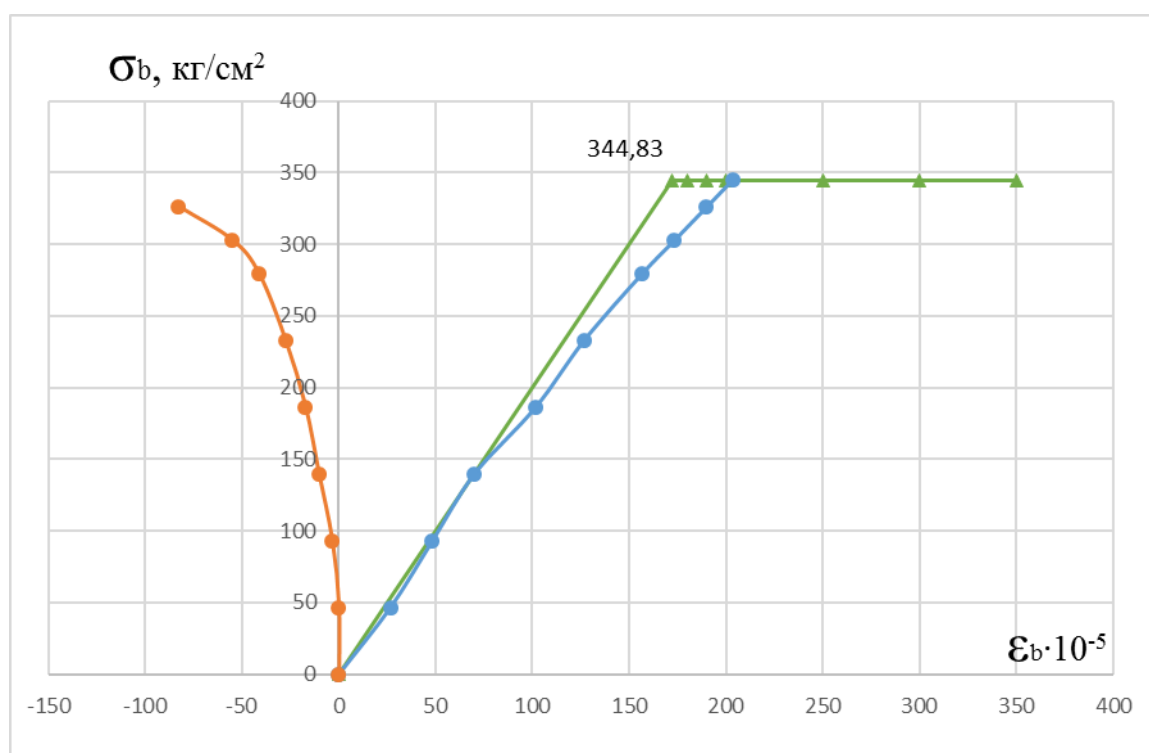


Рисунок 3.9 – Диаграмма расчетная двухлинейная и опытные диаграммы зависимости напряжения от деформаций

При трехлинейной диаграмме сжимающее напряжение бетона на участке $0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1}$ определяется по формуле (3.4),

$\varepsilon_{b1} < \varepsilon_b < \varepsilon_{b0}$ определяется формулой:

$$\sigma_b = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right) \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right] R_b \quad (3.5)$$

где $\sigma_{b1} = 0,6R_b$,

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_s} \quad (3.6)$$

$\varepsilon_{b0} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$ определяется формулой (5)

$$\text{Отсюда } \varepsilon_{b1} = \frac{0,6 \times 344,83 \times 10^{-5}}{2 \times 10^{-5}} = 103,45$$

Так же сравним с диаграммой, построенной по данным испытания.

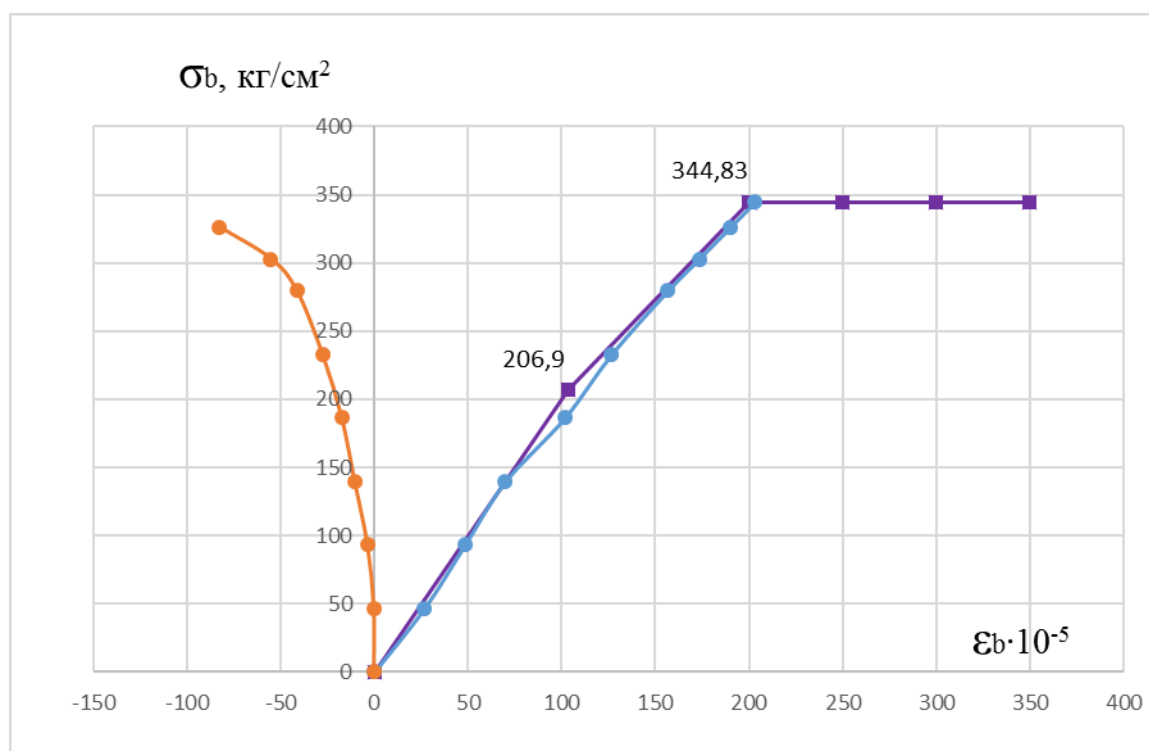


Рисунок 3.10 – Диаграмма расчетная трехлинейная и опытные диаграммы зависимости напряжения от деформаций

При расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели в качестве расчетной диаграммы состояния (деформирования) арматуры, устанавливающей связь между напряжениями σ_s и относительными деформациями ε_s арматуры, принимают двухлинейную диаграмму (рисунок 5.2).

