

Федеральное государственное бюджетное учреждение высшего образования
Сибирский государственный университет путей сообщения

На правах рукописи



Самошкин Антон Сергеевич

**ИССЛЕДОВАНИЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ
РАСЧЕТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫМИ МЕТОДАМИ**

Специальность: 01.02.04 – механика деформируемого твердого тела

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук, доцент
Тихомиров Виктор Михайлович

Новосибирск – 2017

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
Глава 1. МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ	9
1.1. Экспериментальные исследования	14
1.2. Математические модели	21
1.2.1. Технические теории сцепления.....	21
1.2.2. Численное моделирование	29
1.3. Выводы по главе 1.....	36
Глава 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СЦЕПЛЕНИЯ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ	38
2.1. Схема испытаний и параметры образцов	38
2.2. Изготовление образцов	41
2.3. Статистическая обработка экспериментальных данных	43
2.4. Порядок проведения испытаний и средства измерения	46
2.5. Арматура периодического профиля.....	48
2.6. Механические характеристики бетона	51
2.7. Результаты испытаний железобетонных образцов	54
2.8. Определение параметров сцепления.....	58
2.9. Выводы к главе 2.....	59
Глава 3. МОДЕЛИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА С УЧЕТОМ КОНТАКТНОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ.....	60
3.1. Общие положения математической модели железобетона	60
3.2. Модели деформирования структурных составляющих	61
3.2.1. Бетон.....	61
3.2.2. Арматура	71
3.2.3. Контактный слой	73
3.3. Численная реализация модели железобетона.....	76
3.3.1. Численные процедуры решения нелинейных задач	77

3.3.2. Расчетная схема	78
3.3.3. Решение тестовой задачи	82
3.4. Выводы по главе 3.....	83
Глава 4. ЧИСЛЕННОЕ РЕШЕНИЕ ЗАДАЧ ТЕОРИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА	
85	
4.1. Вытягивание стальной арматуры периодического профиля из тяжелого бетона	85
4.1.1. Расчетная модель	85
4.1.2. Анализ результатов расчета	86
4.2. Растяжение центрально армированной железобетонной призмы ..	87
4.2.1. Экспериментальные данные.....	87
4.2.2. Расчетная модель	89
4.2.3. Результаты расчета	90
4.3. Предварительное напряжение бетонной обоймы канатом	92
4.3.1. Экспериментальные данные.....	93
4.3.2. Расчетная модель	98
4.3.3. Результаты расчета	99
4.4. Моделирование изгиба железобетонной балки.....	100
4.4.1. Экспериментальные данные.....	101
4.4.2. Расчетная модель	103
4.4.3. Результаты расчета	104
4.5. Выводы по главе 4.....	105
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	106
ЛИТЕРАТУРА.....	108

ВВЕДЕНИЕ

Важным направлением развития современных железобетонных конструкций является разработка и применение эффективных видов металлической и неметаллической арматуры. Сопротивление бетона продольным смещениям арматуры обычно называют сцеплением, которое зависит от геометрических и механических характеристик арматуры и бетона. Исследованию проблемы сцепления посвящены многочисленные работы ученых в последние десятилетия, что говорит об актуальности и сложности этой задачи.

Современный уровень механики структурно неоднородных и физически нелинейных материалов, к которым относится железобетон позволяет, комплексно, сочетая экспериментальные исследования с методами математического моделирования и численного анализа, решать задачи контактного взаимодействия структурных компонентов композиционного материала. Несмотря на это, до настоящего времени не разработано практически реализуемой модели железобетона, учитывающей нелинейное поведение материалов армирования и бетона, а также их сцепление. В связи со сложными процессами ползучести и разрушения в контактной зоне, моделирование взаимодействия арматуры и бетона представляет собой сложную задачу. Поэтому для решения практически важных задач механики железобетона требуются более точные методы математического моделирования, основанные на учете:

- особенностей нелинейного деформирования арматуры и бетона;
- зависимости касательных напряжений сцепления от взаимного смещения арматуры и бетона, основанной на экспериментальных данных.

Исходя из этого, целью исследований является разработка математической модели деформирования железобетона, учитывающая контактное взаимодействие арматуры с бетоном и позволяющая численно решать задачи прочности железобетонных конструкций.

Для достижения этой цели были поставлены следующие **задачи**:

- 1) проанализировать существующие экспериментальные, аналитические и численные методы исследования механического взаимодействия арматуры и бетона;
- 2) экспериментально исследовать взаимодействие арматуры периодического профиля и бетона с учетом упругой и пластической стадий работы железобетона;
- 3) разработать процедуру идентификации параметров математической модели, где железобетон представлен в виде сплошной среды, а для описания условий в зоне контакта арматуры с бетоном вводится специальный (контактный) слой;
- 4) численно реализовать задачи, в которых взаимодействие арматуры с бетоном играет существенную роль: вытягивание металлической и неметаллической арматуры из бетона; растяжение железобетонного элемента; создание предварительного напряжения в железобетонном стержне, армированного канатом; изгиб железобетонной балки.

В процессе решения данных задач были получены следующие новые **результаты**:

1. Получены опытные данные испытаний на вытягивания арматуры периодического из центрально армированных цилиндрических бетонных образцов, отличающихся длиной. Установлено, что длина эффективной заделки, для используемых арматуры и бетона значительно отличается от требований действующих норм проектирования.
2. Предложена новая математическая модель деформирования железобетона, в которой для учета нелинейных процессов, происходящих в области контакта, вводится контактный слой, реальная арматура со сложной контактной поверхностью заменяется гладким модельным стержнем, деформирование контактного слоя описывается критерием Мизеса, а арматуры и бетона – специально выбранными для этого соотношениями.

3. Разработана процедура идентификации параметров контактного слоя, использующая экспериментально полученные параметры сцепления.
4. Численные исследования осесимметричных железобетонных элементов с различными типами армирования показали широкие возможности применения предложенной математической модели в диапазоне их нагружения, когда зона нелинейного взаимодействия арматуры с бетоном меньше длины заделки, в частности:
 - моделирование деформирования центрально армированных осесимметричных железобетонных элементов, включая нелинейные стадии работы арматуры и бетона;
 - применение разработанных алгоритмов для численного анализа пространственного железобетонного элемента, армированного несколькими стержнями;
 - воспроизведение напряженно-деформированного состояния на удалении от зоны контакта и развития трещин в железобетоне при его растяжении.

Их **практическая значимость** состоит в совершенствовании математической модели железобетона, которая может быть реализована на любом конечно-элементном программном комплексе и позволяет рассматривать задачи анализа напряженно-деформированного состояния железобетона в нелинейной постановке, что подтверждается актами внедрения.

Достоверность научных результатов и выводов обеспечивается корректным использованием положений механики деформируемого тела и методов математической статистики, а также хорошим совпадением расчетных данных с результатами экспериментов, полученных различными авторами.

Личный вклад автора заключается в: планировании и проведении экспериментальных исследований, а также статистической обработке их результатов; разработке математической модели взаимодействия арматуры и бетона; создании конечно-элементных (КЭ) моделей элементов

железобетонных конструкций и выполнении расчетов; формулировке выводов. Автор диссертации принимал активное участие в получении результатов, отражённых во всех совместных публикациях на равноправной основе.

Апробация результатов. Основные положения работы были доложены на VIII Всероссийская научно-техническая конференция «Актуальные вопросы строительства», Новосибирск, 07-09 апреля 2015 г.; XI Всероссийский съезд по фундаментальным проблемам теоретической и прикладной механики, Казань, 20-24 августа 2015 г.; I Международная научно-практическая конференция «Повышение надежности и безопасности транспортных сооружений и коммуникаций», Саратов, 18-19 ноября 2015 г.; XVII Всероссийская конференция молодых ученых по математическому моделированию и информационным технологиям, Новосибирск, 30 октября – 3 ноября 2016 г.; Международная конференция «Строительные материалы, конструкции и сооружения XXI века», Санкт-Петербург, 22 – 25 ноября 2016 г.; 4-я Всероссийская конференция «Проблемы оптимального проектирования сооружений», Новосибирск, 11 – 13 апреля 2017 г.

Публикации. Основные результаты работы изложены в 11 публикациях, из них четыре опубликовано в журналах, включенных в Перечень рецензируемых научных изданиях, рекомендованных Высшей аттестационной комиссией при Министерстве образования и науке РФ для опубликования основных научных результатов диссертаций, а одна в журнале, входящем в международные реферативные базы данных и системы цитирования. Перечень основных публикаций приведен в конце автореферата.

Структура и объем работы

Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения, содержит 122 страницу машинописного текста, 63 рисунка и 7 таблиц. Список цитируемой литературы содержит 122 наименований.

Первая глава диссертации содержит анализ экспериментальных, аналитических методов, а также методов математического моделирования, применяемых для исследования взаимодействия арматуры с бетоном.

Обосновывается актуальность темы исследования, направленного на разработку новой математической модели взаимодействия арматуры с бетоном. Сформулирована цель и поставлены задачи исследования.

Во второй главе диссертации описано проведение экспериментального исследования взаимодействия бетона с арматурой периодического профиля. Представлены результаты испытаний трех серий по пять железобетонных образцов, различающихся длиной заделки.

В третьей главе представлены исследования по созданию математической модели железобетона, которая позволяет учитывать контактное взаимодействие арматуры с бетоном.

Для этого была выбрана математическая модель, состоящая из трех однородных упруго-пластических сплошных тел: бетон, арматура и контактный слой. При этом контакт составных элементов полагается идеальным, а арматура моделируется круговым цилиндром с гладкой поверхностью. Такие упрощения позволили рассматривать проблему контактного взаимодействия, как задачу механики сплошной среды. Для каждой составной части модели были выбраны соотношения, описывающие характер ее деформирования и разработан алгоритм определения их параметров.

В четвертой главе диссертации представлены результаты численного моделирования практически важных для теории железобетона задач с применением разработанной модели.

Были рассмотрены: вытягивание арматуры из бетона, растяжение железобетонной призмы, сжатие бетонного цилиндра предварительно напряженным канатом и изгиб железобетонной балки. Для всех задач были созданы КЭ модели, параметры которых определены по алгоритмам, описанным в третьей главе диссертации.

Глава 1. МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

Сопротивление бетона продольным смещениям арматуры обычно называют сцеплением. Оно обусловлено совместной работой арматуры и бетона в железобетонной конструкции. Свойства сцепления арматуры с бетоном значительно влияют на механические характеристики железобетонных конструкций.

Несмотря на многолетние экспериментально-теоретические исследования взаимодействия арматуры с бетоном, на сегодняшний день не существует общей теории сцепления арматуры с бетоном, которая удовлетворяла бы требованиям проектировщиков.

Действующая нормативная документация регламентирует алгоритм расчета железобетонных конструкций, который практически полностью не учитывает взаимодействие арматуры с бетоном. А характер распределения эпюр касательных напряжений зачастую подразумевается равномерным, что не отвечает многочисленным опытными данным. Такое несовершенство расчетных представлений приводит к образованию трещин при изготовлении предварительно напряженных железобетонных элементов и другим неблагоприятным последствиям.

Для достоверного прогнозирования образования, роста и раскрытия трещин в проектируемой конструкции необходимо создание модели железобетона, наиболее полно описывающей процессы, которые происходят при его деформировании. Кроме того, такая модель может быть использована для более точной интерпретации экспериментальных данных и назначения эффективной длины заделки арматуры.

Дальнейшее развитие теории железобетона, связано с совершенствованием расчетных представлений о сцеплении арматуры с бетоном, детально учитывающих нелинейные процессы, происходящие при смещении арматуры относительно бетона.

При деформировании железобетонного элемента в бетоне, окружающем арматуру, протекают неупругие процессы такие, как ползучесть, микро- и макроразрушение. Усилия, действующие в зоне контакта, разделяют [1] на: силы адгезии, силы трения по поверхности контакта арматуры с бетоном и расклинивающие силы, которые направлены по нормали к рифлю (рис. 1.1).

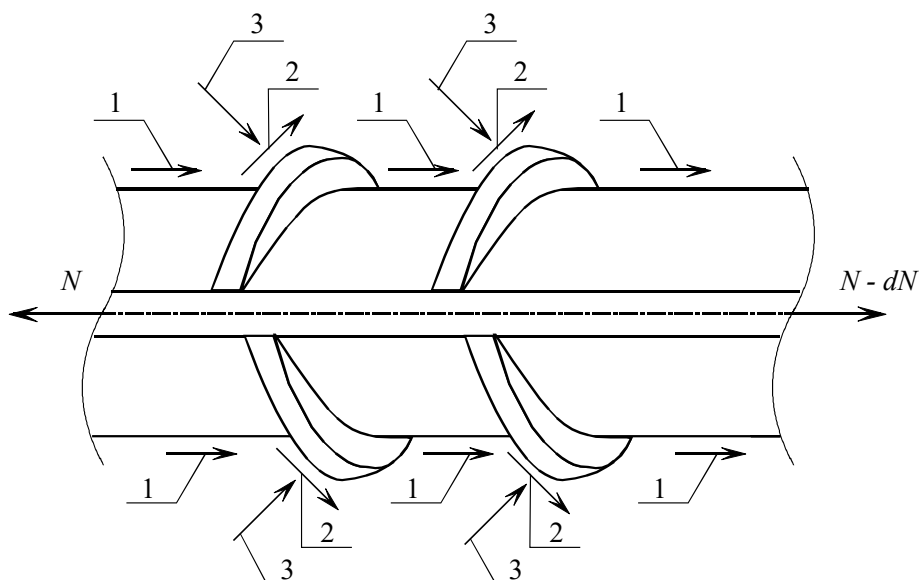


Рис. 1.1. Силы сцепления бетона с арматурой периодического профиля; 1 – силы адгезии и трения; 2 – силы трения; 3 – расклинивающие силы

Рассмотрим механизм взаимодействия арматуры с бетоном, который описан в работе [2]. При смещении арматуры относительно бетона Адгезионные связи разрушаются при малом уровне нагружения. После чего взаимодействие арматуры с бетоном протекает по механизму трения. Значительные силы адгезии и трения возникают только при использовании арматуры с шероховатой поверхностью, для абсолютно гладких стержней их влияние несущественно, что было продемонстрировано А.А. Гвоздевым [3]. Он применил для армирования рояльные струны с полированной поверхностью. После набора бетоном планируемой прочности, эти струны можно было практически без усилий вытянуть щипцами из опытного образца длиной более метра.

Расклинивающая сила возникает в результате давления ребер на окружающий бетон. От этого воздействия в бетоне образуются микротрещины,

которые распространяются и в радиальном, и поперечном направлениях (рис. 1.2).

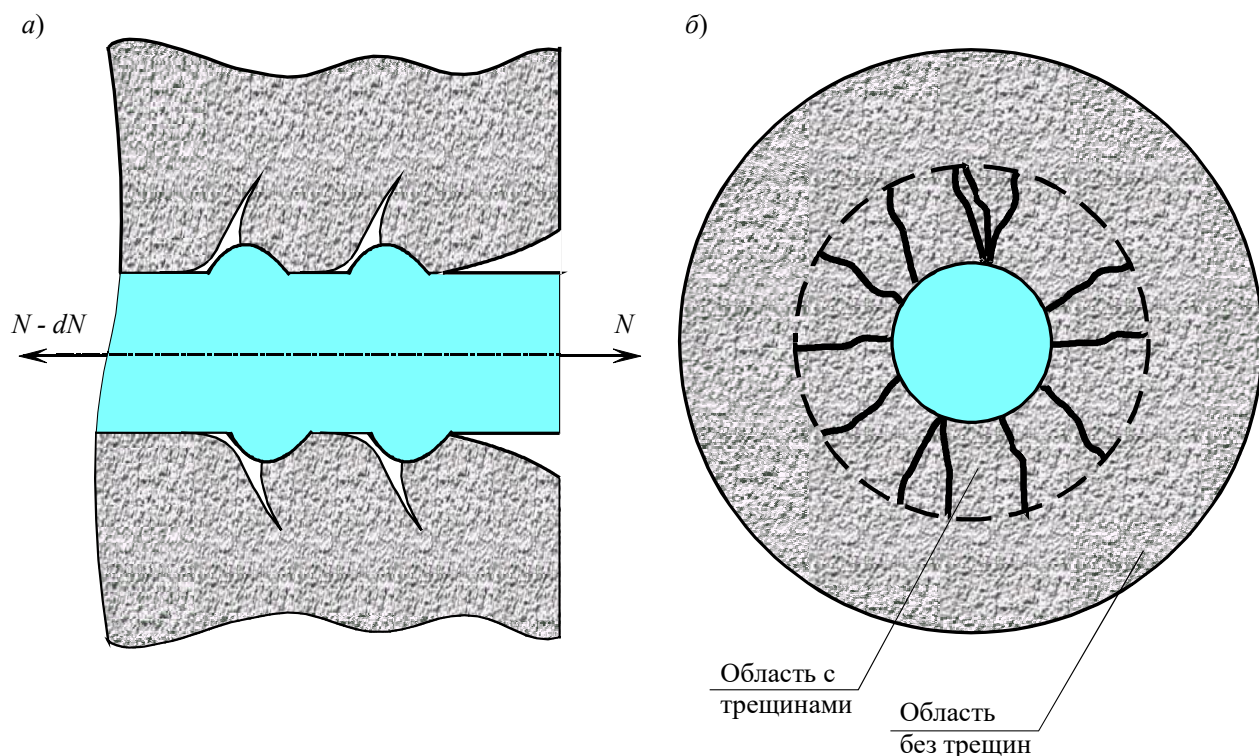


Рис. 1.2. Общий вид конусообразных (а) и радиальных (б) трещин

Рост и раскрытие этих трещин увеличивает продольную податливость арматуры. Дальнейшему развитию трещин препятствует неповрежденное бетонное кольцо, которое может быть усилено косвенной арматурой. Это приводит к заклиниванию арматурного стержня и росту радиальных усилий, которые называют распором. В случае если прочность окружающего бетонного кольца недостаточна, радиальные трещины выходят на поверхность – происходит разрушение бетона. На рис. 1.3 представлен вид образца, разрушенного таким образом.

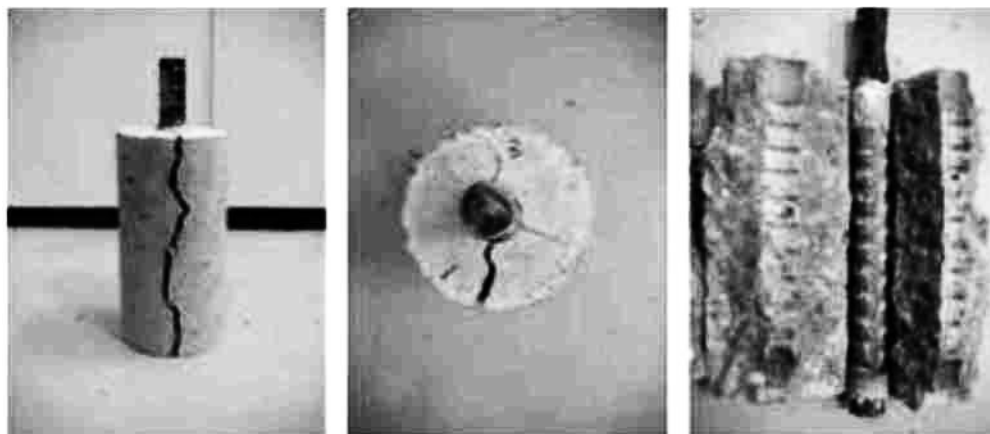


Рис. 1.3. Вид образца после его раскола [4]

При достаточной прочности обоймы увеличение радиальных усилий влечет за собой рост сил сцепления. Дальнейшее смещение арматуры относительно бетона будет происходить за счет среза бетона между рифлями (рис. 1.4). После этого сцепление обеспечивается только силами трения, действующими по поверхности продольных (сдвиговых) трещин.

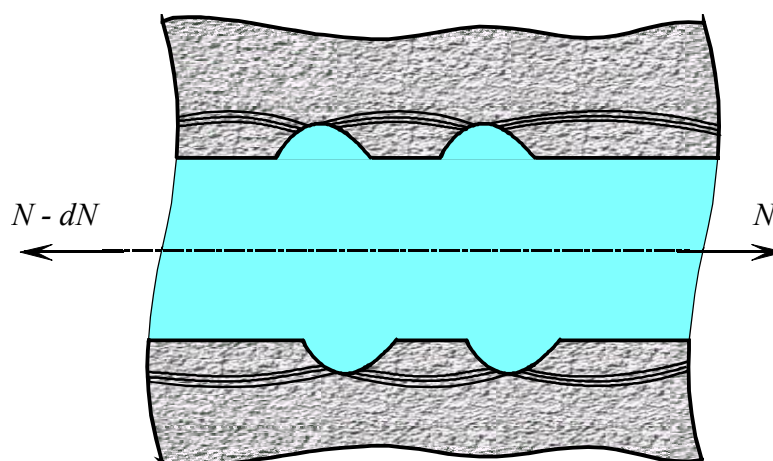


Рис. 1.4. Схема образования сдвиговых трещин

Общий вид полностью вытянутого стержня показан на рис. 1.5. Видно, что между рифлями расположен бетон, срезанный в результате образования сдвиговых трещин.



Рис. 1.5. Общий вид вытянутой из бетона арматуры [5]

На рис. 1.6 представлена диаграмма смещения арматуры относительно бетона g в зависимости от продольных касательных напряжений τ_{bs} , действующих по поверхности контакта. Здесь стадии работы бетона в зоне сцепления нанесены условно по преобладающему на этом участке процессу.

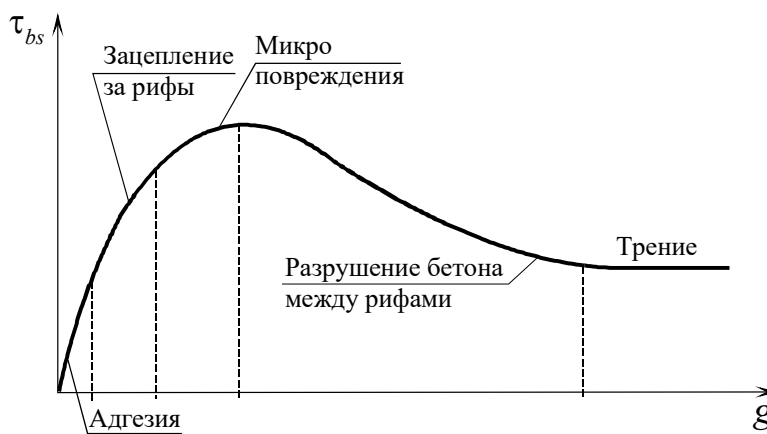


Рис. 1.6. Стадии работы бетона в зоне сцепления с арматурой периодического профиля

Следует отметить, что в современных строительных конструкциях помимо профилированной применяются также канатная и гладкая арматуры, которые могут быть изготовлены не только из стали, но и из полимерных композитов, таких как базальто-, стекло- и углепластик. Геометрические и механические параметры каждого вида армирования различны. Поэтому будет отличаться и характер процессов, происходящих при смещении арматуры относительно бетона, и их влияние на сцепление.

1.1. Экспериментальные исследования

Изучение взаимодействия арматуры с бетоном привлекало внимание многих ученых. Первые экспериментальные исследования сцепления были проведены в 1876 году, через девять лет после получения патента на железобетон [6]. В течение последних десятилетий широко изучалось деформирование железобетонных конструкций, довольно обширные работы велись в НИИЖБ нашей страны и других отечественных и зарубежных лабораториях, относящихся к Международной федерации по железобетону (FIB) и Американскому институту бетона (ACI).

Экспериментальные методы являются основой исследования сцепления арматуры с бетоном. Многочисленные опытные данные позволили определить факторы, влияющие на характеристики сцепления, они разделяются на три группы:

- механические характеристики бетона;
- параметры арматуры (размер стержня, геометрия поверхности и механические характеристики материала);
- конструктивные параметры элемента (количество стержней и расстояние между ними, размеры элемента, толщина бетона вокруг арматуры, положение элемента во время бетонирования).

Значительное влияние на характеристики сцепления оказывает состав бетона. Например, в работе [7] установлено оптимальное соотношение расхода мелкого заполнителя, а в работе [8] – влияние подвижности бетонной смеси.

Вследствие, недостаточного уплотнения бетонной смеси в области контакта могут образовываться поры, которые напрямую влияют на прочность сцепления [9]. Получено, что коэффициент уплотнения k_c , при котором этот эффект будет оказывать незначительное влияние не менее 0,97. k_c – это отношение фактической плотности к расчетной, определяемой по составу бетонной смеси.

Твердея, бетон набирает прочность, при этом влага испаряется и его объем уменьшается. Этот эффект называется усадкой или осадкой [10]. При этом бетон обожмет арматурный стержень в поперечном направлении давлением, которое может достигать более 5 МПа. Считалось, что это повышает прочность и жесткость сцепления [11]. Однако усадка происходит не только в поперечном, но и в продольном направлении, что в свою очередь, нарушает сцепление между бетоном и арматурой [12].

Характеристики прочности бетона определяют многие закономерности сцепления [13]: предельные усилия среза бетона между ребрами, раскола бетонной оболочки и пр. Экспериментальные исследования показывают, что увеличение прочности бетона приводит к росту сопротивления смещению арматуры. Поэтому многие исследователи предпринимали попытки связать прочность сцепления с пределом прочности бетона на сжатие σ_{uc} . Например, в работах [14–16] получено, что прочность сцепления пропорциональна $(\sigma_{uc})^a$, где $0 < a \leq 1$.

При изучении влияния процесса пропаривания бетона на его сцепление с арматурой было обнаружено, что бетон, подвергшийся пропариванию, имеет лучшее сцепление, чем бетон нормального твердения, при условии их равной прочности. Как выяснилось при пропаривании наряду с микродефектами, приводящими к снижению прочности, происходит рост микротвердости бетона, непосредственно влияющей на сцепление [17; 18]. В условиях длительного нагрева сцепление арматуры с бетоном ухудшается [19].

К параметрам арматуры, оказывающим влияние на сцепление, относятся: геометрия поверхности и механические характеристики материала, из которого она изготовлена.

Геометрия поверхности арматуры, является основным параметром, который влияет на прочность сцепления. В работе [20] установлено, что прочность сцепления возрастает с увеличением удельной площади смятия

$$A_{bs} = \frac{n_r A_r \sin \beta_r}{\pi d_a s_r}, \quad (1.1)$$

где s_r – шаг выступов; d_a – номинальный диаметр арматуры; n_r – число выступов по периметру; A_r – площадь проекции одного выступа на его срединную плоскость; β_r – угол наклона выступов к оси стержня.

В работе [21] показано, что очертание выступов арматуры мало влияет на качество сцепления, так как результаты испытаний образцов, армированных стержнями с разной формой ребер, но с одинаковой площадью A_{bs} , были близкими.

В работах [14; 22] экспериментально установлено уменьшение прочности сцепления с увеличением диаметра стержня. Однако, при использовании бетонной обоймы большой жесткости этот эффект проявлял себя незначительно.

Продольное удлинение арматуры приводит к уменьшению диаметра, что влечет за собой уменьшения расклинивающих сил и трения, следовательно, прочность и жесткость сцепления ухудшается. Этот эффект был отмечен в работах [23; 24].

Витая арматура (канат) при деформировании железобетонного элемента может совершать винтовое движение относительно бетона. Исследованием сцепления такого сложного типа армирования занимались многие исследователи, например, [25–29].

Толщина окружающего бетона и расстояние между стержнями является также важными параметрами, которые влияют на прочность и жесткость сцепления. Образец раскалывается, если толщина бетона или расстояние между стержнями мало. При достаточных величинах этих параметров разрушение происходит по механизму среза. Дополнительную прочность сцеплению может добавить поперечное или косвенное армирование.

Кроме того, на характеристики сцепления влияет положение арматуры относительно направления укладки бетонной смеси. При этом плотность бетона различна по высоте и увеличивается книзу образца [30]. Под нижней

поверхностью горизонтально расположенной арматуры или под выступами вертикальной арматуры скапливается избыточный цементный раствор пониженной концентрации. После обретения бетонной смеси структурной прочности эта зона становится недоупрочненной и пористой. Например, в работе [31] получено, что податливость горизонтальной арматуры, которая расположена сверху, в три раза выше, чем расположенной снизу. Существуют рекомендации по учету влияния направления бетонирования [32].

Проведены исследования влияния на сцепление низких [33] и высоких [34] температур и получено, что воздействие экстремально высоких и низких температур негативно сказывается на сцеплении. Многоцикловое замораживание-оттаивание значительно ухудшает свойства предварительно напряженных элементов. А циклический нагрев в температурном режиме не превышающим 100°C улучшает сцепление.

Вышеизложенная информация не полностью отражает все факторы, влияющие на сцепление арматуры с бетоном. Однако этого достаточно для того чтобы понять, что сцепление арматуры это сложная и до конца не изученная проблема. А обилие факторов, влияющих на сцепление, говорит о невозможности сугубо теоретического подхода к изучению этой проблемы. Поэтому при изучении взаимодействия арматуры с бетоном, как правило, применяют экспериментальные и расчетно-экспериментальные методы исследования. Такой подход называют феноменологическим. В этом случае на результаты исследований и их достоверность влияют схема испытания образца, его конструкция, средства измерений и тип количественной информации о сцеплении, получаемые при испытаниях. Далее изложены основные подходы к проведению экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном.

Первоначально для изучения сцепления испытывались образцы в виде центрально-армированных призм с упором в торец. Общий вид такого образца представлен на рис. 1.7. При этом измерялись смещения арматуры

относительно бетонной обоймы у ненагруженного торца образца Δ_a^0 . Затем выяснилось, что такая схема испытаний имеет серьезный недостаток, так как взаимные смещения Δ_a^0 не являются однозначной характеристикой сцепления. Более правильно измерять взаимные смещения арматуры и бетона у нагруженного торца образца Δ_a . Кроме этого, считалось, что образцы, НДС бетона которых соответствует сжатию, не могут корректно охарактеризовать сцепление арматуры с бетоном в конструкциях, подверженных растяжению. Так как армирование железобетонных элементов зачастую происходит в зоне растяжения, это привело к поиску новых схем испытаний.

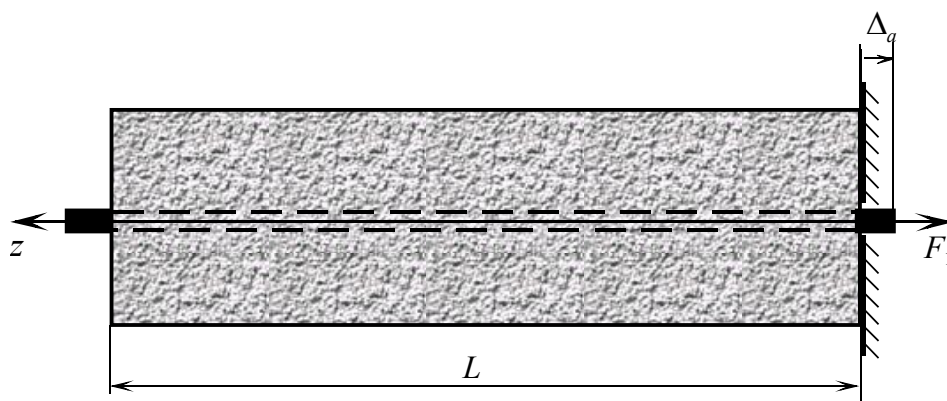


Рис. 1.7. Образец в виде центрально-армированной призмы или цилиндра

Таким образом, получили применение схемы испытания на изгиб, воспроизводящие НДС бетона и арматуры в реальной конструкции. Некоторые из таких схем показаны на рис. 1.8. Однако, их недостатком является то, что разрушение бетона происходит раньше, чем наступает предельное состояние по контакту арматуры с бетоном. Поэтому информация о сцеплении, полученная при таких испытаниях, неполная.

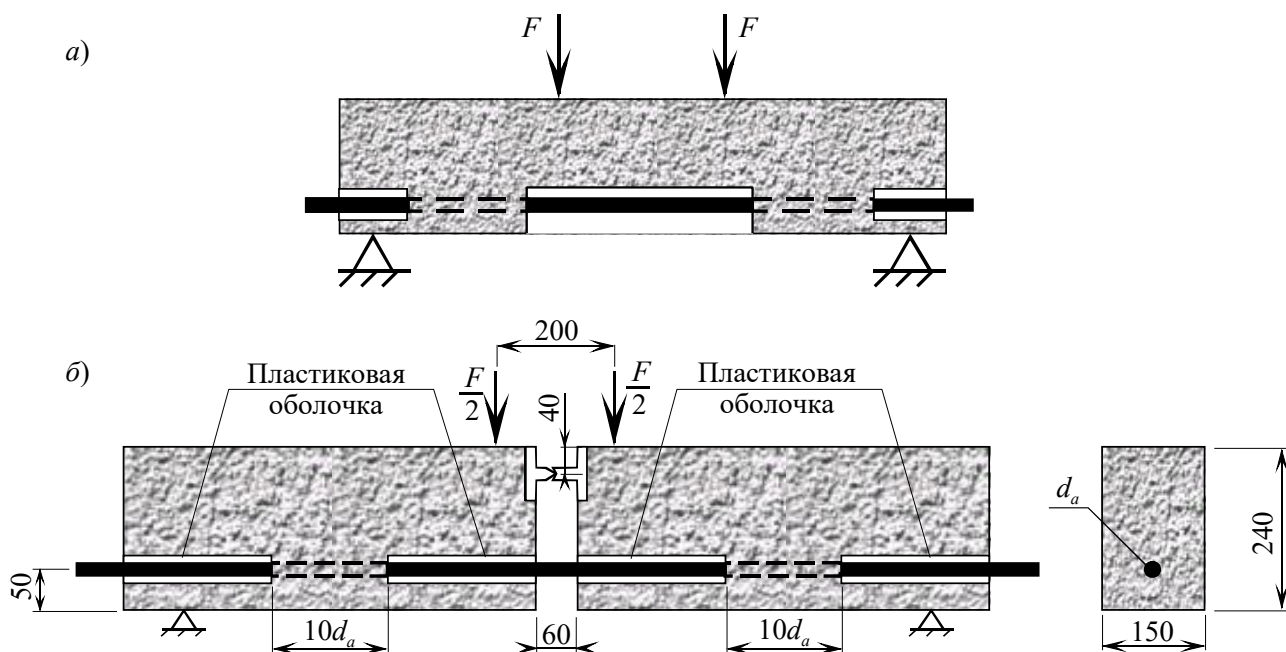


Рис. 1.8. Балочные схемы испытания образцов на сцепление: а) – в соответствии с рекомендациями RILEM-CEB-FIP 1976 г. [13]; б) – по рекомендациям RILEM-CEB-FIP 1978 г. [35]

В последнее время за рубежом используются образцы с короткой заделкой (рис. 1.9). Методика их испытаний является достаточно простой в исполнении. Ввиду малости глубины заделки предлагается не различать Δ_a и Δ_a^0 , и считать зависимость $\sigma_a - \Delta_a^0$ некоторой обобщенной характеристикой сцепления. Однако этот образец имеет повышенное сопротивление раскалыванию, поскольку расклинивающее воздействие создается на небольшом участке, а воспринимается по всей высоте образца. Кроме того, для применяемых в настоящее время бетонов высокой прочности допущение $\Delta_a = \Delta_a^0$, оказывается, слишком грубым. Здесь $\sigma_a = F/A_a$, а A_a – площадь поперечного сечения арматуры.

