

В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Н.Н. Петров

**ПРОЧНОСТЬ, ДЕФОРМАТИВНОСТЬ И
ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ПРИОПОРНЫХ
УЧАСТКОВ ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫХ И
СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК.**

Одесса – 2011

Статья I. ББК 67

УДК 624.041.6:624.044:69.058.2:624.012.45

Рецензенты:

-доктор технических наук, заведующий кафедрой прикладной и теоретической механики Одесского Национального Морского Университета, профессор
Гришин Владимир Александрович

-доктор технических наук, заведующий кафедрой строительной механики Одесской Государственной Академии Строительства и Архитектуры профессор,
Яременко Александр Федорович

-доктор технических наук, заведующий лабораторией исследований конструкций гидротехнических сооружений государственного проектно-изыскательского и научно-исследовательского института морского транспорта «ЧЕРНОМОРНИИПРОЕКТ», профессор
Пойзнер Михаил Борисович

Печатается по решению Ученого совета Одесской государственной академии строительства и архитектуры

В.С. Дорофеев

Прочность, деформативность и трещиностойкость приопорных участков внецентренно растянутых и сжатых железобетонных балок / Дорофеев В.С., Карпюк В.М., Петров Н.Н. – Одесса: Издательство «Внешрекламсервис», г. Одесса, 2011. – 184с.

В монографии представлены результаты исследования напряженно-деформированного состояния внецентренно растянутых и сжатых железобетонных балок и разработки методики расчета прочности, трещиностойкости и деформативности их приопорных участков.

Монография предназначена для инженеров, научных работников, преподавателей, аспирантов и студентов строительных ВУЗов.

ISBN

**© В.С. Дорофеев
В.М. Карпюк
Н.Н. Петров**

ОПРЕДИСЛОВИЕ

Основным конструктивным материалом в современном капитальном строительстве является железобетон.

В связи с этим все большее значение приобретают вопросы правильного проектирования и возведения железобетонных конструкций, дальнейшая разработка и совершенствование методов расчета их отдельных элементов на различные силовые воздействия.

Правильный учет влияния всех факторов на работу железобетонных конструкций увеличивает их надежность, дает возможность выявить скрытые запасы прочности, что позволяет более экономично проектировать конструкции, снижать их металлоемкость, сокращать трудоемкость их изготовления.

Для повышения эффективности применения железобетонных конструкций в строительстве необходимо продолжать совершенствование методов их расчета, а также разработку оптимальных с точки зрения технологичности и стоимости конструкций. В настоящее время одним из малоизученных вопросов остается напряженно-деформированное состояние и трещинообразование в железобетонных конструкциях, испытывающих изгиб с растяжением, продольно-поперечный изгиб и другие сложные деформации.

Проблема сопротивления железобетонных элементов совместному действию поперечной силы, изгибающего момента и продольной силы является одной из наиболее важной и не до конца решенной проблемой как в теории железобетона, так и в реальном проектировании эффективных железобетонных конструкций.

Для оценки несущей способности наклонных сечений наиболее известным стал метод предельного равновесия усилий, которые в них возникают. Одна из причин неудовлетворительной сходимости расчетных по этому методу и опытных значений разрушающей поперечной силы заключается в том, что в расчетной модели действующих Норм не учитываются такие внутренние усилия, как силы зацепления бетона в критической наклонной трещине, нагельные усилия в продольной арматуре, реальный характер деформирования и разрушения исследуемых элементов. Кроме того, действующие Нормы не рассматривают совсем или косвенно учитывают целый ряд других факторов (например, процент продольного армирования, длину проекции опасной наклонной трещины и т.п.).

Главная проблема при разработке инженерных методов расчета прочности наклонных сечений железобетонных конструкций состоит в статической неопределимости данной задачи в связи с тем, что количество неизвестных (высота сжатой зоны над наклонной трещиной, длина ее горизонтальной проекции, осевые и нагельные усилия в продольной арматуре, силы зацепления бетона, величина разрушающей поперечной силы и др.) превышает количество уравнений равновесия статики.

ГЛАВА 1.

О СОСТОЯНИИ ИССЛЕДОВАНИЙ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ.

Более 100 лет проблема сопротивления наклонных сечений железобетонных элементов совместному действию изгибающего момента, продольной и поперечной силы является одной из наиболее важных в теории железобетона и не имеющей удовлетворительного решения по сей день.

Практически, все железобетонные конструкции, используемые в строительстве, в той или иной степени работают на восприятие поперечных и продольных сил, изгибающих и крутящих моментов. Для большинства из них расчет на поперечную силу является определяющим при назначении размеров сечения и поперечного армирования.

Методы расчета прочности изгибаемых железобетонных элементов на совместное действие поперечных и продольных сил начали развиваться одновременно с первыми экспериментальными исследованиями железобетона как строительного материала, когда было установлено, что разрушение опытных образцов происходит не только по нормальным, но и по наклонным трещинам.

Разрушение железобетонных балок по наклонной трещине обусловлено многими взаимозависимыми факторами. Большинство исследователей при испытании балок стремятся выявить основополагающий критерий прочности наклонного сечения и на этой основе предложить свою методику его расчета.

Точность расчета прочности наклонного сечения железобетонных балок на действие поперечной и продольной силы, изгибающего и крутящего момента по методикам, в основе которых лежит теория прочности бетона, всецело зависит от достоверности принятых предпосылок, функционального выражения касательных и нормальных напряжений с учетом различных факторов, присущих работе изгибаемых железобетонных элементов в пролете среза. Следствием этого является полуэмпирический подход к ихнему расчету.

Приоритетным направлением исследований и публикаций по указанной теме является развитие нормативной базы Украины в области строительных конструкций на основе внедрения деформационного метода расчета ихней несущей способности.

1.1 Анализ результатов экспериментальных и теоретических исследований.

Вопрос сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил является одним из наиболее сложных в теории железобетона и имеет большое народнохозяйственное значение. Эта проблема охватывает, практически, все железобетонные конструкция, определяя количество поперечной арматуры, способы армирования сложных конструктивных деталей, размеры поперечного сечения и т.д.

Между тем, несмотря на многочисленные исследования, проведенные в этой области в Украине и за рубежом, теория и методы расчета железобетонных элементов при действии поперечных сил остаются весьма несовершенными и значительно уступают по своему уровню методам расчета железобетонных элементов при действии продольных сил и изгибающих моментов по нормальным сечениям. В результате для практических расчетов используются приближенные подходы, что приводит к излишнему расходу материалов, а в ряде случаев - к недостаточной надежности конструкций.

В отечественной практике для расчета прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил до сих пор применяется метод, выдвинутый А.А. Гвоздевым и М.С. Боришанским, основанный на равновесии предельных усилий, внешних и внутренних сил, в наклонном сечении. Этот метод является более совершенным по своему физическому содержанию по сравнению с, так называемым, классическим методом расчета по главным растягивающим напряжениям, поскольку он позволяет рассматривать не условные напряжения, а фактические усилия в наклонном сечении перед разрушением. Однако, учитывая уровень исследований на то время, сами внутренние предельные усилия могли быть определены лишь приближенно, на основе эмпирических соотношений и не учитывали действия всей совокупности факторов, определяющих несущую способность элемента.

За прошедшие годы как в нашей стране, так и за рубежом были проведены многочисленные экспериментальные и теоретические исследования сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил. Эти исследования позволили сделать качественно новый шаг вперед в развитии теории и методов расчета прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил, который позволил перейти к определению предельных усилий, исходя непосредственно из напряженного состояния в железобетонном элементе. При этом, учитывался фактический характер работы элемента перед разрушением (неупругие деформации бетона и арматуры, наличие нормальных и наклонных трещин, нагельное сопротивление арматуры, наличие сил зацепления в трещине и т.д.).

В настоящее время железобетонные конструкции получили самое широкое развитие, однако особенности их работы еще недостаточно учитываются в действующих методах расчета, что снижает эффективность их применения и приводит к излишнему расходу арматуры или к недостаточной надежности. К настоящему времени уже накоплен большой экспериментальный материал по исследованию сопротивления поперечной силе железобетонных конструкций, который охватывает, практически, все разновидности железобетонных элементов, отличающиеся формой поперечного сечения, предварительным напряжением, видом бетона, силовыми факторами, характером загрузки и опирания, видом нагрузки и т.д.

В большинстве работ рассматриваются особенности образования и развития трещин, характер разрушения; влияние основных факторов на прочность и трещиностойкость наклонных сечений и т.д.

Среди наиболее значительных исследований в этой области следует отметить работы Т.Н. Азизова, Г.С. Алиева, А.Н. Бамбуры, Т.И. Барановой, А.Я. Барашикова, И.З. Бацанадзе, Л.В. Байковой, З.Я. Блихарского, И.К. Белоброва, А.А. Беспяева, В.С. Боргатина, М.С. Боришанского, А.П. Васильева, Г.М. Власова, Ю.А. Волкова, И.В. Волкова, А.А. Гвоздева, А.Б. Голышева, В.А. Городецкого, А.И. Давиденка, Б.Г. Демчины, С.А. Дмитриева, Л.А. Дорошкевича, В.С. Дорофеева, П.И. Ершовой, А.С. Залесова, В.Ф. Залого, А.С. Зорича, Х.А. Зиганшина, О.Ф. Ильина, Ю.Л. Изотова, Ю.А. Каширского, Г.И. Кириакиди, В.Г. Карабаша, Е.В. Клименка, Ю.А. Климова, В.И. Колчунова, В.И. Корсуна, П.Н. Коваля, А.П. Кудзиса, Л.В. Кузнецова, В.С. Кукунаева, Е.Н. Львовского, Р.Л. Маиляна, В.П. Митрофанова, В.А. Отсмаа, Б.Н. Оныськива, А.Н. Павликова, П.П. Польского, А.Б. Пирадова, С.В. Полякова, Л.П. Полякова, А.Н. Пузанкова, В.А. Светлаускаса, Б.С. Соколова, А.И. Стороженка, И.А. Титова, С.А. Тихомирова, М.С. Хомами, В.М. Чехавичуса, Й.М. Чупака, Л.Н. Шевелевой, А.П. Школьного, Б.А. Шостака А.Ф. Яременка и др.