Диаграммы состояния арматуры при растяжении и сжатии принимают одинаковыми.

Основная задача при расчете бетона по прочности состоит в проверке условия равновесия:

$$\frac{b \cdot R_b \cdot r}{2} \cdot 2 \cdot \varepsilon_{bu} - \varepsilon_{b,el} + A_{si} \cdot \sigma_{si} = 0, \quad (3.7)$$

Где упругие деформации находятся по формуле:

$$\varepsilon_{b,el} = \frac{\sigma_b}{E_b} \quad (3.8)$$

$$\text{Кривизна } \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{bu} + \varepsilon_s}{h_0} \quad (3.9)$$

$$\text{Растянутая арматура } \varepsilon_s = \frac{R_s}{E_b} \quad (3.10)$$

$$\text{Напряжение в сжатой арматуре } \sigma'_s = \varepsilon'_s \cdot E_s \quad (3.11)$$

$$\text{Напряжение в растянутой арматуре } \sigma_s = R_s. \quad (3.12)$$

Размеры сечения $b \times h = 15 \times 20$ см, расстояние $x = 2,15$ см. Принимаем при предельном напряжении в $344,8$ кг/см², $\varepsilon_{bu} = 350 \cdot 10^{-5}$. Диаметр сжатой и растянутой арматуры АIII 8 мм. Напряжение арматуры $R_s = 472$ МПа, $\varepsilon_{su} = 2500 \cdot 10^{-5}$.

$$\text{По формуле (3.8) } \varepsilon_{b,el} = \frac{344,8}{200000} = 172,42 \cdot 10^{-5}$$

$$\text{По формуле (3.9) найдем кривизну } \frac{1}{r} = \frac{0,0035 + 0,025}{17,5} = 0,00162$$

Сжатая арматура находится из подобия треугольников (рис. 3.11)

$$\varepsilon'_s = \frac{0,025 \cdot (2,5 - 2,15)}{17,5 - 2,15} = 58,3 \cdot 10^{-5}$$

$$\text{Растянутая арматура по формуле (15) } \varepsilon_s = \frac{4720}{210000} = 224,7 \cdot 10^{-5}$$

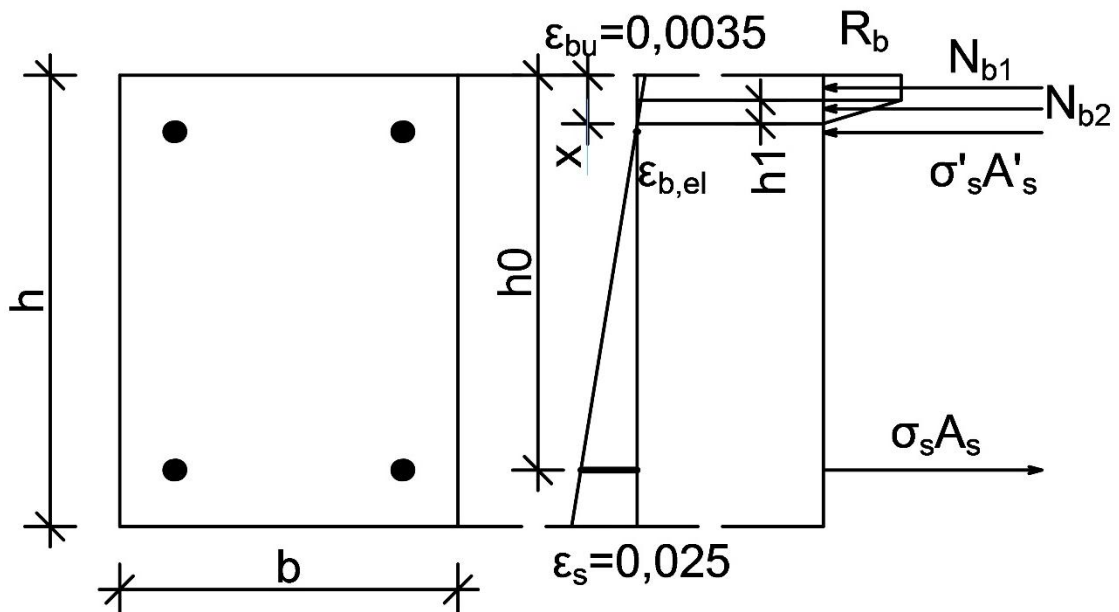


Рисунок 3.11 – Расчетное сечение, эпюры деформаций и расчетных усилий

По формуле (11) сделаем проверку условия равновесия:

$$\frac{b \cdot R_b \cdot r}{2} (2 \cdot \varepsilon_{bu} - \varepsilon_{b,el}) - A_s (-\sigma'_s + \sigma_s) = \frac{15 \cdot 344,8 \cdot 614}{2} (2 \cdot 0,0035 - 0,00172) - 1,005 \cdot (-1224 + 4720) = 11\,892 > 0$$

Таким образом, расчет показывает, что выбранное армирование недостаточно. В работе выполнены приближения и рассчитан предельный момент.

Далее методом последовательных приближений, определим новую $\varepsilon_b = \varepsilon_{bu} - \Delta\varepsilon_b$, где $\Delta\varepsilon_b = 0,1\varepsilon_{bu}$.