Образцы с короткой заделкой просты, поэтому их рационально использовать для сравнительных опытов. В результате испытаний такого образца имеем малое число измерений, что влечет за собой увеличение погрешности.

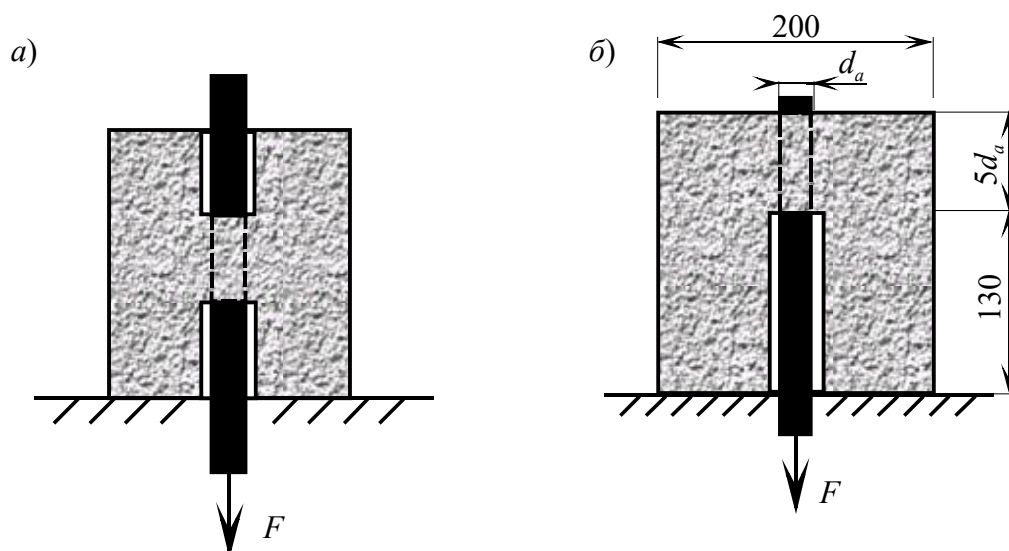


Рис. 1.9. Схемы испытания образцов с короткой заделкой: а) – представленная в работах [36; 37] и вошедшая в рекомендации [38]; б) – рекомендованная RILEM-CEB-FIP [39]

Этого недостатка лишены длинные образцы (рис. 1.7), у которых зона взаимных смещений арматуры относительно бетона меньше длины L [40]. Наилучшая форма для таких образцов – армированные круговые цилиндры. Для получения количественной информации о сцеплении записывается диаграмма $\sigma_a - \Delta_a$, называемая диаграммой податливости арматуры. Получаемая в результате информация, более полная, по сравнению с данными испытаний коротких образцов.

Все рассмотренные схемы испытаний позволяют получать информацию о сцеплении и НДС в зоне контакта образца косвенно. Проведение прямых измерений внутри образца связано с определенными трудностями, однако существуют методики, позволяющие это сделать.

Например, подход, основанный на измерении распределения усилий в арматуре по длине заделки [2; 41–48]. Это позволяет получать реальное распределение касательных напряжений в зоне контакта при деформировании железобетонного образца. В зависимости от расположения датчиков, измеряющих деформацию арматуры, разделяют два способа. Первый способ состоит в том, что в арматурном стержне делают продольные пазы, в которых размещаются тензодатчики и проводка к ним. В этом случае нарушается реальная геометрия поверхности арматуры, что приводит к несоответствию

реальным условиям по контакту. Другой способ состоит в том, что арматуру разрезают в продольном направлении, изготавливают в каждой половинке продольный паз с внутренней стороны и затем половинки соединяют. Однако в этом случае сложно обеспечить деформирование обеих половинок арматуры, как единого целого. По результатам измерений определяются напряжения σ_{ax} в арматуре, а из условия ее равновесия – значения τ_{bs}

$$\tau_{bs} = -\frac{A_a}{P_a} \left(\frac{d\sigma_{ax}}{dx} \right), \quad (1.2)$$

здесь P_a – периметр арматуры.

Взаимные смещения g можно вычислить по абсолютным деформациям арматуры и бетона с использованием полученных данных. Для более точного определения τ_{bs} необходимо частое размещение датчиков, что зачастую технически невыполнимо. Кроме того, очень важно обеспечить качественную гидроизоляцию датчиков. В работе [49] отмечается, что при исследовании вышеописанным методом сцепления канатной арматуры с бетоном, наблюдается большое искажение результатов, из-за более раннего появления продольных трещин.

1.2. Математические модели

Преобладающий эмпирический подход в исследованиях сцепления предопределил получение огромного массива опытных данных, обработка которых привела к построению разного рода математических моделей, описывающие процессы взаимодействия арматуры с бетоном.

1.2.1. Технические теории сцепления

Наиболее просто учитывать контактное взаимодействие арматуры с бетоном позволяют так называемые технические теории сцепления (ТТС). Они позволяли описывать только сопротивление бетона продольному смещению арматуры.

В основу таких теорий положены следующие гипотезы:

- железобетон представляет трехслойную модель «бетонная оболочка – контактный слой – арматура»;
- арматура заменяется гладким упругим стержнем, с продольной жесткостью равной реальной;
- контактный слой, окружающий арматуру имеет бесконечно малую толщину;
- бетон считается упругим материалом;
- в качестве характеристик контакта принимаются условные смещения арматуры относительно бетона g и условные напряжения сцепления τ_{bs} , между которыми устанавливается единая связь (закон сцепления)

$$\tau_{bs}(x) = f(g). \quad (1.3)$$

На сегодняшний день наиболее разработанной является техническая теория сцепления М. М. Холмянского [40], в ее основу положен следующий закон сцепления

$$\tau_{bs} = B \frac{\ln(1 + \alpha g)}{1 + \alpha g}, \quad (1.4)$$

здесь B и α – параметры сцепления.

Соотношение (1.4) получено из анализа многочисленных экспериментальных данных [50]. График функции (1.4) обладает выраженным экстремумом. Поэтому соотношение (1.4) называют нормальным законом сцепления. Этот закон наилучшим образом соответствует экспоненциальному росту Δ_a в образцах с длинной заделкой и позволяет учесть уменьшение τ_{bs} при больших уровнях смещения (рис. 1.6).

Получим одно из основных уравнений технической теории сцепления. Для этого рассмотрим центрально армированный призматический элемент (см. рис. 1.10). Считая известными, A_a и P_a , площадь сечения бетона A_c ,

модули упругости арматуры E_a и бетона E_c запишем статическое равновесие части элемента

$$\sigma_{cx} = \sigma_{c0} + \mu(\sigma_a - \sigma_{ax}), \quad (1.5)$$

где $\mu = \frac{A_a}{A_c}$, σ_{ax} , σ_{cx} – напряжение в арматуре и бетоне в произвольном сечении.

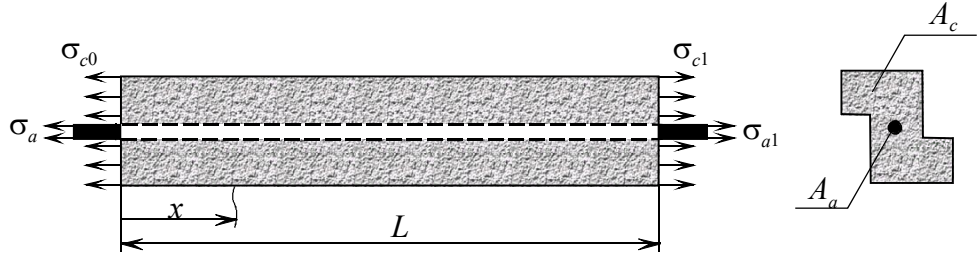


Рис. 1.10. Расчетная схема железобетонного элемента

Учитывая принятые допущения ТТС, определим взаимные смещения арматуры и бетона в произвольном сечении

$$g = \Delta_a - \int_0^x \left(\frac{\sigma_{ax} - \sigma_{ps}}{E_a} - \frac{\sigma_{cx}}{E_c} \right) dx, \quad (1.6)$$

здесь σ_{ps} – предварительные напряжения в арматуре.

Решая совместно выражение (1.5) и (1.6) и дифференцируя по dx , получим

$$\sigma_{ax} = \frac{\sigma_{c0} + \sigma_{ps} + \mu\eta\sigma_{a0}}{1 + \mu\eta} - \frac{E_a}{1 + \mu\eta} \cdot \frac{dg}{dx}, \quad (1.7)$$

где $\eta = \frac{E_a}{E_c}$.

Если элемент длинный, то вне зоны перераспределения напряжений $\frac{dg}{dx} = 0$, тогда напряжения в этих сечениях можно считать установившимися

$$\sigma_{a,ycm} = \frac{1}{1 + \mu\eta} (\sigma_{c0} + \sigma_{ps} + \mu\eta\sigma_{a0}). \quad (1.8)$$

Обозначая $\Delta\sigma_{ax} = \sigma_{ax} - \sigma_{a,ycm}$ и решая (1.8) совместно с (1.7), получим

$$\Delta\sigma_{ax} = -\frac{E_a}{1 + \mu\eta} \left(\frac{dg}{dx} \right). \quad (1.9)$$

Учитывая (1.3) и продифференцированное по dx (1.9), приходим к следующему дифференциальному уравнению

$$\frac{d^2 g}{dx^2} = \frac{C_{bs}}{2} f(g), \quad (1.10)$$

где $C_{bs} = \frac{2P_a(1+\mu\eta)}{A_a E_a}$.

Решением уравнения будет следующее интегральное соотношение

$$\left(\frac{\Delta\sigma_{ax}(1+\mu\eta)}{E_a} \right)^2 - C_{bs} \int_0^g f(g) dg = \left(\frac{\Delta\sigma_a(1+\mu\eta)}{E_a} \right)^2 - C_{bs} \int_0^{g_0} f(g) dg. \quad (1.11)$$

Используя соотношения (1.4), и (1.11) получим связь между σ_a и g

$$\left(\frac{\Delta\sigma_{ax}}{k} \right)^2 - \ln^2(1+\alpha g) = \left(\frac{\Delta\sigma_a}{k} \right)^2 - \ln^2(1+\alpha g_0), \quad (1.12)$$

где $k = \sqrt{\frac{P_a B E_a}{(1+\mu\eta) A_a \alpha}}$.

Для случая образца с длинной заделкой левая часть уравнения (1.12) равна 0, а $\Delta\sigma_a \approx \sigma_a$, тогда

$$\alpha \Delta_a = e^{\sigma_a/k} - 1;$$

или

$$\Delta_a = \frac{1}{\alpha} \left[\exp \left(\frac{\alpha \sigma_a^2}{mB} \right)^{1/2} - 1 \right], \text{ где } m = \frac{P_a A_c E_a E_c}{A_a (E_c A_c + E_a A_a)}. \quad (1.13)$$

Это соотношение хорошо описывает опытные данные смещения арматуры относительно бетона у нагруженного торца длинного образца от усилий, приложенных к стержню. Поэтому оно может быть использовано для определения параметров сцепления α и B на основании результатов испытаний вытягивания арматуры из длинных бетонных образцов.

ТТС М.М. Холмянского была использована: при разработке профиля проволочной арматуры, отработке технологии передачи усилий обжатия на бетон, расчете закладных деталей и пр.

Тем не менее эта теория обладает рядом недостатков. Она переоценивает прочность сцепления на участках контакта с запредельными величинами смещений, например, в зоне у нагруженного торца образца. Кроме этого, к числу главных недостатков технической теории сцепления следует отнести неполное отражение особенностей развития контактных трещин и отдельный учет напряжений сцепления τ_{bs} и поперечного давления σ_r или вовсе их игнорирование.

Многие исследователи, основываясь на гипотезе единой зависимости $g - \tau_{bs}$, практически одновременно пытались выявить физический закон, который свяжет экспериментальные данные смещения арматуры относительно бетона и касательные напряжения по контакту арматуры с бетоном. И построить на его основе ТТС.

Впервые зависимость $g - \tau_{bs}$ предложена в 1941 г. в работе [51], ее вид схож с диаграммой деформирования упругопластического материала. Однако это предположение не получило развития. После появились работы, в которых закон сцепления был принят в простейшей форме

$$\tau_{bs} = Kg, \quad (1.14)$$

здесь K – некоторая постоянная для конкретной пары арматура-бетон.

Анализируя выражение (1.14), видно, что g пропорционально τ_{bs} , следовательно, касательные напряжения будут неограниченно возрастать при увеличении смещения. Это противоречит экспериментальным данным, такое недостоверное описание привело к поиску новых законов. В табл. .1. приведены наиболее известные законы сцепления, предложенные различными исследователями.

Таблица 1.1

Законы сцепления		
№	Автор	Вид функции
1	G. Rehm [52]	$\tau_{bs} = K_R g^{\lambda_R}$ (1.15)
2	Группа авторов исследовательских институтов CEB и FIP [53]	$\tau_{bs} = \begin{cases} \tau_{bs}^* \left(\frac{g}{g_1} \right)^\chi, & 0 \leq g < g_1; \\ \tau_{bs}^*, & g_1 \leq g < g_2; \\ \tau_{bs}^* + (\tau_f - \tau_{bs}^*) \left(\frac{g - g_2}{g_3 - g_2} \right), & g_2 \leq g < g_3; \\ \tau_f, & g > g_3, \end{cases} \quad (1.16)$
3	J.S. Cruz, J. Barros [54]	$\tau_{bs} = \begin{cases} \tau_{bs}^* \left(\frac{g}{g^*} \right)^\chi, & g \leq g^*; \\ \tau_{bs}^* \left(\frac{g}{g^*} \right)^{-\chi}, & g \geq g^*, \end{cases} \quad (1.17)$
4	H. Shima, L.-L. Chou, H. Okamura [55]	$\tau_{bs} = B_S \frac{[\ln(1 + \alpha_S g)]^3}{1 + \varepsilon_a \cdot 10^5}.$ (1.18)

Примечание: здесь K_R , χ и λ_R – постоянные коэффициенты для конкретной пары арматура-бетон; B_S и α_S – параметры закона сцепления; g_1 , g_2 , g_3 – величины характерных смещений, определяющих фазовый переход (рис. 1.11); τ_{bs}^* , τ_f – касательные напряжения предельные и трения, соответственно; g^* – смещение арматуры относительно бетона, соответствующее τ_{bs}^* ; ε_a – относительная продольная деформация арматуры.

На рис. 1.11 представлен график параметрического закона сцепления (1.16).

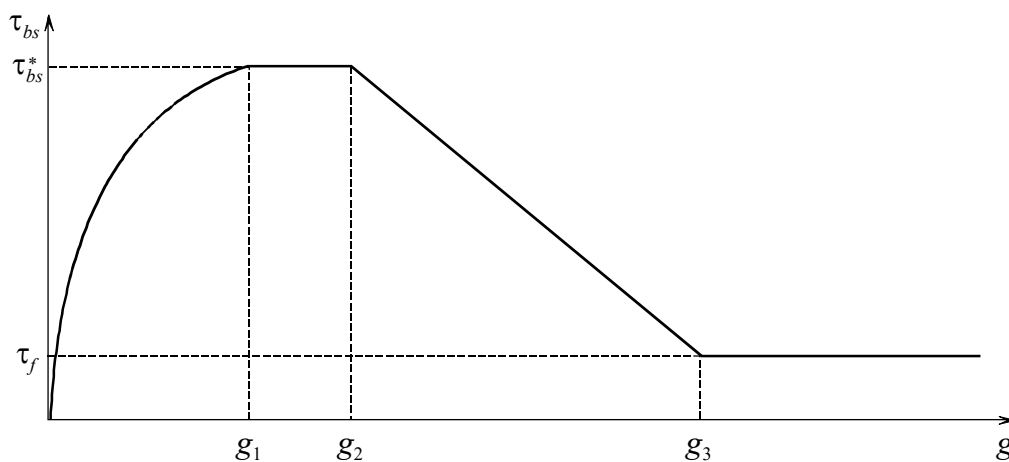


Рис. 1.11. График функции (1.16)

По графику видно, что деградация бетона в зоне контакта происходит по линейному закону, это не соответствует реальной картине. Поэтому в работе предложено соотношение (1.17), учитывающее нелинейный вид ниспадающей ветви.

Соотношение (1.18) представляет собой нормальный закон сцепления, учитывающий продольную относительную деформацию арматуры ε_a .

И. Гийон предложил упругопластическую зависимость, которая в исследованиях ВНИИЖелезобетона показала довольно хорошее соответствие опытным данным [40].

Кроме вышеописанных функций, предлагались степенные законы сцепления, например, в работе [56] представлен такой закон, кубической функцией описывается участок от 0 до τ_{bs}^* , затем следует идеально пластический участок. В работе [57] предлагается закон сцепления, с практически линейным первым участком, на втором участке функция возрастает по степенному закону без ограничений. Соотношение (1.18), а также два описанных выше закона сцепления, внесены в расчетный комплекс DIANA FEA [58].

Из всех законов, вида $\tau_{bs}(x) = f(g)$, нормальный закон сцепления М. М. Холмянского (1.4) наилучшим образом воспроизводит экспериментальные данные [13; 59].

Применение рассмотренных зависимостей приводит к эпюрам τ_{bs} , имеющим одинаковые возможные максимумы во всех сечениях по длине заделки стержня в бетон, что не подтверждается опытными данными.

А. А. Оатулом представлен так называемый дифференцированный закон сцепления [60], где касательные напряжения зависят от взаимных смещений g и положения сечения по длине рассматриваемого элемента x

$$\tau_{bs} = f(g, x). \quad (1.19)$$

В данном подходе для каждого i -го сечения принимается своя форма закона сцепления из семейства функций

$$\tau_{bs,i} = A_i g. \quad (1.20)$$

Поэтому эта методика обеспечивает углубленное исследование сцепления, повышает точность результатов. Этот подход является более сложным, однако, лучше других описывает напряжения сцепления в зоне близкой к нагруженному торцу при вытягивании арматуры из бетона. Различие в законах сцепления (1.19) в сечениях, удаленных от торца, исчезает [61; 62].

В. Л. Никитиным [63] был предложен следующий закон сцепления

$$\tau_{bs,i} = K \varepsilon_g, \quad (1.21)$$

где ε_g – величина относительного сдвига, который определяется как разность деформаций бетона ε_c и арматуры ε_a

$$\varepsilon_g = \varepsilon_a(x) - \varepsilon_c(x). \quad (1.22)$$

Выполненные позже исследования [49] показали, что зависимость (1.21) неприменима для канатного армирования.

Для этого типа арматуры В. Г. Диаковским [49] разрабатывался закон сцепления. В результате он был записан в следующем виде

$$\tau_{bs} = a \frac{\varepsilon_g}{\varepsilon_0} \left(\ln \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_g} \right)^{\frac{b_D-1}{b_D}}, \quad (1.23)$$

где a_D и b_D – постоянные для соответствующей пары арматура-бетон, определяемые по данным эксперимента; ε_0 – начальная относительная деформация предварительного натяжения каната.

При таком подходе можно учесть положение сечения по длине контакта. Это направление считалось достаточно перспективным [3], но не получило дальнейшего развития для арматуры других типов.

Радиальные усилия распора, возникающие при смещении стержня относительно бетона, вносят значительный вклад в сцепление. Это косвенно учитывается при подборе постоянных, входящих в функциональные зависимости g от τ_{bs} . Однако в этом случае не учитывается вклад распорных усилий на напряженно-деформированное состояние окружающего бетона.

Теорию лишенную этого недостатка предложил Н. И. Карпенко [64–66]. Окружающий арматуру бетон он разделил на три зоны (слоя): контактную зону с бетонными консолями под выступами арматуры, зону конических и радиальных трещин и неповрежденную бетонную оболочку. На внутренней поверхности первого слоя копировался рельеф арматуры периодического профиля, и задавались условия, отвечающие характеру совместной работы арматуры с бетоном. Расчет рассматриваемой модельной области сводится к решению осесимметричной объемной задачи методами механики деформированного твердого тела в вариационной постановке. Такой подход моделирует близкое к действительному напряженно-деформированное состояние бетона с коническими и радиальными трещинами в контактной зоне. Позднее эта теория была адаптирована П.П. Назаренко [3] для численного расчета методом конечных элементов. Однако, данный подход ввиду сложности определения механических характеристик каждого из слоев не получил практического применения.

1.2.2. Численное моделирование

С конца 60-х годов прошлого столетия начали развиваться численные методы решения задач механики деформируемого твердого тела с применением ЭВМ. На сегодняшний день на основе метода конечных элементов (МКЭ) разработано большое число коммерческих расчетных комплексов, которые обладают широкой функциональностью. Поэтому возникла необходимость создания численно реализуемых математических моделей деформирования железобетона.

Впервые такую модель предложили в 1967 г. Д. Нго и А. Скорделис [67]. Здесь бетон и арматура были представлены линейно-упругими двумерными и одномерными элементами, соответственно, связанные между собой специальными элементами, которые были названы интерфейсными или элементами связи. Они моделировали процессы, происходящие при смещении арматуры относительно бетона, и состояли из двух податливых связей, условно

их можно представить в виде пружин. Элемент изначально не имеет размера, поэтому координаты обоих узлов недеформированной сетки конечных элементов совпадают. На рис. 1.12 представлен деформированный вид такого интерфейсного элемента, ось x параллельна продольной оси арматуры, а ось z ей перпендикулярна; c_x и c_z – жесткости пружин в соответствующих направлениях. Жесткости c_x и c_z постоянны, но отличаются друг от друга, кроме этого, значение c_x одинаково при растяжении и сжатии пружины, а c_z на сжатие значительно выше, чем на растяжение.

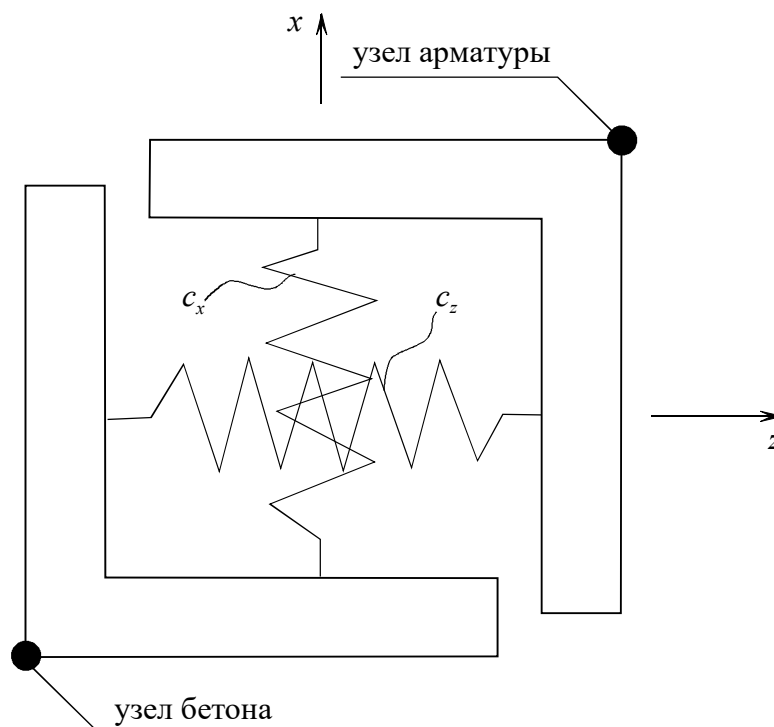


Рис. 1.12. Общий вид интерфейсного элемента Д. Нго и А.К. Скорделиса

Значение коэффициента c_x подбиралось по экспериментальным данным вытягивания арматуры из цилиндрических бетонных образцов, а c_z – назначалось произвольно.

В этой работе реальная трехмерная балка заменялась приближено плоским телом, а объемное напряженное состояние – плоским. Трещины в модельной балке назначались в прогнозируемых сечениях, где наблюдается разрушение реальной балки при испытаниях. Результаты расчета не сравнивались с опытными данными, поэтому достоверность моделирования

оценить сложно. Тем не менее такой подход к моделированию деформирования железобетонной конструкции развивается до настоящего времени.

В работе [68] была представлена модификация элемента Д. Нго и А. К. Скорделиса. Здесь для описания нелинейной зависимости $g - \tau_{bs}$ был применен кубический полином, предложенный в работе [69], подбор параметров которого основывался на экспериментальных данных. В таком виде элемент был использован для изучения деформирования разнообразных железобетонных конструкций [70–73].

В работе [74] были использованы интерфейсные элементы в виде пружин, деформирующиеся по различным нелинейным законам. Модель, позволяющая учитывать изменение усилий распора от усадки бетона и смещения арматурного стержня относительно бетона, была предложена в работах [75; 76]. Но она была применима только для гладкой арматуры, где трение стержня о бетон является основной силой, препятствующей смещению. Напряжения τ_{bs} в модели считались пропорциональными усилиям распора, которые определялись как сумма усилий, возникающих от усадки бетона, смещения арматуры относительно бетона и внешнего давления на бетон.

В 1991 г. пружинный интерфейсный элемент был внесен в библиотеку элементов расчетного комплекса ANSYS [77]. В работе [59] с применением таких специальных элементов было проведено численное исследование вытягивания арматуры из бетона по схеме, представленной на рис. 1.9 б. При этом интерфейсные элементы устанавливались только параллельно арматуре, а их жесткость определялась по экспериментальным данным в соответствии с законом (1.4). Распорные усилия не моделировались. Полученные результаты были хорошо согласованы с опытными данными.

Зачастую с применением этого метода моделируют деформирование коротких образцов, исследований с его помощью конструкций близких к реальным не встречаются.

А.К. де Грот, Г.М.А. Кастерс и Т. Монни предложили другой элемент [41], отличающийся от предыдущего тем, что он обладал конечным размером и представлял собой плоский шестиузловой конечный элемент. Применение такого элемента не предполагает нарушение сплошности, разрывы в полях напряжений и деформаций модели, что лучше соответствует реальной картине. Для связи касательных напряжений τ_{bs} с g используется следующее соотношение

$$\tau_{bs} = c_\tau g - c_r \sigma_r, \quad (1.24)$$

здесь c_τ – жесткость элемента в продольном направлении; σ_r – усилия распора, перпендикулярные арматуре; c_r – коэффициент, учитывающий влияние распорных усилий на τ_{bs} . Коэффициенты жесткостей c_τ и c_r определяются методом подбора. Общий вид такого элемента представлен на рис. 1.13.

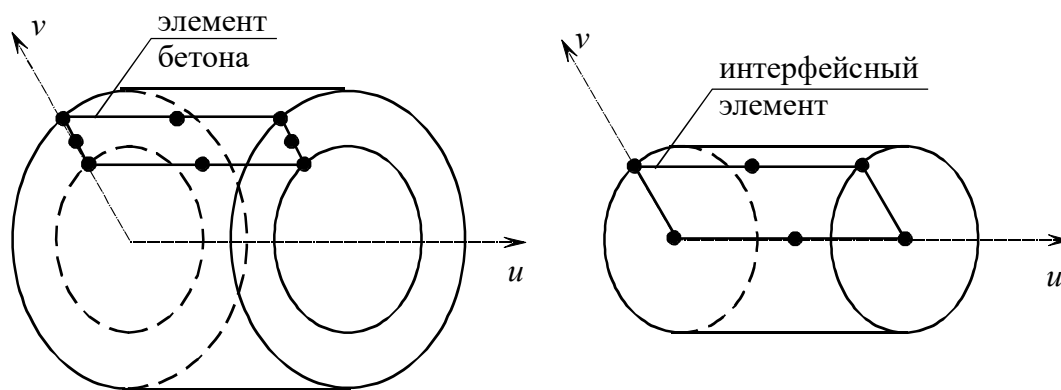


Рис. 1.13. Общий вид осесимметричных элементов А. К. де Грота, Г.М.А. Кастерса и Т. Монни: а) бетона; б) интерфейсные

Подобные интерфейсные элементы применялись в работах и других авторов [78; 79], но для описания их деформирования использовались другие функции $\tau_{bs} = f(g)$.

Стоит упомянуть о существовании элементов железобетона со встроенной арматурой, представленных в работах [80; 81]. В первой работе предлагается изопараметрический элемент бетона, внутрь которого помещается одномерный элемент арматуры. Связь между элементами полагается идеальной, при этом деформации бетона и арматуры совпадают.

Во второй работе по арматурному элементу расположены специальные элементы связи, передача продольных деформаций между арматурой и бетоном происходит через них. Таким образом, моделируется неидеальный контакт между арматурой бетоном, с возможностью проскальзывания одного относительно другого. Матрица жесткости всего элемента формируется как сумма жесткостей составляющих.

Этот подход требует, чтобы арматурный стержень располагался параллельно выбранной системе координат. Введение элементов связи требует добавления узлов вдоль арматурного элемента. На рис. 1.14 представлен вид такого элемента.

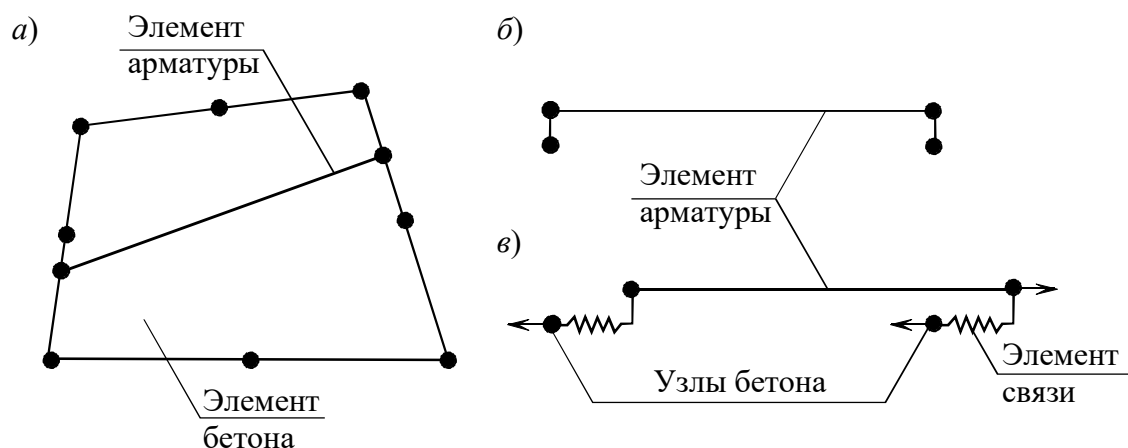


Рис. 1.14. Общий вид железобетонного элемента со встроенной арматурой (а); элементы арматуры и связей до деформирования (б); элемент арматуры и связей после деформирования (в)

В работе [82] для моделирования вытягивания арматуры из бетона была применена осесимметричная модель, в которой: бетон полагался упругим телом; арматурный стержень не моделировался; геометрия контактной поверхности повторялась упрощенно – отпечатки рифлей (ребер) представлялись в виде трапеций, между которыми располагался специальный слой; контакт бетона с парой арматура-слой осуществлялся пружинными элементами постоянной жесткости. Специальный слой обладал следующими параметрами: деформирование описывалось законом пластичности Кулона-Мора; модуль упругости задавался практически равным модулю упругости

бетона; толщина совпадала с шагом рифлей арматуры и была примерно в 10 раз меньше, чем окружающего бетона.

К. Лунгрен [83–85] была предложена так называемая фрикционная модель сцепления, построенная с применением упругопластических соотношений. В ней вводится специальный элемент связи, первоначально не имеющий размера, для которого зависимость между напряжениями и деформациями для него устанавливается соотношением

$$\begin{bmatrix} \sigma_r \\ \tau_{bs} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & \frac{|g|}{g} D_{12} \\ 0 & D_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} g_r \\ g \end{bmatrix}, \quad (1.25)$$

где g_r – радиальное смещение бетона в зоне контакта с арматурой; D_{ij} – коэффициенты матрицы жесткости. Коэффициент D_{12} имеет отрицательное значение, это приводит к тому, что при смещении арматуры относительно бетона элемент расширяется, таким образом, проскальзывание стержня в любом направлении вызывает отрицательные σ_r .