Из зарубежных работ могут быть отмечены работы R. Walter, A. Vista, L. Canu, F. Leongardta, K. Modi, J. Morrow, J. Regan, J. Taub, X. Taylor, D. Hanson и др.

В значительно меньшем количестве работ сделана попытка определения и оценки деформаций, напряжений и усилий в бетоне и арматуре при образовании наклонных трещин, их развитии и разрушении элементов. Здесь можно отметить работы М.С. Боришанского, А.И. Ершовой, Ю.А. Климова, В.И. Колчунова, В.П. Митрофанова, В.А. Светлаускаса, А.Н. Шевелевой, T. Baumann, В. Krefeld, X. Taylor, Л.В. Байковой, Karman, M. Lorenzen. Это связано как со сложностью самой проблемы, так и с недостатками измерительной техники, используемой для исследований.

На основе анализа ранее выполненных экспериментальных исследований как в нашей стране, так и за рубежом выявлены характерные черты напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента в области действия поперечных сил при образовании наклонных трещин, их развитии и разрушении по наклонным сечениям. При этом, рассмотрены напряженно-деформированное состояние в бетоне, деформации, напряжения и усилия в поперечной и продольной арматуре, силы зацепления в наклонной трещине, дана сравнительная оценка усилий, действующих в бетоне, арматуре по наклонной трещине, рассмотрены особенности напряженно-деформированного состояния в коротких элементах. В настоящее время предложено и используется в разных странах большое количество методов расчета железобетонных элементов при действии поперечных сил.

В целом методы расчета можно разделить на три основные *группы*.

Первая группа объединяет методы, основанные на использовании различных условных схем и аналогий (главных и касательных напряжений, схемы составного стержня, ферменной и арочной аналогий и т.д.). Наиболее крупными в этой области являются работы Н. Kani, F. Leongardta, M. Lorenzen, P. Ferguson, R. Evans и др.

Ко второй группе относятся методы, основанные на чисто статистическом подходе и использующие результаты многофакторного анализа и планированного эксперимента. Они получили развитие, прежде всего, в работах А.П. Кудзиса, Е.Н. Львовского и др.

Третья группа объединяет методы, основанные на равновесии предельных усилий в наклонном сечении, предложенные А.А. Гвоздевым и М.С. Боришанским, и получившие, затем, широкое развитие как в нашей стране, так и за рубежом, в частности, в работах Т.Н. Азизова, В.Н. Байкова, А.Н. Бамбуры, Т.И. Барановой, В.М. Баташева, И.К. Белоброва, Г.И. Бердичёвского, А.П. Васильева, П.И. Васильева, Г.М. Влассова, А.Б. Голышева, А.И. Давиденка, Б.Г. Демчины, Л.А. Дорошкевича, В.С. Дорофеева, А.С. Зорича, А.С.Залесова, В.М. Карпюка, Г.И. Кириакиди, Е.В. Клименка, Ю.А. Климова, А.П. Кудзиса, Л.В. Кузнецова, В.С. Кукунаева, В.И. Колчунова, Р.Л. Маиляна, В.В. Михайлова, В.П. Митрофанова, В.Н. Оныськива, А.Н. Павликова, А.Б. Пирадова, В.А. Свитлаускаса, С.А. Тихомирова, М. Тихого, М.М. Холмянского, А.В. Яшина, R. Walter, P. Regan, X. Taylor, и др.

Теория расчета, основанная на равновесии предельных усилий в наклонном сечении и учитывающая фактические усилия в реальной схеме разрушения, легла в основу расчета прочности наклонных сечений, разработанного в НИИЖБе под руководством д.т.н., проф. А.С. Залесова.

В НИИСКе Госстроя СССР под руководством д.т.н., проф. А.Б. Голышева на основе экспериментально-теоретических исследований напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов в зоне совместного действия изгибающего момента и поперечной силы была предложена расчетная модель для оценки прочности по наклонным сечениям в широком диапазоне изменения относительного пролета среза, прочности бетонов, вида и содержания продольной и поперечной арматуры, вида нагрузки, и схемы ее приложения.

Однако, все вышеперечисленные исследования относились к изучению прочности наклонных сечений обычных изгибаемых элементов. Вопросам влияния продольной растягивающей силы на прочность наклонных сечений внецентренно растянутых балочных элементов уделялось недостаточно внимания. Частично это вопросы были освещены в работах Г.И. Кириакиди [82,83], А.С. Зорича, Б.А. Калатурова, И.В. Волкова и других. Их предложения по расчету были введены в СНиП II-V 1-62* и СНиП II -21-75. Прочность наклонных сечений сжато-изогнутых изгибаемых элементов, практически, не исследована, вследствие чего их расчет зачастую ведется как для обычных изгибаемых элементов.

Первые исследования в этой области были проведены в 1950 году Ю.А. Каширским, который на основании ограниченного количества экспериментальных данных сделал вывод о том, что продольная сжимающая сила не оказывает существенного влияния на прочность наклонных сечений и, поэтому, расчет таких элементов следует вести как обычных изгибаемых.

В 1964 году М.С. Хомами был получен значительный экспериментальный материал по исследованию прочности и трещиностойкости железобетонных элементов двутаврового сечения при совместном действии продольных сжимающих и поперечных сил. Однако, автор, получив интересные опытные результаты, свидетельствующие о том, что фактическая разрушающая поперечная сила Q_u в 2-3 раза превышала расчетную величину Q_b , определенную по СНиП II-V.1-62*, объясняет это только тем, что в расчете пренебрегается работа свесов полки в восприятии поперечной силы, и недооценивается положительное влияние продольной сжимающей силы на сопротивление срезу железобетонных элементов. Автором также высказаны интересные соображения о влиянии эксцентриситета приложения продольной сжимающей силы N и величины относительного пролета среза a/h_0 . Однако, ошибочный общий вывод о том, что продольная сжимающая сила не оказывает влияния на прочность наклонных сечений не позволил ему в полной мере разрешить эти проблемы.

Представляет интерес работа, выполненная В.А. Светлаускасом по исследованию прочности наклонных сечений предварительно напряженных изгибаемых элементов. Ее основные выводы о том, что предварительное напряжение в нижней продольной арматуре до 2,5 раз повышает прочность железобетонных элементов по наклонным сечениям, а предварительное напряжение в верхней арматуре несколько снижает сопротивление элементов поперечной силе, хорошо согласуются с опытными данными, полученными нами на ненапряженных образцах, если внешнее продольное сжимающее усилие в наших опытах уподобить усилию предварительного обжатия в работе [116].

Из зарубежных авторов, уделивших внимание этой проблеме, можно отметить работы D. Morrow and A. Vista, I. Baldwin, [153,139] исследовавших влияние продольной сжимающей силы на сопротивление поперечной силе железобетонных элементов. Их опыты показали, что при соотношении $N/Q < 6$ косые трещины в балках появлялись мгновенно и элементы разрушались из-за среза бетона сжатой зоны, так как напряжения в растянутой арматуре, пересеченной косой трещиной, оказывались ниже предела текучести. В случаях, когда соотношение $N/Q > 6$, то опытные образцы разрушались как типичные колонны без образования наклонной трещины. Однако, авторами не была дана сравнительная оценка прочности наклонных сечений внецентренно сжатых и изгибаемых элементов.

В. Taub и А. Neville [161] исследовали сопротивление срезу внецентренно сжатых железобетонных балок таврового сечения. В балках отсутствовала поперечная арматура. Для сравнения испытывали балки прямоугольного сечения одинаковой высоты и ширины сечения, равной ширине ребра тавровых балок. Сопротивление срезу балок таврового сечения во всех опытах оказалось больше, чем балок прямоугольного сечения на 13-61 %. Однако, и здесь авторами не приводятся сравнительные данные о работе внецентренно сжатых и обычных балок.

Систематические экспериментальные исследования прочности наклонных сечений внецентренно сжатых и растянутых железобетонных элементов были начаты в Ростовском инженерно-строительном институте в 1976 году на образцах безраскосных ферм, элементы которых – стойки, верхние и нижние пояса работают на внецентренное сжатие и растяжение. Уже первые испытания позволили сделать вывод о том, что продольная сжимающая сила при внецентренном сжатии увеличивает сопротивление элементов действию поперечной силы. С 1979 года изучение влияния продольной сжимающей силы на прочность наклонных сечений выполнялось на образцах прямоугольного сечения с раздельным приложением сил N и P .

Представляют интерес также работы, выполненные в НИИЖБе совместно с МИСИ им. Куйбышева И.К. Белобровым и Ю.И. Пузановым [8] в 1977-1979 гг., в которых изучали вопросы прочности и деформативности сжато-изогнутых железобетонных элементов при однократном кратковременном статическом и динамическом нагружениях. В них даны сравнительные данные прочности сжато-изогнутых железобетонных элементов при поперечном изгибе статической и динамической нагрузкой и отмечается, что она возрастает с увеличением обжимающего усилия. Однако, здесь основным вопросом, решаемым автором, было изучение работы элемента при однократном динамическом нагружении в предельной стадии, т.е. при разрушении элемента по нормальному сечению в зоне чистого изгиба.

В 1979-1982 гг. в ЦНИИСКе совместно с НИИЖБ С.В. Поляковым, Ю.С. Кулыгиным, В.А. Городецким, А.С. Залесовым, И.З. Бацанадзе [28,114] были проведены исследования прочности колонн по наклонным сечениям при действии сейсмических нагрузок. Колонны испытывали на совместное действие знакопеременных продольных и поперечных сил при определенных параметрах циклической нагрузки, охватывающих наиболее характерные сочетания внецентренного сжатия, внецентренного растяжения и изгиба. В работе отмечается, что при увеличении продольной сжимающей силы от 0 до N коэффициент ω , учитывающий влияние силы N , возрастает от $\omega_{изг}$, соответствующего отсутствию продольной силы, по зависимости близкой к линейной, до величины $\omega^{сж}_{пр}$, оставаясь затем, практически, постоянным. Как видно из предложенного вывода, авторами были получены экспериментальные данные прочности наклонных сечений только на восходящей ветви и в области максимума, которые дают возможность учитывать отрицательное влияние знакопеременного повторяющегося действия поперечных и продольных сил.