I приближение

$$\Delta\varepsilon_b = 0,1 \cdot \varepsilon_{bu} = 0,00035$$

$$\varepsilon_{b1} = \varepsilon_{bu} - \Delta\varepsilon_b = 0,00315$$

$$\frac{b \cdot R_b \cdot r}{2} (2 \cdot \varepsilon_{b1} - \varepsilon_{b,el}) - A_s (-\sigma'_s + \sigma_s) = 10\,780 > 0$$

II приближение

$$\Delta\varepsilon_b = 0,1 \cdot \varepsilon_{bu} = 0,00035$$

$$\varepsilon_{b2} = \varepsilon_{b1} - \Delta\varepsilon_b = 0,0028$$

$$\frac{b \cdot R_b \cdot r}{2} (2 \cdot \varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b,el}) + A_s (-\sigma'_s + \sigma_s) = 9\,669 > 0$$

III приближение

$$\Delta\varepsilon_b=0,1\cdot\varepsilon_{bu}=0.00035$$

$$\varepsilon_{b3}=\varepsilon_{b2}-\Delta\varepsilon_b=0.00245$$

$$\frac{b\cdot R_b\cdot r}{2} 2\cdot\varepsilon_{b3}-\varepsilon_{b,el}+A_s-\sigma'_s+\sigma_s=8\,557>0$$

IV приближение

$$\Delta\varepsilon_b=0,1\cdot\varepsilon_{bu}=0.00035$$

$$\varepsilon_{b4}=\varepsilon_{b3}-\Delta\varepsilon_b=0.0021$$

$$\frac{b\cdot R_b\cdot r}{2} 2\cdot\varepsilon_{b4}-\varepsilon_{b,el}+A_s-\sigma'_s+\sigma_s=7\,446>0$$

V приближение

$$\Delta\varepsilon_b=0,1\cdot\varepsilon_{bu}=0.00035$$

$$\varepsilon_{b5}=\varepsilon_{b4}-\Delta\varepsilon_b=0.00175$$

$$\frac{b\cdot R_b\cdot r}{2} 2\cdot\varepsilon_{b5}-\varepsilon_{b,el}+A_s-\sigma'_s+\sigma_s=6\,334>0$$

VI приближение

$$\Delta\varepsilon_b=0,1\cdot\varepsilon_{bu}=0.00035$$

$$\varepsilon_{b6}=\varepsilon_{b5}-\Delta\varepsilon_b=0.0014$$

$$\frac{b\cdot R_b\cdot r}{2} 2\cdot\varepsilon_{b6}-\varepsilon_{b,el}+A_s-\sigma'_s+\sigma_s=5\,223>0$$

VII приближение

$$\Delta\varepsilon_b=0,1\cdot\varepsilon_{bu}=0.00035$$

$$\varepsilon_{b7}=\varepsilon_{b6}-\Delta\varepsilon_b=0.0014$$

$$\frac{b\cdot R_b\cdot r}{2} 2\cdot\varepsilon_{b7}-\varepsilon_{b,el}+A_s-\sigma'_s+\sigma_s=4\,111>0$$

VIII приближение

$$\Delta\varepsilon_b=0,1\cdot\varepsilon_{bu}=0.00035$$

$$\varepsilon_{b8}=\varepsilon_{b7}-\Delta\varepsilon_b=0.0014$$

$$\frac{b\cdot R_b\cdot r}{2} 2\cdot\varepsilon_{b8}-\varepsilon_{b,el}+A_s-\sigma'_s+\sigma_s=2\,999>0$$

IX приближение

$$\Delta\varepsilon_b = 0,26 \cdot \varepsilon_{bu} = 0,00091$$

$$\varepsilon_{b9} = \varepsilon_{b8} - \Delta\varepsilon_b = 0,00053$$

$$\frac{b \cdot R_b \cdot r}{2} \cdot 2 \cdot \varepsilon_{b9} - \varepsilon_{b,el} + A_s \cdot \sigma'_s + \sigma_s = 0,236 \approx 0$$

Определим предельный момент по формуле:

$$M = R_b \cdot b \cdot x_1 \cdot \frac{x - h_1}{2} + \frac{1}{2} \cdot R_b \cdot b \cdot \left(x - \frac{2}{3} h_1 \right) - \sigma_s \cdot A_s \cdot h_0 - a_{3c} + \sigma'_s \cdot A'_s \cdot a_{3c} \quad (3.13)$$

При $h_0=17,5$ см, $x_1=1,15$ см, $h_1=1,05$ см, $x=2,15$ см определены по графику (рис. 3.11).

$$M = 344,8 \cdot 15 \cdot 1,15 \cdot \frac{2,15 - 1,05}{2} + \frac{1}{2} \cdot 344,8 \cdot 15 \cdot \left(2,15 - \frac{2}{3} \cdot 1,05 \right) + 4720 \cdot 1,006 \cdot 17,5 - 2,5 - 3310 \cdot 1,006 \cdot 2,5 = 7,28 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Условие равновесия для трехлинейной диаграммы:

$$\frac{b \cdot R_b \cdot r}{2} \cdot \varepsilon_{bu} - \frac{\varepsilon_{b,el}}{2} - \frac{\varepsilon_1}{2} + A_{si} \cdot \sigma_{si} = 0, \quad (3.14)$$

Размеры сечения $b \times h = 15 \times 20$ см, расстояние $x = 2,15$ см. Принимаем при предельном напряжении в $344,8$ кг/см², $\varepsilon_{bu} = 350 \cdot 10^{-5}$. Диаметр сжатой и растянутой арматуры АШ 8 мм. Напряжение арматуры $R_s = 472$ МПа, $\varepsilon_{su} = 2500 \cdot 10^{-5}$.

$$\text{По формуле (3.4)} \quad \varepsilon_{b1} = \frac{0,6 \cdot 344,8}{200000} = 104,49 \cdot 10^{-5}$$

$$\text{По формуле (3.8)} \quad \varepsilon_{b,el} = \frac{344,8}{200000} = 172,42 \cdot 10^{-5}$$

$$\text{По формуле (3.9) найдем кривизну } \frac{1}{r} = \frac{0,0035 + 0,025}{17,5} = 0,00162$$