Предельное состояние этого элемента описывается функциями F_1 и F_2 . Функция трения F_1 устанавливает связь между радиальными напряжениями σ_r и предельными касательными напряжениями по границе бетона и арматуры τ_{bs} , а функция F_2 разрушение интерфейсного элемента от смещения g .

$$\begin{aligned} F_1 &= |\tau_{bs}| + \mu \sigma_r = 0; \\ F_2 &= \tau_{bs}^2 + \sigma_r^2 + c_L \cdot \tau_{bs} = 0, \end{aligned} \quad (1.26)$$

здесь μ – коэффициент трения; c_L – параметр, определяемый по нисходящей ветви диаграммы деформирования бетона при одноосном сжатии. Замкнутая кривая, которую образуют эти функции, представлена на рис. 1.15.

Для F_1 и F_2 , связь пластических деформаций и напряжений, при выполнении условия (1.26) описывается ассоциированным законом течения, а в точках пересечений функций F_1 и F_2 используется закон неассоциированного течения (рис. 1.15)

$$d\varepsilon^p = d\lambda_1 \frac{\partial G}{\partial \tau_{bs}} + d\lambda_2 \frac{\partial F_2}{\partial \tau_{bs}}, \quad (1.27)$$

где G – функция нагружения или пластического потенциала

$$G = \frac{|g|}{g} \tau_{bs} + \eta \sigma_r = 0.$$

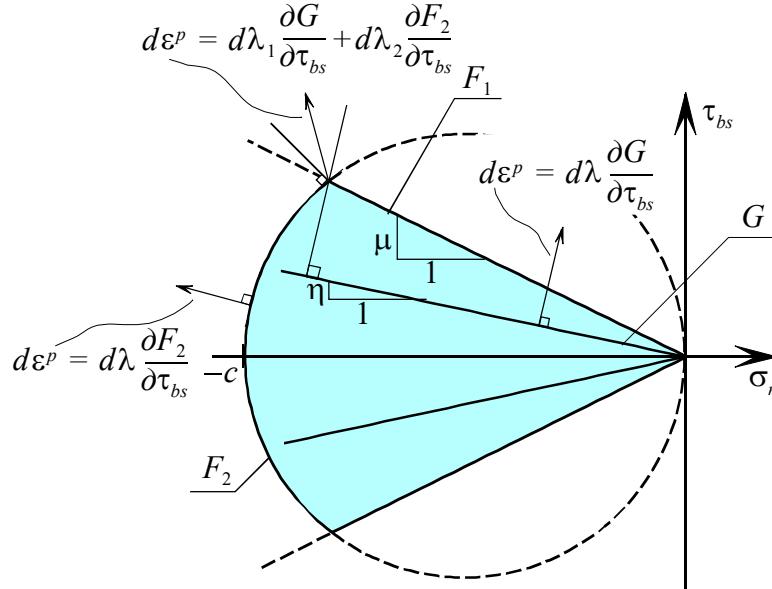


Рис. 1.15. Изображение ограничительной поверхности интерфейсного элемента К. Лунгрэн

Коэффициент трения варьируется в диапазоне $0,4 \leq \mu \leq 1$. Параметр η учитывает разрушение бетона ребрами арматуры, поэтому для монотонно возрастающей нагрузки считается постоянным, а при циклической нагрузке – переменным. Коэффициенты матрицы жесткость D_{11} в уравнении (1.25), зависит от деформации g_r , а D_{12} и D_{22} принимаются постоянными. Параметр c_L зависит от коэффициента упрочнения κ , который определяется по формуле

$$d\kappa = \sqrt{\left(d\varepsilon_\tau^p\right)^2 + \left(d\varepsilon_r^p\right)^2}, \quad (1.28)$$

где ε_τ^p и ε_r^p – условная относительная пластическая деформация бетона в зоне контакта параллельно и перпендикулярно арматуре, соответственно.

В работе [86] представлена модификация этой модели, которая сглаживает точки соединения функций F_1 и F_2 , что устраняет некоторые неточности модели.

Обилие параметров модели позволяет с ее помощью воспроизводить деформирование железобетонных элементов в довольно широком диапазоне, в том числе с учетом циклического нагружения. С другой стороны, идентификация этих параметров затруднительна. Сравнение результатов расчета с опытными данными производилось авторами только на образцах с заделкой порядка нескольких сантиметров. Для расчетов реальных конструкций эта модель не используется.

Кроме этих, существуют способы КЭ моделирования, не предполагающие описания взаимодействия арматуры с бетоном специальными элементными связи, контактного слоя и пр. В таких моделях арматура не упрощается до гладкого цилиндра, ее геометрия повторяется подробно. Поведение бетона воспроизводится максимально близко к реальному, с учетом разрушения, микрорастрескивания, повреждаемости, пластичности и др. Применение некоторых таких моделей описано в работе [87].

1.3. Выводы по главе 1

Анализ состояния проблемы сцепления показал, несовершенство существующих математических моделей взаимодействия арматуры с бетоном. Технические теории сцепления значительно упрощают реальное деформирование материалов арматуры и бетона. Численные способы решения данной проблемы основаны на моделях, которые более точно описывают НДС в зоне контакта. Однако отсутствует алгоритм идентификации параметров, что затрудняет их широкое применение для расчетов реальных конструкций.

Поэтому необходимо провести комплексное исследование взаимодействия арматуры с бетоном, на основе экспериментальных методов и методов математического моделирования.

Наиболее рациональной схемой для проведения испытаний является вытягивание арматуры из бетонных образцов (рис. 1.7), которая позволяет определять характеристики сцепления.

Математическая модель железобетона должна учитывать сцепление арматуры с бетоном и удовлетворять следующим требованиям: пригодность для численной реализации; учет возможных физических и геометрических нелинейностей; простой алгоритм идентификации параметров.

Глава 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СЦЕПЛЕНИЯ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

Основой изучения процессов взаимодействия арматуры с бетоном являются экспериментальные исследования. В связи со сложностью проведения измерений непосредственно на границе раздела двух материалов, входящих в состав железобетона, экспериментально определяют либо деформации на поверхности бетонной обоймы, либо перемещения концов арматуры (см. гл. 1). Это обстоятельство, с одной стороны, ограничивает выбор возможных схем испытаний, с другой – упрощает его.

Поэтому для экспериментальных исследований характеристик сцепления выбрана схема испытания – вытягивание арматуры из цилиндрического бетонного образца (см. рис. 1.7).

2.1. Схема испытаний и параметры образцов

Для исследования характеристик сцепления арматуры с бетоном и влияния на них длины заделки было проведено испытание трех серий по пять опытных образцов[88][88][88][88][88][88][88][88][88]. В зависимости от длины образцы будем называть «длинные», «средние» и «короткие». Количество образцов в серии было выбрано в соответствии с рекомендациями работы [89], где указано, что серия должна содержать не менее пяти и не более десяти измерений. Планирование эксперимента с большим количеством образцов из бетона и железобетона нецелесообразно, так как в лабораторных условиях достаточно сложно выдержать одинаковую технологию их изготовления.

При выбранной схеме испытаний основным источником информации о прочности и жесткости сцепления является зависимость нагрузки на арматуру от ее смещения относительно нагруженного торца бетонной обоймы – кривая податливости.

Образцы представляли собой центрально-армированные круговые цилиндры. Для армирования была выбрана арматура периодического профиля номинального диаметра 8 мм класса А400.

Размеры образцов выбирались по следующим принципам:

- Поперечный размер (диаметр) должен обеспечивать достаточную прочность и жесткость бетонного кольца вокруг арматуры, для восприятия им радиальных усилий, возникающих при смещении арматуры относительно бетона.
- Высота «длинных» образцов должна быть больше, чем длина области нелинейного деформирования бетона в зоне контакта и устанавливается в соответствии с правилами СП 63.13330.2012 [90].
- Длина «коротких» и «средних» образцов выбиралась такой, чтобы предельная стадия – нарушение сцепления по всей поверхности соединения арматуры с бетоном, наступила в упругой или в пластической стадии работы материала арматуры, соответственно.

Базовая длина анкеровки l_0 , в соответствии с действующими нормами проектирования СП 63.13330.2012 [90], определяется по формуле

$$l_0 = \frac{R_a A_a}{R_{bs} P_a}, \quad (2.1)$$

здесь R_a , R_{bs} – расчетное сопротивление арматуры и сцепления арматуры с бетоном. При этом

$$R_{bs} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}, \quad (2.2)$$

где η_1 , η_2 – коэффициенты, учитывающие влияние вида поверхности и диаметра арматуры, соответственно; R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению. В свою очередь

$$R_{bt} = \frac{R_{bt,n}}{\gamma_{bt}}, \quad (2.3)$$

здесь $R_{bt,n}$ – нормативное сопротивление бетона на растяжение; γ_{bt} – коэффициент надежности по бетону при растяжении, который зависит

от вида напряженно-деформированного состояния бетона и группы предельных состояний, по которой ведется расчет [90].

Прочность бетонных кубов на сжатие, так называемая кубиковая прочность соответствует классу бетона, который является нормируемым и контролируемым показателем качества бетона. При изготовлении образцов планировался класс бетона В40, что соответствует кубиковой прочности 40 МПа. Расчетное сопротивление арматуры А400 берется равным пределу текучести арматурной стали $\sigma_{ay} = 400$ МПа. Однако, испытания образцов проводились до разрушения арматуры и, поэтому при расчетах базовой длины анкеровки было принято $R_a = \sigma_{ua} = 600$ МПа. Коэффициенты $\eta_1 = 2,5$; $\eta_2 = 1$; $\gamma_{bt} = 1,5$ и расчетное сопротивление $R_{bt,n} = 2,1$ МПа были выбраны в соответствии с нормами [90] и по формуле (2.1) получена базовая длина анкеровки $l_0 = 350$ мм.

Таким образом, были запланированы длины образцов каждой серии:

- для «длинных» – 400 мм;
- для «средних» – 150 мм;
- для «коротких» – 80 мм.

Диаметр поперечного сечения бетонной обоймы должен быть таким, чтобы жесткость ее в окружном направлении оказывала малое влияние на условия взаимодействия арматуры и бетона. Из анализа экспериментальных исследований разных авторов [29; 59; 83; 86; 91; 92] и др., диаметр образца был принят равным 152 мм. На рис. 2.1 показана конструкция опытных образцов.

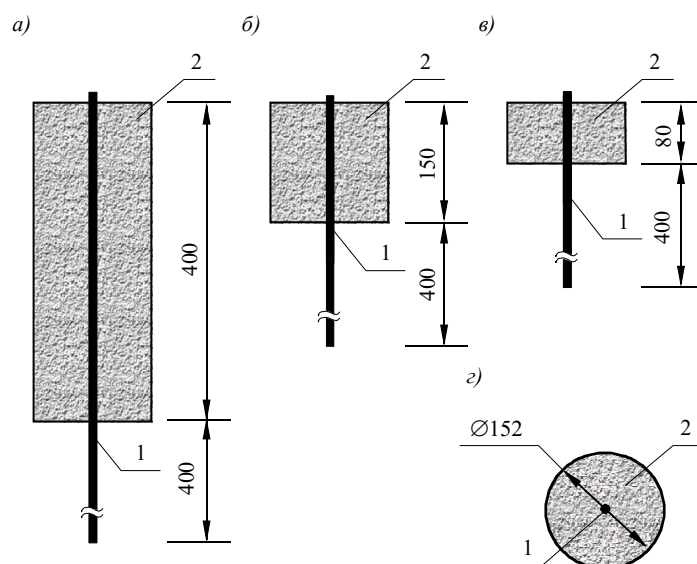


Рис. 2.1. Конструкция опытных образцов : а) длинный образец; б) средний образец; в) короткий образец; г) поперечное сечение образца; 1 – арматурный стержень; 2 – бетонная обойма

2.2. Изготовление образцов

Для изготовления образцов с запланированными параметрами была запроектирована конструкция опалубки. Ее основой является труба, которая изготавливается из непластифицированного поливинилхлорида (НПВХ) ГОСТ 32413-2013 [93] и применяется в гражданском и промышленном строительстве в качестве фановой. Для формирования опытных образцов были применены трубы с внутренним диаметром 152 мм и длиной 470, 220 и 150 мм. Дно формы представляло собой диск из фанеры толщиной 20 мм с центральным отверстием диаметром 9 мм, в который для центрирования плотно вставлялся арматурный стержень (рис. 2.2). Изоляция диска от влаги обеспечивалась полиэтиленовым покрытием. Для фиксации дна и предотвращения деформации опалубки в радиальном направлении при уплотнении бетонной смеси поверхность цилиндров обжималась стальными хомутами, которые устанавливались с шагом в 80 мм

Неподвижность арматурного стержня в опалубке после заливки бетонной смеси обеспечивалось крышкой, представляющей собой диск из фанеры толщиной 20 мм с упорами и центральным отверстием Ø9 мм.

Упоры устанавливались для предотвращения проскакивания крышки в форму и соприкосновения с ее бетонной смесью. Проектный чертеж опалубки показан на рис. 2.2.

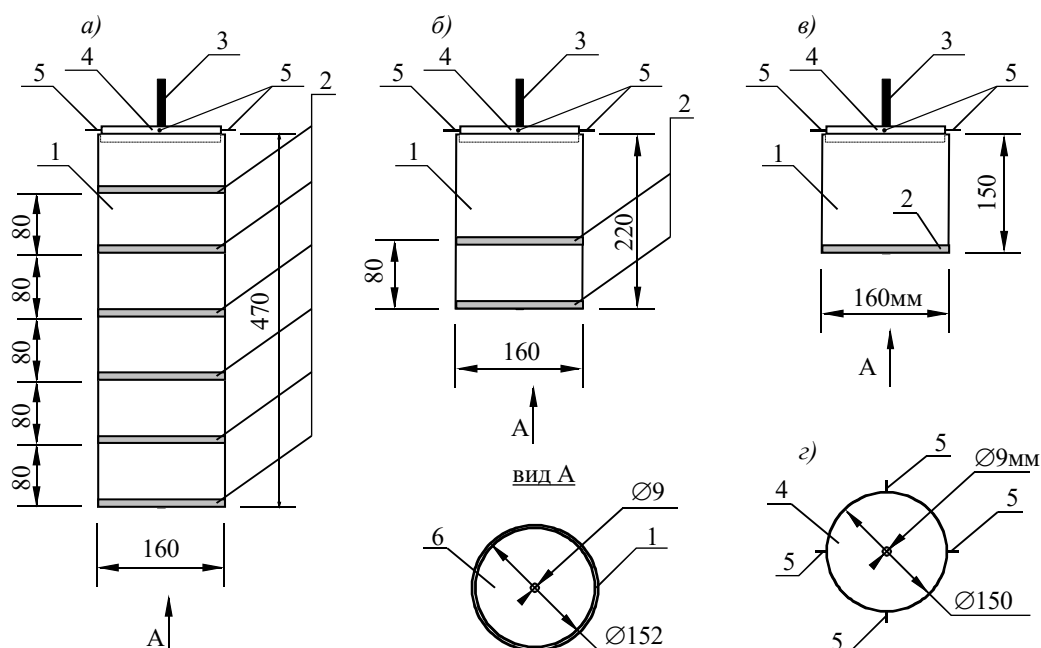


Рис. 2.2. Общий вид опалубки : а) форма длиной 470мм; б) форма длиной 220мм; в) форма длиной 150мм; з) конструкция «крышки»; 1 – труба НПВХ; 2 – стальные хомуты; 3 – арматурный стержень; 4 – центрирующий диск; 5 – упоры; 6 – дно формы

На рис. 2.3 представлен вид готовой опалубки для длинных образцов.

Пробный опыт бетонирования с применением труб НПВХ в качестве опалубки показал, что дополнительных мер по уменьшению адгезии с бетоном не требуется. Опалубка отклеивалась от образцов без усилий, образуя ровную поверхность бетонной обоймы.

Уплотнение бетонной смеси после укладки в формы производилось на виброплощадке. Одновременно и в одинаковых условиях с основными образцами изготавливались и сохранялись контрольные кубы размером 100×100×100 мм и призмы размером 100×100×400 мм.

Бетон твердел в камере нормального твердения при следующих условиях – относительная влажность воздуха (95±5)% и температура (20±3)°С [94], которые контролировались и поддерживались в течение периода твердения 28 суток и 39 суток дополнительной выдержки.



Рис. 2.3. Вид готовой опалубки длиной 470 мм

Для проведения испытаний образцы были вынуты из камеры нормального твердения и распалублены в два этапа. Сначала отрезным диском трубу разрезали по образующей, на глубину меньше, чем ее толщина. Остальная часть материала опалубки процарапывалась специальным ножом до поверхности бетона.

В результате были изготовлены железобетонные образцы со следующими высотами: длинные – 375, 390, 408, 394 и 403 мм; средние – 150, 155, 152, 154 и 146 мм; короткие – 95, 85, 85, 79 и 90 мм. Следует отметить, что фактические длины образцов незначительно отличались от запланированных.

2.3. Статистическая обработка экспериментальных данных

Измерение любой физической величины содержит ошибки и флуктуации, вызванные различными погрешностями. За наиболее вероятное значение измеряемой величины обычно принимают ее среднее арифметическое значение $\bar{x}$, вычисленное из всего ряда измеренных значений. Как правило, измерениям сопутствуют случайные, систематические и грубые погрешности.

Не все они могут быть полностью учтены при статистической обработке, поэтому принято определять диапазон, в котором находится истинное значение измеряемой величины, а результат записывать в следующей форме [95]:

$$\bar{x} \pm \Delta, \quad (2.4)$$

здесь Δ – доверительные границы погрешности измеряемой величины, $\bar{x}$ – среднеарифметическое значение измеряемой величины, определяемое по формуле

$$\bar{x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i. \quad (2.5)$$

Прежде всего, из массива экспериментальных данных исключаются грубые погрешности. В соответствии с работой [96] результат считается промахом если

$$|x_i - \bar{x}| \geq \psi S_{\bar{x}} \sqrt{N-1}, \quad (2.6)$$

здесь x_i – измеряемая величина; N – общее число измерений; ψ – коэффициент, который определяется по таблице VI в [96], и зависит от размера выборки и соответствующего уровня значимости; $S_{\bar{x}}$ – среднеквадратическое отклонение (СКО) $\bar{x}$, определяемое по формуле

$$S_{\bar{x}} = \frac{S_x}{\sqrt{N}} = \sqrt{\frac{1}{N(N-1)} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2}. \quad (2.7)$$

Если результат испытания удовлетворяет условию (2.6), то его следует изъять из обработки, а величины $S_{\bar{x}}$ и $\bar{x}$ пересчитать по формулам (2.7) и (2.5) без учета исключенных результатов наблюдений.

Доверительные границы погрешности измеряемой величины Δ , как правило, включают в себя случайные и неисключенные систематические погрешности (НСП) и определяется по формуле

$$\Delta = K_{re} S_{\Sigma}, \quad (2.8)$$

здесь K_{re} – коэффициент, зависящий от соотношения случайной составляющей погрешности и НСП; S_{Σ} – суммарное СКО, вычисляемое по формуле

$$S_{\Sigma} = \sqrt{S_{\Theta}^2 + S_x^2}, \quad (2.9)$$

где S_{Θ} – СКО неисключенных систематических погрешностей, пропорциональное границам НСП Θ_{Σ}

$$S_{\Theta} = \frac{\Theta_{\Sigma}}{\sqrt{3}}.$$

Если число НСП h менее трех, то Θ_{Σ} определяется по формуле [95]

$$\Theta_{\Sigma} = \pm \sum_{i=1}^h |\Theta_i|,$$

здесь Θ_i – граница i -й НСП.

Коэффициент K_{re} в соотношении (2.8) при $h < 3$ определяется по эмпирической формуле

$$K_{re} = \frac{\varsigma + \Theta_{\Sigma}}{S_{\bar{x}} + S_{\Theta}}, \quad (2.10)$$

где ς – доверительные границы погрешности случайной величины.

Серия из пяти измерений считается малой выборкой. Поэтому принята оценка доверительных границ случайной погрешности, основанная на t - распределении Стьюдента. В этом случае ς вычисляется по формуле:

$$\varsigma = t_{P,f} S_{\bar{x}}, \quad (2.11)$$

здесь $t_{P,f}$ – коэффициент значение, которого определяется по таблице П.ІІІ [97] и зависит от доверительной вероятности P и числа степеней свободы

$$f = N - 1.$$

В работе [98] указано, что при соотношении $S_{\Theta} / S_{\bar{x}} < 0,8$ вклад НСП можно считать малым и не учитывать, тогда $\Delta = \varsigma$. Если $S_{\Theta} / S_{\bar{x}} > 8$, то малой считается случайная погрешность, соответственно $\Delta = \Theta_{\Sigma}$.

Испытания арматурной стали, а также образцов, изготовленных для определения механических параметров бетона и контактного слоя, проводились с применением поверенного лабораторного оборудования, обладающего погрешностью до 1%.

Материалы, технология изготовления которых вызывает разброс механических свойств по объему, считают статистически неоднородными [99]. Бетон относится к таким материалам. В такой ситуации случайная погрешность

будет значительно выше, чем неисключенная систематическая, следовательно, будет выполняться соотношение $S_{\Theta} / S_{\bar{x}} < 0,8$. Поэтому, в дальнейшем при обработке данных испытаний образцов из бетона и железобетона примем $\Delta = \varsigma$.

Доверительная вероятность P для определения доверительных границ погрешности оценки измеряемой величины принимается равной 0,95, в соответствии с ГОСТ Р 8.736-2011 [95].

Данная методика была применена для статистической обработки результатов испытаний цилиндрических образцов и арматурной стали. Методика обработки экспериментальных данных образцов из бетона, контрольных кубов и призм, приведена в п. 2.6.

2.4. Порядок проведения испытаний и средства измерения

Испытания образцов проводились на разрывной машине модели ZDM-5/91 в специальной раме, изготовленной из стальных листов толщиной 10 мм. На рис. 2.4 показаны общий вид стальной рамы (а) и схемы испытаний (б). Эксперимент проводился на 67-е сутки твердения бетона.

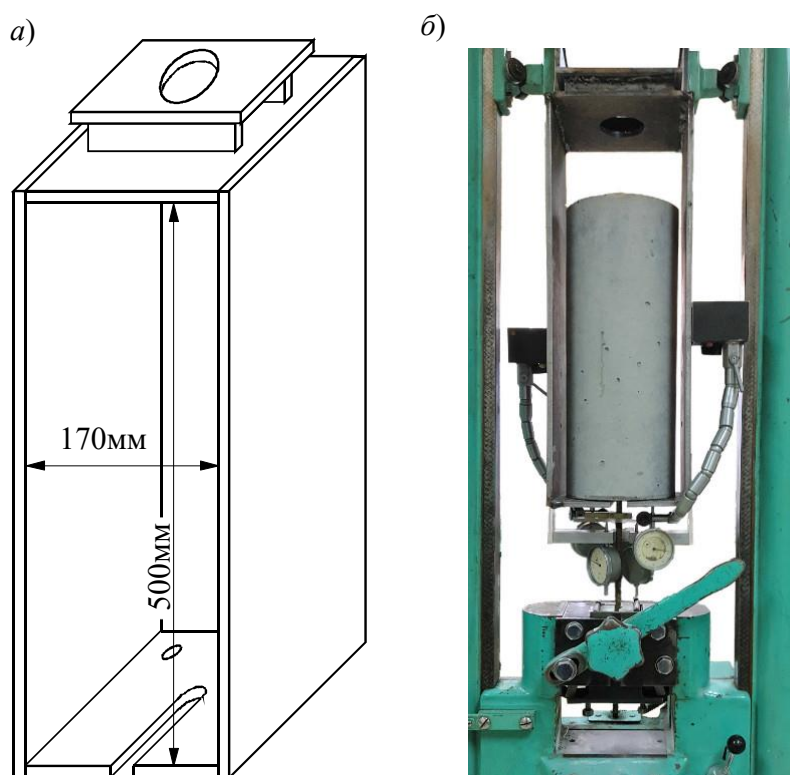


Рис. 2.4. Общий вид испытательной рамы (а) и испытания образца (б)

При испытаниях было установлено, что продольные и поперечные относительные деформации бетонной обоймы, измеряемые тензорезисторами с базой 50 мм, близки к измерительной погрешности тензометрической станции «Динамика-2», поэтому не могут быть достоверно определены.

Смещение арматуры относительно торцов было выбрано главной характеристикой сцепления арматуры с бетоном.

Для определения смещения арматуры измерялось вертикальное перемещение планки, которая крепилась к арматурному стержню на расстоянии 36 мм от торца образца. Индикаторы в этом случае устанавливались в перекладину, приклеенную к испытательной раме параллельно плоскости торца испытательной рамы.

Осадка опорного торца бетонной обоймы относительно рамы определялась как среднеарифметическое значение перемещения трех точек, измеренные через специально устроенные в испытательной раме отверстия. Для этого индикаторы крепились к гибким стойкам типа МС29 (рис. 2.5). Магнитные основания стоек устанавливались на раму, как показано на рис. 2.4 б. Это позволяло обеспечить совместное перемещение рамы вместе с индикаторами.

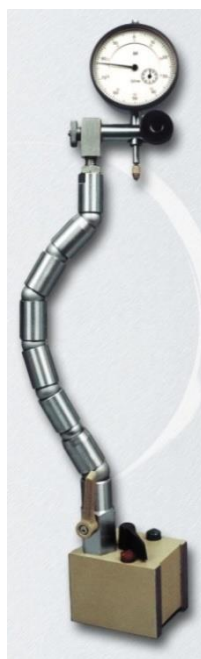


Рис. 2.5. Вид гибкой стойки с магнитным основанием типа МС29

Перемещения измерялись индикаторами часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0,01 мм, произведенный по ГОСТ 577-68. На рис. 2.6 представлена схема расположения индикаторов. Нагружение производилось с шагом 1000 Н до разрушения образца. Так как в зоне сцепления арматуры с бетоном происходят реологические процессы деформирования, то на каждом шаге нагружения осуществлялась выдержка до полной остановки перемещения арматуры. На последних этапах нагружения, близких к разрушению образца, выдержка достигала 30 мин.



Рис. 2.6. Схема расположения индикаторов

Одновременно проводились испытания, необходимые для определения механических характеристик бетона.

2.5. Арматура периодического профиля

При изготовлении образцов была использована арматура периодического профиля Ø8A400, изготовленная в соответствии со стандартом

ГОСТ Р 5781-82 [100] (рис. 7), в котором приведены все ее параметры. Выделим среди них наиболее важные и необходимые для дальнейших расчетов:

- номинальный диаметр арматуры $d_a = 8$ мм;
- площадь поперечного сечения $A_a = 50,3$ мм².

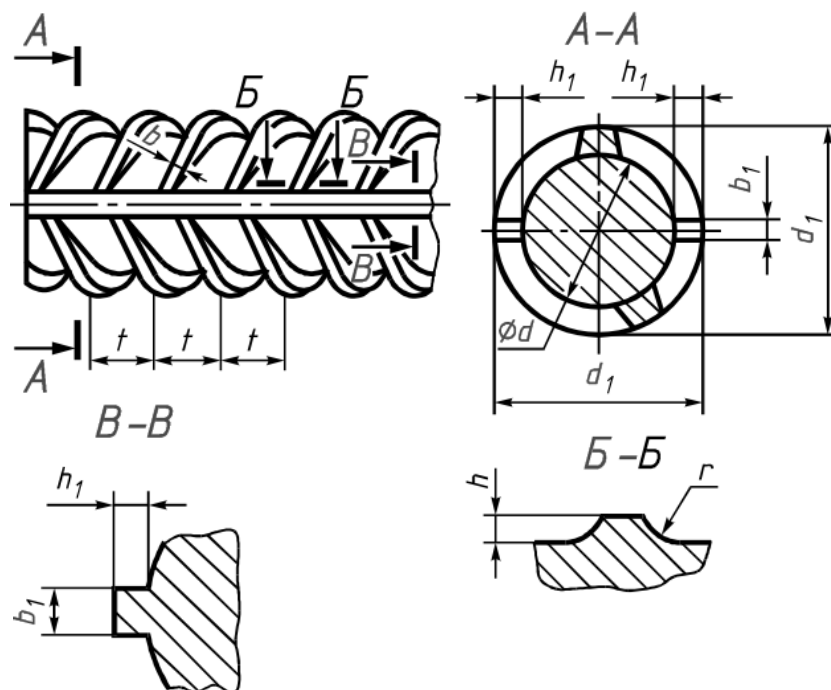


Рис. 2.7. Арматура периодического профиля Ø8A400

Для определения механических характеристик арматурной стали были проведены испытания арматурных стержней длиной 800 мм. На образцы закреплялись два зажима, как показано на рис. 2.8, с начальным расстоянием между ними в 400 мм. Перемещения зажимов при растяжении арматуры измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм, которые крепились через гибкие стойки MC29 (рис. 2.5) к раме разрывной машины модели ZDM-5/91.

Удлинение участка стержня между зажимами определялось как разность перемещения нижнего u_b и верхнего u_t зажимов (рис. 2.8)

$$\Delta l_a = u_b - u_t. \quad (2.12)$$



Рис. 2.8. Вид образца из арматурной стали, установленного на испытательную машину

На рис. 2.9 представлена диаграмма деформирования арматуры, по которой были получены следующие механические характеристики арматуры периодического профиля Ø8A400:

- | | | |
|---------------------------|---------------|-------------------|
| – модуль упругости | E_a | 200 ± 10 ГПа; |
| – предел текучести | σ_{ya} | 400 ± 10 МПа; |
| – временное сопротивление | σ_{ua} | 610 ± 10 МПа. |

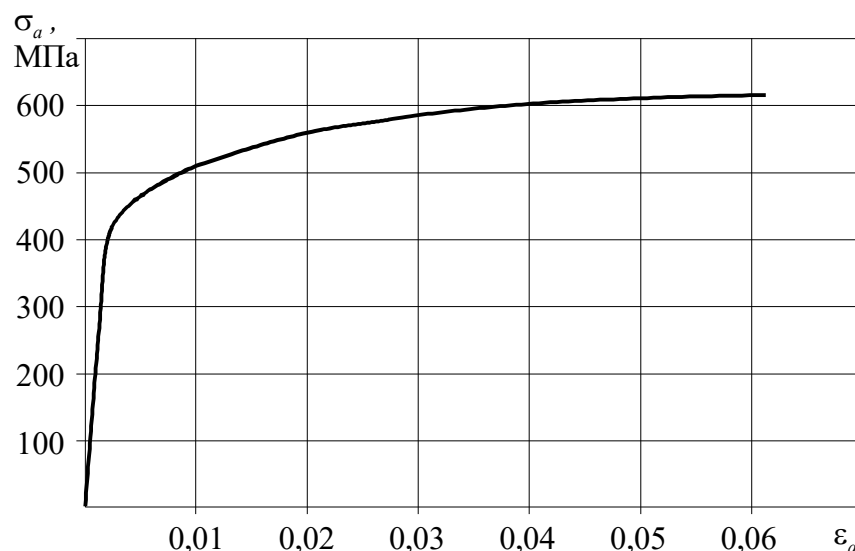


Рис. 2.9. Диаграмма растяжения арматуры А400 Ø8мм

2.6. Механические характеристики бетона

Изготовление контрольных образцов из бетона, а также их испытания и обработка результатов производились согласно действующим государственным стандартам [94; 101]. Всего было изготовлено девять контрольных кубов: восемь из них с размерами 100×100×100 мм и один размером 150×150×150 мм; и шесть призм 100×100×400 мм. При этом бетонная смесь укладывалась в лабораторные формы заводского производства. На рис. 2.10 представлен вид куба, установленного на гидравлическом прессе ПСУ-250.

Кубиковая прочность, как отмечалось выше, является важным нормируемым и контролируемым показателем качества бетона, которая определяется для каждого куба по формуле

$$\sigma_{ub} = \alpha_m \frac{P_u}{A_c}, \quad (2.13)$$

здесь α_m – масштабный коэффициент, значение которого выбирается из табл. 4 прил. 4 [94]; P_u – разрушающая нагрузка; A_c – площадь рабочего сечения образца.



Рис. 2.10. Вид установленного на испытательном прессе куба 150×150×150 мм

Прочность серии бетонных кубов определялась по формуле (2.5), как среднеарифметическое значение результатов испытаний и составила $41,5 \pm 2,1$ МПа.

При обработке не учитывались результаты испытаний дефектных кубов, которые отличаются от нормальных видом разрушения, идентифицируемым по прил. Е ГОСТ 10180 – 2012 [94].

При испытании на сжатие призм с помощью тензометрической системы «Динамика-2» измерялись продольные ε_3 и поперечные ε_1 деформации бетона. База тензорезисторов по требованиям [101] должна в 2,5 раза превышать наибольший размер зерен заполнителя и быть не менее 50 мм. Наибольшая крупность щебня составляла 20 мм. Поэтому были выбраны тензорезисторы с базой 50 мм, которые приклеивались цианакрилатным клеем по центрам трех граней призм, предварительно обработанных клеем типа БФ (рис. 2.11).