Представляют интерес исследования, выполненные А.А. Беспяевым и В.С. Боргатиным [10], по изучению влияния динамического характера нагружения продольной сжимающей силы, а также знакопеременного действия нагрузки на прочность наклонных сечений железобетонных элементов. Испытания, выполненные авторами, имитировали перегрузочный цикл сейсмического воздействия, который характерен для большинства землетрясений. Анализ опытных данных показал, что с увеличением продольной сжимающей силы повышается несущая способность железобетонных элементов по поперечной силе. Авторами предлагается свой эмпирический коэффициент K_M , на который

следует умножать величину Q_b , рассчитанную по действующим нормам. Однако, в этой работе наряду с достоинствами есть и существенные недостатки, так как рекомендации, предложенные в ней, справедливы лишь в пределах используемых экспериментальных данных и не учитывают влияния процента армирования сжатой зоны бетона, эксцентриситета приложения продольной сжимающей силы и др. Поэтому коэффициент K_{N_b} , предложенный авторами, не мог быть принятым однозначно для корректирования нормативной методики.

Вопрос определения усилия трещинообразования в железобетонных элементах является весьма важным, так как по действующим нормам несущая способность элементов без поперечной арматуры для обеспечения достаточной гарантии безопасности оценивается по величине усилия образования наклонных трещин.

Изучению трещиностойкости наклонных сечений изгибаемых элементов уделено большое количество исследовательских работ как в нашей стране, так и за рубежом. Здесь следует отметить работы Г.С. Алиева, М.С. Боришанского, Л.В. Байковой, Л.В. Кузнецова, Р.П. Чехавичуса, Karman, M. Lorenzen, X. Taylor и других. В НИИЖБе под руководством д.т.н., проф. Гвоздева А.А., и д.т.н., проф. Залесова А.С., Титовым И.А., и Сахаровым Б.В., были предприняты специальные экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с использованием нового метода измерения деформаций в бетоне при помощи оптически чувствительных покрытий. Эти исследования позволили получить достаточно полную и точную картину напряженно-деформированного состояния во всем элементе при действии поперечных сил, при образовании наклонных трещин, их развитии и разрушении по наклонным сечениям.

В Киевском инженерно-строительном институте под руководством к.т.н. Кузнецова Л.В. разработан метод расчета [95], основанный на рассмотрении предельного состояния в наклонном сечении перед образованием трещин, позволяющий учесть пластические деформации в зоне совместного действия изгибающего момента и поперечной силы.

Вопрос трещиностойкости наклонных сечений внецентренно растянутых элементов изучен недостаточно и нашел частичное отражение в работе И.В. Волкова. Однако, эксперимент был проведен на ограниченном числе образцов и не смог дать действительной и ясной физической картины определения усилия трещинообразования.

Что же касается трещиностойкости наклонных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов, то этот вопрос нашёл отражение только в работе М.С. Хомами [129], который проводил испытания на балках двутаврового сечения. Однако, данные, полученные М.С. Хомами, не могут показать общей картины напряженно-деформированного состояния внецентренно сжатого железобетонного элемента при образовании трещин и их развитии, так как они получены на ограниченном количестве образцов и некоторые выводы, сделанные автором в работе, вызывают сомнения и несогласие. Автор также не смог охватить всего многообразия факторов,

оказывающих влияние на трещиностойкость наклонных сечений таких элементов.

Различают несколько подходов к расчету по образованию наклонных трещин:

- первый - по главным напряжениям в сечении как для сплошного упругого тела;
- второй - по эмпирическим зависимостям действующих норм.

Второй метод, кроме оценки усилия образования наклонных трещин, применяется для оценки прочности элементов без хомутов для предотвращения хрупкого разрушения с учетом условий надежности, соответствующих I группе предельных состояний;

- третий – по методике А.Б. Голышева [24,27] и действующих норм [118];
- четвертый – по методике В.И. Колчунова [88,89,90];
- пятый – по предельной растяжимости бетона.

1.2. Обзор отечественной и единой европейской нормативной литературы.

В соответствии с ранее действовавшими на Украине нормами [118] расчёт железобетонных элементов по наклонным сечениям должен производиться для обеспечения прочности:

- на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами;
- на действие поперечной силы по наклонной трещине;
- на действие поперечной силы по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой (для коротких консолей колонн и малых пролётов среза ($a/h_0 \leq 0,9$));
- на действие изгибающего момента по наклонной трещине.

Экспериментально установлено, что прочность стенки элементов, армированных хомутами (поперечными стержнями), по наклонной полосе между наклонными трещинами обеспечена при соблюдении условия:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{bt} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 \quad (1.1)$$

При несоблюдении условия (1.1) необходимо увеличить размеры поперечного сечения или повысить класс бетона при использовании малопрочных бетонов.

Расчёт прочности железобетонных элементов на действие поперечной силы по наклонной трещине производится по наиболее опасному наклонному сечению (рис. 1.1.) из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc} \quad (1.2)$$

Условие прочности (1.2) получено из уравнения $\sum y = 0$ всех внешних и внутренних сил приопорной части элемента.

Поперечное усилие Q_b , воспринимаемое бетоном, определяется по эмпирической зависимости:

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}, \quad (1.3)$$

где: c – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента; φ_{b2} – коэффициент, учитывающий влияние вида бетона. Коэффициент φ_f , учитывающий влияние сжатых полков в тавровых и двутавровых элементах, определяется по формуле:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} \leq 0,5. \quad (1.4)$$

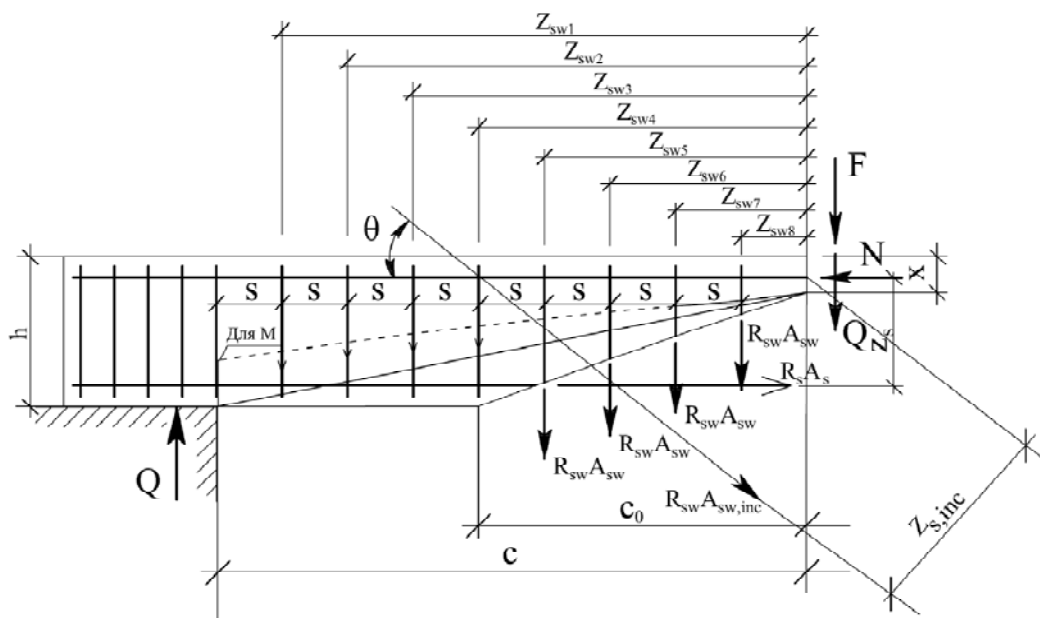


Рис. 1.1. Схема усилий в наклонном сечении таврового железобетонного элемента при расчёте его по прочности на действие поперечной силы и изгибающего момента.

При этом, $b'_f \leq b + 3h'_f$, а поперечную арматуру надёжно анкерят в полке и её количество, обычно, принимают не менее $0,0015b \cdot h_0$.

Коэффициент φ_n , учитывающий влияние продольных сжимающих сил N , принимается по формуле:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0} \leq 0,8. \quad (1.5)$$

Для предварительно напряжённых конструкций в формулу (1.5) вместо N подставляют усилия предварительного обжатия бетона: $P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} - \sigma_s \cdot A_s$.

При действии продольных растягивающих сил:

$$\varphi_n = -0,2 \frac{N}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0}, \quad (1.6)$$

Значение $1 + \varphi_f + \varphi_n$ во всех случаях принимается не более 1,5.

Значение Q_b , вычисленное по формуле (1.3), принимается не менее значения $Q_{b, \min}$, найденного по зависимости (1.7):

$$Q_{b, \min} \leq \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (1.7)$$

где φ_{b3} – коэффициент, характеризующий вид бетона.

Если окажется, что значение поперечной силы:

$$Q \leq \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (1.8)$$

то необходимость постановки поперечных стержней (по расчёту) отпадает.

Поперечные усилия Q_{sw} и $Q_{s,inc}$ определяются как сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий, соответственно, в хомутах и отгибах, пересекающих опасную наклонную трещину.

Длина c_0 проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента определяется из минимума выражения $Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}$.

Усилие в хомутах на единицу длины элемента q_{sw} и поперечное усилие Q_{sw} в пределах наклонного сечения определяется по формулам:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S}, \quad (1.9)$$

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0, \quad (1.10)$$

При проверке условия (1.2) в общем случае задаются рядом наклонных сечений при различных значениях C , не превышающих расстояния от опоры до сечения с максимальным изгибающим моментом и не более $(\varphi_{b2}/\varphi_{b3}) \cdot h_0$. При действии на элемент сосредоточенных сил значения c принимаются равными расстояниям от опоры до точек приложения этих сил.