Сжатая арматура находится из подобия треугольников (рис. 9)

$$\varepsilon'_s = \frac{0,025 \cdot (2,5 - 2,15)}{17,5 - 2,15} = 58,3 \cdot 10^{-5}$$

$$\text{Растянутая арматура по формуле (13)} \quad \varepsilon_s = \frac{4720}{210000} = 224,7 \cdot 10^{-5}$$

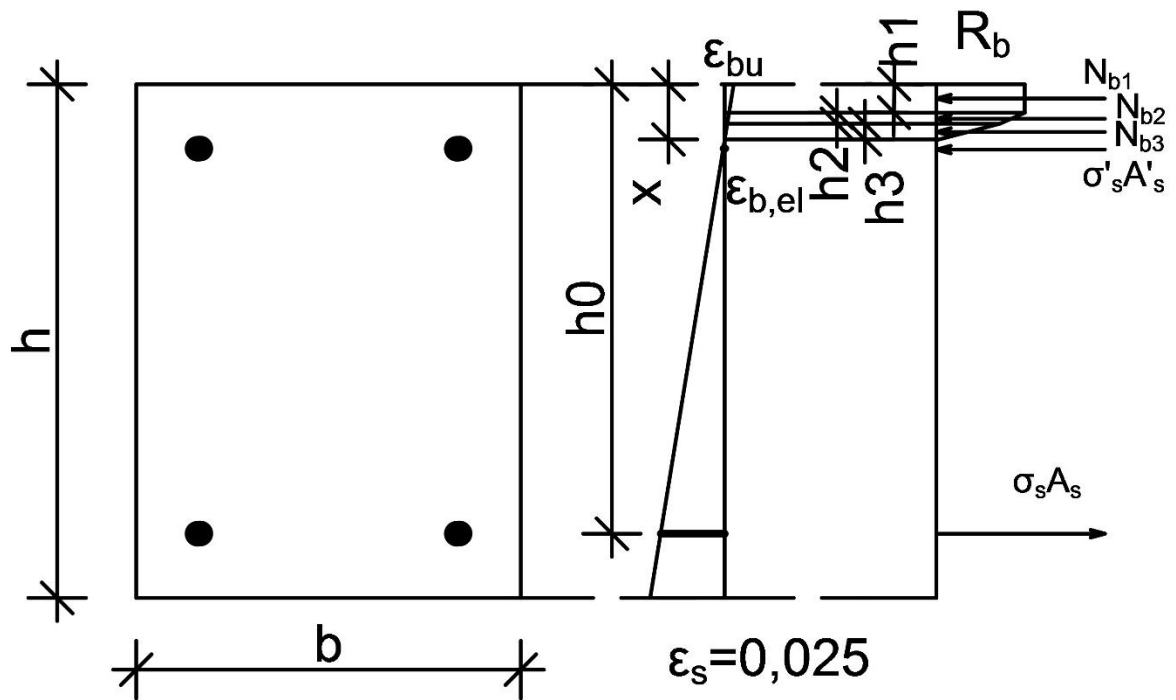


Рисунок 3.12 – Расчетное сечение, эпюры деформаций и расчетных усилий

По графику (рис. 3.12) из подобия треугольников определяем $h_1=1,11$ см, $h_2=0,43$ см, $h_3=0,61$ см,

Сделаем проверку условия равновесия:

$$\frac{b \cdot R_b \cdot r}{2} \cdot \varepsilon_{bu} - \frac{\varepsilon_{b,el}}{2} - \frac{\varepsilon_1}{2} - A_s \cdot \sigma'_s + \sigma_s = \frac{15 \cdot 344,8 \cdot 614}{2} \cdot 0,0035 - \frac{0,00172}{2} - \frac{0,001045}{2} - 1,005 \cdot (-1224 + 4720) = 12\,641 > 0$$

Таким образом, расчет показывает, что выбранное армирование недостаточно. Далее в работе выполним приближения и рассчитаем предельный момент.

Далее методом последовательных приближений, определим новую $\varepsilon_b = \varepsilon_{bu} - \Delta\varepsilon_b$, где $\Delta\varepsilon_b = 0,1\varepsilon_{bu}$.

I приближение

$$\Delta\varepsilon_b = 0,1 \cdot \varepsilon_{bu} = 0,00035$$

$$\varepsilon_{b1} = \varepsilon_{bu} - \Delta\varepsilon_b = 0,00315$$

$$\frac{b \cdot R_b \cdot r}{2} \cdot \varepsilon_{b1} - \frac{\varepsilon_{b,el}}{2} - \frac{\varepsilon_1}{2} - A_s \cdot \sigma'_s + \sigma_s = 9\,308 > 0$$

II приближение

$$\Delta\varepsilon_b = 0,1 \cdot \varepsilon_{bu} = 0.00035$$

$$\varepsilon_{b2} = \varepsilon_{b1} - \Delta\varepsilon_b = 0.0028$$

$$\frac{b \cdot R_b \cdot r}{2} \varepsilon_{bu} - \frac{\varepsilon_{b,el}}{2} - \frac{\varepsilon_1}{2} + A_s (-\sigma'_s + \sigma_s) = 6\,552 > 0$$

III приближение

$$\Delta\varepsilon_b = 0,1 \cdot \varepsilon_{bu} = 0.00035$$

$$\varepsilon_{b3} = \varepsilon_{b2} - \Delta\varepsilon_b = 0.00245$$

$$\frac{b \cdot R_b \cdot r}{2} \varepsilon_{b3} - \frac{\varepsilon_{b,el}}{2} - \frac{\varepsilon_1}{2} - A_s (-\sigma'_s + \sigma_s) = 3\,797 > 0$$

IV приближение

$$\Delta\varepsilon_b = 0,1 \cdot \varepsilon_{bu} = 0.00035$$

$$\varepsilon_{b4} = \varepsilon_{b3} - \Delta\varepsilon_b = 0.0021$$

$$\frac{b \cdot R_b \cdot r}{2} \varepsilon_{b4} - \frac{\varepsilon_{b,el}}{2} - \frac{\varepsilon_1}{2} + A_s (-\sigma'_s + \sigma_s) = 1\,040 > 0$$