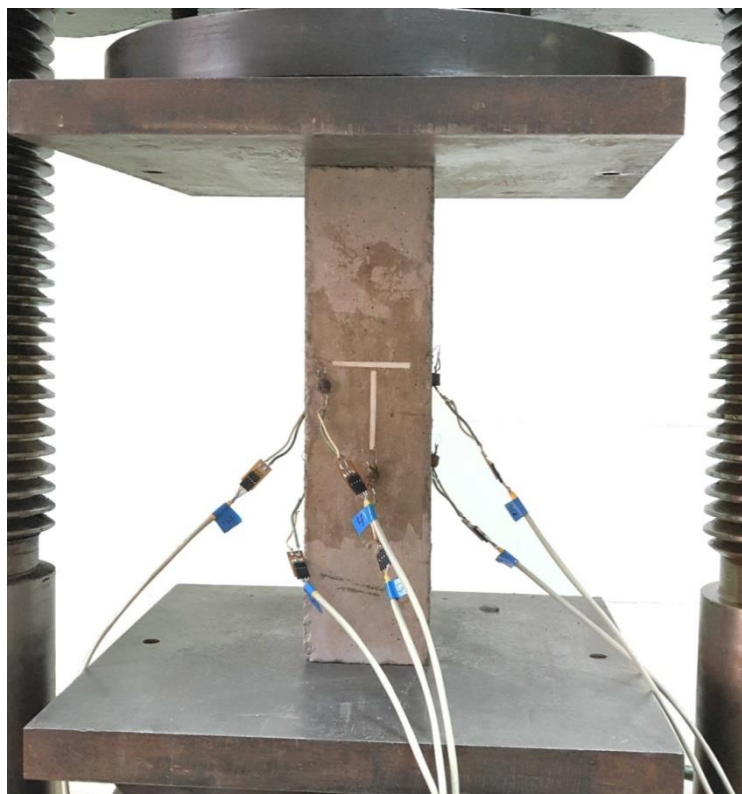


Рис. 2.11. Вид бетонной призмы на испытательном прессе

Показания тензорезисторов обрабатывались по методике, приведенной в п. 2.3. На рис. 2.12 показаны экспериментальные зависимости ε_3 и ε_1 от напряжений сжатия σ_3 . Здесь светлыми точками обозначены экспериментальные данные, а сплошной линией их аппроксимация кубическим сплайном методом наименьших квадратов.

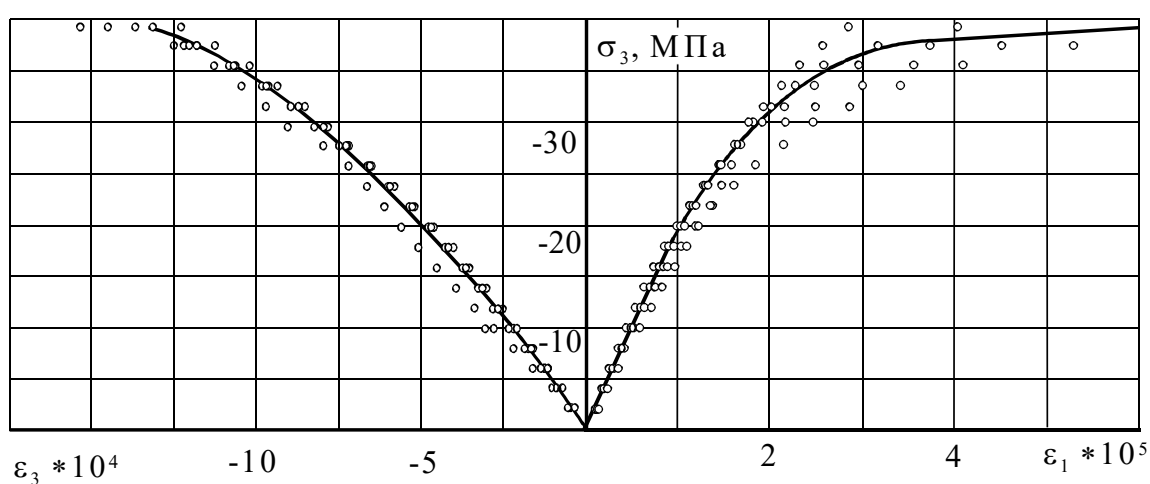


Рис. 2.12. Диаграммы деформирования бетона

В соответствии с ГОСТ 10180—2012 [101] модуль упругости E_c и коэффициент Пуассона ν_c определялся для каждого образца при уровне нагрузке, равной 30% от разрушающей. Промехи отбраковывались по условию (2.6), а окончательное значение измеряемой величины определялось по формуле (2.5), как среднеарифметическое значение. Данные испытаний приведены в табл. 2.1.

Таблица 2.1.

Модуль деформаций и коэффициент Пуассона бетона опытных образцов по результатам испытания призм 100×100×400 мм

Напряжение, МПа	Касательный модуль, ГПа	Коэффициент Пуассона	Напряжение, МПа	Касательный модуль, МПа	Коэффициент Пуассона
2	38,7	0,20	22	34,6	0,22
4	44,6	0,20	24	33,1	0,23
6	38,5	0,20	26	32,0	0,23
8	37,7	0,21	28	27,0	0,23
10	37,4	0,21	30	26,1	0,24
12	37,1	0,21	32	24,6	0,26
14	38,7	0,21	34	23,4	0,27
16	37,3	0,22	36	21,7	0,30
18	36,6	0,22	38	15,0	0,34
20	35,4	0,22	40	13,3	0,44

В результате были получены следующие механические характеристики бетона:

- призмная прочность σ_{pc} 39,5±2,8 МПа;
- модуль упругости E_c 38,3±3,0 ГПа;
- коэффициент Пуассона ν_c 0,21±0,01.

2.7. Результаты испытаний железобетонных образцов

По методике, представленной в п. 2.4, были проведены испытания «длинных», «средних» и «коротких» образцов. В результате статистической обработки (см. п. 2.3) результатов испытаний для каждого уровня нагружения были получены значения следующих величин: осадка опорного торца u_{fc}

и смещение расположенного на расстоянии 36 мм от заделки сечения арматуры u_{36} .

Взаимное смещение арматуры относительно бетона определялось по формуле

$$\Delta_a = u_{36} - \Delta l_{fa} - u_{fc}, \quad (2.14)$$

здесь Δl_{fa} – удлинение арматуры между планкой и опорным торцом образца, которое определялась как

$$\Delta l_{fa} = \varepsilon_a l_{fa}, \quad (2.15)$$

где l_{fa} – начальная длина арматуры между планкой и опорным торцом образца; ε_a – относительная продольная деформация арматуры, определяемая по диаграмме растяжения арматуры (рис. 2.9).

На рис. 2.13 и рис. 2.14 светлыми точками отмечены экспериментальные данные испытаний образцов длиной 400 и 100 мм, а сплошной линией их аппроксимация кубическим сплайном методом наименьших квадратов.

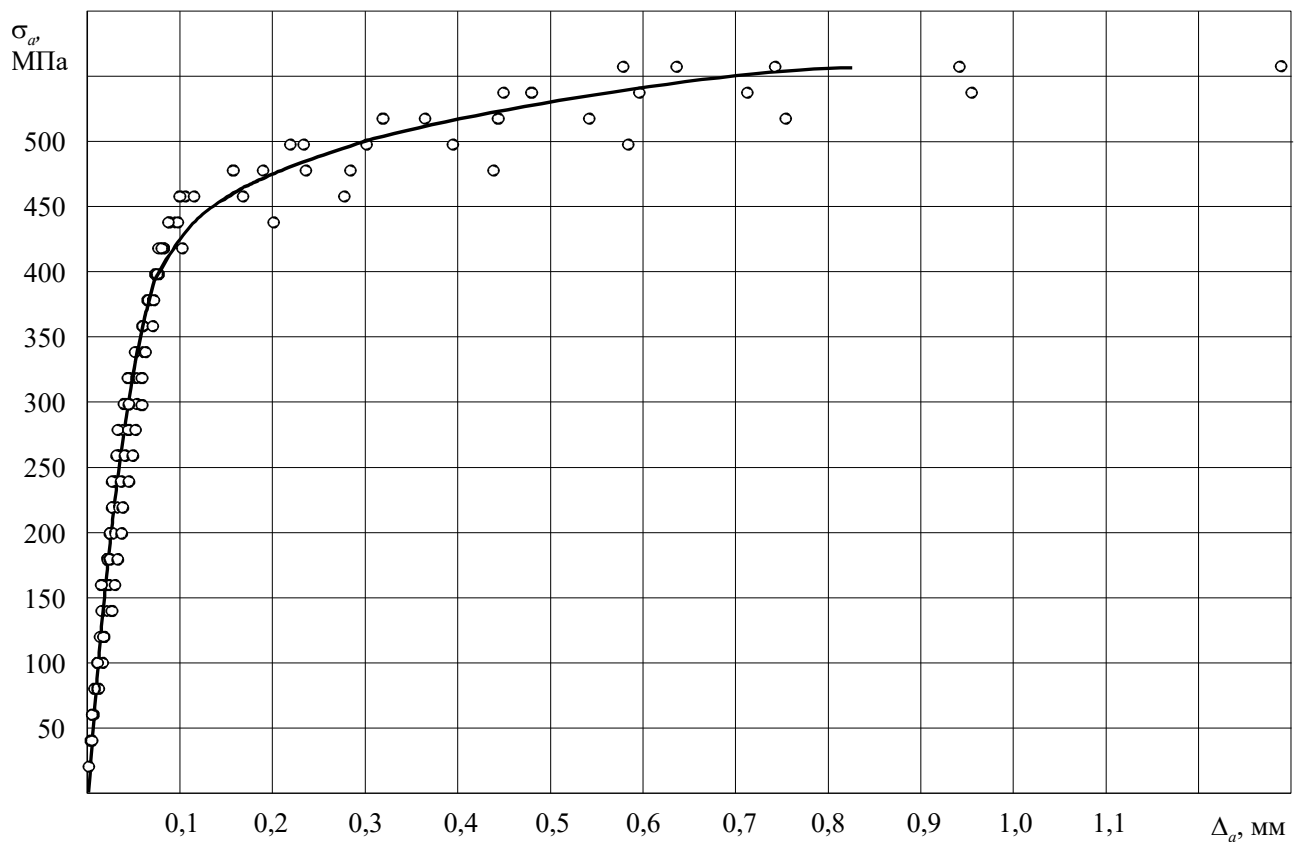


Рис. 2.13. Экспериментальные данные испытания образцов 400 мм во всем диапазоне нагрузок

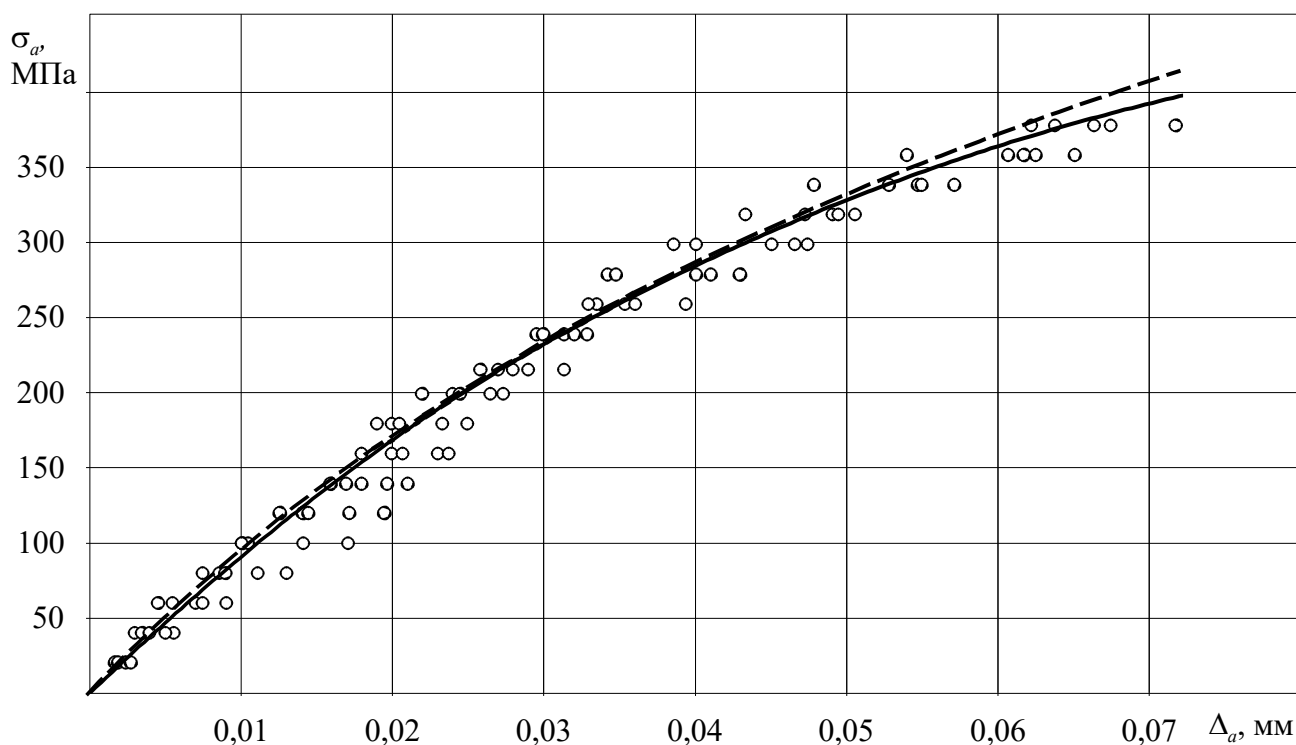


Рис. 2.14. Экспериментальные данные испытания длинных образцов в диапазоне нагрузок, соответствующих упругой работе арматуры

По результатам испытаний серии средних образцов установлено, что разрушение при этой длине анкеровки происходит по свободному от бетона сечению арматуры. Кроме того, график, полученный в результате аппроксимации опытных данных, практически совпадает с аналогичным для длинных образцов (рис. 2.13 и 2.14).

Длина заделки, соответствующая серии коротких образцов также оказалась эффективной, три из пяти образцов разрушились по арматуре. Остальные два, показали нетипичные результаты. Первый раскололся по образующей (рис. 2.15), на изломе были видны большие полости с воздухом, так как образец был недостаточно провибрирован при изготовлении и под действием радиальных усилий, соответствующих продольным напряжениям в арматуре 556 МПа, разрушился. Из второго арматура вытянулась при напряжениях $\sigma_a = 600$ МПа. Стоит отметить, что длина этого образца оказалась наименьшей в серии – 79 мм.



Рис. 2.15. Вид расколовшегося короткого образца

На рис. 2.16 и рис. 2.17 светлыми точками отмечены экспериментальные данные испытаний образцов короткой серии, а сплошной линией аппроксимация методом наименьших квадратов. Видно, что результаты образцов короткой и длинной серий различаются.

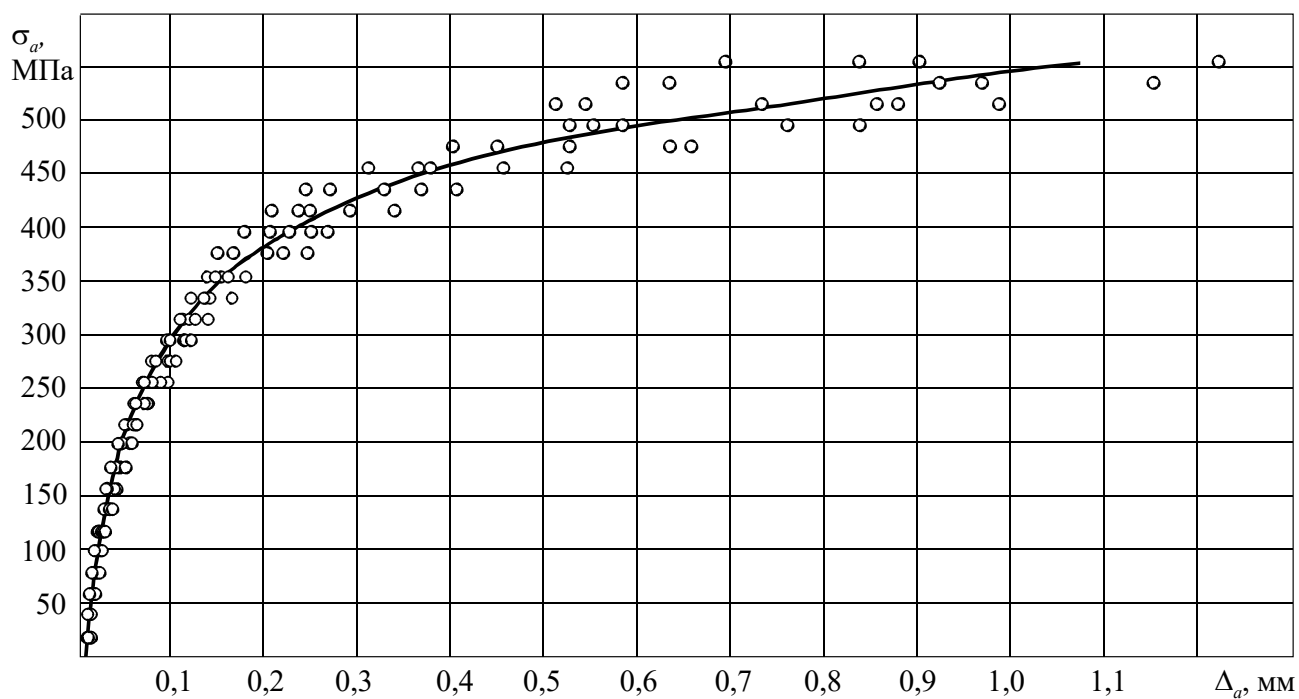


Рис. 2.16. Экспериментальные данные испытания коротких образцов во всем диапазоне нагрузок

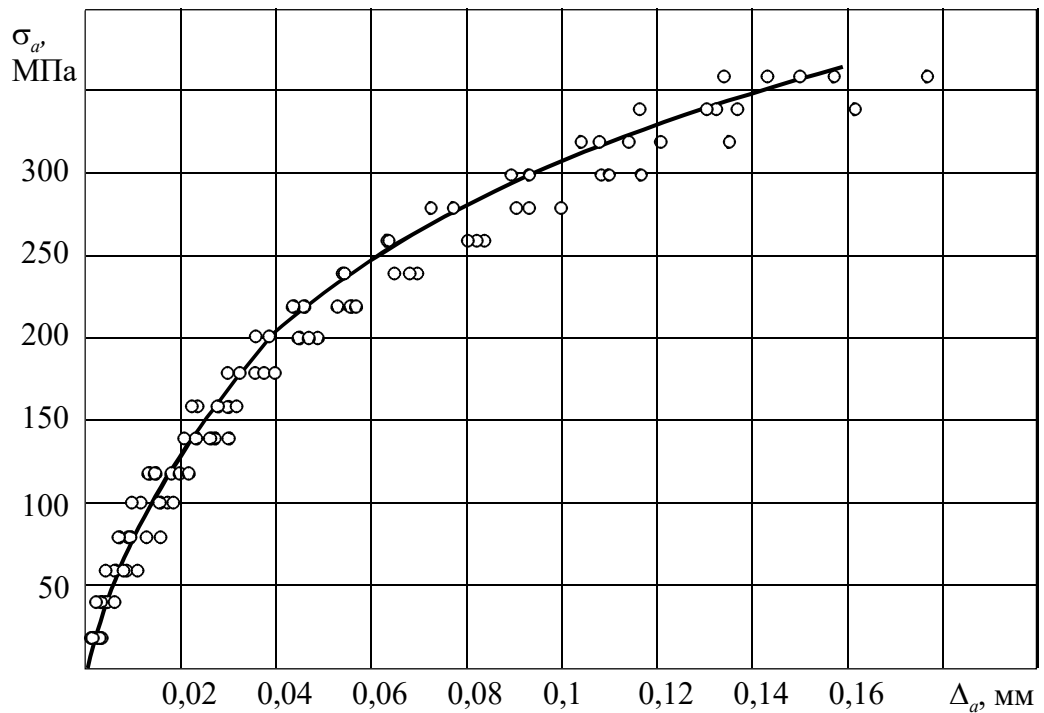


Рис. 2.17. Экспериментальные данные испытания коротких образцов в диапазоне нагрузок, соответствующих упругой работе арматуры

Это позволяет сделать вывод о том, что необходимая длина эффективной анкеровки для данных арматуры и бетона близка к величине 80 мм, что практически в пять раз меньше требований СП 63.13330.2012 [90].

2.8. Определение параметров сцепления

Для определения параметров сцепления диаграмма податливости длинных образцов в диапазоне упругой работы арматуры (рис. 2.14) была аппроксимирована соотношением М. М. Холмянского (1.13). В результате получены следующие значения базовых параметров сцепления: $\alpha = 30,4 \text{ мм}^{-1}$ $B = 44,9 \text{ МПа}$.

На рис. 2.14 пунктирной линией представлен график функции (1.13) при данных значениях параметров сцепления. Видно, что он хорошо описывает опытные данные, что подтверждает адекватность применения соотношения (1.13) для определения α и B .

2.9. Выводы к главе 2

Проведены испытания арматуры, бетона и трех серий центрально армированных цилиндрических образцов, отличающиеся длиной анкеровки.

По опытным данным построены диаграммы деформирования бетона и арматуры и определены их механические характеристики.

По результатам испытаний цилиндрических образцов построены кривые податливости вытягивания арматуры А400 диаметром 8 мм и определены параметры сцепления α и B . Наименьший разброс результатов наблюдается в диапазоне нагрузок до 400 МПа (рис. 2.13), который соответствует упругому деформированию арматурной стали.

Результаты испытаний серий средних и длинных образцов оказались близкими во всем диапазоне нагружения. Из этого можно сделать вывод о том, что зона нелинейного деформирования бетона вокруг арматуры у обеих серий образцов одинакова и меньше длины анкеровки.

Диаграммы испытаний коротких и длинных образцов близки только в диапазоне нагрузок до 100 МПа. При большей нагрузке кривые податливости различаются и, следовательно, зона взаимных смещений арматуры относительно бетона у коротких образцов распространяется на всю длину анкеровки. Из этого можно сделать вывод: длина эффективной заделки, для выбранных арматуры и бетона, близка к 80 мм.

Глава 3. МОДЕЛИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА С УЧЕТОМ КОНТАКТНОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

3.1. Общие положения математической модели железобетона

Анализ моделей железобетона, учитывающих контактное взаимодействие арматуры с бетоном (см. гл. 1), позволяет сформулировать общие положения и основные требования к процедуре их построения:

- возможность численной реализации;
- использование наиболее простых соотношений для описания характера деформирования материалов, составляющих модель;
- минимальное количество базовых экспериментальных данных для идентификации параметров модели.

С учетом сформулированных положений была выбрана модель железобетона, которая состоит из трех однородных сплошных тел: бетон, арматура и контактный слой. Их контакт полагаем идеальным. Арматура моделируется круговым цилиндром с гладкой поверхностью. Такие упрощения приводят проблему контактного взаимодействия к задаче механики сплошной среды.

Ключевым звеном данной модели является КС, который, в отличие от интерфейсного слоя бесконечно малой толщины, имеет конечный радиальный размер. Основной проблемой при введении подобного слоя является определение его механических характеристик, так как они должны учитывать нелинейные процессы, происходящие при смещении арматуры относительно бетона в зоне контакта. В данной работе идентификацию механических параметров материала КС предлагается проводить на основе базовых характеристик сцепления α и B , определяемых по кривой податливости, полученной по данным испытаний при вытягивании арматуры из бетона.

Во всех моделях, в которых арматура представляется телом с гладкой поверхностью, не воспроизводится реальное напряженное состояние

в небольшой области контакта. Однако такая модель позволяет решить основные задачи, стоящие при расчете железобетонных конструкций.

3.2. Модели деформирования структурных составляющих

3.2.1. Бетон

Бетон является структурнонеоднородным материалом. Нелинейный характер его деформирования (рис. 3.1) обусловлен возникновением в процессе нагружения внутренних микродефектов. При достижении их критического значения происходит разрушение бетона. Деформации в этот момент существенно выше, чем при нагрузках, соответствующих пределу прочности. Причем характер образования и развития микродефектов зависит от напряженно-деформированного состояния. Учитывая эти особенности, бетон можно рассматривать как однородный упругопластический материал, а для описания его деформирования применять теории пластичности.

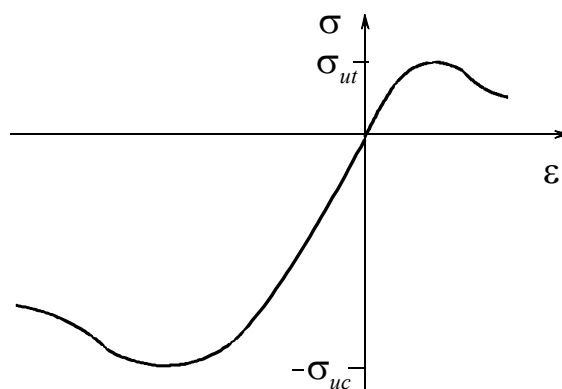


Рис. 3.1. Экспериментальные диаграммы деформирования бетона при одноосном растяжении и сжатии

Известно, что на пластические свойства материалов, по-разному работающих на растяжение и сжатие (см. рис. 3.1), значительный эффект оказывает шаровой тензор напряжений T_{σ}^0 [102]. Поэтому при моделировании бетона требуется выбрать функцию пластичности, учитывающую среднее напряжение.

Функции текучести, применяемые для описания нелинейного деформирования бетона, описаны в работах многих авторов, например, [102] и [103]. Рассмотрим некоторые, наиболее распространенные, из них, которые разделим на две группы: двухинвариантные и трехинвариантные критерии пластичности. Критерии первой группы обычно записываются через инварианты тензоров напряжений, а для удобства представления вторых применяют координаты Хей-Вестергарда ξ , ρ , θ [104], которые являются функциями от трех инвариантов тензора напряжений:

$$\begin{aligned}\xi &= \frac{I_1}{\sqrt{3}}; \\ \rho &= \sqrt{2J_2}; \\ \theta &= \frac{1}{3} \arccos \left(\frac{3\sqrt{3}}{2} J_3 J_2^{-3/2} \right),\end{aligned}\tag{3.1}$$

здесь I_1 – первый инвариант тензора напряжений; J_2, J_3 – второй и третий инварианты девиатора напряжений:

$$\begin{aligned}I_1 &= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3\sigma_0; \\ J_2 &= \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]; \\ J_3 &= (\sigma_1 - \sigma_0)(\sigma_2 - \sigma_0)(\sigma_3 - \sigma_0),\end{aligned}\tag{3.2}$$

где σ_0 – среднее напряжение; σ_j ($j = 1, 2, 3$) – главные напряжения.

На рис. 3.2 показаны координаты ξ , ρ , θ для произвольной точки $P(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$.

Далее рассмотрены основные функции пластичности, которые могут быть применены для описания деформирования бетона и используемые в наиболее распространенных расчетных комплексах, таких как ANSYS, COSMOS/M, MSC.MARC и др.

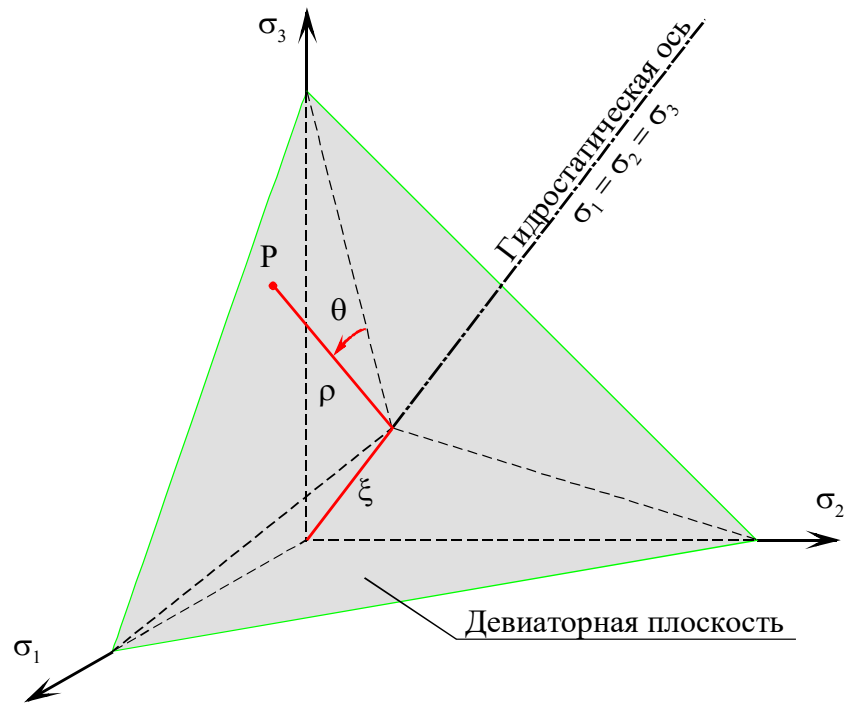


Рис. 3.2. Система координат Хей-Вестергарда

Наиболее простой является функция пластичности, которую предложили [105] Д.Ч. Друкер и В. Прагер. Она представляет собой модифицированный критерий Кулона-Мора и записывается в следующем виде:

$$F_{Dl}(I_1, J_2) = \sqrt{3J_2} + \gamma_{Dl}I_1 - k_{Dl}, \quad (3.3)$$

здесь параметры γ_{Dl} и k_{Dl} непосредственно связаны с пределами прочности бетона на одноосное растяжение σ_{ut} и одноосное сжатие σ_{uc} [87; 106]:

$$\gamma_{Dl} = \frac{\sigma_{uc} - \sigma_{ut}}{\sigma_{uc} + \sigma_{ut}}; \quad k_{Dl} = \frac{2\sigma_{uc}\sigma_{ut}}{\sigma_{uc} + \sigma_{ut}}. \quad (3.4)$$

Предельная поверхность пластичности, когда $F_{Dl}(I_1, J_2) = 0$, в пространстве главных напряжений представляет собой круговой конус. Поэтому теорию пластичности, построенную на основе функции (3.3), называют конической [107]. Принимая во внимание, что меридианы конуса являются прямыми линиями, такой критерий можно назвать линейным законом Друкера-Прагера.

В работе [107] рассматривается параболическая модификация функции текучести Друкера-Прагера, предельная поверхность которой представляет собой параболоид вращения:

$$F_{Dp}(I_1, J_2) = \sqrt{3J_2 + \gamma_{Dp}I_1} - k_{Dp}, \quad (3.5)$$

здесь

$$\gamma_{Dp} = \sigma_{uc} - \sigma_{ut}; \quad k_{Dp} = \sqrt{\sigma_{uc}\sigma_{ut}}. \quad (3.6)$$

Стоит отметить, что для материалов, одинаково работающих на растяжение и сжатие, когда $\sigma_{uc} = \sigma_{ut} = \sigma_y$, а также в случае чистого сдвига, когда $I_1 = 0$, функции текучести (3.3) и (3.5) приводятся к следующему виду:

$$F_M(J_2) = \sqrt{3J_2} - k_M. \quad (3.7)$$

Это соотношение соответствует известному критерию пластичности Хубера-Мизеса [102].

В работе [108] предложена модель деформирования бетона, учитывающая три инварианта напряженного состояния I_1, J_2, J_3 , которая основана на пяти характеристиках материала, получаемых в результате соответствующих испытаний:

$$F_{W5}(\tilde{\xi}, \tilde{\rho}, \theta) = \frac{\tilde{\rho}}{\lambda\sqrt{5}} - 1, \quad (3.8)$$

здесь $\tilde{\xi}, \tilde{\rho}$ – нормализованные к прочности бетона на сжатие координаты Хей-Вестергарда

$$\tilde{\xi} = \frac{\xi}{\sqrt{3}\sigma_{uc}};$$

$$\tilde{\rho} = \frac{\rho}{\sigma_{uc}}.$$

Функция (3.8) соответствует пятипараметрическому критерию пластичности Виллама-Варнке.