Расчёт коротких железобетонных консолей колонн ($l \leq 0,9h_0$) и балок с малыми пролётами среза на действие поперечной силы по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой производится из условия:

$$Q \leq 0,8\varphi_{w2} \cdot R_b \cdot b \cdot l_b \cdot \sin \theta, \quad (1.11)$$

в котором правая часть условия (1.11) принимается:

$$Q_{b1} \leq 0,8\varphi_{w2} \cdot R_b \cdot b \cdot l_b \cdot \sin \theta \leq 3,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0,$$

где θ – угол наклона расчётной сжатой полосы к горизонтали (продольной оси); l_b – ширина наклонной сжатой полосы, определяемая по формуле:

$$l_b = l_{sup} \cdot \sin \theta, \quad (1.12)$$

в которой l_{sup} – длина площадки передачи нагрузки вдоль элемента.

Расчет прочности железобетонных элементов на действие изгибающего момента по опасному наклонному сечению (наклонной трещине) производится из условия

$$M = Q \cdot c \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}, \quad (1.13)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно оси, перпендикулярной плоскости действия момента и проходящей через точку приложения равнодействующей N_b в сжатой зоне;

$M_s, M_{sw}, M_{s,inc}$ – суммы моментов относительно той же оси от усилий, соответственно, в продольной рабочей арматуре, хомутах и отгибах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения.

В Российской Федерации в замен СНиП 2.03.01-84* введен в действие **СНиП 52.101.2003** и **СП 52.101.2003**; **СНиП 52.102.2004** и **СП 52.102.2004**, в которых предложена принятая в европейских и в большинстве национальных

норм деформационная модель, использующая кроме уравнений равновесия условие деформирования в виде гипотезы плоских сечений и полные диаграммы состояния бетона и арматуры.

В новых российских нормах [119,120,63] используются расчетные модели по наклонным и пространственным сечениям, содержащиеся в СНиП 2.03.01-84* и предложенные в свое время М.С. Боришанским и Н.Н. Лессиг [16], но с рядом дополнений и усовершенствований.

Так, расчет по наклонной полосе по [119] производят по эмпирической зависимости:

$$Q \leq Q_{b,sir} = \varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (1.14)$$

где $\varphi_{b1} = 0,3$ для тяжелого бетона.

Расчет по наклонным сечениям (рис.1.2.) по [119] производят из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (1.15)$$

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (1.16)$$

где $\varphi_{b2} = 1,5$ – обобщенный коэффициент, учитывающий влияние сопротивления продольной арматуры, сил зацепления и характера напряженного состояния бетона над наклонной трещиной.

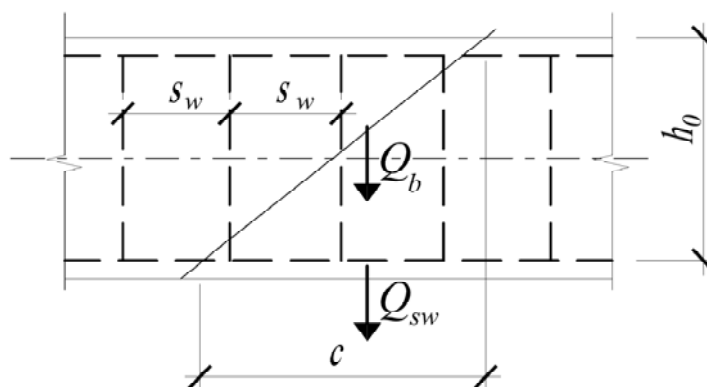


Рис. 1.2. Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечных сил по СНиП 52.101.2003.

В новых нормах России [119] также учтено влияние центрально приложенной сжимающей и растягивающей продольной силы на прочность наклонного сечения и сжатой наклонной полосы.

Расчет по наклонному сечению на действие моментов (рис. 1.3.) по [119] производят при наиболее опасной длине « c » из условия:

$$M \leq N_s \cdot z + 0,5q_{sw}c^2, \quad (1.17)$$

где: $N_s = R_s A_s$; $z = 0,9h_0$; $h_0 \leq c \leq 2h_0$.

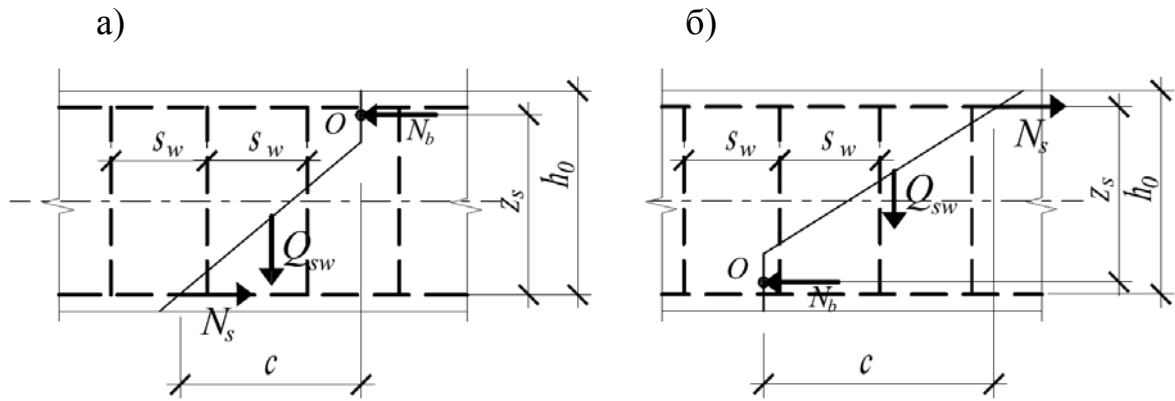


Рис. 1.3. Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению (а) и на действие изгибающих моментов (б) по СНиП 52.101.2003 и СНиП 52.102.2004.

Следует отметить, что в новых нормах Беларуси [117] рекомендуется производить расчет прочности железобетонных элементов по методикам как новых европейских норм [146], так и ранее действующего СНиП 2.03.01. – 84* [118] с использованием обозначений новых европейских норм.

В соответствии с рекомендациями [117], расчет прочности железобетонных элементов без поперечной арматуры на действие поперечных сил осуществляется из условия

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}, \quad (1.18)$$

где: V_{sd} – поперечная сила от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого сечения.

Расчетная несущая способность железобетонного элемента на срез V_{Rd1} без поперечного армирования определяется по формуле:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k(1.2 + 40\rho_1) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad (1.19)$$

где V_{Rd} – расчетное сопротивление бетона срезу;

$k=1,0$ для элементов, в которых менее 50% продольной растянутой арматуры доведено до опоры. Для остальных случаев $1 < k = 1,6 - d \leq 1,35$;

b_w – минимальная ширина сечения вдоль рабочей высоты сечения, (м);

$$\sigma_{cp} = \frac{N_d}{A_c}, \quad (1.20)$$

N_d – продольное усилие в элементе, вызванное нагрузкой либо предварительным напряжением (сжатие учитывается со знаком «+»);

A_c – площадь сжатой зоны сечения;

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_{wd} \cdot d} \leq 0,02,$$

A_{sl} – площадь сечения растянутой арматуры, заанкеренной за точкой пересечения арматуры и линии возможной трещины под углом 45° , начинающейся от края рассматриваемого сечения.

Использование формулы (1.19) для элементов с разнозначной эпюрой изгибающих моментов возможно при отсутствии наклонных к продольной оси

элемента трещин, образующихся на уровне центра тяжести сечения. Расчет по образованию трещин должен производиться по условию:

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_c \cdot f_{ctm}, \quad (1.21)$$

Значение главных растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне σ_{mt} и σ_{mc} определяется по формуле

$$\sigma_{mt(mc)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (1.22)$$

где: σ_x – нормальные напряжения в бетоне на площадке, перпендикулярной продольной оси, от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия;

σ_y – нормальные напряжения в бетоне на площадке, параллельной продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил и распределенной нагрузки;

τ_{xy} – касательные напряжения в бетоне от внешней нагрузки.

Расчет элементов, в которых требуется установка поперечной арматуры, рекомендуется выполнить на основе расчетных моделей наклонных сечений.

По аналогии с ранее действующими нормами СНиП 2.03.01 – 84* [118] предусмотрен расчет наклонных сечений на действие поперечной силы по наклонной трещине и на действие изгибающего момента по наклонной трещине. При этом, в [117] полностью сохранена структура формул (1.1)...(1.13) с заменой обозначений:

$$\begin{aligned} V_{sd} &= Q, \quad V_c = Q_b, \quad V_{sw} = Q_{sw}, \quad V_{s,inc} = Q_{s,inc}, \quad \eta_{c1} = \varphi_{b1}, \quad \eta_{w1} = \varphi_{w1}, \\ \eta_{c2} &= \varphi_{b2}, \quad \rho_w = \mu_w, \quad \eta_f = \varphi_f, \quad \eta_N = \varphi_n, \quad f_{ctd} = R_{bt}, \quad d = h_0, \quad l_{inc} = c_0, \\ v_{sw} &= q_{sw}, \quad f_{tdw} = R_{sw}, \quad \eta_{c3} = \varphi_{b3}, \quad N_{sd} = N, \quad F_c = N_b, \quad f_{td} = R_s, \quad z_s = z. \end{aligned}$$

Расчет железобетонных элементов на основе модели стрержневой системы («Ферменной аналогии» новых европейских норм [146]).

В балках отогнутые стержни могут быть использованы как поперечное армирование в сочетании с поперечными стержнями. При этом, не менее 50% поперечной силы V_{sd} должно быть воспринято вертикальной поперечной арматурой.

При использовании отогнутых стержней в качестве поперечного армирования угол между отгибами и продольной арматурой должен составлять не менее 45° .

При расчётах на срез предполагается, что плечо внутренней пары сил составляет z . Зона среза имеет высоту, равную z и ширину b_w . Величина z устанавливается без учёта влияния отогнутых продольных стержней (рис. 1.4.).

Напряжения в бетонных подкосах должны удовлетворять условию:

$$\sigma_c \leq \nu \cdot f_{cd}.$$

Величина коэффициента ν определяется по формуле:

$$\nu = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5. \quad (1.23)$$

Угол наклона бетонных подкосов ограничивается значениями $1,0 < \cot \theta > 2,0$.