V приближение

$$\Delta\varepsilon_b = 0,04 \cdot \varepsilon_{bu} = 0.00013$$

$$\varepsilon_{b5} = \varepsilon_{b4} - \Delta\varepsilon_b = 0.00197$$

$$\frac{b \cdot R_b \cdot r}{2} \varepsilon_{b5} - \frac{\varepsilon_{b,el}}{2} - \frac{\varepsilon_1}{2} - A_s (-\sigma'_s + \sigma_s) = 0.68 \approx 0$$

Определим предельный момент по формуле:

$$M = R_b \cdot b \cdot h_1 \cdot \frac{h_1}{2} + \frac{1}{2} \cdot R_b \cdot h_2 \cdot (h_1 + \frac{1}{2}h_2) \cdot \frac{b}{2} + \frac{1}{2} \cdot b \cdot h_3 \cdot R_b \cdot (h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2}) + \sigma_s A_s \cdot a_{3c} - \sigma'_s A'_s (h - a_{3c}) \quad (3.15)$$

$$M = 344,8 \cdot 15 \cdot 1,11 \cdot \frac{1,11}{2} + \frac{1}{2} \cdot 344,8 \cdot 0,43 \cdot (1,11 + \frac{1}{2} \cdot 0,43) \cdot 15 + \frac{1}{2} \cdot 15 \cdot 0,61 \cdot 344,8 \cdot (1,11 + 0,43 + \frac{0,61}{2}) + 4720 \cdot 1,006 \cdot 2,5 - 1224 \cdot 1,006(20 - 2,5) = 7,42 \text{ kH} \cdot \text{м}$$

Выводы к третьей главе

1. В программном комплексе MathCAD реализован расчет момента трещинообразования стержневых железобетонных элементов по основным существующим расчетным методикам, нормативным документам и деформационному методу.
2. Сравнительный анализ опытных и расчетных значений момента трещинообразования позволяет оценить методы расчета на наибольшее соответствие опытным данным.
3. Наибольшее соответствие опытным данным показал деформационный метод.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В данной работе проведен обзор вариантов расчета момента трещинообразования по существующим методикам и предложен новый деформационный способ расчета. Наиболее точно характеризующими связь между напряжениями и деформациями являются зависимости, предложенные [6, 12, 13];

Алгоритмы расчета момента трещинообразования по всем описанным методикам реализованы в программном комплексе MathCAD.

Сравнительный анализ опытных и расчетных значений момента трещинообразования дает удовлетворительное соответствие. Наибольшее соответствие опытным данным показал деформационный метод.

СПИСОК ПУБЛИКАЦИЙ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ

Частично содержание диссертации изложено в следующих публикациях:
в изданиях, входящих в перечень ведущих рецензируемых научных журналов и изданий ВАК:

1. Афанасьева Ю.С. Определение момента $M_{сгс}$ по существующим нормам// Международный научный журнал ИННОВАЦИОННАЯ НАУКА. – 2015. – № 11/2015 (технические науки) – с. 13-14.
2. Афанасьева Ю.С. Некоторые свойства ячеистых бетонов// Международный научный журнал ИННОВАЦИОННАЯ НАУКА. – 2015. – № 11/2015 (технические науки) – с. 14-16.
3. Афанасьева Ю.С. Этапы трещинообразования по нормальному сечению в изгибаемых железобетонных элементах без предварительного напряжения// сборник статей Международной научно-практической конференции ИНТЕГРАЦИОННЫЕ ПРОЦЕССЫ В НАУКЕ В СОВРЕМЕННЫХ УСЛОВИЯХ. – 2015. – № (технические науки) – с. 3-4.
4. Афанасьева Ю.С., Ерышев В.А. Исследование деформирования бетона повторными нагрузками сжатия при постоянных уровнях напряжений // Ежемесячный научный журнал ВЕСТНИК НГИЭИ Нижегородский государственный инженерно-экономический институт. – 2015. – № 6 (49) (технические науки) – с. 20-24.
5. Ерышев Валерий Алексеевич, Афанасьева Юлия Сергеевна Исследование деформирования бетона повторными нагрузками сжатия при постоянных уровнях напряжений // «Молодежь и XXI век - 2015» Материалы V Международной молодежной научной конференции – 26-27 февраля 2015 г. – Курск. – с. 260-264.

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции / Москва. – 1987.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Москва. – 2004.
3. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 // ФАУ «ФЦС». – 2012. – С. 156.
4. Байков, В.Н. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей / В.Н. Байков, С.В. Горбатов, З.А. Димитров // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1977. – №6. – С. 15 – 18.
5. Берг, О.Я. Некоторые вопросы теории деформаций и прочности бетона / О. Я. Берг // Строительство и архитектура, – 1967. – № 10.
6. Ерышев, В.А. Диаграмма деформирования бетона при многократных повторных нагружениях / В.А. Ерышев, Д.С. Тошин // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура.– 2005. – №10. – С. 109-114.
7. Ерышев В.А., Латышев Д.И., Бондаренко А.С. К методике описания диаграммы малоциклового нагружения // Известия Орловского Государственного технического университета. 2009. №1. С. 22-28.
8. Ерышев В.А., Латышева Е.В., Бондаренко А.С, Баранова Ю.С. Деформационные параметры бетона при разгрузке с напряжений сжатия // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2014г. №1(27). С.87-93.
9. Зак, М.Л. Аналитическое представление диаграммы сжатия бетона. Совершенствование методов расчета статически неопределимых конструкций / М.Л. Зак, Ю.П. Гуца // НИИЖБ. – 1987. – С. 103 – 107.