На рис. 3.3 б показано девиаторное сечение поверхности пластичности, соответствующее функции (3.8). Видно, что оно представляет собой криволинейный треугольник, стороны которого являются фрагментами эллипса, описываемые уравнением

$$\lambda = \frac{u+v}{w}, \quad (3.9)$$

где

$$\begin{aligned}
u &= 2r_2(r_2^2 - r_1^2)\cos\theta; \\
v &= r_2(2r_1 - r_2)\left[4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\theta + 5r_1^2 - 4r_2r_1\right]^{1/2}; \\
w &= 4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\theta + (r_2 - 2r_1)^2.
\end{aligned} \tag{3.10}$$

здесь r_1 , r_2 – функции, описывающие меридианы растяжения и сжатия (рис. 3.3), соответственно, и определяемые по уравнению параболы:

$$\begin{aligned}
r_1 &= a_0 + a_1\tilde{\xi} + a_2\tilde{\xi}^2; \\
r_2 &= b_0 + b_1\tilde{\xi} + b_2\tilde{\xi}^2.
\end{aligned} \tag{3.11}$$

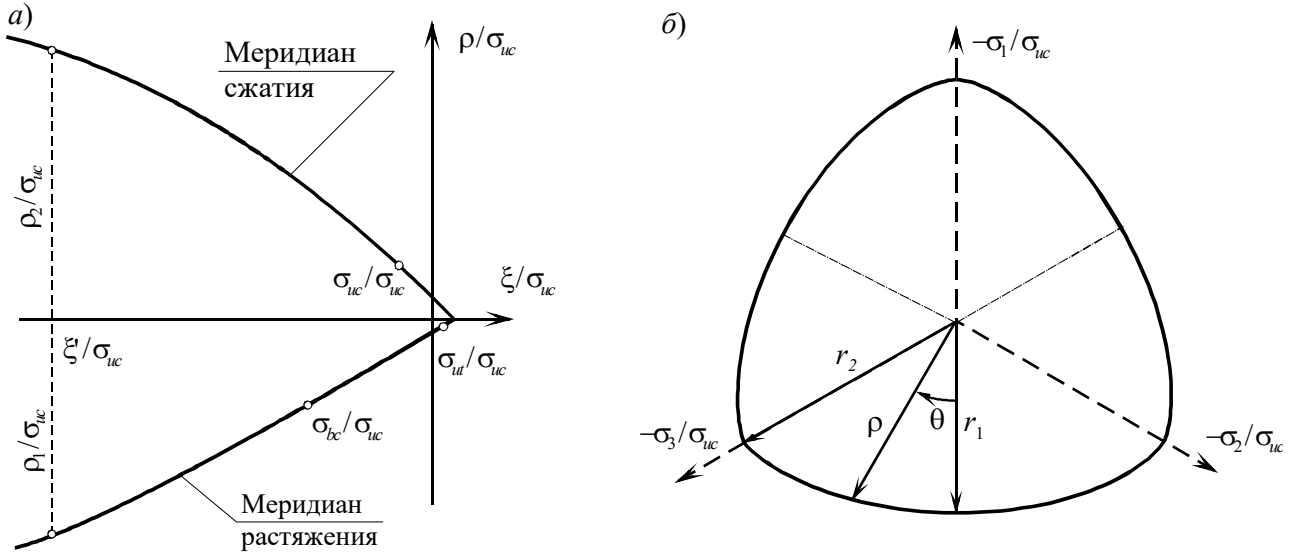


Рис. 3.3. Пятипараметрическая поверхность пластичности Виллама-Варнке:
а) меридиональное сечение при $\theta = 0$; б) девиаторное сечение

Меридиан растяжения имеет вид параболы, соответствует углам $\theta = 0^\circ$, 120° , 240° и строится по трем точкам (рис. 3.3 а). Координаты этих точек определяются параметрами прочности материала при одноосном растяжении σ_{ut} , двухосном сжатии σ_{bc} , а координаты ρ_1 и ξ_1 соответствуют более высокому уровню гидростатического сжатия. Используя эти параметры материала, определяются коэффициенты уравнения (3.11)

$$\begin{aligned}
a_0 &= \frac{2\sigma_{bc}}{3\sigma_{uc}} a_1 - \left(\frac{2\sigma_{bc}}{3\sigma_{uc}}\right)^2 a_2 + \sqrt{\frac{2}{15}} \cdot \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{uc}}; \\
a_1 &= \frac{1}{3} \left(2 \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{uc}} - \frac{\sigma_{ut}}{\sigma_{uc}} \right) a_2 + \sqrt{\frac{6}{5}} \cdot \frac{\sigma_{ut} - \sigma_{bc}}{2\sigma_{bc} + \sigma_{ut}}; \\
a_2 &= \frac{9\sigma_{uc}}{\sqrt{5}} \cdot \frac{\sqrt{2}(\sigma_{ut} - \sigma_{bc})\xi_1 + \sqrt{6}\sigma_{ut}\sigma_{bc} + \rho_1(2\sigma_{bc} + \sigma_{ut})}{(2\sigma_{bc} + \sigma_{ut})(3\xi_1^2 - \sqrt{3}(2\sigma_{bc} - \sigma_{ut})\xi_1 + 2\sigma_{bc}\sigma_{ut})}.
\end{aligned} \tag{3.12}$$

Для построения параболы меридиана сжатия ($\theta = 60^\circ, 180^\circ, 300^\circ$) необходимы точки, соответствующие пределам прочности (рис. 3.3 а), определенные по трем испытаниям: одноосное сжатие σ_{uc} , равномерное всестороннее растяжение σ_{tt} , а также координата меридиана сжатия ρ_2 , соответствующая ξ_1 . Через эти механические характеристики определяются коэффициенты уравнения (3.11):

$$\begin{aligned} b_0 &= -\frac{\xi_0}{\sqrt{3}\sigma_{uc}}b_1 - \left(\frac{\xi_0}{\sqrt{3}\sigma_{uc}}\right)^2 b_2; \\ b_1 &= (\sigma_{uc} - \sqrt{3}\xi_1)\frac{b_2}{3\sigma_{uc}} + \frac{3}{\sqrt{5}} \cdot \frac{\rho_2 - \sqrt{2}\sigma_{uc}}{\xi_1 + \sqrt{3}\sigma_{uc}}; \\ b_2 &= \frac{3\sqrt{3}\sigma_{uc}}{\sqrt{5}} \cdot \frac{\rho_2(\sqrt{3}\xi_0 + \sigma_{uc}) - \sqrt{2}(\xi_0 - \xi_1)}{(\xi_0 - \xi_1)(\sqrt{3}\xi_1 + \sigma_{uc})(\sqrt{3}\xi_0 + \sigma_{uc})}, \end{aligned} \quad (3.13)$$

здесь ξ_0 координата на поверхности пластичности, соответствующая σ_{tt} . В этой точке пересекаются меридианы сжатия и растяжения. Следовательно,

$$r_1(\tilde{\xi}_0) = r_2(\tilde{\xi}_0) = 0.$$

Откуда, используя (3.11), получим

$$\tilde{\xi}_0 = \frac{-a_1 - \sqrt{a_1^2 - 4a_0a_2}}{2a_2},$$

$$\xi_0 = \sqrt{3}\tilde{\xi}_0\sigma_{uc}.$$

Если в соотношении (3.11) положить

$$a_0 = b_0, \quad a_1 = b_1 = a_2 = b_2 = 0,$$

то закон (3.8) приводится к виду (3.7). А при

$$a_0 = b_0, \quad a_1 = b_1, \quad a_2 = b_2 = 0,$$

к виду (3.3).

Из этого видно, что данный закон является обобщением классических теорий пластичности Хубера-Мизеса и Друкера-Прагера.

Если положить в выражении (3.11) следующие соотношения коэффициентов

$$\frac{a_0}{b_0} = \frac{a_1}{b_1}, \quad a_2 = b_2 = 0,$$

то формулу (3.8) можно привести к виду трех параметрического критерия Виллама-Варнке [108]

$$F_{w3}(\xi, \rho, \theta) = \rho + \sqrt{\frac{2}{3}}\lambda(\xi - C), \quad (3.14)$$

где

$$C = \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{\sigma_{bc}\sigma_{ut}}{\sigma_{bc} - \sigma_{ut}},$$

а λ определяется по формулам (3.9) и (3.10).

При этом значения r_1 и r_2 в формуле (3.10) будут соответствовать координатам ρ точек пересечения меридианов с π -плоскостью

$$r_1 = r_t = \sqrt{3} \frac{\sigma_{bc} - \sigma_{ut}}{2\sigma_{bc} - \sigma_{ut}};$$

$$r_2 = r_c = \sqrt{3} \frac{\sigma_{uc}(\sigma_{bc} - \sigma_{ut})}{(\sigma_{uc} + \sigma_{ut})\sigma_{bc} - \sigma_{uc}\sigma_{ut}}.$$

Отсюда следует, что для описания модели необходимы экспериментальные данные трех испытаний: одноосные растяжение и сжатие, а также двухосное сжатие.

На рис. 3.4 видно что, меридианы растяжения и сжатия трех параметрической модели деформирования бетона являются прямыми, а не параболами как у пятипараметрической функции (3.8), поэтому его можно назвать линейным законом Виллама-Варнке.

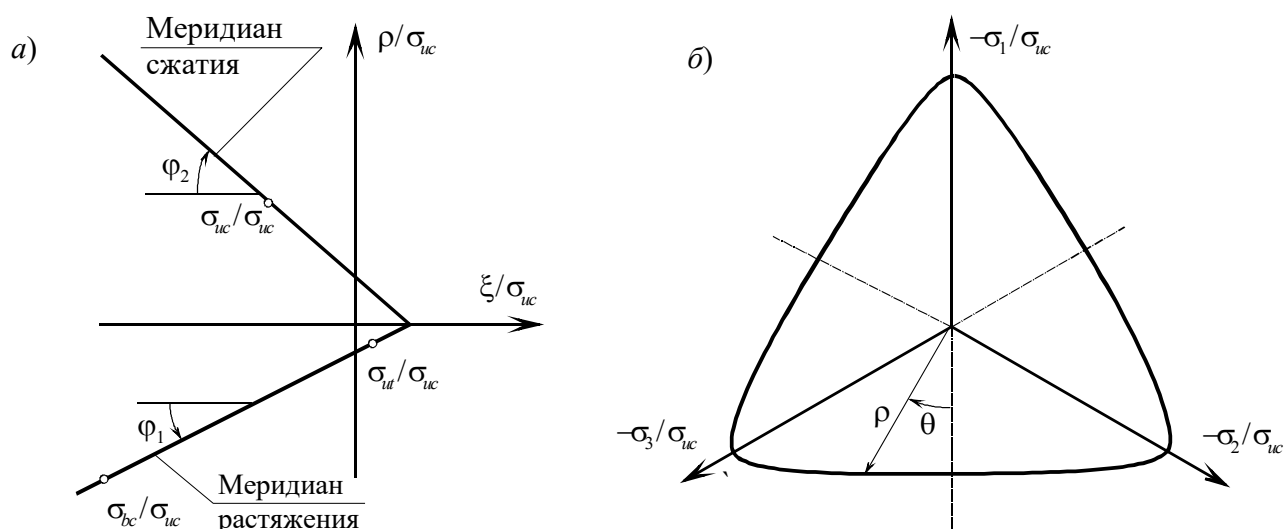


Рис. 3.4. Трехпараметрическая поверхность пластичности Виллама-Варнке:
а) Меридиональное сечение при $\theta = 0$; б) Девиаторное сечение

На рис. 3.5 представлены меридиональные и девиаторные сечения предельных поверхностей выше рассмотренных четырех законов пластичности, построенные по экспериментальным данным испытания бетона, которые приведены в работе [109]. Здесь линии I соответствуют сечениям поверхности $F_{DI}(I_1, J_2) = 0$, II – $F_{Dp}(I_1, J_2) = 0$, III – $F_{W3}(\xi, \rho, \theta) = 0$ и IV – $F_{W5}(\tilde{\xi}, \tilde{\rho}, \theta) = 0$. Координаты светлых точек соответствуют экспериментальным данным о прочности бетона при: 1 – одноосном сжатии; 2 – одноосном растяжении; 3 – двухосном сжатии; 4 и 5 – высоком уровне сжимающих напряжений при $\theta = 0$ и $\theta = 60^\circ$, соответственно.

Наилучшее совпадение с результатами эксперимента при различных напряженных состояниях, в том числе и сложных, показывает пятипараметрический закон Виллама-Варнке [108]. При напряженных состояниях, соответствующих $\theta = 0$, расчет по линейному и нелинейному законам Виллама-Варнке показывает схожие результаты (рис. 3.5 а).

Предельные поверхности пластичности, которые не учитывают вид напряженного состояния, функции (3.3) и (3.5), обладают принципиально другой формой, что видно на рис. 3.5 б, и хуже описывают экспериментальные данные при сложном напряженном состоянии.

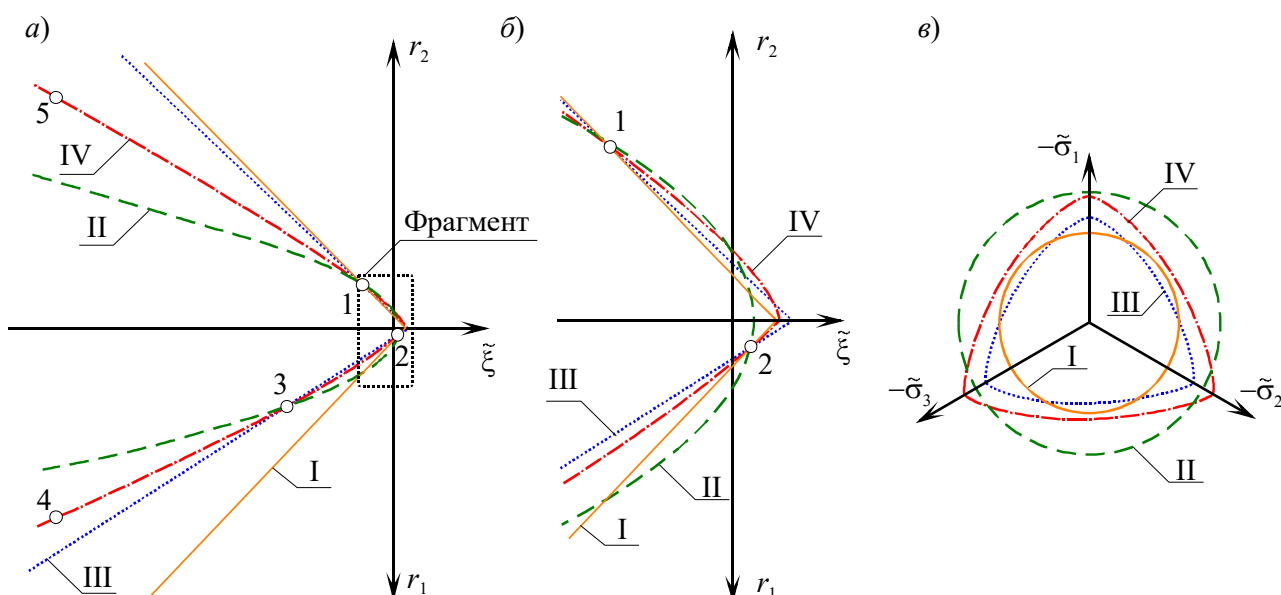


Рис. 3.5. Сечения поверхностей пластичности: а) Меридиональные сечения; б) Фрагмент меридиональных сечений; в) Девиаторные сечения в π -плоскости

К недостаткам нелинейной и линейной функций пластичности Виллама-Варнке можно отнести то что, для определения параметров моделей требуется результаты пяти или трех испытаний бетона, соответственно, проведение которых является технически сложной задачей. Тогда как для идентификации параметров функций пластичности Друкера-Прагера требуются только значения пределов прочности при одноосном растяжении и сжатия. Они могут быть легко определены в результате несложных испытаний, а также для каждого класса бетона содержатся в нормативной документации на проектирование [90].

Можно отметить, что при одноосном растяжении и сжатии, точки 1 и 2, все четыре закона показывают схожие результаты (рис. 3.5 б). Таким образом, для описания деформирования железобетонных конструкций, испытывающих напряженное состояние близкое к линейному, можно применять все четыре функции пластического течения без существенной потери точности вычислений. Расчет конструкций, работа которых подразумевает сложное напряженное состояние в бетоне, необходимо вести с использованием нелинейного закона Виллама-Варнке.

Во многие современные расчетные комплексы интегрированы модификации закона пластичности Виллама-Варнке, например, в ANSYS [110] и COSMOS/M [111].

В работах [112–114] подробно изложена модификация пяти параметрической модели Виллама-Варнке. Основная ее особенность состоит в том, что вводится понятие повреждаемости ω , величина которой зависит от напряженного состояния и условий перехода материала в предельные состояния: началу нелинейного деформирования соответствует $\omega = 0$, полному разрушению – $\omega = 1$.

Следует отметить, что результаты расчетов хорошо сходятся с данными экспериментов при сложном и циклическом деформировании бетона. На рис. 3.6 сплошной линией изображена расчетная диаграмма деформирования, полученная при одноосном нагружении, сравнивая ее с реальной диаграммой деформирования (рис. 3.1) видно, что они близки только в зоне сжатия. Это говорит, о том, что модель не имитирует повреждаемость и разрушение при растяжении бетона.

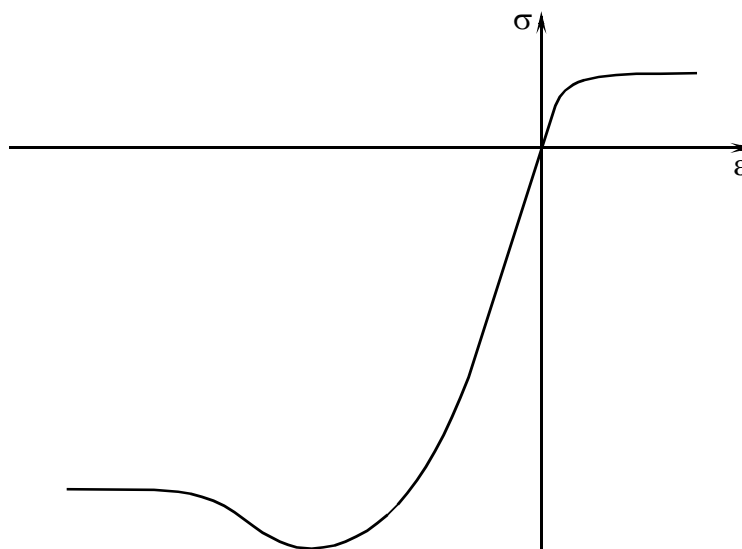


Рис. 3.6. Расчетная диаграмма модели бетона [112–114] при одноосном нагружении

Модель определяется двумя характеристиками: предел прочности при одноосном сжатии и деформация ему соответствующая, остальные расчетные параметры связаны с этими эмпирическими соотношениями. Бетон является

статистически неоднородным материалом, следовательно, зависимости между прочностью бетона при различном напряженном состоянии не могут быть постоянны для всех классов и химических составов бетона, поэтому такой подход вносит в вычисления погрешность и затрудняет применение данной модели для научных исследований.

3.2.2. Арматура

В настоящее время для армирования железобетона могут применяться разнообразные материалы, например, в течении последних пяти десятков лет большое распространение получили композитные материалы на основе базальто-, угле- и стекловолокна. Они обладают прочностью, стойкостью к коррозии и низкой стоимостью, последние два свойства выгодно отличают ее от арматуры из стали. К недостаткам можно отнести: низкую устойчивость к температурным воздействиям, слабую адгезию, а также анизотропию. Между тем стальные рифленые стержни остаются наиболее распространенным материалом армирования.

Сталь в макрообъеме изотропна, а ее прочность и жесткость на растяжение и сжатие одинаковы, поэтому для описания работы такого упругопластического материала можно применить функцию текучести, известную как критерий Хубера-Мизеса, соотношение (3.7).

На рис. 3.7 представлена типичная экспериментальная диаграмма растяжения образца арматуры из малоуглеродистой стали.

Практика железобетонных конструкций не предполагает эксплуатацию элементов в предельном состоянии арматуры, поэтому в общем случае при ее моделировании можно ограничиться следующей функцией, описывающей так называемую трехлинейную диаграмму (рис. 3.8):

$$\sigma_i = \begin{cases} E_a \varepsilon_i & \varepsilon_i \leq \varepsilon_y \\ \sigma_{ya} + E_{th}(\varepsilon_i - \varepsilon_y) & \varepsilon_y < \varepsilon_i \leq \varepsilon_u \\ \sigma_{ua} & \varepsilon_i > \varepsilon_u \end{cases}, \quad (3.15)$$

здесь: σ_i, ε_i – интенсивности напряжений и деформаций; E_a – модуль упругости арматуры; E_{th} – касательный модуль; σ_{ya}, σ_{ua} – пределы текучести и прочности материала арматуры; $\varepsilon_y, \varepsilon_u$ – интенсивность деформаций, соответствующие пределу текучести и прочности.

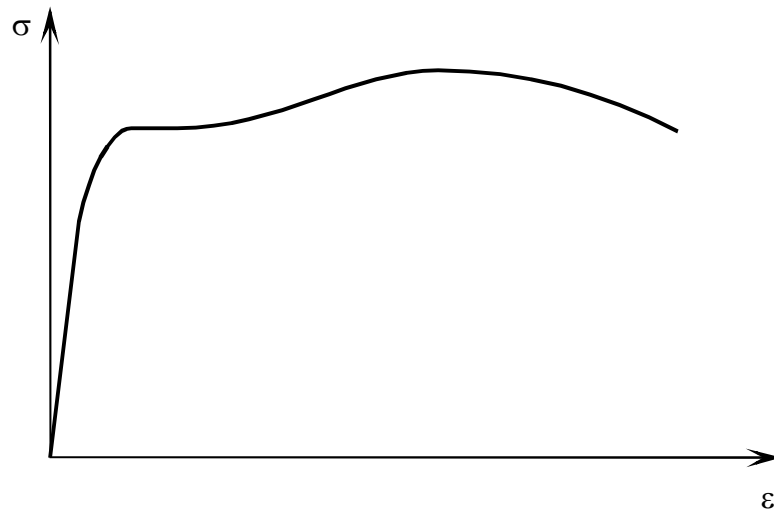


Рис. 3.7. Диаграмма растяжения образца из малоуглеродистой стали

При наличии участка упрочнения на диаграмме, соответствующей функции (3.15) величина k в (3.7) непостоянная и зависит от интенсивности пластической деформаций и изменяется в диапазоне от σ_{ya} до σ_{ua} .

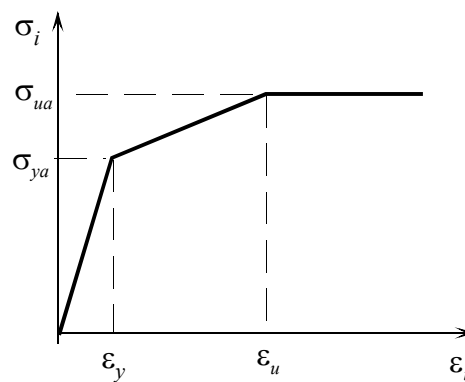


Рис. 3.8. Трехлинейная диаграмма деформирования модели арматурной стали

3.2.3. Контактный слой

Нелинейные процессы, связанные с контактным взаимодействием арматуры с бетоном, оказывают влияние на достаточно малую область. Поэтому при моделировании эту зону предлагается рассматривать как контактный слой (КС) из упругопластического материала, отличающегося от бетона механическими характеристиками. Впервые КС был использован в технической теории сцепления М. М. Холмянского [40], которая рассмотрена в п. 1.2.1.

На рис. 3.9 пунктирной линией представлен график нормального закона сцепления (1.4). Можно отметить, что он подобен реальным диаграммам растяжения и сжатия бетона (рис. 3.1). Поэтому предложено КС моделировать упругопластическим материалом, работа которого соответствует деформированию бетона, и связывать его механические характеристики с параметрами сцепления α и B . Диаграмма деформирования такого материала представлена на рис. 3.9 сплошной линией.

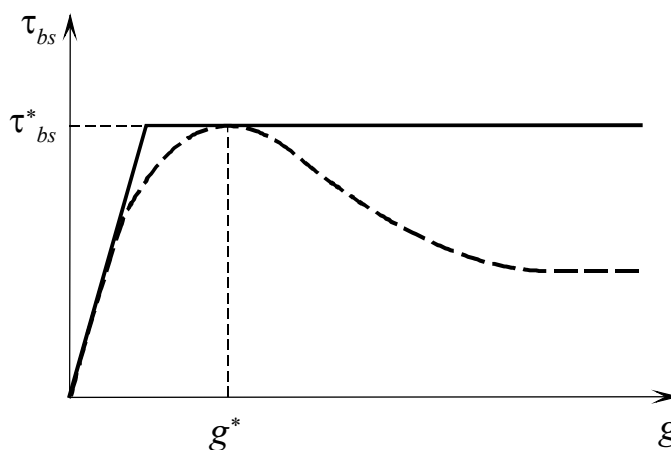


Рис. 3.9. Иллюстрация нормального закона М. М. Холмянского и диаграмма деформирования КС

На рис. 3.10 сплошной линией показан результат аппроксимации данных испытаний методом наименьших квадратов регрессирующей зависимостью (1.13), которая является одной из основных в ТТС М.М. Холмянского. Видно, что она достаточно точно повторяет эксперимент. Такую процедуру можно применять для определения коэффициентов α и B ,

а их считать параметрами сцепления, которые связаны с характеристиками бетона и арматуры. Следует отметить, что это соотношение получено для образцов, у которых длина заделки L (рис. 1.7) больше зоны взаимодействия арматуры с бетоном. Поэтому для определения α и B необходимо применять длинные образцы.

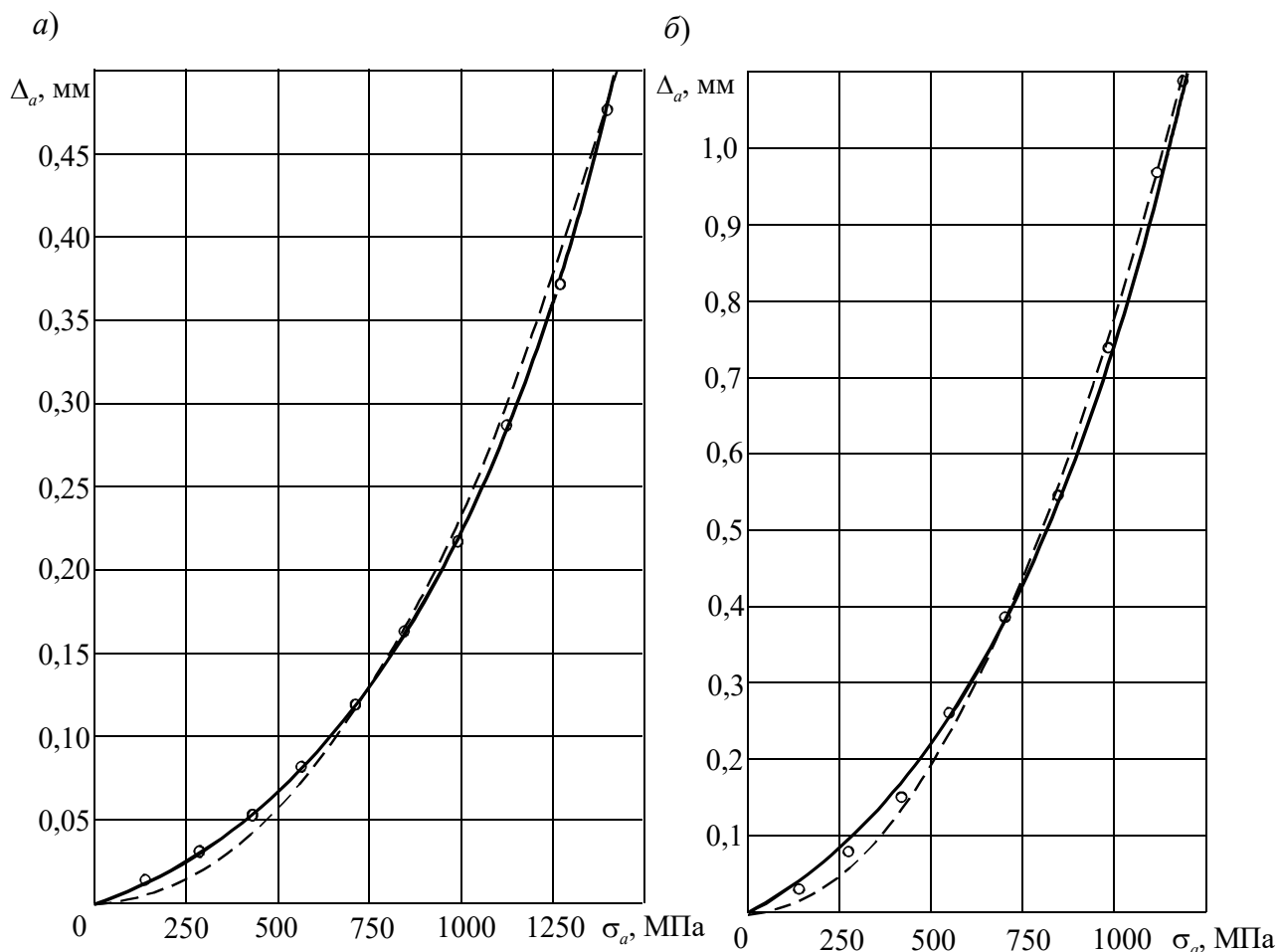


Рис. 3.10. Данные испытаний, результаты расчета и аппроксимации зависимостью (1.13) для: а) стальной проволоки; б) базальтопластиковой арматуры

Как уже отмечалось выше, арматура моделируется гладким стержнем, поэтому напряженное состояние в контактном слое при смещении арматуры относительно бетона близко к чистому сдвигу. В этом случае все ранее рассмотренные функции пластичности для бетона приводятся к виду (3.7). Поэтому контактный слой был представлен упругопластическим материалом, деформирование которого описывается критерием Хубера-Мизеса. На рис. 3.9 показана диаграмма деформирования модели такого материала. Видно, что она

удовлетворительно повторяет реальную работу бетона в области контакта, при невысоком уровне смещений g . Поэтому для определения механических характеристик КС, таких как предел текучести k_{bs} и модуль упругости E_{bs} , можно использовать функцию нормального закона сцепления (1.4).

Из формулы (3.7) получим τ_{bs}^*

$$\sqrt{3}\tau_{bs}^* = k = k_{bs}, \quad (3.16)$$

где k_{bs} – напряжение, при котором начинается пластическое деформирование КС, τ_{bs}^* – максимальные напряжения сцепления (см. рис. 3.9).

Касательные напряжения достигают максимального значения при $\frac{d\tau_{bs}}{dg} = 0$. В свою очередь,

$$\frac{d\tau}{dg} = B\alpha \frac{1 - \ln(1 + \alpha g)}{(1 + \alpha g)^2}. \quad (3.17)$$

Откуда смещение, соответствующее τ_{bs}^* $g^* = \frac{e-1}{\alpha}$. Подставляя значение g^*

в формулу (1.4) определим

$$\tau_{bs}^* = \frac{B}{e} = 0,368B.$$

Учитывая соотношение (3.16), характеристика контактного слоя [115]

$$k_{bs} = 0,638B. \quad (3.18)$$

Далее определим модуль упругости контактного слоя E_{bs} , который соответствует наклону линейного участка графика функции (1.4)

$$\tau = \left. \frac{d\tau}{dg} \right|_{g=0} \cdot g.$$

Из соотношения (3.17) получим

$$\left. \frac{d\tau}{dg} \right|_{g=0} = \alpha B.$$

Из этих уравнений следует, что

$$\frac{\tau}{g} = B\alpha. \quad (3.19)$$

Смещение g определим как абсолютный сдвиг по толщине слоя t_{bs} , считая, что сдвиговые деформации в основном сосредоточены в КС

$$g \approx \int_0^{t_{bs}} \gamma dr.$$

Данный интеграл выразим через площадь эпюры γ по толщине КС

$$g \approx n\gamma_0 t_{bs}, \quad (3.20)$$

где γ_0 – деформация сдвига на границе КС и арматуры; n – коэффициент наполнения эпюры деформаций сдвига

$$n = \frac{1}{\gamma_0 t_{bs}} \int_0^{t_{bs}} \gamma dr. \quad (3.21)$$

Касательные напряжения τ определим по закону Гука:

$$\tau = \gamma \frac{E_{bs}}{2(1+\nu)}. \quad (3.22)$$

Тогда из уравнений (3.19), (3.20) и (3.22) получим соотношение, связывающее параметры сцепления α и B с модулем упругости КС [116]

$$E_{bs} = 2\alpha B(1+\nu)nt_{bs}. \quad (3.23)$$

3.3. Численная реализация модели железобетона

Такая модель железобетона, составленная из физически нелинейных материалов, может быть реализована с помощью методов вычислительной механики, среди которых следует выделить метод конечных элементов (МКЭ). Его основным достоинством является универсальность, возможность решать разнообразные задачи, в том числе и механики деформируемого твердого тела (МДТТ). Кроме этого, МКЭ на сегодняшний день наиболее практически разработанный и распространенный в мире, а на его основе построены многочисленные расчетные комплексы, например, ANSYS, MSC.NASTRAN, MSC.MARC, COSMOS/M, ABAQUS и др.

В данной работе численная реализация задач контактного взаимодействия будет производиться с применением расчетного комплекса COSMOS/M.

3.3.1. Численные процедуры решения нелинейных задач

Решение задач МДТТ методом конечных элементов является обширной темой, поэтому в рамках этой работы будут изложены только особенности решения задач контактного взаимодействия арматуры с бетоном.

В этом случае при составлении системы уравнений МКЭ относительно приращений узловых перемещений необходимо учесть различную степень геометрической нелинейности бетона, арматуры и КС. В КС могут возникать большие сдвиговые деформации, поэтому для описания его деформирования выбрана текущая лагранжева формулировка (UL – Update Lagrange). Для моделей бетона и арматуры это не характерно, поэтому для них применялась геометрически линейная формулировка (MNO – Material nonlinear only).

Задача решалась пошаговым интегрированием линеаризованных уравнений МКЭ. В качестве меры шага выбиралось фиктивное время, изменение которого соответствовало приращению управляющего параметра.

Модели бетона, арматуры и КС представляют собой идеально-пластичные материалы, поэтому для сходимости решения была выбрана стратегия управления по перемещениям [111], то есть управляющим параметром являлось перемещение одного из узлов конечно-элементной модели. На каждом шаге определялась соответствующая внешняя нагрузка с учетом физической и геометрической нелинейностей модели.

При относительно большом шаге численное решение может достаточно далеко уйти от истинного. Для того чтобы исправить эту ситуацию применяются итерационные процедуры уточнения решения. Здесь был использован стандартный метод Ньютона-Рафсона, который требует вычисления и триангуляризации матрицы касательной жесткости на каждой итерации, но обладает наилучшей сходимостью.

3.3.2. Расчетная схема

Ранее отмечалось, что схема испытаний на рис. 1.7 является наиболее рациональной для изучения контактного взаимодействия арматуры с бетоном. Ввиду центрального расположения арматурного стержня внутри бетонного цилиндра, эта пространственная задача при моделировании может быть заменена осесимметричной.

Реальные железобетонные конструкции, из-за размещения арматурных каркасов преимущественно в растянутой зоне, обладают сложной геометрией, следовательно, при их моделировании необходимо решать пространственную задачу.

На точность результатов расчета МКЭ влияет множество факторов, в том числе форма и размер элементов, а также плотность сетки в зонах высоких градиентов напряжений и деформаций. Поэтому определим правила дискретизации исследуемого объекта для решения осесимметричных и пространственных задач.

Осесимметричный объект будем разбивать полигональной сеткой конечных элементов, от формы которых зависит точность решения.

Рассмотрим два типа наиболее распространенных форм КЭ: треугольники и четырехугольники. Как известно, деформации и напряжения при нагружении реального материала изменяются по всему пространству непрерывно, однако, в МКЭ по всему элементу они считаются постоянными и приводятся к его центру тяжести. При использовании треугольных элементов наблюдается некоторое колебание величин напряжений с возникновением больших градиентов. Если объединить два треугольных элемента в четырехугольный, то произойдет осреднение напряжений в его центре тяжести. Это приблизит реальное распределение напряжений к моделируемому. В работе [117] отмечается, что большее число степеней свободы дает лучшее приближение величин смещения внутри элемента. Использование четырехугольных

элементов в общем случае приводит к увеличению точности численного решения в сравнении с треугольными элементами.