Для элементов с вертикальной поперечной арматурой значения V_{Rd2} и V_{Rd3} определяются по формулам:

$$V_{Rd2} = b_w \cdot z \cdot \frac{\nu \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (1.24)$$

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{S} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad (1.25)$$

при условии, что $\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_v \cdot S} \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd}$. (1.26)

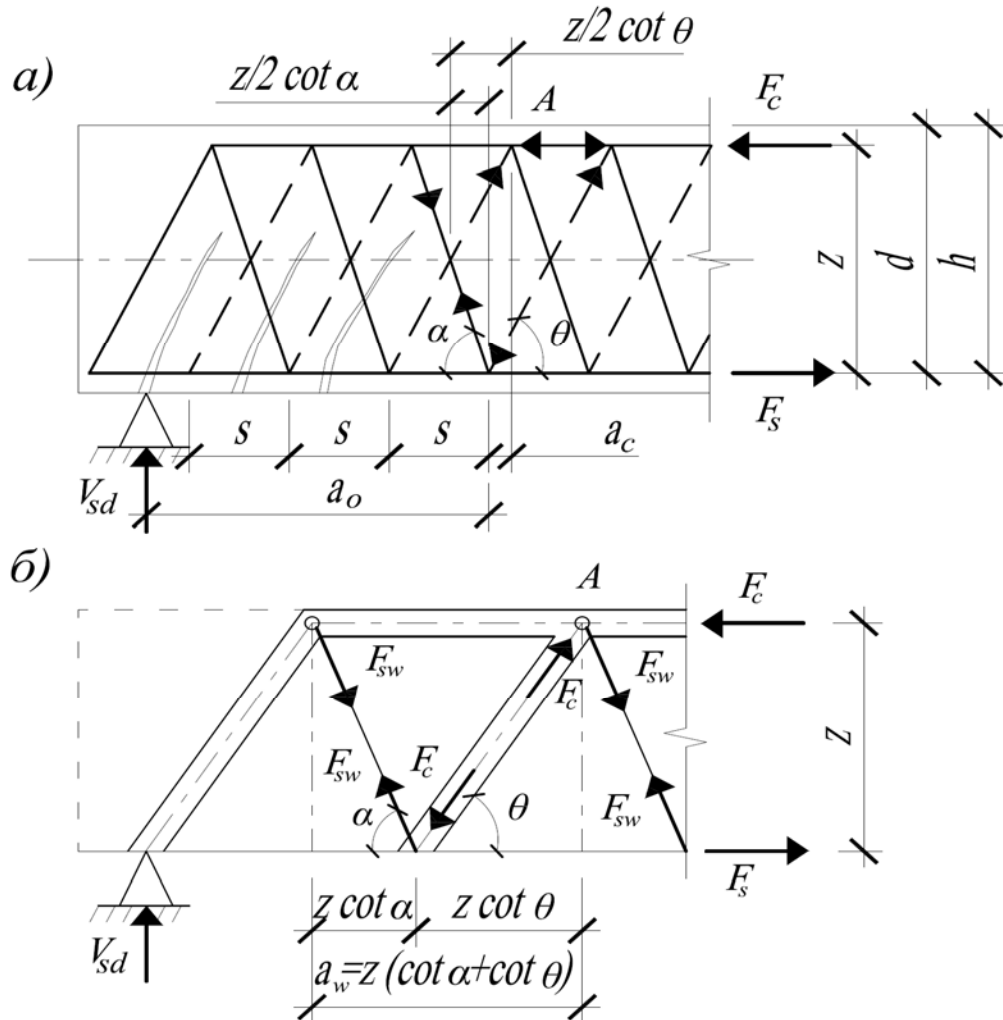


Рис. 1.4. К расчету прочности наклонных сечений по методу ферменной аналогии: (а) идеализированная ферма; (б) заменяющая ферма с подкосами, расположенными на участке длиной a_w .

Для элементов с вертикальной поперечной арматурой значения V_{Rd2} и V_{Rd3} определяются по формулам:

$$V_{Rd2} = b_w \cdot z \cdot \frac{v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (1.24)$$

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{S} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad (1.25)$$

при условии, что $\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot S} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$. (1.26)

Для элементов с наклонным армированием на срез значения V_{Rd2} и V_{Rd3} рассчитываются по формулам:

$$V_{Rd2} = b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \alpha}, \quad (1.27)$$

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{S} \cdot z \cdot f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha, \quad (1.28)$$

при условии, что $\frac{A_{sw}}{b_w \cdot S} \leq \frac{0,5 \cdot f_{cd} \cdot \sin \alpha}{1 - \cos \alpha}$. (1.29)

В случае совместного применения вертикальных поперечных стержней и отгибов можно принять $\cot \theta = 1,5$.

Расчётное растягивающее усилие в продольной арматуре рассчитывается по формуле:

$$F_s = \frac{|M_{sd}|}{z} + 0,5 |V_{sd}| \cdot (\cot \theta + \cot \alpha), \quad (1.30)$$

где $|M_{sd}|$ и $|V_{sd}|$ – расчётные значения изгибающего момента и поперечной силы в продольной арматуре от внешней нагрузки.

На промежуточных опорах продольное армирование должно быть определено исходя из величины F_s .

1.3. Наиболее распространённые авторские методики расчета прочности наклонных сечений.

Для устранения недостатков "классической теории" в 30-х, 40-х годах советскими учеными были проведены исследования, ставившие своей целью создание расчета на поперечную силу на основании метода расчета по разрушающим усилиям.

К одной из первых попыток создания такого метода следует отнести работу В.И.Мурашева [108,109]. В это же время под руководством А.А.Гвоздева М.С.Боришанским был разработан новый метод расчета наклонного сечения на действие поперечной силы в стадии разрушения [16,20,110]. В качестве основных предпосылок этого метода принято следующее: усилия воспринимаются лишь бетоном над наклонной трещиной и арматурой, пересеченной трещиной; арматура работает на осевое растяжение и разрушение конструкции от действия поперечной силы наступает при исчерпании несущей способности бетона сжатой зоны и поперечной арматуры в пределах наклонной трещины.

М.С.Боришанский в своих исследованиях [16] установил, что величина поперечной силы, воспринимаемая бетоном, зависит от прочности бетона, рабочих размеров сечения и угла наклона кривой трещины.

$$Q_{\sigma} = 0,185b \cdot h_0 \cdot R_u \cdot \operatorname{tg}\alpha. \quad (1.31)$$

В дальнейшем для безопасности коэффициент 0,185 был заменен на 0,15 и это выражение вошло в нормы, в том числе и в СНиП П-В-1-62, а усилие в бетоне определяли по эмпирической зависимости, полученной из формулы (1.31) путем внесения некоторых корректив:

$$Q_{\sigma} = \frac{0,15R_u \cdot b \cdot h_0^2}{c}. \quad (1.32)$$

Эта формула выведена М.С.Боришанским путем обработки результатов испытаний балок без поперечной арматуры.

Результаты экспериментальных проверок показали, что расчет по формуле (1.32) для элементов из высокопрочного бетона дает значительное завышение фактической несущей способности. Это объясняется тем, что прочность бетона на растяжение растет медленнее, чем на сжатие. Влияние прочности бетона может быть выражено в виде:

$$\frac{Q \cdot a}{b \cdot h_0^2} = k^3 \cdot \sqrt{R^2} \quad \text{или} \quad \frac{Q \cdot a}{b \cdot h_0^2} = k \cdot \sqrt{R}, \quad \text{как это принято в нормах ряда}$$

зарубежных стран.

Полученная функциональная зависимость между относительной несущей способностью элемента по наклонному сечению $\frac{Q \cdot a}{b \cdot h_0^2}$ и кубиковой прочностью бетона близка к известной зависимости между прочностями бетона на растяжение и сжатие. Отсюда получены следующие зависимости:

$$\frac{Q \cdot a}{b \cdot h_0^2} = k \cdot R_p, \quad (1.33)$$

$$Q = \frac{k \cdot R_p \cdot b \cdot h_0^2}{a}. \quad (1.34)$$

На основании статистической обработки экспериментальных данных установлено, что $k = 2,2$. В целях повышения безопасности коэффициент k был принят равным 2,0 (для тяжелых бетонов):

$$Q = \frac{2R_p \cdot b \cdot h_0^2}{a} \quad (1.35)$$

что соответствует выражению, полученному на основании исследований А.С.Залесова и О.Ф.Ильина [58,71], а также Зорича А.С. [64,65,66]:

$$Q_{\sigma} = \frac{2b \cdot h_0^2 \cdot R_p}{c}. \quad (1.36)$$

где c - длина проекции наклонной трещины.

В работах [58,59,60] А.С. Залесовым была предложена оригинальная методика расчета прочности наклонного сечения железобетонных элементов. Рассматриваются следующие усилия в элементе с наклонной трещиной

(рис. 1.5.) продольное и поперечное усилие в бетоне сжатой зоны над наклонной трещиной ($N_{b1}; Q_{b1}$) и под ней ($N_{b2}; Q_{b2}$), усилия в хомутах Q_{sw} , продольное и поперечное усилие в продольной арматуре (N_{s2}, Q_s), а также силы зацепления в наклонной трещине ($\vec{T}_3 = \vec{N}_3 + \vec{Q}_3$).

Опыты А.А. Гвоздева и А.С. Залесова [21,22,61] показали, что равнодействующая сил зацепления по наклонной трещине проходит вблизи точки пересечения продольной арматуры и наклонной трещины. Это позволяет в расчетной схеме усилия в продольной арматуре и силы зацепления рассматривать совместно, т.е. как $N_{s3} = N_s + N_3$; $Q_{s3} = Q_s + Q_3$, приложенными в этой точке.

В качестве расчетного критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии авторами принято условие, в основу которого положена диаграмма, предложенная А.А.Гвоздевым и А.С. Залесовым [20,60].