10. Залесов А.С. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям // Стройиздат. – 1985. – С. 45 – 87.
11. Иващенко, Ю.А. Исследование процесса разрушения бетона при разных скоростях деформирования / Ю.А. Иващенко, А.Д. Лобанов // Бетон и железобетон. – 1984. – № 11.
12. Карпенко, Н.И. К построению обобщенной зависимости для диаграммы деформирования бетона / Н.И. Карпенко // Строительные конструкции. – 1983. – С. 164 – 173.
13. Карпенко, Н.И. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры [Текст] / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, А.Н. Петров // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций: сб. статей / НИИЖБ. – Стройиздат. – 1986. – С. 7 – 25.
14. Карпенко, Н.И. Диаграммы деформирования бетона, их трансформация в зависимости от различных факторов и использование в расчетах конструкций / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, М.А. Сапожников // НИИЖБ.– 1987. – С. 4 – 24.
15. Карпенко Н.И., Ерышев В.А., Латышева Е.В. К построению диаграмм деформирования бетона повторными нагрузками сжатия при постоянных уровнях напряжений // Строительные материалы. 2013г. №6. С.48-52.
16. Карпенко Н.И., Ерышев В.А., Латышева Е.В., Бондаренко А.С. Деформации железобетонного элемента с учетом усадочных деформаций // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета, серия: Строительство и архитектура. 2013г. №31(50) ч.2. Строительные науки. С.344-358.
17. Карпенко, Н.И. Параметры деформирования бетона при разгрузке с напряжений сжатия / Н.И. Карпенко, В.А. Ерышев, Е.В. Латышева, Ю.С. Баранова // Известия КГАСУ. – 2014. – №1 (27) – С. 87-94.
18. Крылов, С.М. Особенности деформирования изгибаемых железобетонных элементов при разгрузке и повторных нагружениях / С.М. Крылов, В.В.

Чижевский, С.Б. Стародубская // Исследования железобетонных конструкций при статических, повторных и динамических воздействиях. – М. : НИИЖБ, 1984. – С. 78 – 82.

19. Михайлов, В.В. Некоторые предложения по описанию диаграммы деформаций бетона при загрузении / В.В. Михайлов, М.П. Емельянов, Л.С. Дудолодов, В.М. Матисов // Известия Вузов. Строительство и архитектура. – 1984. – №2. – С. 23 – 27.

20. Мулин, Н.М. Деформации железобетонных элементов при работе стержневой арматуры в упруго-пластической стадии / Н.М. Мулин, Ю.П. Гуца // Бетон и железобетон. – 1970. – №3. – С. 24 – 26.

21. Нугужинов, Ж.С. Деформации изгибаемых железобетонных элементов при разгрузке и повторных статических нагружениях // Сб. научных трудов НИИЖБ «Технология, расчет и конструирование железобетонных конструкций». Стройиздат. – 1986. – С. 71-75.

22. Попов, Н.Н. Внецентренно сжатые элементы с продольной высокопрочной арматурой при статическом и динамическом нагружении [Текст]/ Н.Н. Попов // Бетон и железобетон. – 1990. – №10. – С. 32-34.

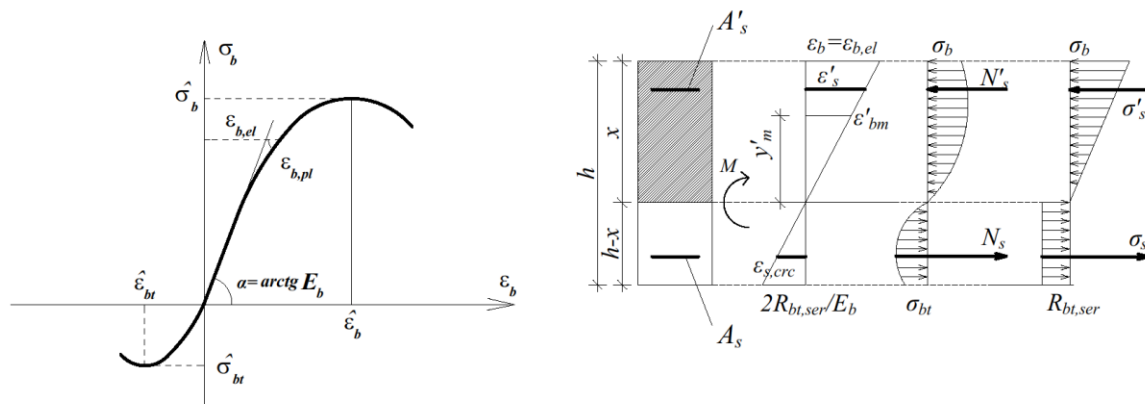
23. Мурашкин, Г.В. Применение диаграмм деформирования для расчета несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов / Г.В. Мурашкин, С.С. Мордовский // Жилищное строительство. Москва, 2013. – № 3. – С. 38 – 40.

24. Ставров, Г.Н. Прочность и деформативность бетона при повторно - статических нагружениях / Г.Н. Ставров, В.В. Руденко, А.А. Федосеева // Бетон и железобетон. 1985. – № 1. – С. 33 – 34.

25. Иващенко, Е.И. Разработка методов расчета железобетонных элементов на основе действительных диаграмм деформирования материалов с учетом фактического изменения площади их поперечных сечений // Дис. ... канд. техн. наук. – 2006. – 230 С.

26. Козлов, А.В. Модель деформирования бетона для расчета с единых позиций нормально армированных и перearмированных изгибаемых железобетонных элементов // Дис. ... канд. техн. наук. – 2005. – С. 110.
27. Сухман, В.Я. Прочность и жесткость косо сжатых железобетонных колонн каркасов промышленных зданий // Диссертация канд. техн. наук. – 1986. – С. 298.
28. Тошин, Д.С. Нелинейный расчет деформаций изгибаемых железобетонных элементов при разгрузке с применением деформационной модели // Диссертация к-та тех. наук. – Тольятти. 2009. – 132 с.
29. Бондаренко, В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов // Издательство АСВ. – 2004. – С. 472.
30. Ерышев, В.А. Метод расчета деформаций железобетонных стержневых и плитных конструкций при повторных, знакопеременных и других видах сложного нагружения / В.А. Ерышев // Тольятти. – 1997. – С. 431.
31. Мурашев, В.И. Трещиностойчивость, жесткость и прочность железобетона // Машстройиздат. – 1950.
32. Ортега, Дж. Итерационные методы решения нелинейных систем уравнений со многими неизвестными / Дж. Ортега, В. Рейнболдт // Мир. – 1975. – С. 560.