Схожая ситуация и в случае с численным решением трехмерных задач – применение элементов в форме параллелепипедов позволяет повысить точность в сравнении с тетраэдрами. Таким образом, плоские и пространственные модели следует дискретизировать четырехугольниками и параллелепипедами, соответственно. На рис. 3.11 изображен типичный фрагмент сетки осесимметричной модели длинного образца, нагруженного по схеме, представленной на рис. 1.7. Здесь t_{in} – радиальный размер конечного элемента КС.

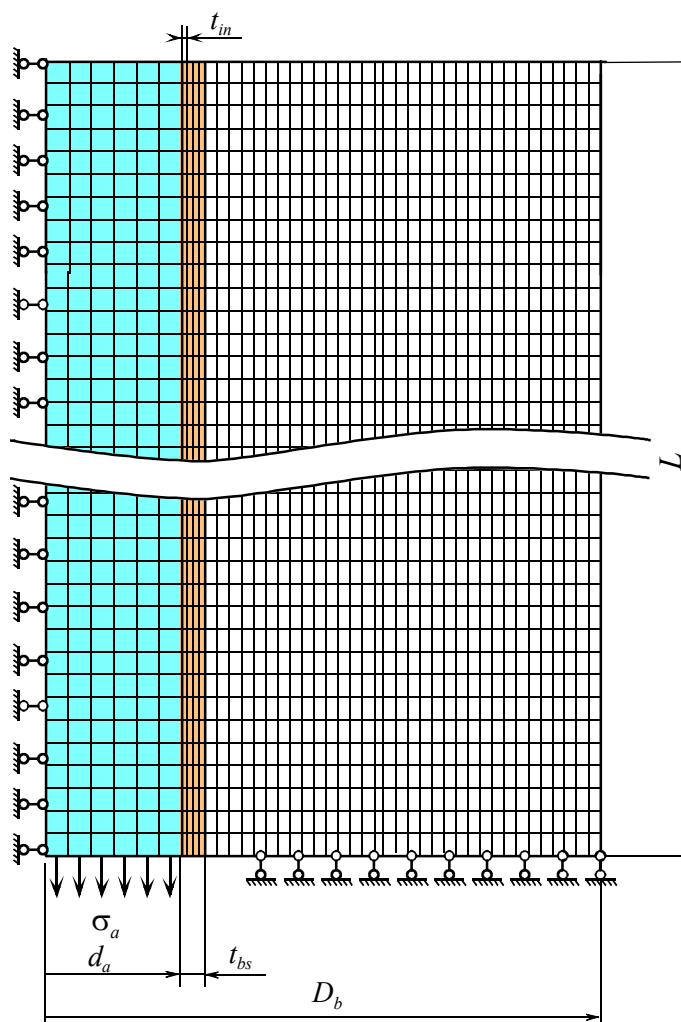


Рис. 3.11. Типичный фрагмент конечноэлементной сетки плоских элементов

Как отмечалось выше, соотношение для определения модуля упругости КС, связано с его геометрическими параметрами, поэтому необходимо наложить на них ограничения.

Для этого по схеме осесимметричной модели (рис. 3.11) были проведены численные эксперименты. При этом механические характеристики материалов модели и ее габариты, а также геометрические параметры арматуры были постоянны, а соотношение t_{in} / d_a варьировалось. Во всех численных моделях задавалось одно и то же значение k_{bs} , будем называть его «истинным» k_{bs}^t .

Данные численных экспериментов аппроксимировались соотношением (1.13), в результате определялся текущий параметр сцепления B . Подставляя его в соотношение (3.18), вычислялось фактическое значение напряжения начала нелинейного деформирования для каждой численной модели k_{bs}^f .

Погрешность расчета определялась по формуле

$$er = \left| \frac{k_{bs}^f - k_{bs}^t}{k_{bs}^t} \right|.$$

На рис. 3.12 представлена диаграмма изменения er в зависимости от относительного размера конечных элементов КС t_{in} / d_a . Минимальная погрешность соответствует $t_{in} = 0,0834d_a$. Однако выбор значения t_{in} менее $0,0834d_a$ нерационален, поскольку это увеличивает количество решаемых уравнений МКЭ и, как следствие, время расчета.

Ограничивая максимальную погрешность 5%, получим границы выбора размера элементов КС:

$$0,0834 d_a \leq t_{in} \leq 0,125 d_a . \quad (3.24)$$

Толщина контактного слоя должна быть не менее размера зоны нелинейного деформирования бетона вокруг арматуры, и при этом не оказывать влияние на общую жесткость окружающего бетона.

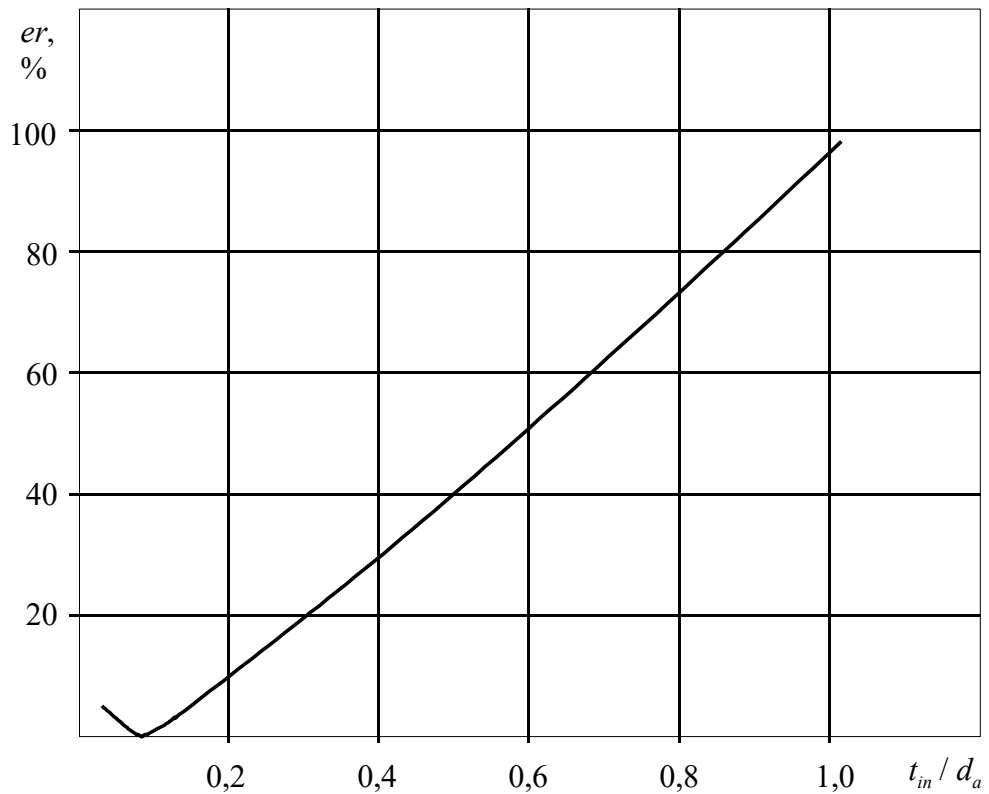


Рис. 3.12. Влияние t_{in} / d_a на точность вычислений

Для определения толщины были проведены численные эксперименты КС аналогично ранее рассмотренным, только при этом варьировалось соотношение t_{bs} / d_a . В результате было получено соотношение, удовлетворяющее сформулированным условиям

$$5t_{in} \leq t_{bs} \leq 0,05D_b. \quad (3.25)$$

При выбранных геометрических параметрах контактного слоя, формулы (3.24) и (3.25), были определены значения сдвиговых деформаций γ_{zr} в КС, которые на рис. 3.13 показаны светлыми точками.

Данные численного эксперимента были аппроксимированы соотношением вида

$$\frac{\gamma}{\gamma_0} = \frac{a}{1 + b \exp\left[c \frac{r}{t_{bs}}\right]}.$$

Минимум невязки достигается при значениях параметров: $a = -0,03$, $b = -1,03$ и $c = 0,02$.

В результате получена эпюра γ , которая представлена на рис. 3.13 сплошной линией.

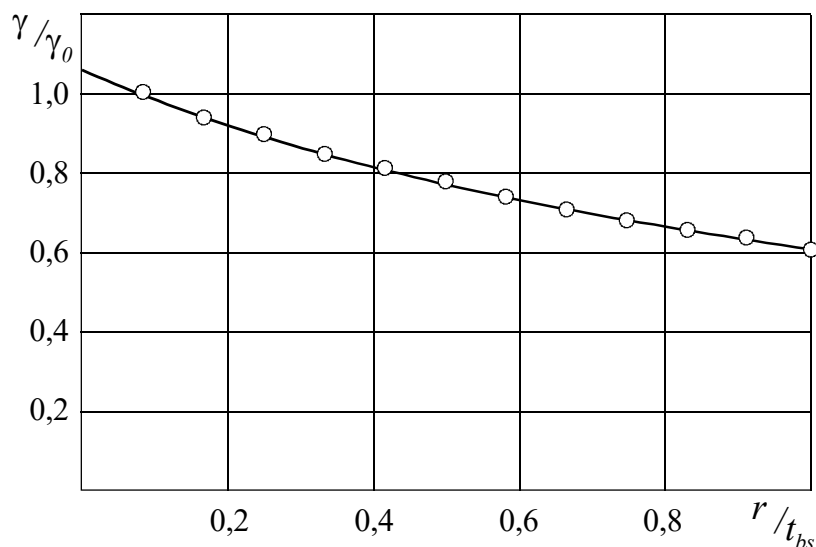


Рис. 3.13. Эпюра приведенных деформаций сдвига по контактному слою

Численно интегрируя эту эпюру, был рассчитан коэффициент ее заполнения

$$n = 0,78. \quad (3.26)$$

3.3.3. Решение тестовой задачи

Проверка предложенной модели и алгоритма выбора ее параметров проводилась на двух прикладных задачах [115]: вытягивание стальной проволоки и базальтопластиковой арматуры из бетонных обойм. В обоих случаях геометрию поверхности арматуры можно считать практически гладкой.

Схема испытаний и способ измерений были схожи с изложенными в гл. 2, за исключением того, что образцы представляли собой прямоугольные призмы размером $100 \times 100 \times 400$ мм. Диаметр обоих типов арматур был равен 3 мм.

При моделировании призматическая поверхность образца заменялась круговым цилиндром из условия равенства площадей поперечного сечения.

Параметры моделей определялись по исходным данным для арматуры, бетона и КС: характеристики сцепления α и B – с помощью процедуры аппроксимации экспериментальных данных зависимостью (1.13); напряжение пластического деформирования КС k_{bs} – по формуле (3.18); модуль упругости

КС E_{bs} – по формуле (3.23); геометрические параметры КС по формулам (3.24) и (3.25). Постоянные пластичности бетона для конического закона Друкера-Прагера определялись по формулам (3.4). Полученные механические характеристики модели представлены в табл. 3.1.

Таблица 3.1.

Параметры моделей вытягивания стальной проволоки и базальтопластиковой арматуры из бетонных обойм

		Модуль упругости, ГПа	Коэффициент Пуассона	α , мм ⁻¹	B, МПа	Коэффициенты критерия пластичности	
						γ	k, МПа
	Арматура	210	0,3	–	–	0	1840
	Бетон	39	0,2	–	–	0,885	6,35
	КС	0,231	0,2	1,75	26,8	0	17,1
	Арматура	52	0,3	–	–	0	1200
	Бетон	39	0,2	–	–	0,885	6,35
	КС	0,922	0,2	6,15	30,5	0	19,5

Примечание: здесь вытягивание стальной высокопрочной проволоки из бетонной обоймы обозначено как «Модель 1», а базальтопластиковой арматуры – «Модель 2».

На рис. 3.10 светлыми точками представлены результаты испытаний для образцов со стальной проволокой и базальтопластиковой арматурой. Сравнивая результаты расчета, штриховые линии на рис. 3.10, с данными эксперимента можно отметить их хорошее соответствие, что говорит об адекватности выбранной модели и разработанного алгоритма определения ее параметров.

3.4. Выводы по главе 3

Развита математическая модель деформирования железобетона, в которой для учета нелинейных процессов, происходящих в области контакта, вводится контактный слой (КС).

Проведено сравнение четырех моделей пластичности бетона: (3.3), (3.5), (3.8), (3.13) и определены границы их применения. Обоснован выбор критерия перехода материала к пластической работе для КС и арматуры. Разработана процедура идентификации параметров КС, использующая параметры сцепления α и B, определяемые по экспериментальным данным.

Проведена численная реализация предложенной модели железобетона для различных типов армирования. Анализ результатов расчета показал их хорошее соответствие экспериментальным данным.

Глава 4. ЧИСЛЕННОЕ РЕШЕНИЕ ЗАДАЧ ТЕОРИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Для проверки предложенной математической модели были рассмотрены прикладные задачи, в которых характеристики сцепления арматуры с бетоном существенно влияют на результат решения. Это вытягивание арматуры из бетона, растяжение железобетонной призмы, сжатие бетонного цилиндра предварительно напряженным канатом и изгиб железобетонной балки.

Во всех четырех задачах деформирование бетона описывалось соотношениями конического закона Друкера-Прагера, которые описаны в гл. 3.

4.1. Вытягивание стальной арматуры периодического профиля из тяжелого бетона

В п. 3.2.4 модель была проверена на задачах взаимодействия бетона с практически гладкой арматурой (высокопрочная стальная проволока и базальтопластиковый стержень). В практике железобетона более широко применяется арматура периодического профиля, обладающая рифлями (ребрами) для лучшего сцепления с бетоном. При смещении арматуры со сложной поверхностью относительно бетона возникают радиальные усилия, которые моделью с гладкой арматурой не могут быть воспроизведены. Поэтому необходимо проверить адекватность замены реальной арматуры на гладкий модельный стержень.

4.1.1. Расчетная модель

Моделировалась задача вытягивания стальной арматуры периодического профиля номинального диаметра 8 мм из бетонного цилиндра диаметром 152 мм [114]. Экспериментальные данные о перемещении арматуры относительно торца бетонной обоймы и механические характеристики арматуры и бетона представлены в гл. 2.

В соответствии со схемой испытаний (рис. 1.7) и алгоритмом, который изложен в гл. 3, построена осесимметричная конечно-элементная модель, основные параметры которой представлены в табл. 4.1.

Таблица 4.1.

Параметры численной модели вытягивания арматуры периодического профиля из бетона					
	Модуль упругости, ГПа	Коэффициент Пуассона	Коэффициенты критерия пластичности		Число КЭ
			γ	k , МПа	
Арматура	210	0,3	0	400	
Бетон	38	0,2	0,874	5,23	
КС	6,4	0,2	0	28,66	

4.1.2. Анализ результатов расчета

На рис. 4.1 светлыми точками показаны данные испытаний длинных образцов, а сплошной линией результаты численного моделирования. Видно, что жесткость численной модели при нагрузке на арматуру, превышающей 400 МПа, выше, чем образца. Возможно, это вызвано тем, что арматура в образце под действием радиальных усилий, которые возникают при смещении ее относительно бетона, находится в сложном напряженном состоянии. При численном моделировании напряженное состояние арматуры близко к линейному. Поэтому начало нелинейного деформирования арматуры в реальном образце и численной модели не совпадает. Тем не менее, можно отметить хорошее совпадение расчетных и экспериментальных данных.

Результаты численной реализации средних и длинных образцов совпали, что соответствует экспериментальным данным.

Жесткость короткого образца оказалась значительно ниже расчетной, что объясняется не только вышеописанной причиной, но и тем, что модель контактного слоя не учитывает деградация материала при больших уровнях смещения, что видно на рис. 3.9.

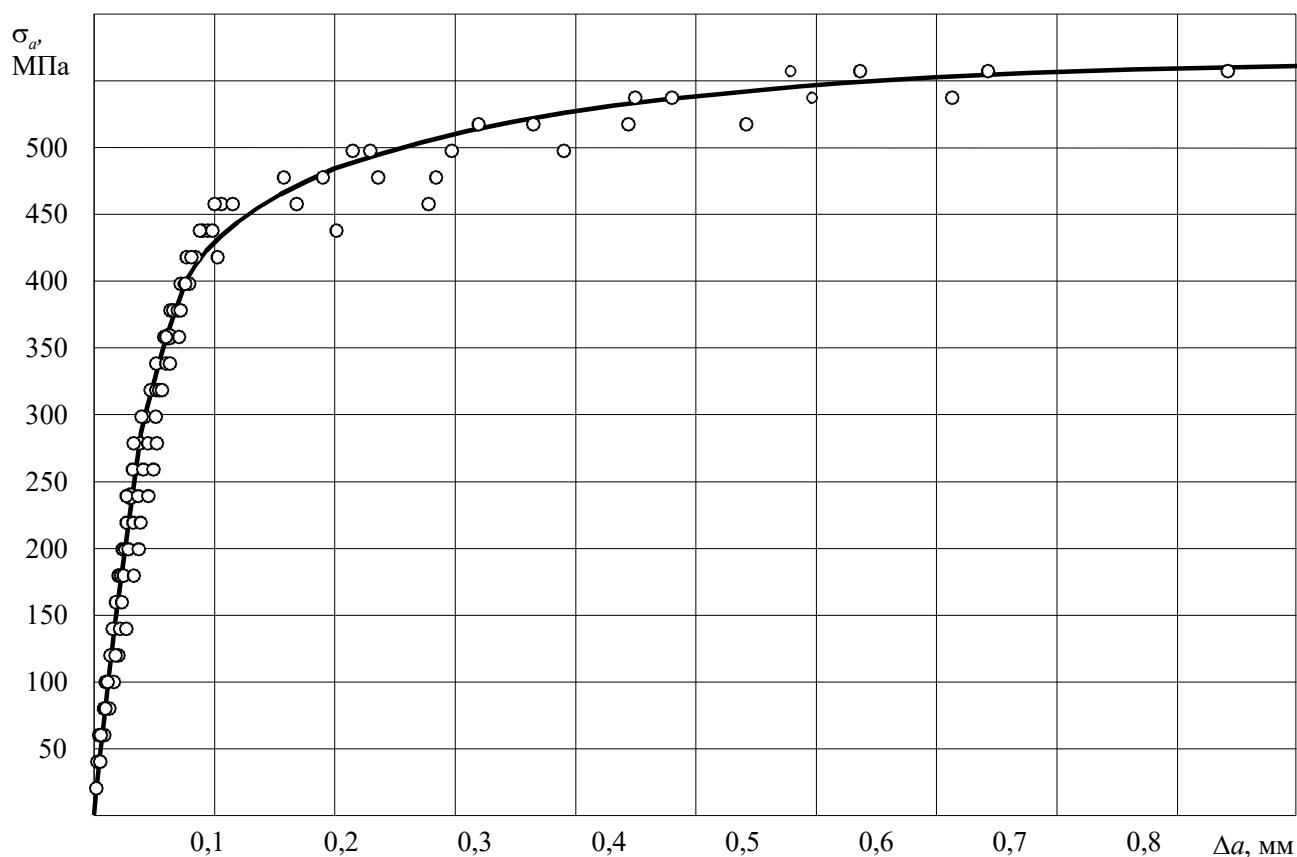


Рис. 4.1. График зависимости $\sigma_a - \Delta a$ для длинных образцов

4.2. Растяжение центрально армированной железобетонной призмы

Бетон плохо сопротивляется растяжению, по этой причине для восприятия этих усилий устанавливают арматуру, которая деформируется совместно с бетоном и обеспечивает прочность и жесткость железобетонного элемента. Процесс растяжения железобетонных элементов достаточно сложен, так как в предельном состоянии происходит разрушение бетонной обоймы. Поэтому, моделирование этого процесса является важной задачей теории железобетона.

4.2.1. Экспериментальные данные

Рассмотрим растяжение образца, представляющего собой центрально армированную железобетонную призму с размерами $72 \times 72 \times 600$ мм, данные испытаний которой приведены в работе А.К. де Грот, Г.М.А. Каустерс и Т. Монни [41]. При этом были использованы: бетон, прочность которого на

сжатие равнялась 30 МПа, и стальная арматура (FeB 400 HW–NR) номинального диаметра 12 мм с пределом текучести 400 МПа. Растяжение осуществлялось путем приложения усилий F на свободные концы арматуры периодического профиля по жесткой схеме (рис. 4.2).

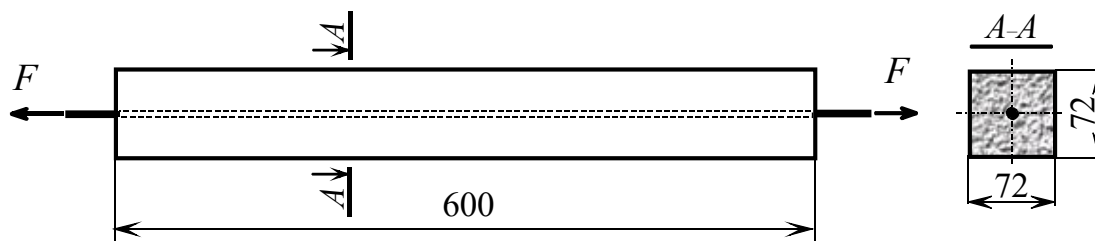


Рис. 4.2. Схема нагружения призматического образца

При этом по разнице удлинений бетонной призмы и арматурного стержня фиксировались взаимные перемещения арматуры относительно торца окружающего бетона Δ_a . Эти результаты на рис. 4.3 представлены светлыми точками, которые для наглядности соединены пунктирной линией. Здесь σ_a – напряжения на свободных концах арматуры. Скачки на графике соответствуют падению нагрузки в результате разрушения бетона по всему поперечному сечению образца. За время испытаний в образце образовалось девять видимых трещин, в том числе одна в его среднем сечении.

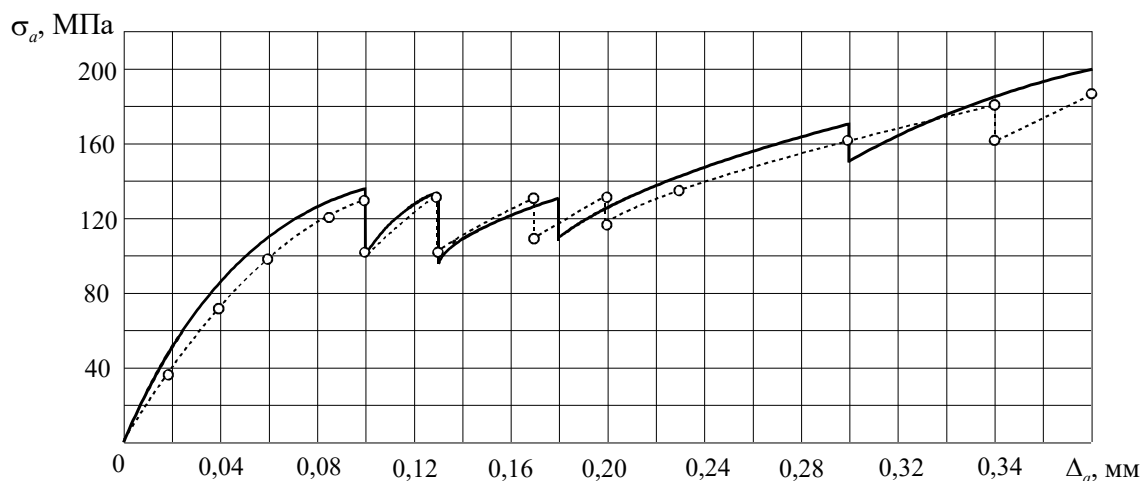


Рис. 4.3. Экспериментальные данные и результаты численного моделирования растяжения призматического образца

4.2.2. Расчетная модель

Рассматриваемая пространственная задача была заменена осесимметричной [118]. Для этого прямоугольная бетонная призма моделировалась круговым цилиндром равной площади поперечного сечения диаметром $D_b = 81,3$ мм, а арматура периодического профиля – гладким однородным стержнем. Из условий симметрии нагружения рассматривалась только половина образца длиной 300 мм. На рис. 4.4 показан фрагмент расчетной схемы КЭ модели растяжения железобетонного элемента.

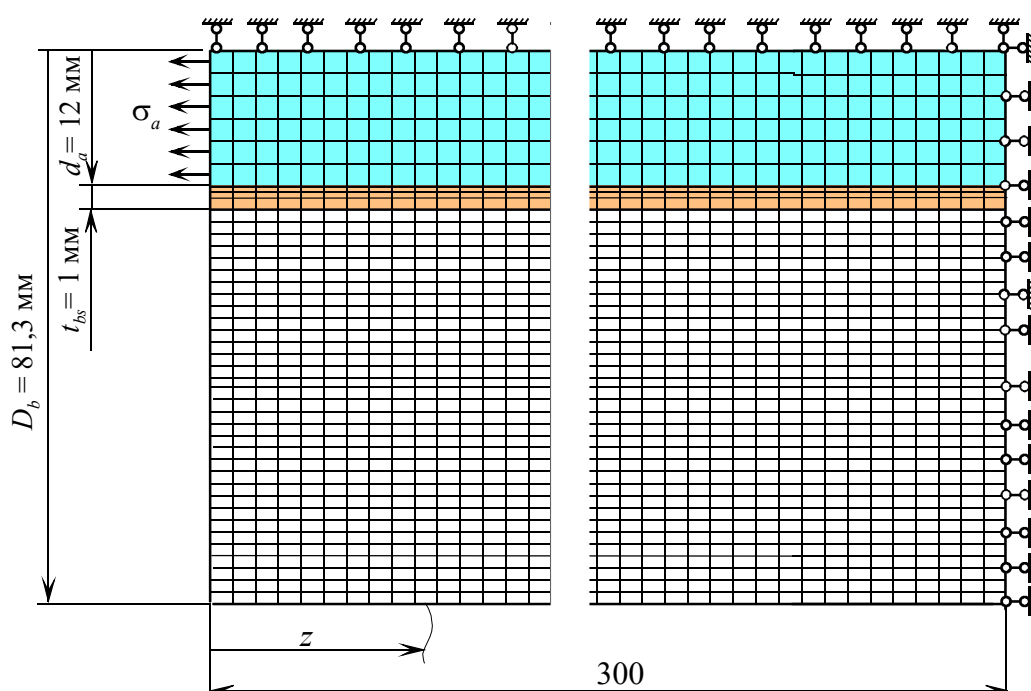


Рис. 4.4. Конечноэлементная модель растяжения железобетонной призмы

При упругом деформировании бетона, которое наблюдается при нагрузках на арматуру $\sigma_a \leq 100$ МПа, соблюдаются условия, при которых справедливо соотношение (1.13). Обработка результатов, полученных в этом диапазоне нагрузок, методом наименьших квадратов позволила определить базовые характеристики сцепления: $\alpha = 6,5 \text{ мм}^{-1}$ и $B = 12$ МПа. По соотношениям, приведенным в гл. 3, были получены геометрические и механические параметры модели, которые представлены в табл. 4.2.

Таблица 4.2.

Параметры численной модели растяжения железобетонной призмы

	Модуль упругости, ГПа	Коэффициент Пуассона	Коэффициенты критерия пластичности		Число КЭ
			γ	k , МПа	
Арматура	200	0,3	0	400	
Бетон	30	0,2	0,287	4,19	
КС	0,8	0,2	0	6,0	

Бетон при нагружении образца находится в напряженном состоянии близком к линейному. Поэтому для возникновения и роста трещин был выбран критерий, в соответствии с которым разрушение бетона начинается при достижении продольных деформаций растяжения предельного значения ε_{ut} [90]. При этом экспериментальные данные [119] показывают, что ε_{ut} для различных бетонов лежит в диапазоне от $1,5 \cdot 10^{-4}$ до $2,3 \cdot 10^{-4}$.

При численном расчете разрушение бетонной оболочки моделировалось по схеме исключения элементов (kill element) [111]. В соответствии с данным алгоритмом и критерием разрушения, для элементов, где деформация ε_1 достигала значения ε_{ut} , формировалась матрица жесткости с малыми коэффициентами. Это имитировало потерю несущей способности данного КЭ.

По экспериментальным данным образованию первой трещины соответствовало перемещение $\Delta_a = 0,1$ мм (рис. 4.3). По данным расчета при таком перемещении арматуры максимальная продольная деформация ε_1 в бетоне достигла значения $2,3 \cdot 10^{-4}$. Поэтому при моделировании было принято $\varepsilon_{ut} = 2,3 \cdot 10^{-4}$.

4.2.3. Результаты расчета

На рис. 4.3 сплошной линией показаны результаты расчета. Видно, что образование первых двух трещин полностью соответствует экспериментально наблюдаемым моментам разрушения. Следующие расчетные трещины образовались с заметным запаздыванием по отношению к эксперименту. Всего в результате расчетов были сформированы четыре области разрушения,

соответствующие трещинам в поперечном сечении бетонной обоймы (см. рис. 4.6), тогда как при испытании образца их было пять. Можно отметить, что при $\Delta_a < 0,18$ мм наблюдается совпадение положений и величин падения нагрузки с опытными данными (рис. 4.3). При $\Delta_a > 0,18$ мм расчетное разрушение бетона не соответствует эксперименту.

На рис. 4.5 представлены расчетные графики распределения напряжений σ_{ax} по длине арматуры. Здесь отсчет текущей координаты z ведется от торца бетонной обоймы.

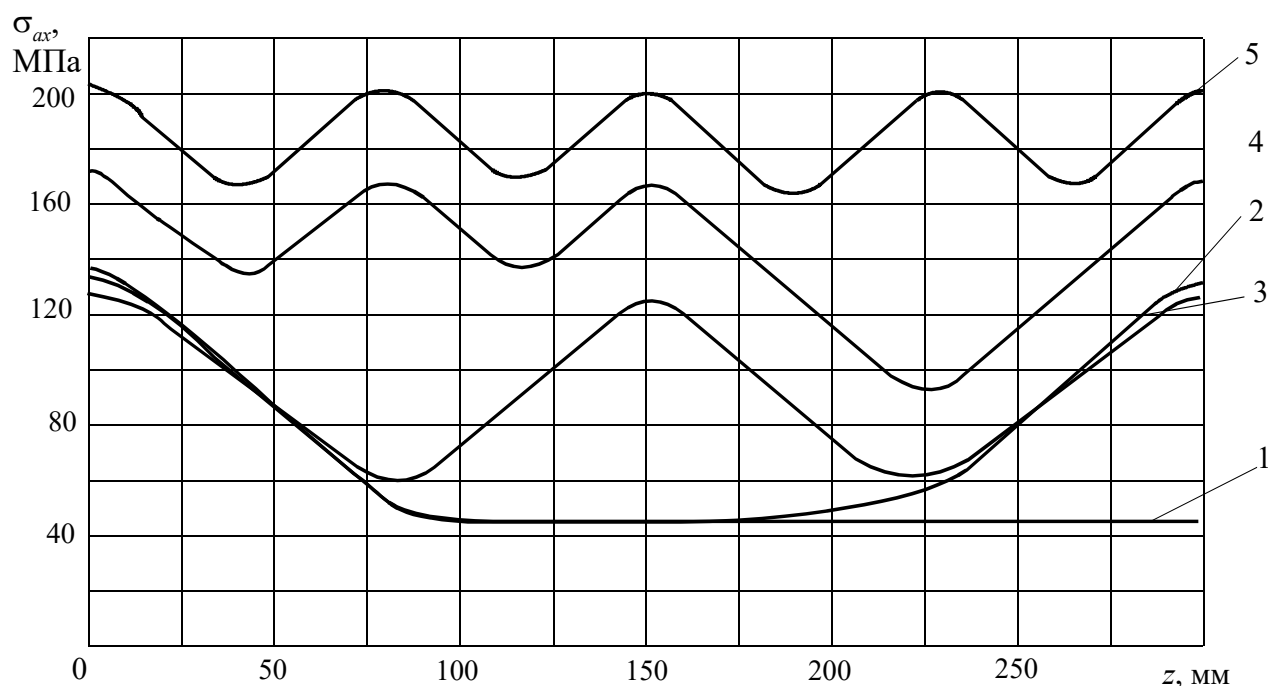


Рис. 4.5. Расчетное распределение напряжений по длине арматуры

Кривая 1 соответствует моменту предшествующему образованию 1-й трещины ($z = 300$ мм); кривая 2 – образованию 2-й трещины ($z = 148$ мм); кривая 3 – образованию 3-й трещины ($z = 79$ мм); кривая 4 – образованию 4-й трещины ($z = 228$ мм); кривая 5 соответствует максимальной нагрузке $\sigma_a = 201$ МПа. В результате бетонная обойма разрушилась на практически равные блоки по 75 мм каждый.

На рис. 4.5 видно, что кривые 1 и 2 имеют достаточно протяженные участки, где напряжения в арматуре σ_a постоянны. В этих зонах деформации бетона ε_b также постоянны и равны ε_{ut} . Это свидетельствует о равновероятном

положении места зарождения трещины. В реальной же железобетонной конструкции они образовывались в ослабленных технологическими дефектами сечениях.

На рис. 4.6 показаны трещины, их номера соответствуют порядку формирования во время расчета. При расчете разрушение моделировалось следующим образом: первая трещина – на оси симметрии модели, вторая – посередине участка равномерного деформирования, последующие две разделили моделируемую половину бетонной обоймы длиной 300 мм на четыре практически равные части.