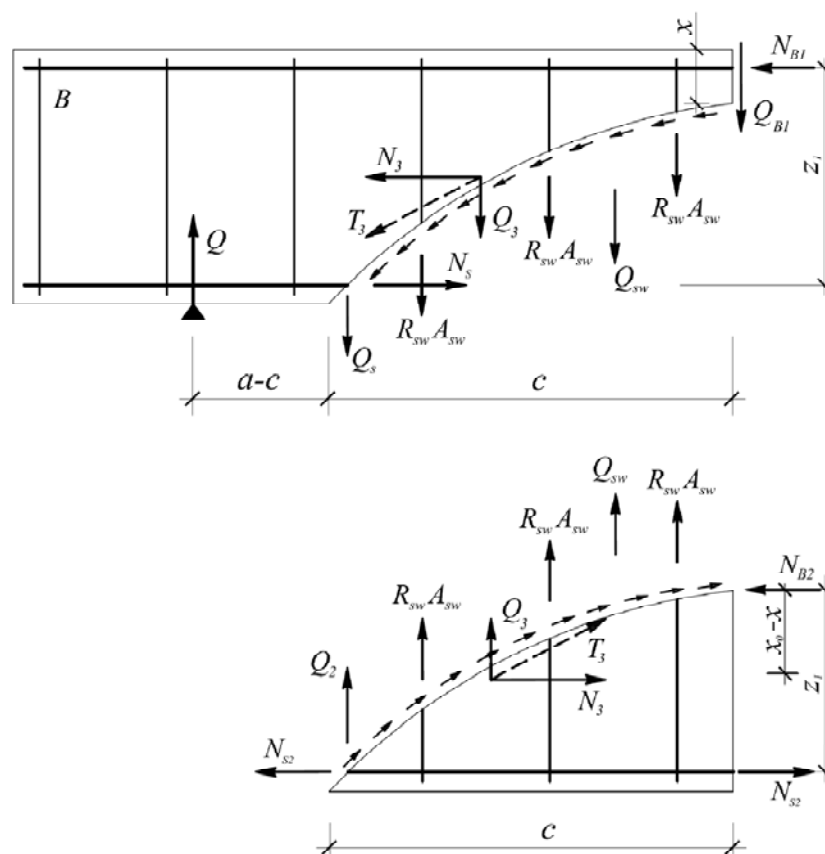


Рис. 1.5. Расчетная схема действующих усилий в пролёте среза однослойной балки по А.С.Залесову.

Выделяется две основные схемы разрушения бетона над наклонной трещиной: первая - когда в процессе развития наклонной трещины предельных значений, прежде всего, достигают нормальные сжимающие напряжения в бетоне над наклонной трещиной, и вторая - когда предельных значений достигают главные растягивающие напряжения в бетоне у вершины наклонной трещины. Для первой схемы предложено комплексное решение системы четырех уравнений, три из которых относятся к верхнему блоку:

$$\sum N = 0; N_{b1} = N_{s3}, \quad (1.37)$$

$$\sum Q = 0; Q = Q_{b1} + Q_{sw} + Q_{s3}, \quad (1.38)$$

$$\sum M = 0; M = N_{b1} \cdot z_1 + 0,5Q_{sw} \cdot c + Q_{s3} \cdot c, \quad (1.39)$$

и одно - нижнему блоку:

$$\sum M = 0; N_{b2} \cdot z_2 = 0,5Q_{sw} \cdot c + Q_{s3} \cdot c. \quad (1.40)$$

Кроме этих уравнений используется зависимость между высотой сжатой зоны в нормальном сечении, проходящем через конец наклонного сечения x_0 , и напряжением в арматуре в этом сечении σ_s .

Для второй схемы разрушения используется геометрическая зависимость между c и x :

$$c = a \left(1 - \frac{x}{h_0} \right), \quad (1.41)$$

а также зависимость между сосредоточенной силой и предельными напряжениями σ_y^{np} в вершине наклонной трещины:

$$P = \frac{0,5R_b(2,5 - l_{on})}{\left(1 - \frac{x}{h_0} \right) \left(1 - 0,4 \frac{y}{x} \right)}. \quad (1.42)$$

В результате решения системы уравнений определяется предельная поперечная сила для некоторого положения наклонной трещины по длине элемента. Далее рассматриваются другие положения наклонной трещины и выбирается то, которое соответствует минимуму несущей способности.

Такой подход позволил, во-первых, более правильно оценить прочность обычных элементов на совместное действие Q и M и, во-вторых, создать более универсальный аппарат для учета влияния формы поперечного сечения, характера загрузки, предварительного напряжения, продольных сил и т. д.

Особенностью описанного метода является большой объем вычислений, который не может быть выполнен без применения ЭВМ. В связи с этим А.С. Залесовым был разработан инженерный метод расчета, базирующийся на предлагаемой методике, в котором, благодаря некоторому упрощению расчетных уравнений, было достигнуто значительное сокращение объема вычислений.

В работах В.И. Колчунова [88,89,90], предложенный инженерный способ расчета несущей способности железобетонных элементов при совместном действии M и Q . Согласно этому предложению прочность наклонного сечения исчерпывается, когда деформации бетона над вершиной наклонной трещины достигают предельных значений. Несущая способность наклонного сечения определяется путем совместного решения 7 или 8 уравнений.

Определение усилий в бетоне над вершиной наклонной трещины, как правило, осуществляется по площадям эпюр соответствующих напряжений и в нормальном сечении, проходящем через вершину трещины с использованием критерия прочности бетона, находящегося в условиях плоского напряженного состояния, либо через наклонную призму что моделирует его работу. Но в обоих случаях неизвестной величиной при определении усилий в бетоне

остается высота сжатой зоны над наклонной трещиной.

Л.А. Дорошкевич [48,51,52], предлагает определять прочность наклонного сечения в качестве параметра положения сосредоточенной силы на балке. Этот метод оказался достаточно простым и нетрудоемким. Но, при этом, он не учитывает влияния ряда других факторов на его несущую способность.

В.П. Митрофановым [103,104,105,106,107] предложена своя классификация железобетонных элементов при изгибе, что позволяет объяснить причину их различного поведения под нагрузкой в зависимости от количества поперечной и продольной арматуры, прочности бетона и др.

Разработанный метод расчета прочности наклонных сечений на основе уточненных дисковых кинематических моделей железобетонных элементов с опасной наклонной трещиной. Но широкого применения в инженерной практике этот метод не нашел в связи с его относительной сложностью по сравнению с простым инженерным нормативным способом.

Дальнейшее развитие метода расчета сечений, наклонных к продольной оси элемента, предложено в работе А.Б.Голышева, А.И. Давиденка, А.Н. Бамбуры, [3,4,5,27,30]. В ней предполагается выбор исходных предпосылок и критериев исчерпания сопротивления железобетона, увязанных с расчетом прочности нормальных сечений.

Предпосылки расчета:

1) Расчетное сечение принимается согласно рис. 1.6.

2) Связь между напряжениями и деформациями бетона в расчетном сечении при $\varepsilon_{bu} \geq \varepsilon_b \geq \frac{R_{bt}}{E_b}$ описывается уравнением:

$$\sigma_b = R_b \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{bR}} \right)^k, \quad (1.43)$$

где R_b — призменная прочность бетона;

a_k - коэффициенты полинома;

ε_{b1} - деформации крайнего сжатого волокна сечения;

ε_{bR} - относительные деформации сжатия бетона, соответствующие напряжениям $\sigma_b = R_b$.

Коэффициенты полинома принимаются по таблицам [3] в зависимости от значений параметров диаграммы « $\sigma_b = \varepsilon_b$ » осевого нагружения (рис.1.7).

Работа растянутого бетона в изгибаемых железобетонных элементах в расчетах не учитывается.

3) Связь между напряжениями и деформациями арматуры принимается в виде диаграммы Прандтля (рис. 1.8, горизонтальные участки диаграммы ограничиваются значениями предельной сжимаемости и растяжимости стали).

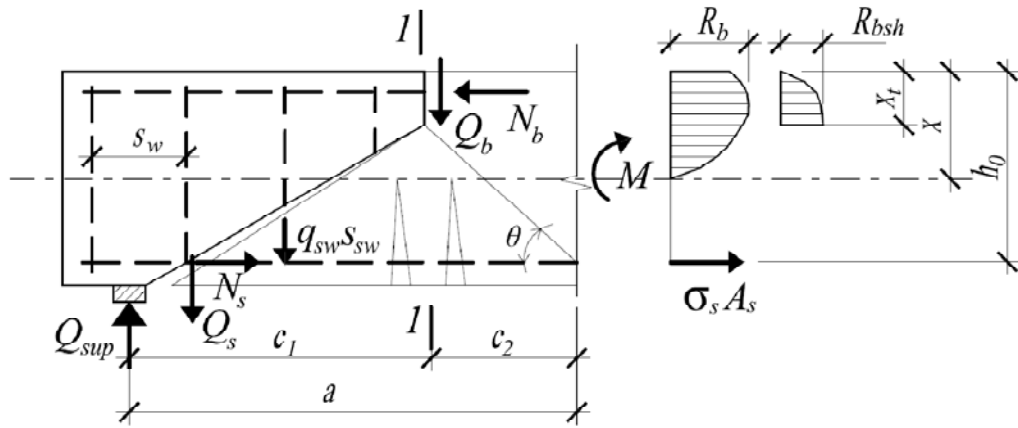


Рис. 1.6. Расчетная схема к оценке прочности железобетонных элементов по наклонному сечению по методике ГП «НИИСК», г. Киев.

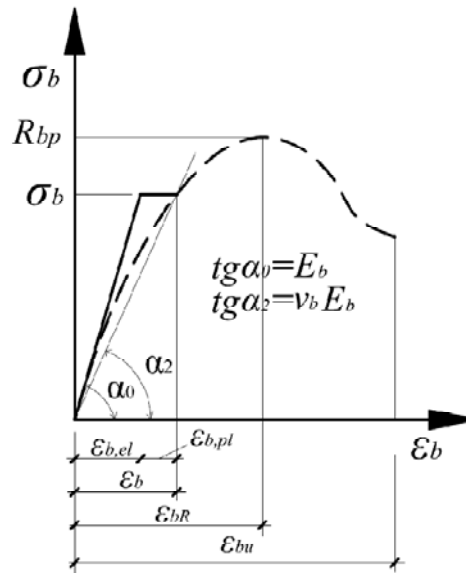


Рис.1.7. Идеализированная диаграмма « $\sigma_b - \epsilon_b$ » для бетона при сжатии.