Расчет $M_{срс}$ по СНиП 2.03.01-84*



Предпосылки: 1. Сечения после деформации остаются плоскими (деформации по оси элемента изменяются по линейному закону)

2. Наибольшее относительное удлинение крайнего волокна $2R_{bt,ser}/E_b$. Предельные деформации $8...12 \cdot 10^{-5}$ с запасом оценивают растяжимость бетона в сечении до появления трещин

$$\epsilon_b = \epsilon_{b,el}$$

3. Напряжение в бетоне сжатой зоны определяется с учетом упругих (без предварительного обжатия) ли неупругих деформации.

4. Напряжение в бетоне растянутой зоны распределены равномерно и равны $R_{bt,ser}$ (эпюра прямоугольная).

Основная задача при расчете бетона по прочности состоит в проверке условия равновесия $N_{сж} = N_p$

$$N'_s + N'_b = N_s + N_b$$

$$\sigma'_b = \frac{2R_{bt,ser} \cdot x}{h-x}$$

$$N_b = \frac{2R_{bt,ser} \cdot S'_{b,0}}{h-x}$$

$$N_{bt} = R_{bt,ser} \cdot A_{bt}$$

$S'_{b,0}, S'_{s,0}, S_{s,0}$ - статические моменты площадей сечения

A_{bt} - площадь сечения растянутой зоны бетона

$$\sigma'_s = \frac{2R_{bt,ser} \cdot (x - a_{зс}) \cdot \alpha}{h-x}$$

$$N'_s = \frac{2R_{bt,ser} \cdot S'_{s,0} \cdot \alpha}{h-x}$$

Определяем сжатую зону x

$$S'_{b,0} + S'_{s,0} \cdot \alpha - S'_{s,0} \cdot \alpha = (h-x) A_{bt} / 2$$

$$\sigma_s = \frac{2R_{bt,ser} \cdot (x - a_{зс}) \cdot \alpha}{h-x}$$

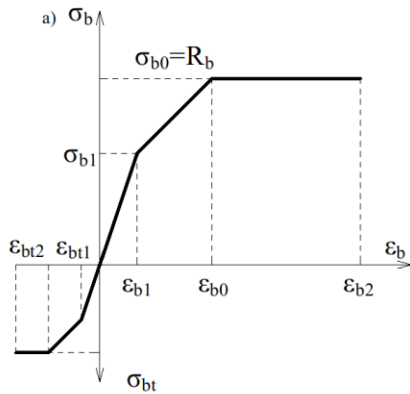
$$N_s = \frac{2R_{bt,ser} \cdot S_{s,0} \cdot \alpha}{h-x}$$

Определяем $M_{срс}$

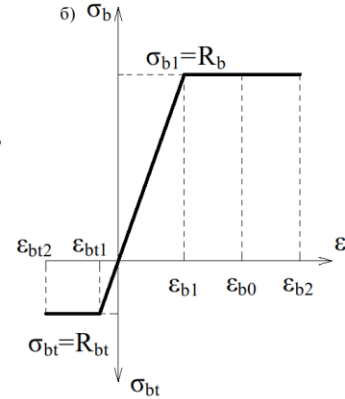
				08.04.01 Строительство		
				Техническая эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений		
Имя	Место	Лист	Всего	Методы определения прочности бетона	Сводный	Лист
Рисовал	Сметов	2	2	защиты железобетонных элементов без предварительного обжатия	МП	2
Проверил	Сметов					
Конструктор						
Эксперт						
Виз. экск.	Техник Д.С.					
				Результат ОМТ 2.03.01-84*		ТТУ кафедры ГСХ
				ар. СТР-1 401		
Формат А1						

Рисунок А.2 – Расчет $M_{срс}$ по СНиП 2.03.01-84*

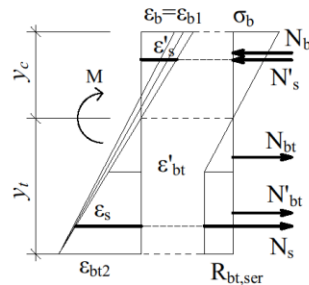
Расчет $M_{сгс}$ по СП 52-101-2003



при $0 \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{b1}$ $\sigma_b = E_b \epsilon_b$;
 при $\epsilon_{b1} < \epsilon_b < \epsilon_{b0}$ $\sigma_b = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right) \frac{\epsilon_b - \epsilon_{b1}}{\epsilon_{b0} - \epsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right] R_b$;
 при $\epsilon_{b0} \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{b2}$ $\sigma_b = R_b$.



при $0 \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{b1}$, где $\epsilon_{b1} = \frac{R_b}{E_{b,red}}$
 $\sigma_b = E_{b,red} \epsilon_b$;
 при $\epsilon_{b1} \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{b2}$ $\sigma_b = R_b$.



Предпосылки:

$\epsilon_b \leq \epsilon_{b1}$ и $\sigma_b = \epsilon_b \cdot E_b$

$\epsilon'_{bt} = \epsilon_{bt1} = 8 \cdot 10^{-5}$ и $\epsilon_{bt} = \epsilon_{bt2} = 16 \cdot 10^{-5}$

$\frac{\epsilon_b}{y_c} = \frac{\hat{\epsilon}_{bt}}{y_t} \Rightarrow y_t = \frac{\epsilon'_{bt} \cdot (h - y_c)}{\hat{\epsilon}_{bt}}$

$\frac{\hat{\epsilon}_{bt}}{h - y_c} = \frac{\epsilon'_{bt}}{y_t} \Rightarrow \epsilon_b = \frac{\epsilon'_{bt} \cdot y_c}{\hat{\epsilon}_{bt}}$

$\sigma_b = \epsilon_b \cdot E_b = \frac{\epsilon'_{bt} \cdot y_c \cdot E_b}{y_t} \Rightarrow N_b = \frac{\sigma_b \cdot y_c \cdot b}{2}$

$N_{bt} = R_{bt,ser} \cdot (h - y_t) \cdot b$

$N'_{bt} = \frac{R_{bt,ser} \cdot y_t}{2}$

		08.04.01 Строительство	
		Техническая эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений	
Имя	Фамилия	Дата	Дата
Роль	Инициалы	Методы учебной подготовки	Слайды
Оценки	Оценки	МД	З
Инициалы		Методы учебной подготовки	
Р. Инициалы		Расчет по СП 52-101-2003	ТУУ кафедры ГСХ
Лин. инициалы	Инициалы ДС		стр. СР№ 1401