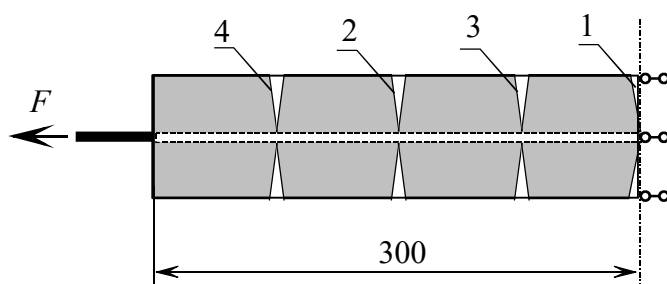


Рис. 4.6. Схема образования трещин при моделировании

Различия между экспериментальными и расчетными данными можно объяснить не только тем, что бетон является статистически неоднородным материалом, что обуславливает стохастический характер его разрушения. Кроме этого, при разрушении бетонная обойма разделяется на несколько достаточно коротких блоков. Как было показано в п. 4.1.2, в этом случае модель не достоверно воспроизводит условия по контакту, поскольку не учитывает деградацию механических характеристик материала КС при больших смещениях арматуры относительно бетона, которые характерны для образцов малой длины.

4.3. Предварительное напряжение бетонной обоймы канатом

В современном строительстве для снижения деформативности, повышения трещиностойкости конструкций, а также по другим причинам применяют предварительно напряженные железобетонные элементы. Для этого

вокруг натянутой арматуры заливается бетон, после затвердевания которого, производят отпуск – снимают внешнюю нагрузку с арматуры. В зоне контакта происходит передача усилий с арматуры на бетон. В результате в элементе создается внутреннее напряженное состояние: арматура растянута, а бетон сжат.

Стоит отметить, что для предварительного напряжения применяют высокопрочную рифленую и канатную арматуры, усилия растяжения в которых достигает высоких значений, до 70% от прочности арматуры. Естественно, в этом случае на бетон в области контакта приходится большая нагрузка, в результате чего на достаточно большой длине анкеровки происходит его нелинейное деформирование и локальное разрушение. Что фактически приводит к снижению длины эффективной заделки арматуры в бетоне.

Поэтому важной задачей для теории железобетона является прогнозирование поведения железобетонного элемента после предварительного напряжения и определение его остаточной несущей способности. Решить ее можно только численными методами.

Для исследования процесса предварительного напряжения и проверки модели была рассмотрена задача обжатия бетонного цилиндра канатом [120]. Схема и порядок проведения испытаний подробно описаны далее.

4.3.1. Экспериментальные данные

Рассмотрим цилиндрические центрально армированные образцы с упором в торец со следующими размерами: диаметр – 205 мм, длина – 770 мм (рис. 4.7). Основной вид арматуры – это семипроволочный канат (прядь) $\varnothing 15K7$ [121], который обладает следующими конструктивными характеристиками: диаметр пряди – 15,5 мм; диаметр проволок наружного повива – 5,0 мм; диаметр сердечника – 5,5 мм; площадь поперечного сечения – $A_k = 141,5 \text{ мм}^2$; кратность шага свивки – 12. Для увеличения жесткости

бетонной обоймы применялась косвенная арматура, которая была выполнена из стержня диаметром 8 мм А400 в виде спирали диаметром 43 мм и шагом 50 мм.

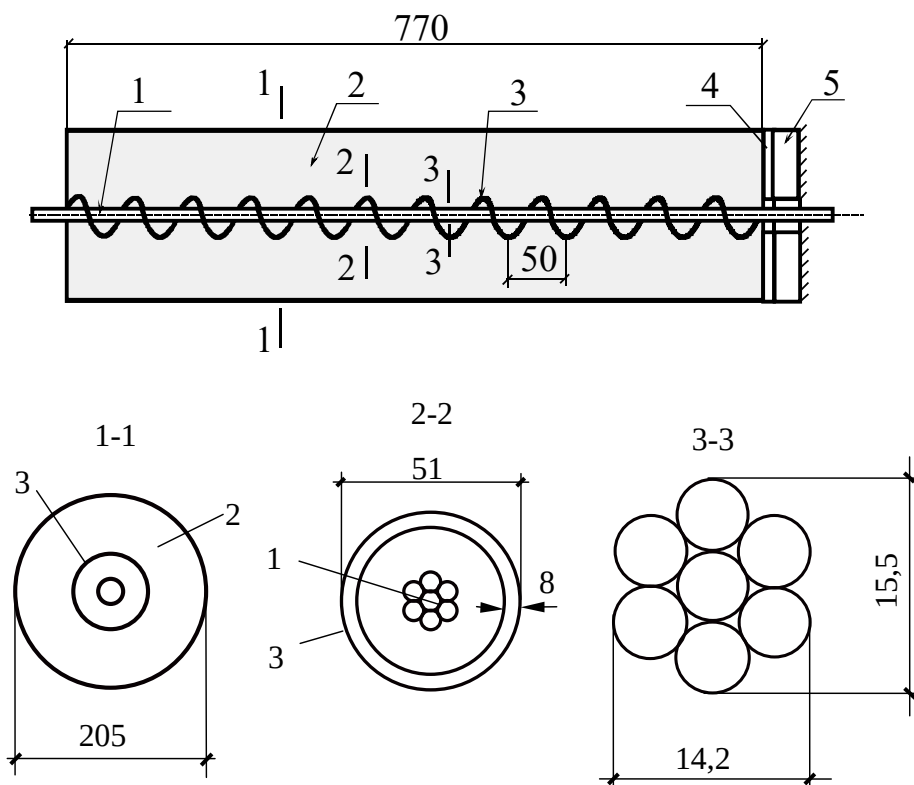


Рис. 4.7. Конструкция опытного образца: 1 – канат $\varnothing 15K7$; 2 – бетонная обойма; 3 – спиральная косвенная арматура $\varnothing 8$ АIII; 4 – фторопластовая прокладка; 5 – промежуточный упор силовой рамы

По испытаниям на растяжение были получены следующие механические характеристики каната: модуль упругости – $E_k = 1,78 \cdot 10^5$ МПа; условный предел текучести – 1400 МПа; Разрывное усилие – 240,6 кН; временное сопротивление $\sigma_{uk} = 1700$ МПа; относительное удлинение при разрыве – 4,5%.

На первой стадии испытаний в образцах создавалось предварительное натяжение каната с уровнем напряжений $\sigma_t = 1201,4$ МПа, соответствующим контролируемому усилию натяжения $P_t = 170$ кН, которое осуществлялось гидродомкратом ДГС-63-315.

Для обеспечения повышенной прочности бетона и, как следствие, повышенной прочности и жесткости сцепления, обжатие проводилось после максимально длительной выдержки – 156 суток. Отпуск усилия

предварительного натяжения каната осуществляли при горизонтальном положении силовой рамы, которая показана на рис. 4.8.

На всех этапах испытания измерялись продольные и поперечные деформации на поверхности образца, а также смещения каната относительно бетонной обоймы на торцах образца. Измерение деформаций производилось тензорезисторами с базой 50 мм, наклеенными равномерно по четырем образующим на поверхности бетона с шагом 50 мм. Перемещения фиксировались индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм.

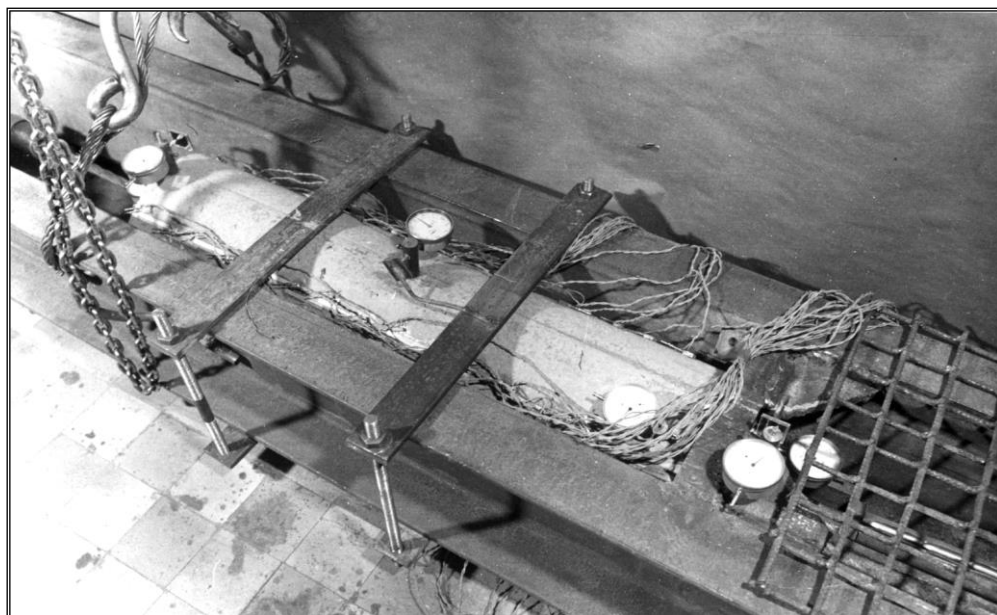


Рис. 4.8. Вид образца на испытательном стенде

Процедура определения механических характеристик бетона была описана в п. 2.6. На рис. 4.9 представлены осредненные зависимости $\sigma_b - \varepsilon_b$ при сжатии контрольных призм $100 \times 100 \times 400$ мм. Начальный модуль упругости на стадии обжатия составил $E_b = 3,7 \cdot 10^4$ МПа, коэффициент Пуассона ν_b с увеличением напряжения сжатия от 4 до 40 МПа изменялся в диапазоне от 0,2 до 0,26.

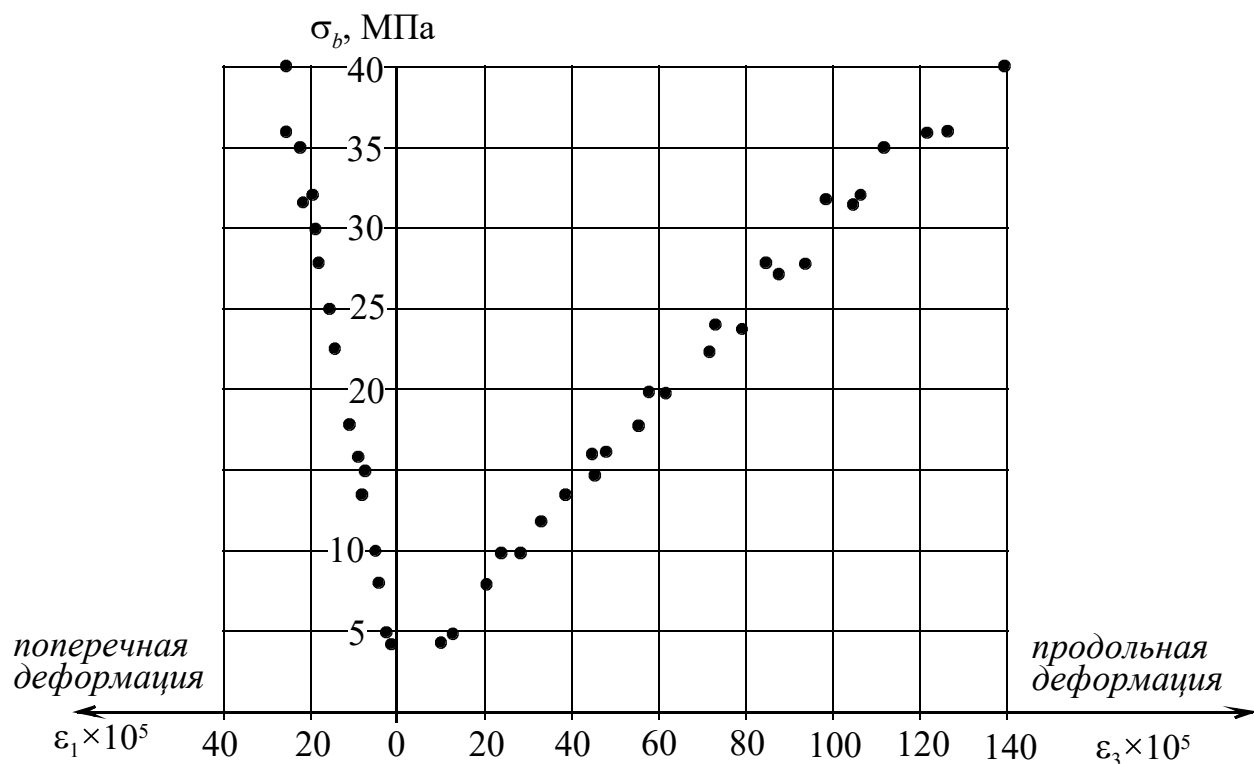


Рис. 4.9. Диаграмма сжатия бетона

Прочность бетона определялась по данным испытаний контрольных кубов на сжатие. К началу обжатия образцов кубиковая прочность бетона в возрасте 156 суток составила 55 МПа, соответственно, призмная прочность – 37,3 МПа.

Перед началом испытаний усилие натяжения каната составляло 170 кН. При дальнейшем обжатии образцов усилия отпуска $P_{от}$ передавалось с упора на бетон последовательно в четыре этапа: 20, 70, 120 и 170 кН. На рис. 4.10 представлена эквивалентная расчетная схема отпуска натяжения каната.

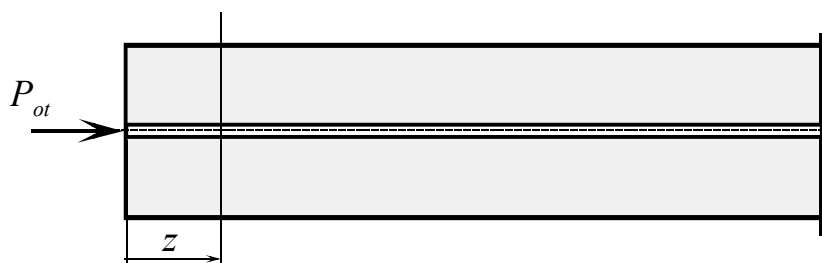


Рис. 4.10. Эквивалентная расчетная схема отпуска натяжения каната

На рис. 4.11 светлыми точками представлены данные смещений арматуры относительно бетона.

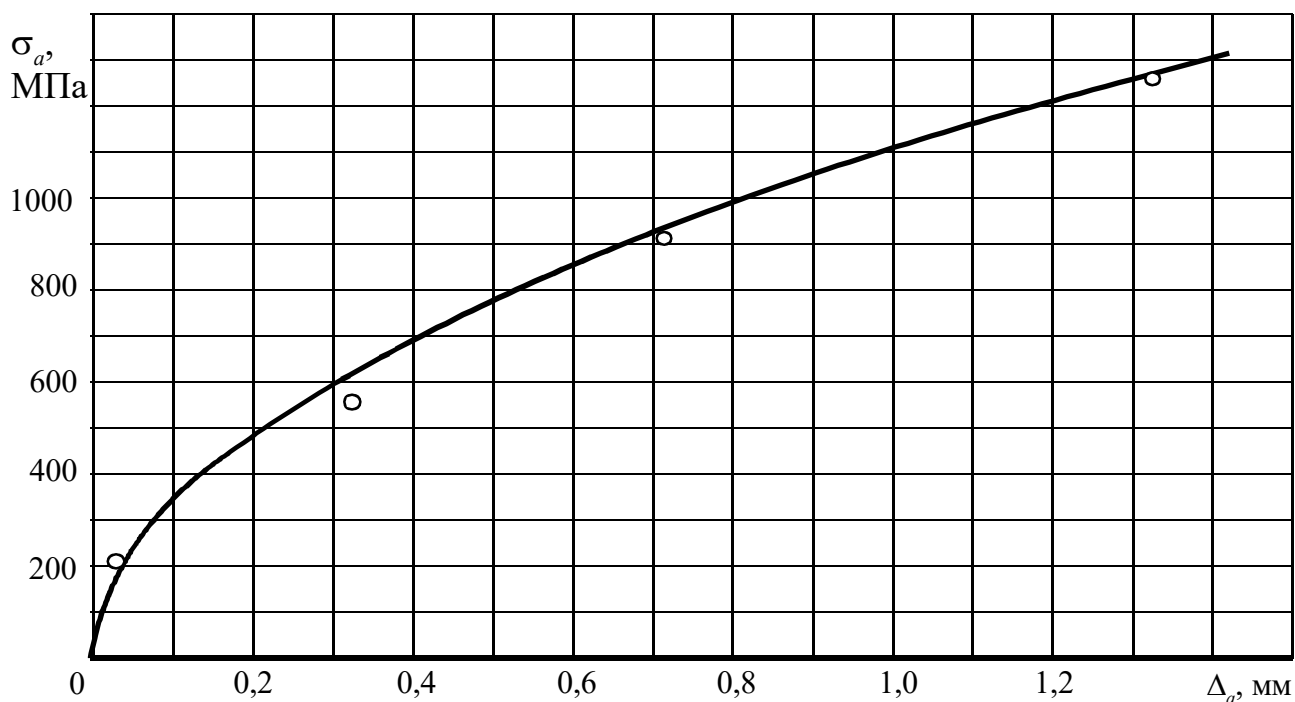


Рис. 4.11. Экспериментальные и расчетные результаты перемещения каната относительно нагруженного торца бетонного образца в процессе отпуска

Результаты измерений деформаций и перемещений пяти образцов на каждом этапе обжатия усредняли. При этом в выборку для каждого образца включались деформации бетона по всем четырем образующим с отбраковкой явно недостоверных результатов. Таким образом, для каждого окончательного значения деформации бетона исходными были 20 измерений.

На рис. 4.12 сплошными линиями показаны осредненные продольные деформации поверхности бетонной обоймы, соответствующие трем этапам обжатия.

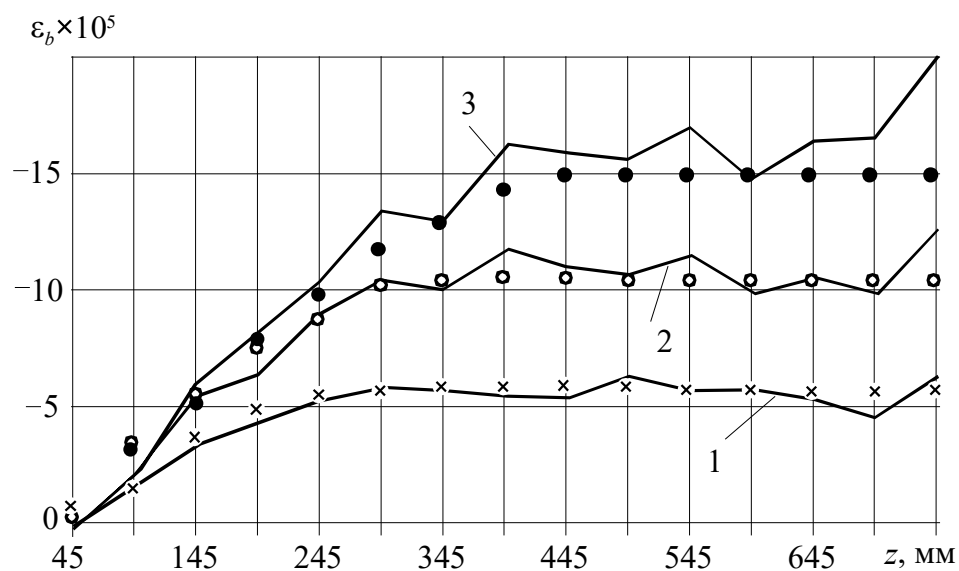


Рис. 4.12. Результаты измерений и расчета продольных деформаций поверхности образца при передаче на упор усилия: 1 – 70кН; 2 – 120кН; 3 – 170кН

4.3.2. Расчетная модель

Экспериментальные данные о напряжениях в канате σ_a и перемещениях его нагруженного конца относительно бетонной оболочки Δ_a (рис. 4.11) аппроксимировались зависимостью (1.13). В результате были получены базовые параметры сцепления для рассматриваемой контактной пары канат-бетон: $B = 36,4$ МПа и $\alpha = 4,1$ мм⁻¹.

При моделировании канат был заменен сплошным однородным стержнем равной жесткости, а его сложная винтовая поверхность – гладкой цилиндрической.

Диаметр модельного стержня определен из условия равенства площадей поперечного сечения каната с модельным стержнем и составил 13,4 мм. Модули упругости стержня и каната принимались равными.

На рис. 4.10 представлена расчетная схема, которая соответствовала эквивалентной схеме отпуска. Параметры КЭ модели были определены согласно алгоритму, который описан в гл. 3, и представлены в табл. 4.3.

Таблица 4.3.

Параметры численной модели предварительного напряжения железобетонного элемента

	Модуль упругости, ГПа	Коэффициент Пуассона	Коэффициенты критерия пластичности		Число КЭ
			γ	k , МПа	
Арматура	178	0,3	0	1700	
Бетон	37	0,2	0,885	6,35	
КС	2,2	0,2	0	23,2	

4.3.3. Результаты расчета

На рис. 4.11 сплошной линией показаны результаты расчетов в диапазоне напряжений отпуска σ_a от 0 до 1250 МПа. Можно отметить, что за исключением начальной стадии нагружения данные расчета соответствуют экспериментальным значениям.

Для сравнения с данными испытаний на рис. 4.12 представлены результаты расчета продольных деформаций при трех этапах обжатия. Здесь крестики соответствуют усилию отпуска 70 кН, светлые точки – 120 кН, темные точки – 170 кН. Эксперимент и расчет хорошо совпадают на первых двух этапах нагружения. Различия при нагрузке 170 кН вызваны деформациями ползучести, которые проявляются при больших уровнях нагружения, несмотря на большую выдержку образцов перед началом испытаний, и не моделируются при проведении расчетов.

Важной характеристикой, позволяющей прогнозировать прочность сцепления арматуры с бетоном, являются продольные погонные усилия сцепления, распределенные по поверхности контакта

$$t = \tau_{rz} \cdot p, \quad (4.1)$$

где τ_{rz} – касательные напряжения по поверхности арматуры.

На рис. 4.13 представлены расчетные эпюры погонных усилий сцепления и продольных деформаций поверхности бетонной обоймы, при нагрузке 120 кН и 170 кН.

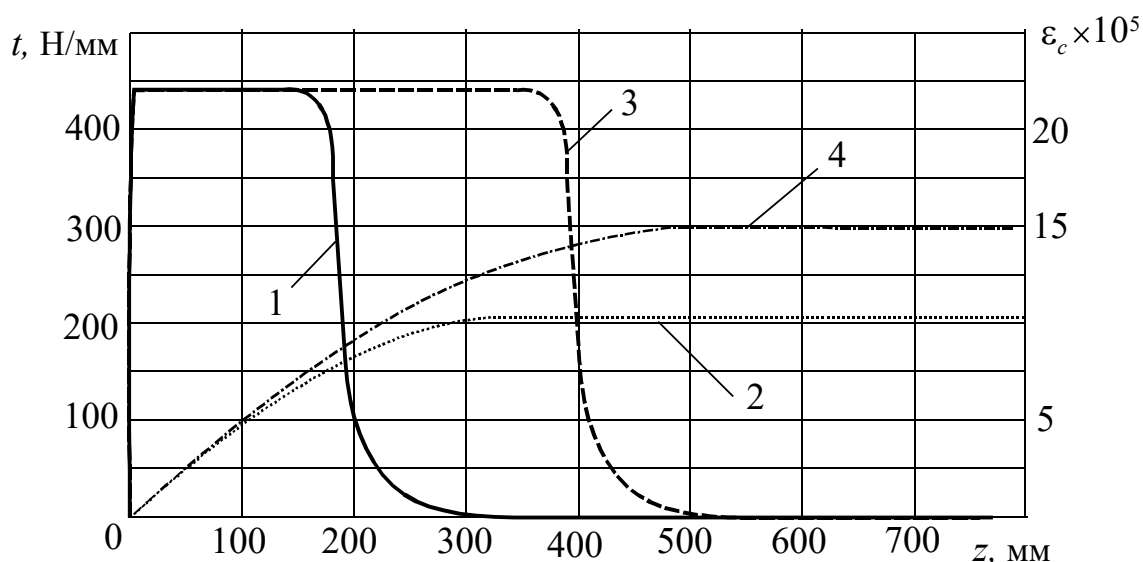


Рис. 4.13. Распределение погонных усилий сцепления и продольных деформаций при усилии отпуска $P_{ot} = 120$ кН (кривые 1,2) и $P_{ot} = 170$ кН (кривые 3,4)

Длина горизонтальных площадок на графиках 1 и 3 соответствует размеру пластической зоны, а криволинейные участки на графиках 2 и 4 – зоне перераспределения напряжений в образце. Это показывает, что по таким экспериментальным эпюрам деформаций можно оценить размер зон механического взаимодействия арматуры с бетоном.

4.4. Моделирование изгиба железобетонной балки

Для проверки математической модели сцепления арматуры с бетоном, который испытывает неоднородное деформирование, были проведены численные исследования изгиба железобетонной балки, геометрия и схема нагружения которой показаны на рис. 4.14. Балка была армирована тремя стальными арматурными стержнями (FeB 400 HW–NR) диаметром 16 мм из стали с пределом текучести 400 МПа.

Такая геометрия балки принята для исследования взаимодействия арматуры с бетоном при изгибе железобетонного элемента. Для этого на поверхность арматуры были установлены датчики для измерения деформаций по длине заделки в правой части балки (рис. 4.14).

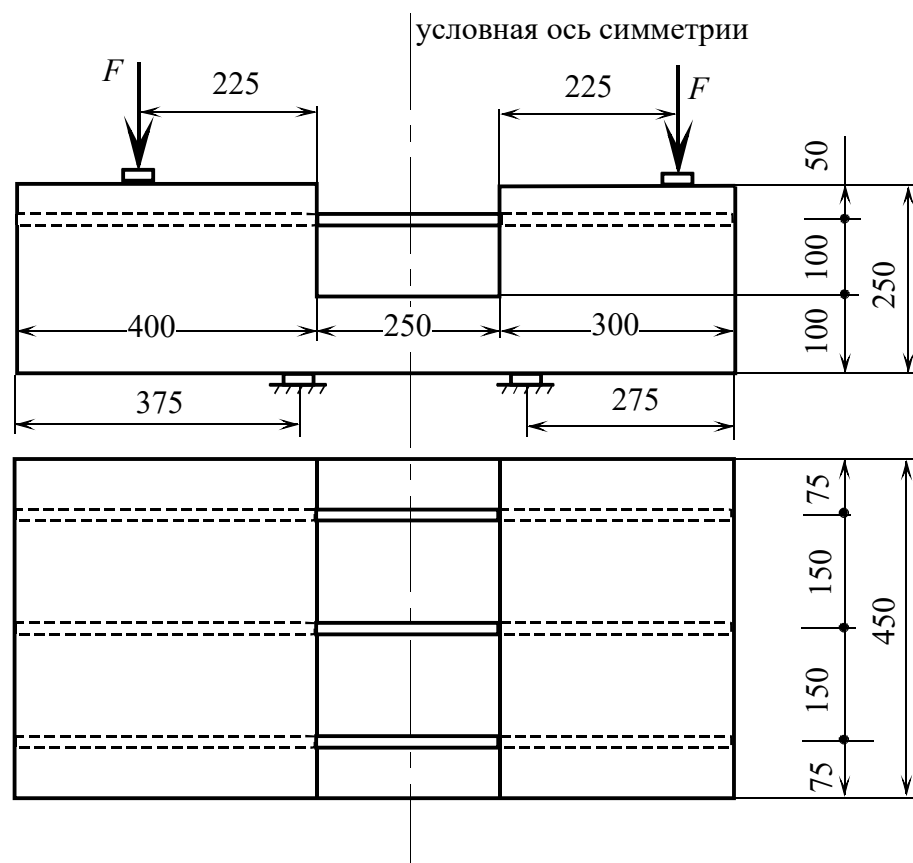


Рис. 4.14. Схема нагружения железобетонной балки

Чтобы гарантировать эффективность анкеровки в левой части балки, ее длина была увеличена на 100 мм. Учитывая симметрию приложения нагрузки, можно отметить, что такое изменение геометрических параметров балки существенно не влияет на ее прочность и деформативность. Поэтому при численном моделировании была рассмотрена часть балки, находящаяся справа от силовой оси симметрии (рис. 4.14).

4.4.1. Экспериментальные данные

Данные об испытаниях образца представлены в работе [41].

На рис. 4.15 пунктирной линией показана экспериментальная зависимость напряжений в среднем стержне σ_a , в части арматуры свободной от бетона, от внешней нагрузки на балку F . Она (линия) проведена по данным испытаний, которые отмечены на графике светлыми точками.

При нагрузке $F = 170$ кН в натурной балке образовались трещины: во-первых – распорные, направленные вдоль арматуры, во-вторых – наклонная из

угла под нагрузку от изгиба. При этом нагрузка упала, чему соответствует скачок пунктирной линии (рис. 4.15).

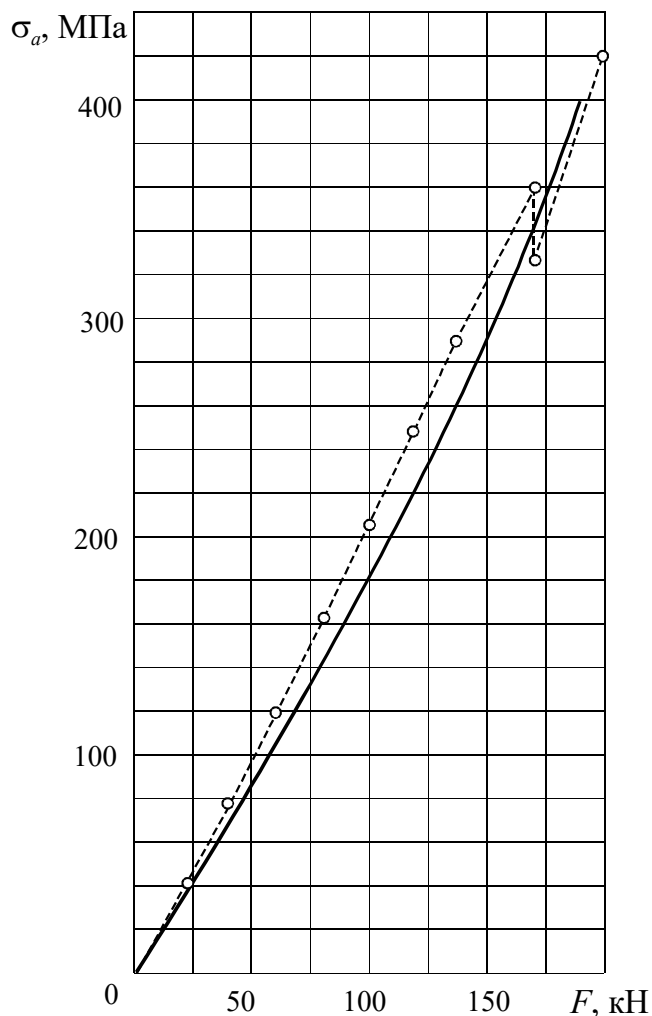


Рис. 4.15. Зависимость усилий в арматуре от внешней нагрузки на балку

Методом тензометрирования были измерены деформации среднего стержня по заделке длиной 300 мм. Для этого были выточены специальные пазы с двух сторон арматуры (рис. 4.16), куда укладывались тензорезисторы и провода, которые выводились по стержню за пределы балки.

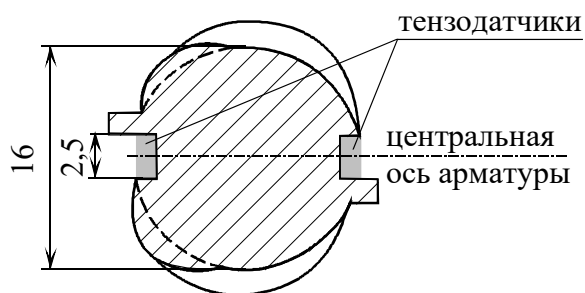


Рис. 4.16. Схема расположения тензорезисторов на арматуре

В результате рабочая площадь арматуры была уменьшена на 5%. Полученные опытные данные представлены на рис. 4.17 светлыми точками, соединенными между собой пунктиром.

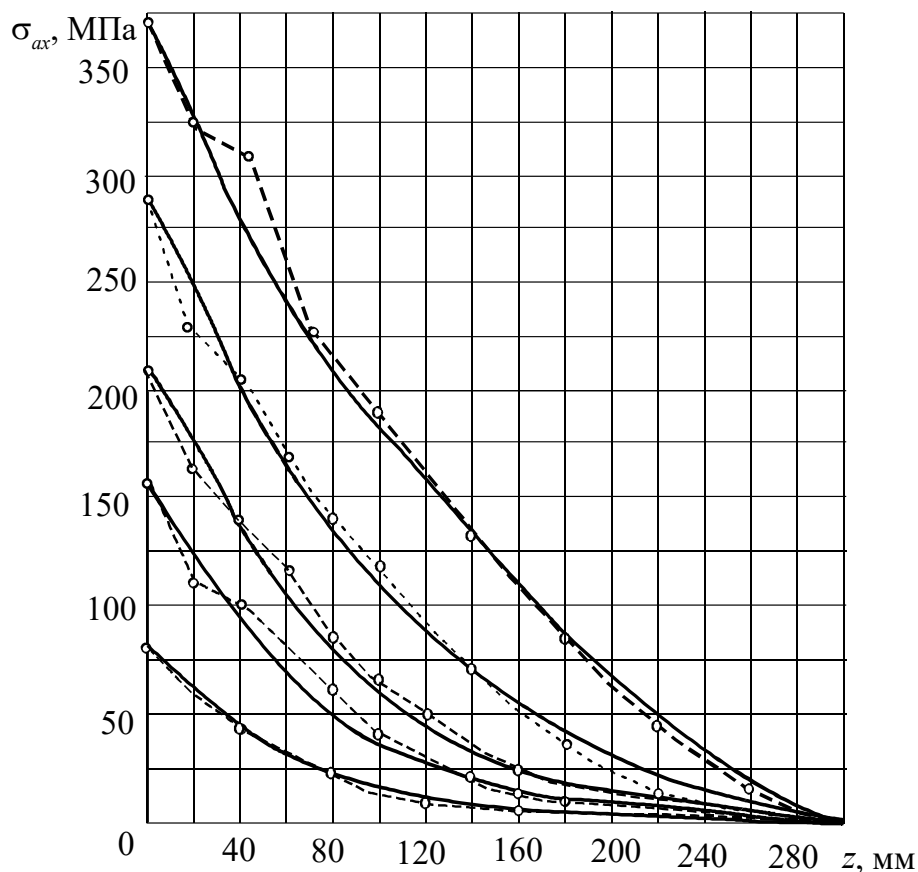


Рис. 4.17. Распределение напряжений по длине заделки среднего арматурного стержня

По данным о взаимном смещении соответствующих арматуры и бетона были определены базовые характеристики сцепления $\alpha = 10,1 \text{ мм}^{-1}$ и $B = 21,5 \text{ МПа}$.