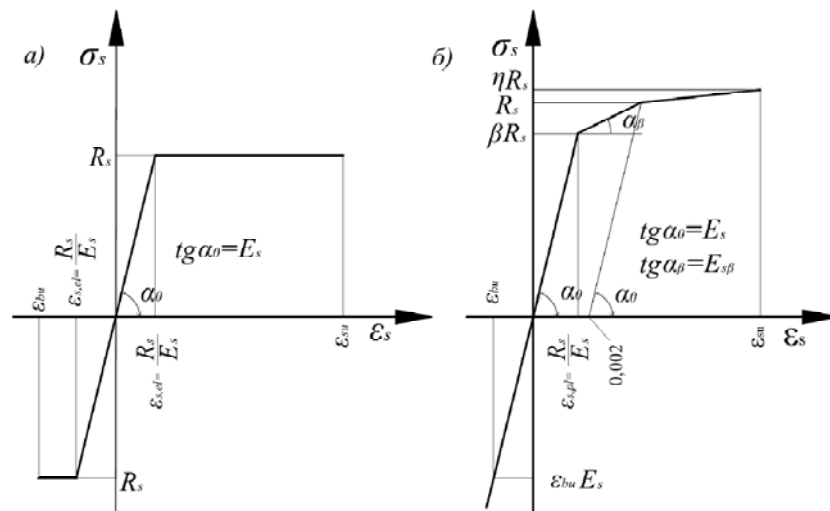


Рис.1.8. Расчетные диаграммы « $\sigma_s - \epsilon_s$ »:

- а) для арматурной стали, которая имеет физический предел текучести;
 б) для арматурной стали, которая не имеет физический предел текучести.
 4) Для расчетного сечения считается справедливым линейный закон распределения деформаций по его высоте.

В качестве критерия разрушения принимается достижение значений предельных деформаций крайним сжатым волокном $\varepsilon_{b1} = \varepsilon_{bu}$ или крайним растянутым волокном ε_{su} .

5) Для средних деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры на участках между ближайшими к сечению $I-I$ трещинами считается справедливым закон плоских сечений.

Эпюра касательных напряжений в бетоне сжатой зоны сечения $I-I$ ограничивается квадратной параболой с максимальной ординатой $\tau_{xy} = R_{bsh}$, расположенной на уровне вершины наклонной трещины:

$$\begin{aligned} \text{при } a/h_0 \leq 2 \quad R_{bsh} &= 0,5R_b; \\ \text{при } a/h_0 \geq 2,5 \quad R_{bsh} &= 2,2R_{bt}; \\ \text{при } a/h_0 \leq 2,5 \quad R_{bsh} &\text{ принимается по интерполяции.} \end{aligned} \quad (1.44)$$

6) Напряжения в продольной растянутой арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной и в сечении $I-I$ принимают не более расчетного сопротивления R_s .

7) Напряжения в поперечной арматуре, пересекаемой наклонной трещиной, принимаются равными расчетному сопротивлению R_{sw} .

8) В расчете учитывается поперечное усилие в продольной растянутой арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной Q_s .

9) Прочность элемента считают исчерпанной, если деформации бетона в сечении $I-I$ над наклонной трещиной по направлению сжимающих напряжений достигают предельных значений.

В качестве расчетных наклонных трещин рассматриваются:

- при действии равномерно распределенной нагрузки – трещины с вершинами, расположенными на расстоянии $a = 0,25l$ от осей опор;
- при действии нагрузки в виде сосредоточенных сил – трещины с вершинами под силами;
- при совместном действии распределенной нагрузки и сосредоточенных сил – трещины с вершинами на расстоянии $a = 0,25l$ от осей опор и трещины с вершинами под силами.

При проверке прочности должно выполняться условие:

$$M_1 \leq M_u(\chi, \varepsilon_{b1}) = \frac{R_b \cdot b \cdot x^2 \cdot \varepsilon_{bR}^2}{\varepsilon_1^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{bR}} \right)^{k+2} + \sum \sigma_{si} A_{si} z_{si}, \quad (1.45)$$

где x – высота сжатой зоны расчетного сечения, определяемая из уравнения:

$$\frac{R_b \cdot b \cdot x \cdot \varepsilon_{bR}}{\varepsilon_1^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{bR}} \right)^{k+2} + \sum \sigma_{si} A_{si} z_{si} = 0, \quad (1.46)$$

$\sum \sigma_{si} A_{si}$ и $\sum \sigma_{si} A_{si} z_{si}$ — суммы усилий и напряжения в стержневой арматуре, определяются по формулам:

$$\sum \sigma_{si} A_{si} = -\sigma_s A_s + \sigma'_{sc} A'_s, \quad (1.47)$$

$$\sum \sigma_{si} A_{si} z_{si} = \sigma_{sc} A'_s (x - a') - \sigma_s A_s (h - a - x). \quad (1.48)$$

При этом деформации и напряжения в стержневой арматуре определяются:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{b1} (h - x - a)}{x} \leq \varepsilon_{su}, \quad \varepsilon_{sc} = \varepsilon_{b1} \left(1 - \frac{a'}{x} \right) \leq \varepsilon_{scu}, \quad (1.49)$$

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_{sc} \leq R_{sc}, \quad \sigma_s = E_s \varepsilon_s \leq R_s.$$

Порядок расчета:

- 1) Задаются некоторым начальным значением кривизны $\chi = \chi_0$
- 2) Задаются начальным значением деформаций крайнего сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b1} = \varepsilon_0$ и находят $\bar{\varepsilon}_{b1} = \varepsilon_0 / \varepsilon_{bR}$.
- 3) Вычисляют высоту сжатой зоны

$$x = \frac{\varepsilon_{b1}}{\chi}, \quad (1.50)$$

- 4) В стержневой арматуре определяют напряжения по формулам (1.49).

При $\sigma_{sc} \geq R_{sc}$ $\sigma_{sc} = R_{sc}$.

При $\sigma_s \geq R_s$ $\sigma_s = R_s$, (1.51)

сумму проекций сил $\sum \sigma_{si} A_{si}$ находят по формуле (1.47).

- 5) Вычисляют значение функции $F(\chi, \varepsilon_{b1})$ по формуле (1.45). Если условие не выполняется, принимают новое значение: $\varepsilon_0 = \varepsilon_0 + \Delta \varepsilon_0$ (при этом $\Delta \varepsilon_0 > 0$, если $F(\chi, \varepsilon_{b1}) < 0$ и наоборот). Расчет повторяется по пп. 2 – 4 до тех пор, пока условие с заданной точностью не удовлетворяется.

- 6) Вычисляют значение суммы моментов $\sum \sigma_{si} A_{si} z_{si}$ в стержневой арматуре по формуле (1.48).

- 7) Вычисляют значение функции $M(\chi, \varepsilon_{b1})$ и по формуле (1.48) выполняют проверку сечения.

Величина $M_u(\chi, \varepsilon_0)$ устанавливается в соответствии с приведенной в пп. 2...7 последовательностью расчета при:

$$\chi = \frac{\varepsilon_{bu}}{x}, \quad (1.52)$$

где ε_{bu} — предельные относительные деформации сжатия бетона.

- 8) Определяют длину проекции наклонной трещины на продольную ось элемента: $c_1 = 2a \left(\sqrt{1 - \frac{3 M_{crc}}{4 M_u}} - \frac{1}{2} \right)$ при расположении вершины трещины от оси опоры на расстоянии $a = 0,25l$ от осей опор;

$$c_1 = a \frac{M_u - M_{crc}}{M_b} \text{ – если вершина трещины расположена под силой} \quad (1.53).$$

Проверяется условие:

$$h_0 \leq c_1 \leq 2h_0,$$

при $c_1 < h_0$ принимается $c_1 = h_0$;

при $c_1 > 2h_0$ принимается $c_1 = 2h_0$. (1.54)

9) Определяется высота сжатой зоны сечения $I-I$ над наклонной трещиной:

$$x_t = \frac{B_5}{2B_4} \left(-1 + \sqrt{1 - \frac{B_4 B_6}{B_5^2}} \right), \quad (1.55)$$

где: $B_4 = 0,5R_b b$; $B_5 = 0,67R_{bsh} b \cdot c_1 - R_b \cdot b \cdot h_0$; $B_6 = M_u B_7 + 0,5q_{sw} c_1^2$;

$B_7 = 1 - \frac{c_1}{a} + \frac{c_1}{2Q_{sup} / q - a}$; Q_{sup} – опорная реакция; q – равномерно

распределенная нагрузка; $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s_{sw}$ – усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения; s_w – шаг хомутов; R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры.

10) Определяется поперечное усилие, воспринимаемое продольной растянутой арматурой:

$$Q_s = M_u \frac{1 - B_7}{c_1} - 0,67R_{bsh} b x_t - q_{sw} c_1. \quad (1.56)$$

11) Проверяется условие:

$$Q_s \approx M_u \frac{1 - B_7}{5c_1}. \quad (1.57)$$

Если условие не выполняется, то необходимо изменить содержание арматуры, т.е. интенсивность поперечного армирования, удовлетворяющую условию (1.57):

$$q_{sw}^* = \frac{q_{sw} c_1 + Q_s - \frac{1 - B_7}{5c_1}}{c_1}. \quad (1.58)$$

Расчетный шаг хомутов при заданной площади:

$$s_{sw} \leq \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}}. \quad (1.59)$$

Методика расчета прочности наклонных сечений сжато-изогнутых элементов, изложенная в работе [130], по существу, привела к замене опытной криволинейной зависимости $Q = f(N)$ расчетной прямолинейной.

Для более точного учета влияния продольной сжимающей силы на прочность наклонных сечений сжато-изогнутых элементов в [131] предлагаются две методики расчета. Первая, основанная на новой теории НИИЖБа, при относительно невысоких значениях продольной сжимающей силы (на восходящем участке кривой $Q = f(N)$), что соответствует, примерно, условию $N \leq 0,4R_{np} b h_0$. Вторая – при высоких значениях продольного

сжимающего усилия (на нисходящем участке кривой), при условии $N > 0,4R_{np}bh_0$ – по прочности наклонной сжатой полосы.