Рисунок А.3 – Расчет $M_{сгс}$ по СП 52-101-2003

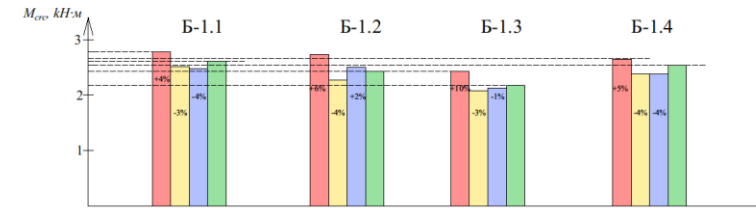
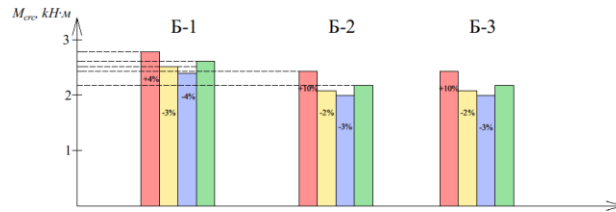
Сравнение опытных и расчетных данных

Опытные данные Д.С. Тошина

№ серии балок	$b, \text{см}$	$h, \text{см}$	$A_c, \text{см}^2$	$A_s, \text{см}^2$	$\rho, \%$	$\mu, \%$	$R_b, \text{МПа}$	$R_s, \text{МПа}$	Модуль СНИП 2.03.01-84*, кН/см^2	Модуль СП 52-101-2003, кН/см^2	Модуль метод Ерышева, кН/см^2	Модуль опытные данные, кН/см^2
Б-1	20,4	12,0	270,260 ±0,01	270,260 ±0,01	1,6	0,47	0,47	1,5	2,784	2,697	2,650	2,735
Б-2	20,2	11,8	270,505 ±0,01	0	0	0	1,5	2,490	2,138	2,697	2,169	
Б-3	20,2	12,0	271,15± 2,29	270,808±1,6 1	1,18	0,50	1,1	1,610	1,370	2,310	2,324	

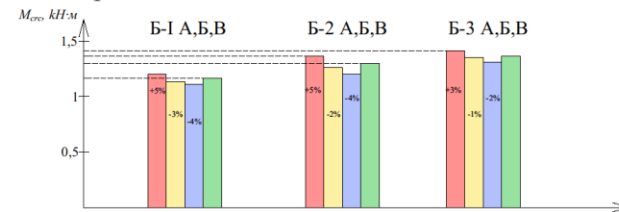
Опытные данные Ж.С. Нугужина

№ серия балок	$b, \text{см}$	$h, \text{см}$	$A_c, \text{см}^2$	$A_s, \text{см}^2$	$\rho, \%$	$\mu, \%$	$R_b, \text{МПа}$	$R_s, \text{МПа}$	Модуль СНИП 2.03.01-84*, кН/см^2	Модуль СП 52-101-2003, кН/см^2	Модуль метод Ерышева, кН/см^2	Модуль опытные данные, кН/см^2
Б-1.1	18,2	11,9	270,260 ±0,01	270,260 ±0,01	1,0	0,47	0,47	1,5	2,730	2,730	2,620	2,712
Б-1.2	18,2	12,0	270,260 ±0,01	270,569±1,0 1	0,47	0,47	1,5	2,330	2,730	2,620	2,712	
Б-1.3	18,3	11,8	270,260 ±0,01	0	0	0,48	0	1,0	2,430	2,138	2,061	2,169
Б-1.4	18,1	12,0	271,13± 2,28	270,260±1,0 1	1,13	0,50	1,0	2,620	2,317	2,166	2,114	

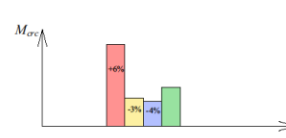


Опытные данные В.А. Ерышева

№ серии балок	$b, \text{см}$	$h, \text{см}$	$A_c, \text{см}^2$	$A_s, \text{см}^2$	$\rho, \%$	$\mu, \%$	$R_b, \text{МПа}$	$R_s, \text{МПа}$	Модуль СНИП 2.03.01-84*, кН/см^2	Модуль СП 52-101-2003, кН/см^2	Модуль метод Ерышева, кН/см^2	Модуль опытные данные, кН/см^2
Б-1В	18,1	11,9	0,566	0,1	1,6	1,330	1,330	1,697	1,114	2,112	2,119	
Б-2В	18,1	12,0	0,566	0,49	1,6	1,230	1,232	1,697	1,112	1,212	1,212	
Б-3А	18,1	11,8	1,61	0,78	1,6	1,330	1,330	1,315	1,112	1,112	1,112	
Б-3В	18,1	11,8	1,61	0,78	1,6	1,330	1,330	1,315	1,109	1,109	1,109	
Б-3В	18,1	12,0	1,61	0,74	1,6	1,240	1,212	1,219	1,212	1,212	1,212	
Б-3В	18,1	12,0	1,27	1,17	1,6	1,420	1,408	1,408	1,412	1,412	1,412	
Б-3В	18,1	12,0	1,27	1,17	1,6	1,420	1,408	1,408	1,412	1,412	1,412	
Б-3В	18,1	11,8	1,57	1,28	1,6	1,416	1,397	1,397	1,397	1,397	1,397	



СНиП 2.03.01-84*	СП 52-101-2003	Метод В.А. Ерышева
+6%	-3%	-4%



- - СНиП 2.03.01-84*
- - СП 52-101-2003
- - Метод Ерышева
- - Опытные данные

08.04.01 Строительство				
Техническая эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений				
Дис.	Вопрос	План	Учеб.	Лит.
Решен	Ерышев В.А.	Сметов	Лит	Лит
Сметов	Ерышев В.А.	МЭ	5	5
Сметов	Ерышев В.А.	МЭ	5	5
Сметов	Ерышев В.А.	МЭ	5	5
Сметов	Ерышев В.А.	МЭ	5	5

Рисунок А.5 – Сравнение опытных и расчетных данных