4.4.2. Расчетная модель

Из условия симметрии нагружения конечноэлементная модель строилась только для правой четверти балки [122]. КЭ модель представлена на рис. 4.18.

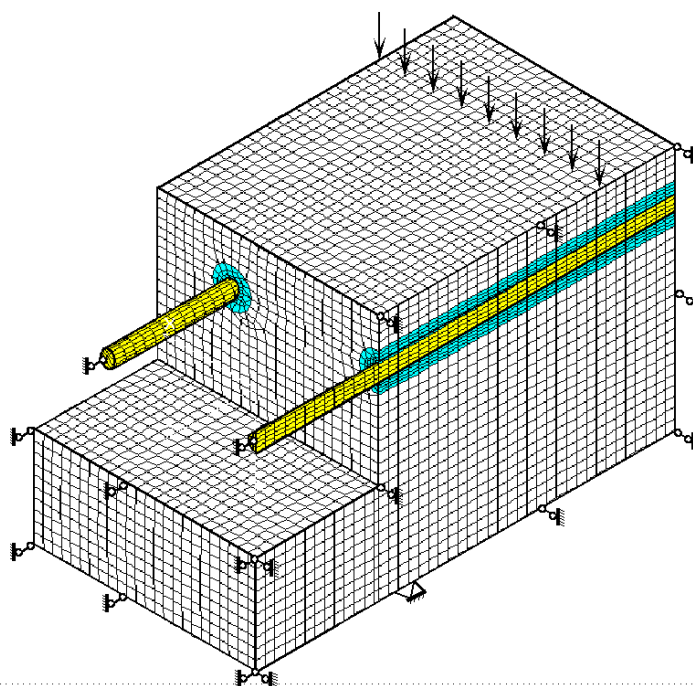


Рис. 4.18. Конечноэлементная модель железобетонной балки

Параметры модели были определены в соответствии с описанным в гл. 3 алгоритмом и представлены в табл. 4.4.

Таблица 4.4.

Параметры численной модели изгиба железобетонной балки

	Модуль упругости, ГПа	Коэффициент Пуассона	Коэффициенты критерия пластичности		Число КЭ
			γ	k , МПа	
Арматура	210	0,3	0	400	
Бетон	30	0,2	0,865	4,47	
КС	4,88	0,2	0	6,0	

4.4.3. Результаты расчета

На рис. 4.15 сплошной линией представлены результаты расчета усилий в среднем арматурном стержне в зависимости от внешней нагрузки F . Максимальное отличие измеренных и расчетных напряжений составило 14%. На расчетном графике не наблюдается образования трещины (скачка), так как рассматриваемая модель сцепления бетона с арматурой не описывает распорные усилия, распределенные по поверхности контакта, которые явились причиной разрушения.

На рис. 4.17 представлены результаты расчета напряжений σ_{ax} в среднем арматурном стержне по длине его заделки 300 мм при разных уровнях нагружения. Видно, что расчетные графики соответствуют экспериментальным данным.

В целом совпадение расчетных и экспериментальных данных можно считать удовлетворительным.

4.5. Выводы по главе 4

По результатам проведенных численных расчетов можно сделать следующие выводы:

1. Установлено, что модель адекватно описывает взаимодействие бетона с рифленой арматурой, включая нелинейную стадию ее деформирования.
2. Показана возможность замены реальной арматуры со сложной контактной поверхностью модельным гладким стержнем.
3. Получено, что модель хорошо описывает деформирование железобетонных элементов как при сжатии, так и при растяжении бетона.
4. Предложена численная процедура образования поперечных трещин при растяжении железобетона с использованием деформационного критерия разрушения бетона.
5. Выявлена, возможность определения размера зоны нелинейного деформирования в области контакта арматуры с бетоном на концевых участках по эпюре продольных деформаций, измеренных на поверхности бетонной обоймы.
6. Получено, что расчетное напряженно-деформированного состояния удовлетворительно совпадает с экспериментальными данными на удалении от зоны контакта.
7. Установлено, что модель применима для описания пространственной железобетонной конструкции, армированной несколькими стержнями – балки сложной геометрии.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Выполнена цель диссертационного исследования – разработана и проверена математическая модель деформирования железобетона, учитывающая контактное взаимодействие арматуры и бетона.

Основные результаты диссертационной работы

1. Проведены испытания на вытягивание арматуры А400 номинальным диаметром 8 мм из железобетонных образцов трех серий, отличающихся длиной. Получены зависимости нагрузки от перемещения арматуры относительно торца образца и определены параметры сцепления. Установлено: что длина эффективной заделки арматуры в 4,4 раза меньше нормативных значений; наименьший разброс результатов наблюдается в диапазоне нагрузок, соответствующих упругому деформированию арматурной стали; зона нелинейного деформирования бетона вокруг арматуры при длине заделки более 150мм одинакова.
2. Предложена математическая модель деформирования железобетона, учитывающая нелинейные процессы, происходящие в зоне контакта. Для этого вокруг арматуры, которая моделируется гладким стержнем, вводится контактный слой. Определены границы применения четырех функций текучести для бетона: конический и параболический законы Друкера-Прагера; трех и пяти параметрический функции Вилама-Варнке. Обоснован выбор критерия Мизеса для описания нелинейного деформирования контактного слоя.
3. На основе представления контактного слоя однородным упругопластическим материалом был разработан алгоритм идентификации его параметров. Установлена связь механических характеристик контактного слоя, модуля упругости и предела текучести, с параметрами сцепления, которые определяются по данным испытания на вытягивание арматуры из железобетонного образца. Получены эмпирические соотношения для определения геометрических параметров

конечно элементной модели контактного слоя: толщины, числа и размеров конечных элементов. Применение разработанного алгоритма к решению тестовых задач показало необходимый уровень адекватности и приемлемый уровень трудоемкости расчетов.

4. Установлена, возможность определения зоны нелинейного деформирования бетона в области контакта по эпюре продольных деформаций, измеренных на поверхности образца. Предложена численная процедура образования поперечных трещин при растяжении железобетона. Получено удовлетворительное соответствие опытных и расчетных данных.
5. Численная реализация предложенной модели показала широкие возможности ее применения для моделирования объемных железобетонных элементов, армированных одним или несколькими стержнями, с учетом образования трещин при растяжении и нелинейном деформировании арматуры и бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Байков В.Н., Сигалов Э.Е.* Бетонные и железобетонные конструкции. – М: Стройиздат, 1991. – 768 с.
2. *Мулин Н.М.* Стержневая арматура железобетонных конструкций. – М: Стройиздат, 1974. – 232 с.
3. *Назаренко П.П.* Контактное взаимодействие арматуры и бетона при кратковременном нагружении. – Самара: Изд-во СамГУПС, 2012. – 171 с.
4. *Choi E., Chung Y.-S., Kim Y.-W., Kim J.-W.* Monotonic and cyclic bond behavior of confined concrete using NiTiNb SMAwires // Smart Materials and Structures. – 2011. – Vol. 20. – № 7. – P. 1-11.
5. *Murcia-Delso J.* Bond-slip behavior and development of bridge column longitudinal reinforcing bars in enlarged pile shafts: PhD Dissertation. – San Diego, La Jolla, California, 2013. – 337 p.
6. *Abrams D.A.* Tests of Bond between Concrete and Steel // Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana. – 1913. – № 71. – P. 238.
7. *Астрова Т.И., Дмитриев С.А., Мулин Н.М.* Анкеровка стержневой арматуры периодического профиля в обычном и предварительно напряженном железобетоне // Сб.: «Расчет железобетонных конструкций». НИИЖБ. – М: Госстройиздат, 1961. – Т. 23. – С. 74-126.
8. *Астрова Т.И., Овчинникова И.Г.* Влияние состава высокопрочного бетона на деформативность сцепления с арматурой периодического профиля // Бетон и железобетон. – 1966. – № 9. – С. 17-19.
9. *Кольнер В.М.* Влияние степени уплотнения бетонной смеси на сцепление арматуры с бетоном // Тр. ин-та ВНИИЖелезобетон. – 1978. – № 23.
10. *Любимова Т.Ю., Пинус Э.Р.* Процессы кристаллизационного структурообразования в зоне контакта между заполнителем и вяжущем в цементном бетоне // Коллоидный журнал. – 1962. – Т. XXIV. – № 5. – С. 578-587.

11. *Столяров Я.В.* Введение в теорию железобетона. – М.-Л.: Стройиздат, 1941. – 447 с.
12. *Балатьев П.К.* Технологические аспекты проблемы сцепления арматуры с бетоном. – М: Стройиздат, 1969. – 135 с.
13. *Холмянский М.М.* Бетон и железобетон: Деформативность и прочность. – М: Стройиздат, 1997. – 576 с.
14. *Eligehausen R., Popov E.P., Bertero V.V.* Local bond-stress relationships of deformed bars under general excitation. Report No. UCB/EERC: 83/23, Earthquake Engineering Research Center. – Berkeley, California: University of California, 1983. – 70-80 p.
15. *Zsutty T.* Empirical study of bar development behavior // Journal of Structural Engineering. – 1985. – Vol. 111. – № 1. – P. 205-219.
16. *Zuo J., Darwin D.* Splice strength of conventional and high relative rib area bars in normal and high-strength concrete // ACI Structural Journal. – 2000. – Vol. 97. – № 4. – P. 630-641.
17. *Холмянский М.М., Кольнер В.М., Серова Л.П.* Влияние пропаривания на сцепление с бетоном проволочной арматуры периодического профиля // Доклады международной конференции РИЛЕМ по проблемам ускорения твердения бетона. – 1964.
18. *Кольнер В.М., Серова Л.П.* Исследование сцепления проволочной арматуры с пропаренным бетоном // Сб. тр. «Анкеровка арматуры в бетоне». – М: Стройиздат, 1969. – С. 75-91.
19. *Заславский И.Н., Жук Г.С.* Исследование деформаций усадки и ползучести бетона при длительном нагреве // Строительные конструкции. – Киев: Будівельник, 1965. – С. 164-176.
20. *Clark A.P.* Comparative bond efficiency of deformed concrete reinforcing bars // ACI Journal. – 1946. – Vol. 37. – № 4. – P. 399-407.
21. *Soretz S., Holzenbein H.* Influence of rib dimensions of reinforcing bars on bond and bendability // Journal Proceedings. – 1979. – Vol. 76. – P. 111-128.

22. *Ichinose T., Kanayama Y., Inoue Y., Bolander J.E.* Size effect on bond strength of deformed bars // *Construction and building materials*. – 2004. – Vol. 18. – № 5. – P. 549-558.

23. *Shima H., Chou L.-L., Okamura H.* Bond characteristics in post-yield range of deformed bars // *Doboku Gakkai Ronbunshu*. – 1987. – Vol. 6. – № 378. – P. 213-220.

24. *Viwathanatepa S., Popov E.P., Bertero V.V.* Effects of generalized loadings on bond of reinforcing bars embedded in confined concrete blocks. Report No. UCB/EERC-79/22. – Berkeley, California: University of California, Earthquake Engineering Research Center, 1979. – 320 p.

25. *Холмянский М.М., Тевелев Ю.А.* Расчет анкеровки прядевой арматуры в бетоне // *Сцепление арматуры с бетоном*. – М, 1971. – С. 131-136.

26. *Оатул А.А., Миловидов В.И.* Расчет напряженно-деформированного состояния заделки арматурного каната 20К3х7 в опорном узле фермы при отпуске натяжения // *Исследования по бетону и железобетону / Сб. тр. ЧПИ*. – Челябинск, 1977. – Т. Вып. 193. – С. 10-16.

27. *Диаковский В.Г., Емельянов М.П.* О предельной величине смещения канатной арматуры на торцах конструкций при их испытаниях // *Строительные конструкции транспортного и общего назначения (исследование, проектирование и применение)*. – Новосибирск, 1982. – С. 57-62.

28. *Редько Ю.М., Панюков Э.Ф., Пирожков Г.И.* О некоторых особенностях взаимодействия витого проволочного элемента с бетоном и рациональной конструкции арматурного каната // *Исследование работы строительных конструкций / Сб. тр. НИИЖТ*. – Новосибирск, 1970. – Т. Вып. 103. – С. 20-55.

29. *Астахов Ю.В.* Экспериментально-расчетная оценка взаимодействия стальной канатной и стеклопластиковой арматуры с бетоном: дис. ... канд. тех. наук. – 2002. – 104 с.

30. Гольдфайн Б.С., Ерин Н.Н. Об особенностях сцепления бетона с горизонтально расположенной арматурой // Анкеровка арматуры в бетоне. – М: Стройиздат, 1969. – С. 50-63.

31. Bartos P. Bond in concrete // Proceeding of the International Conference on Bond in Concrete. – Paisley, Scotland, UK: Applied Science Publ., 1982. – P. 466.

32. Рекомендации по дифференцированному назначению передаточной прочности бетона. – М: НИИЖБ, 1986. – 53 с.

33. Невский В.А., Юдин А.Н. О взаимозависимых изменяемых некоторых свойств бетона в результате попеременного замораживания и оттаивания // Способы защиты от коррозии неметаллических строительных материалов. – Ростов на Дону: РИСИ, 1967. – С. 6-10.

34. Прочность бетона при нагреве // Работа железобетонных конструкций при высоких температурах. – М: Стройиздат, 1972. – С. 6-18.

35. TC R. RC 5 Bond test for reinforcement steel. 1. Beam test, 1982 // RILEM Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials. – New York, USA: E & FN SPON, 1978. – P. 213-217.

36. Rehm G. Uber die grunlagen des verbundes zwischen stahl und beton // Deutscher Ausschuss fur Stahlbeton. – Berlin, 1961. – P. 59.

37. Курилин В.В. Сцепление арматуры периодического профиля с пластифицированным бетоном: Дис. ... канд. техн. наук. – М, 1985. – 164 с.

38. ASTM C234-91a. Standard test for comparing concrete on the basis of bond developed with reinforcing steel // Annual Book of ASTM Standards. – Philadelphia, USA, 1994. – P. 148-152.

39. TC R. RC 6 Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out test, 1983 // RILEM Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials. – New York, USA: E & FN SPON, 1994. – P. 218-220.

40. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. – М: Стройиздат, 1981. – 184 с.

41. Groot A.K. de, Kusters G.M.A., Monnier T. Numerical modelling of bond slip behaviour. Vol. 26. – Rijswijk, The Netherlands: Heron, 1981. – 89 p.

42. Холмянский М.М. Методика экспериментального исследования сцепления арматуры с бетоном // Методика лабораторных исследований деформаций и прочности бетона, арматуры и железобетонных конструкций. – М, 1962. – С. 138-147.

43. Guan L., Zhao G. A Study on the Post-Cracking Behaviour of SFRC Working Together With Steel Bar in Uniaxial Tension // International Symposium on Fibre Reinforced Concrete. – 1987. – Vol. 1. – P. 2.

44. Гуменюк В.С. Анкерующие свойства трехпрядных арматурных канатов К3х9 // Применение витой проволоочной арматуры в предварительно-напряженных железобетонных конструкциях. – М, 1976. – С. 101-112.

45. Брискин Н.Я. Анкеровка спиральных арматурных канатов в бетоне // Применение витой проволоочной арматуры в предварительно-напряженных железобетонных конструкциях. – М: Стройиздат, 1976. – С. 113-121.

46. Брискин Н.Я. Исследование анкеровки арматурных канатов П19 (ТК) в бетоне // Сцепление арматуры с бетоном. – М, 1971. – С. 141-150.

47. Кричевская Э.А., Городницкий Ф.М. Экспериментальное исследование анкеровки трехпрядных канатов конструкции 3х19 диаметром 16,5 мм // Сцепление арматуры с бетоном. – М, 1971. – С. 137-144.

48. Мулин Н.М. Об исследовании сцепления арматуры с бетоном // Методика лабораторных исследований деформаций и прочности бетона, арматуры и железобетонных конструкций. – М: Госстройиздат, 1962. – С. 124-137.

49. Диаковский В.Г. Деформационные характеристики и расчет усилий взаимодействия арматурных канатов с бетоном: Автореф. дис. канд. техн. наук. – Новосибирск, 1988. – 20 с.

50. Холмянский М.М. Основные задачи расчета на сцепление арматуры периодического профиля с бетоном в центрально-армированных призматических элементах // Докл. АН СССР. – 1959. – Т. 129. – № 1.

51. Фрайфельд С.Е. Собственные напряжения в железобетоне. – М.-Л.: Стройиздат, 1941. – 128 с.

52. *Rehm G.* The fundamental law of bond // Proceedings of the Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm. – 1957. – Vol. 2. – P. 491-498.
53. *CEB-FIP.* CEB-FIP model code 1990. – Lausanne, Switzerland: Comite Euro-International Du Beton, 1991. – 437 p.
54. *Cruz J.S., Barros J.* Modeling of bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete // Computers & Structures. – 2004. – Vol. 82. – № 17. – P. 1513-1521.
55. *Shima H., Chou L.-L., Okamura H.* Micro and macro models for bond in reinforced concrete // Journal of the Faculty of Engineering. – 1987. – Vol. 39. – № 2. – P. 133-194.
56. *Dörr K.* Ein Beitrag zur Berechnung von Stahlbetonscheiben unter besonderer Berücksichtigung des Verbundverhaltens. Technische Hochschule Darmstadt. – 1980. – 145 p.
57. *Noakowski P.* Die bewehrung von stahlbetonteilen bei zwangsbeanspruchung infolge temperatur // Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. – 1978. – № 296. – C. 144.
58. DIANA – Finite Element Analysis. User's Manual release 10.1/ Material Library. – The Netherlands: DIANA FEA, 2017.
59. *Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е.* Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном. Часть 1. Модели с учетом несплошности соединения // Инженерно-строительный журнал. – 2013. – № 5. – С. 86-99.
60. *Оатул А.А.* Основы теории сцепления арматуры с бетоном // Сб. науч. тр. Исследования по бетону и железобетону / ЧПИ. – 1967. – Т. Вып. 46. – С. 6-26.
61. *Гийон И.* Предварительно напряженный железобетон. Теоретические и экспериментальные исследования. – М: Госстройиз, 1959. – 703 с.

62. *Цехмистров В.М.* Экспериментальное исследования законов сцепления с бетоном стержней А-IIIв // Сб. науч. тр. Исследования по бетону и железобетону / ЧПИ. – 1974. – Т. Вып. 149. – С. 142-148.

63. *Никитин В.Л.* О взаимодействии между арматурой и бетоном // Сб. науч. тр. Исследование работы железобетонных конструкций / НИИЖТ. – 1969. – Т. Вып. 88. – С. 93-113.

64. *Карпенко Н.И., Судаков Г.Н., Лейтс Е.С.* Моделирование механического взаимодействия арматурного стержня с бетоном, учитывающее напряженно-деформированное состояние контактной зоны. – М, 1980. – 133-156 с.

65. *Карпенко Н.И., Судаков Г.Н.* Сцепление арматуры с бетоном с учетом развития контактных трещин // Бетон и железобетон. – 1984. – № 12. – С. 42-44.

66. *Карпенко Н.И.* Общие модели механики железобетона. – М: Стройиздат, 1996. – 416 с.

67. *Ngo D., Scordelis A.C.* Finite element analysis of reinforced concrete beams // Journal Proceedings. – 1967. – Vol. 64. – № 3. – P. 152-163.

68. *Nilson A.H.* Nonlinear analysis of reinforced concrete by the finite element method // Journal Proceedings. – 1968. – Vol. 65. – P. 757-766.

69. *Bresler B., Bertero V.V.* Influence of load history on cracking in reinforced concrete. – Berkeley, California, USA: Department of Civil Engineering, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, 1966. – 20 p.

70. *Robins P.J.* Reinforced concrete deep beams studied experimentally and by the finite element methods // University of Nottingham, Ph. D. Thesis. – 1971.

71. *Labib F., Edwards A.D.* An analytical investigation of cracking in concentric and eccentric reinforced concrete tension members // Proceedings of the Institution of Civil Engineers. – 1978. – Vol. 65. – № 1. – P. 53-70.

72. *Scordelis A.C., Ngo D., Franklin H.A.* Finite element study of reinforced concrete beams with diagonal tension cracks // Special Publication. – 1974. – Vol. 42. – P. 79-102.

73. *Nagatomo K., Kaku T.* Experimental and analytical study on bond characteristics of reinforcing bars with only a single transverse rib // Transactions of the Japan Concrete Institute. – 1985. – Vol. 7. – P. 333-340.

74. *Allwood R.J.* Reinforcement stresses in a reinforced concrete beam--column connection // Magazine of Concrete Research. – 1980. – Vol. 32. – № 112. – P. 143-146.

75. *Parsons S.D.* Representation of bond in finite element analyses of reinforced concrete structures: A Doctoral Thesis : phdthesis. – 1984. – 310 c.

76. *Allwood R.J., Parsons S.D., Robins P.J.* New bond model for reinforced concrete // Proc. Int. Conf. on Computer-Aided Analysis and Design of Concrete Structure, Split, Yugoslavia. – 1984. – P. 215-230.

77. ANSYS Mechanical APDL theory reference. Release 15.0. – Canonsburg, Pennsylvania, USA, 2013. – 952 p.

78. *Keuser M., Mehlhorn G.* Finite element models for bond problems // Journal of Structural Engineering. – 1987. – Vol. 113. – № 10. – P. 2160-2173.

79. *Yankelevsky D.Z.* New finite element for bond-slip analysis // Journal of Structural engineering. – 1985. – Vol. 111. – № 7. – P. 1533-1542.

80. *Phillips D. V, Zienkiewicz O.C.* Finite element non-linear analysis of concrete structures // Institution of Civil Engineers, Proceedings. – 1976. – Vol. 61. – P. 59-88.

81. *Balakrishna S., Murray D.W.* Prediction of response of concrete beams and panels by nonlinear finite element analysis // IABSE reports. – 1987. – Vol. 54. – P. 393-404.

82. *Reinhardt H.W., Blaauwendraad J., Vos E.* Prediction of bond between steel and concrete by numerical analysis // Materials and Structures. – 1984. – Vol. 17. – № 4. – P. 311-320.

83. *Lundgren K.* Three-dimensional modelling of bond in reinforced concrete theoretical model, experiments and applications: Thesis for the degree of doctor of philosophy. – Göteborg, Sweden: Chalmers University of Technology, 1999. – 55 p.

84. *Lundgren K., Gylltoft K.* A model for the bond between concrete and reinforcement // Magazine of Concrete Research. – 2000. – Vol. 52. – № 1. – P. 53-63.

85. *Lundgren K.* Modeling bond between corroded reinforcement and concrete // Fracture Mechanics of Concrete Structures. – 2001. – № 1. – P. 247-254.

86. *Grassl P., Davies T.* Lattice modelling of corrosion induced cracking and bond in reinforced concrete // Cement and Concrete Composites. – 2011. – Vol. 33. – № 9. – P. 918-924.

87. *Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е.* Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном. Часть 2. Модели без учета несплошности соединения // Инженерно-строительный журнал. – 2014. – № 1. – С. 23-40.

88. *Самошкин А.С., Тихомиров В.М.* Исследование нелинейного деформирования железобетона экспериментально-расчетными методами // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2017. – Т. 5. – С. 17-27.

89. *Долинский Е.Ф.* Обработка результатов измерений. – Изд-во стандартов, 1973. – 192 с.

90. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Взамен СНиП 2.03.01-84; введен 01.01.2013. – М: Минрегион России, .

91. *Looney T.J., Arezoumandi M., Volz J.S., Myers J.J.* An Experimental Study on Bond Strength of Reinforcing Steel in Self-Consolidating Concrete // International Journal of Concrete Structures and Materials. – 2012. – Т. 6. – № 3. – С. 187-197.

92. *Бабич Е.М., Бабич В.Е., Поляновская Е.Е.* Исследование сцепления арматуры с бетоном методом математического планирования эксперимента // Вестник Белорусско-российского университета. – 2014. – Т. 4(45). – С. 136-146.

93. ГОСТ 32413-2013. Трубы и фасонные части из непластифицированного поливинилхлорида для систем наружной канализации. – Введен впервые 01.01.2015. – М: Стандартинформ, 2013. – 34 с.

94. ГОСТ 10180—2012 Бетон. Методы определения прочности по контрольным образцам. - Взамен ГОСТ 10180-90; введен 01.07.2013. – М: Стандартиформ – 31 с.

95. ГОСТ Р 8.736-2011. Государственная система обеспечения единства измерений. Измерения прямые многократные. Методы обработки результатов измерений. Основные положения. - Взамен ГОСТ 8.207-76; введен 01.01.2013. – М: Стандартиформ.

96. *Зайдель А.Н., Алферов Ж.И.* Погрешности измерений физических величин. – Л.: Наука, 1985. – 112 с.

97. *Шиллинг Г.* Статистическая физика в примерах. – М: Мир, 1976. – 432 с.

98. ГОСТ 8.207-76. Прямые измерения с многократными наблюдениями. Методы обработки результатов наблюдений. Основные положения. - Введен впервые 01.01.77. – М: Издательство стандартов.

99. *Колчин Г.Б.* Расчет элементов конструкций из упругих неоднородных материалов. – Кишинев: Картя Молдовеняскэ, 1971. – 172 с.

100. ГОСТ 5781-82. Сталь горячекатанная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. - Взамен ГОСТ 5.1459, ГОСТ 5781-75; введен 01.07.1983. – М: Стандартиформ. – 10 с.

101. ГОСТ 24452-80. Бетон. Методы испытаний. - Введен впервые 01.01.1982. – М: Стандартиформ, 1980. – 15 с.

102. *Писаренко С.Г., Лебедев А.А.* Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии. – Киев: Наукова думка, 1976. – 415 с.

103. *Yu M.* Advances in strength theories for materials under complex stress state in the 20th century // Applied Mechanics Reviews. – 2002. – Vol. 55. – № 3. – P. 169-218.

104. *Menetrey P., Willam K.J.* Triaxial failure criterion for concrete and its generalization // ACI structural Journal. – 1995. – Vol. 92. – № 3. – P. 311-318.

105. *Drucker D.C., Prager W.* Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design // Quarterly of Applied Mathematics. – 1952. – Vol. 10. – № 2. – P. 157-165.
106. *Гениев Г.А., Кисюк В.Н., Тюпин Г.А.* Теория пластичности бетона и железобетона. – М., 1974. – 316 с.
107. *Коробейников С.Н., Ревердатто В.В., Полянский О.П., Свердлова В.Г., Бабичев А.В.* О влиянии выбора реологического закона на результаты компьютерного моделирования субдукции плит // Сибирский журнал вычислительной математики. – 2011. – Т. 14. – № 1. – С. 71-90.
108. *Willam K.J., Warnke E.P.* Constitutive model for the triaxial behavior of concrete // International Association for Bridge – 1975. – P. 1-30.
109. *Launay P., Gachon H.* Strain and ultimate strength of concrete under triaxial stress // Special publication. – 1972. – Vol. 34. – P. 269-282.
110. *Murray Y.D.* Users manual for LS-DYNA concrete material model 159. – Virginia, USA, 2007. – 89 p.
111. COSMOSM User Guide. Vol. 4: Advanced Modules. – Santa Monica (CA): Structural Research and Analysis Corporation, 2007. – 278 p.
112. *Buyukozturk O., Shareef S.S.* Constitutive modeling of concrete in finite element analysis // Computers & structures. – 1985. – Vol. 21. – № 3. – P. 581-610.
113. *Chen E.-S., Buyukozturk O.* Constitutive model for concrete in cyclic compression // Journal of engineering mechanics. – 1985. – Vol. 111. – № 6. – P. 797-814.
114. *Ameur-Moussa R., Buyukozturk O.* A bounding surface model for concrete // Nuclear engineering and design. – 1990. – Vol. 121. – № 1. – P. 113-125.
115. *Тихомиров В.М., Астахов Ю.В., Самошкин А.С.* Моделирование упругопластического сцепления арматуры с бетоном // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2015. – № 2. – С. 103-109.
116. *Тихомиров В.М., Самошкин А.С.* Численное решение нелинейных задач теории железобетона // Проблемы оптимального проектирования сооружений: доклады 4-й Всероссийской конференции (Новосибирск, 11-13 апреля 2017 г.). – Новосибирск, 2017. – С. 272-279.

117. *Зенкевич О., Чанг И.* Метод конечных элементов в теории сооружений и в механике сплошных сред. – Москва: Недра, 1974. – 240 с.
118. *Тихомиров В.М., Самошкин А.С.* Математическая модель растяжения железобетонных элементов конструкций с учетом разрушения бетона // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2016. – № 10-11. – С. 13-21.
119. *Мурашев В.И.* Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона. – М: Машстройиздат, 1950. – 268 с.
120. *Тихомиров В.М., Астахов Ю.В., Самошкин А.С.* Исследование стадии обжатия элемента бетонной конструкции, армированной канатом // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2015. – Т. 6. – С. 5-13.
121. ГОСТ 13840-68. Канаты стальные арматурные 1х7. Технические условия. - Введен 01.01.1969. – М: Издательство стандартов, 1968.
122. *Самошкин А.С., Тихомиров В.М.* Математическая модель деформирования железобетона с учетом контактного взаимодействия его структурных компонентов // Вычислительные технологии. – 2017. – Т. 22. – № Спецвыпуск 1. – С. 75-86.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Акты внедрения результатов диссертации

Новосибирский проектно-изыскательский институт
«СИБЖЕЛДОРПРОЕКТ» -
филиал АО «Росжелдорпроект»
Пр. Димитрова, дом 14/1
Новосибирск, Россия, 630099
т: (383) 229 45 11
ф: (383) 229 57 24
e: sibjdp@rzdpr.ru
w: www.rzdp.ru

№

УТВЕРЖДАЮ

Директор Новосибирского
Проектно-изыскательского
института «Сибжелдорпроект»

В.А. Фидирко

**АКТ**

**Об использовании результатов диссертационной работы А. С. Самошкина
«Исследование взаимодействия арматуры с бетоном расчетно-
экспериментальными методами»**

Настоящим актом подтверждается, что в Новосибирском проектно-изыскательском институте «Сибжелдорпроект» – филиале АО «Росжелдорпроект» использовалась разработанная А.С. Самошкиным математическая модель железобетона, учитывающая взаимодействие арматуры с бетоном.

Железобетонные элементы с различными типами армирования, широко применяемые в современных строительных конструкциях и сооружениях, всегда имеют дефекты в виде трещин различного размера.

В диссертации разработана математическая модель железобетона с учетом нелинейного взаимодействия арматуры с бетоном, которая согласно результатам работы, позволяет прогнозировать нелинейное деформирование железобетонных элементов, в том числе в предельном состоянии. Это позволило применить результаты, полученные в диссертационной работе для расчета прочности и деформативности железобетонных конструкций.

Настоящий акт не является документом для финансовых взаиморасчётов.

Главный инженер института

А. В. Кузин



РОСЖЕЛДОР

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ

**“СИБИРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ” (СГУПС)**

✉ 630049, г. Новосибирск-49, ☎ тел.: (383) 328-04-70, 328-05-75 📧 e-mail: public@stu.ru
ул. Дуси Ковальчук, 191 факс: (383) 226-79-78 http://www.stu.ru
ОГРН 1025401011680 ИНН / КПП 5402113155 / 540201001

04.04.17 № 719
на № _____ от _____

УТВЕРЖДАЮ
Проректор по учебной работе
к.т.н. доцент Новоселов А.А.


«__» _____ 2017


СПРАВКА

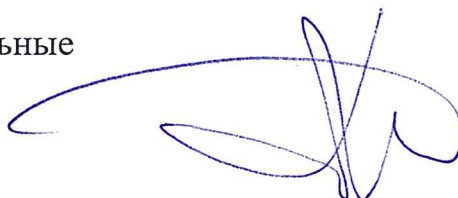
**о внедрении результатов диссертационной работы Самошкина А.С.
«Исследование взаимодействие арматуры с бетоном расчетно-
экспериментальными методами» в учебный процесс**

Настоящим актом подтверждается использование результатов диссертационной работы Самошкина А.С. «Исследование взаимодействие арматуры с бетоном расчетно-экспериментальными методами» в учебном процессе федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Сибирский государственный университет путей сообщения» на кафедре «Здания, строительные конструкции и материалы» факультета «Промышленное и гражданское строительство».

А именно Самошкиным А.С. разработаны: математическая модель железобетона, алгоритм идентификации ее параметров и результаты численных расчетов напряженно-деформированного состояния элементов железобетонных конструкций. Эти положения нашли применение в курсе лекций и практических занятий дисциплины Б1.В.ОД.10 «Железобетонные и каменные конструкции», в разделе «Основы теории сопротивления железобетона», по следующим темам: «Основные физико-механические свойства железобетона» и «Предварительное напряжение железобетонных конструкций», что отражено в рабочей программе дисциплины.

Дисциплина преподается студентам направления 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство».

Зав. каф. «Здания, строительные
конструкции и материалы»
д.т.н., профессор



Абраменков Д.Э.