Расчет наклонных сечений при $N \leq 0,4R_{np}bh_0$ в [3] рекомендуется производить по методу, основанному на новой теории НИИЖБ, с учетом продольного сжимающего усилия N и его эксцентриситета, вводимых в условие равновесия верхнего и нижнего блоков, образуемых наклонной трещиной. С учетом этих предложений авторами составлен алгоритм расчета, реализованный на ЭВМ.

При высоких значениях продольного сжимающего усилия ($N > 0,4R_{np}bh_0$) разрушение происходит от раздробления бетона сжатой наклонной полосой. Для расчета прочности в этом случае предлагается расчетная схема (рис.1.9) в виде стержневой системы, состоящей из сжатого наклонного элемента (бетонная полоса между грузом и опорой) и горизонтального растянутого элемента (продольная арматура). При наличии сжатой арматуры узловая точка Q_1 располагается на пересечении линии действия усилия T и усилия в сжатой арматуре. Ширина сжатой наклонной полосы, воспринимающей усилие T_1 , определяется из геометрических размеров принятой схемы:

$$l_p = (h \cdot \operatorname{ctg} \beta - a_1 + l_{on}) \sin \beta \quad (1.60)$$

Углы α и β определяются из зависимостей:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{z \cdot \operatorname{tg} \alpha}{a_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha + z}; \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{Q}{N}. \quad (1.61)$$

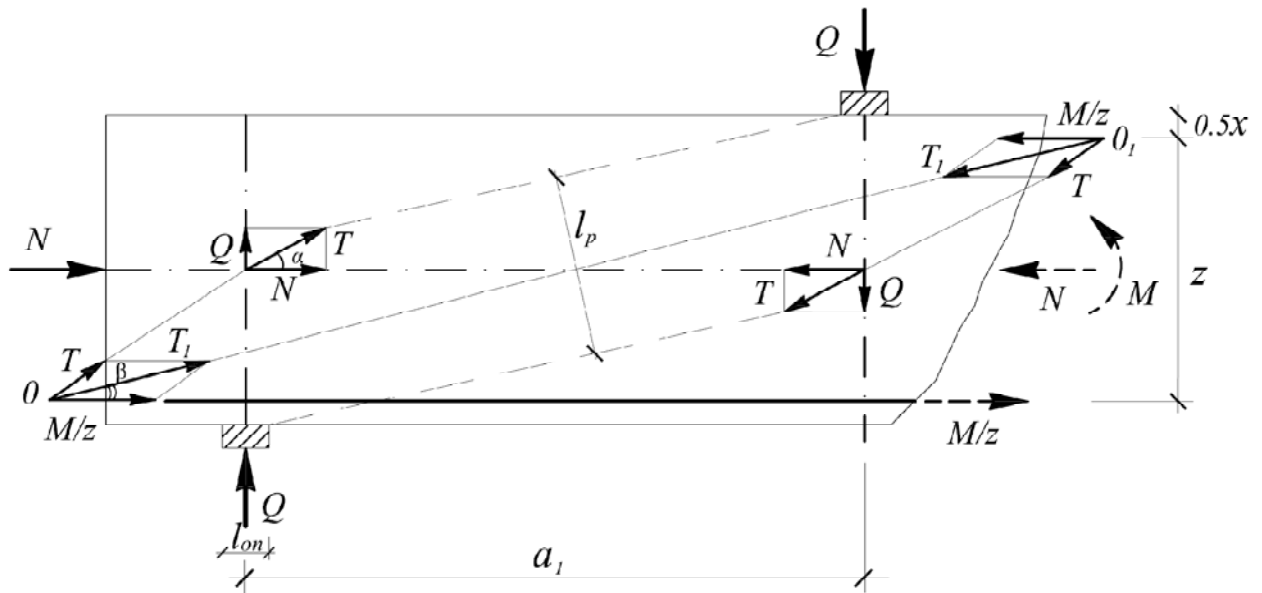


Рис.1.9. Расчетная схема железобетонных элементов при поперечном изгибе с продольными сжимающими силами высокого уровня (при отсутствии сжатой арматуры).

Условие прочности сжатой наклонной полосы имеет вид:

$$Q \leq \omega R_{np} b l_p \cdot \sin \beta \cdot \kappa_x; \quad (1.62)$$

где b – ширина поперечного сечения; ω - коэффициент, учитывающий отклонение принятой расчетной схемы от фактического характера работы элемента; $\omega = 0,9$ - из сопоставления опытных и расчетных данных; κ_x – коэффициент, учитывающий насыщение сечения поперечной арматурой:

$$\kappa_x = 1 + t n \mu_x, \quad (1.63)$$

$t = 5$ - для вертикальных хомутов, $t = 10$ - для наклонных хомутов

Обобщенный метод расчета прочности сжато-изогнутых элементов при любых формах разрушения по наклонному сечению [131].

Проведенные экспериментальные исследования позволили определить зависимость предельной поперечной силы, воспринимаемой железобетонным элементом, от величины продольного сжимающего усилия N в виде кривой второго порядка. Уравнение регрессии этой зависимости в общем виде:

$$Q_{x\sigma} \leq Q_{\sigma,изг} + Q_x + B \cdot N - \frac{A}{R_{np} b h_0} N^2; \quad (1.64)$$

$$Q_{\sigma,изг} = C \cdot R_{np} b h_0; \quad (1.65)$$

где A, B, C - коэффициенты, зависящие от процента армирования сжатой зоны (приведены в табл.1).

Использование уравнения (1.64) позволяет производить расчет по единой зависимости при любых формах разрушения.

Таблица 1.1

Усредненные значения коэффициентов уравнения (1.64) при $a_1 = 2h_0$

Процент армирования сжатой зоны μ'_d	A	B	C
0	0,23	0,24	0,10
0,7-1,4	0,12	0,15	0,11
2,8	0,04	0,06	0,12

1.4. О влиянии конструктивных факторов и факторов внешнего воздействия на несущую способность приопорных участков исследуемых элементов

Существенное влияние на несущую способность при действии поперечных сил оказывают конструктивные факторы самого элемента, наиболее значимыми среди которых являются: величина пролета среза, интенсивность поперечного армирования, прочность (класс) бетона, продольное армирование.

К заключению о необходимости учета пролета среза при расчете прочности наклонных сечений пришли В.Г. Карабаш [73,74], Ч.Б. Игнатавичюс [67,68,69], Л.А. Дорошкевич [51,52]. Ими было доказано, что с увеличением

отношения $M / Q \cdot h_0$ несущая способность наклонного сечения повышается. Они связывали это явление с уменьшением угла наклона косоугольной трещины.

А.П. Кудзис, В.И. Виршилас, А.Л. Шкнюкшта [56,94,18,132], проводя статистический анализ прочности наклонного сечения, пришли к заключению, что указанное отношение имеет господствующее значение только для балок без хомутов, а в балках с интенсивным поперечным армированием пролет среза является второстепенным фактором.

Р.Л. Маилян, М.А. Ахматов, А.Н. Жангузаров [97], В.П. Митрофанов [100,101], Х.Р. Хасан [128] установили, что с увеличением пролета среза несущая способность и трещиностойкость наклонного сечения уменьшается по гиперболическому закону.

Известно несколько предложений для учета в расчете влияния величины пролета среза на прочность наклонного сечения.

В инженерном методе расчета прочности наклонного сечения, предложенном Л.А. Дорошкевичем [47,52], пролет среза рекомендуется учитывать, исходя из зависимости:

$$\frac{Q_0}{Q} = f\left(\frac{a}{h_0}\right), \quad (1.66)$$

где Q_0 - поперечная сила, воспринимаемая балкой без поперечной арматуры;

Q - поперечная сила, соответствующая исчерпанию несущей способности по нормальному сечению. Пользуясь этой зависимостью и зная Q , а также пролет среза (a/h_0), можно сразу определить значение Q_0 .

В действующих нормах [118] предельная поперечная сила состоит из двух слагаемых: $Q = Q_{sw} + Q_b$,

где Q_{sw} - доля поперечной силы, приходящаяся на хомуты.

При увеличении длины проекции наклонной трещины на ось элемента значение Q_{sw} будет расти, а Q_b - уменьшаться. Следовательно, при ограничении величины Q_{sw} , будет наблюдаться непрерывное падение несущей способности наклонного сечения с увеличением пролета среза.

В исследованиях [16,21] А.А. Гвоздев, А.С. Залесов, Х.Д. Зиганшин предложили при превышении расстояния a от опоры до сосредоточенной силы над длиной наименее выгоднейшей наклонной трещины c_0 величину $Q_{sw} = q_{sw} c_0$ принимать постоянной, а величину Q_b - уменьшающейся согласно с зависимостью СНиП 2.03.01-84*:

$$Q_b = \frac{k \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}.$$

Для предотвращения превышения расчетной прочности над опытной (что имеет место при пролете среза $a > 2h_0$), по предложению А.А. Гвоздева [20] длина проекции наклонной трещины ограничивается величиной $2h_0$.

Ч.Б. Игнатавичюс [67,68,69] предложил более осторожное решение этого вопроса. Он рекомендовал при определении Q_{sw} длину проекции наклонной трещины ограничивать величиной h_0 .

Таким образом, в настоящее время почти все исследователи пришли к единому мнению, что пролет среза влияет на прочность наклонного сечения: с его увеличением несущая способность уменьшается. Вопрос заключается в количественной оценке этого явления.

Первое представление о работе поперечной арматуры в железобетонных балках дано в работах Kennebec-Kristof, где хомуты рассматриваются как шпонки составных балок, работающие непосредственно на срез под воздействием скалывающих усилий в бетоне. Однако, опыты Murcia и Zaligera [62] показали, что при воздействии поперечных сил на балку нет каких-либо признаков разрушения от сдвига (появлялись наклонные, а не продольные трещины). Было установлено, что хомуты воспринимают, в основном, растягивающие усилия.

В однослойных элементах на долю хомутов приходится приблизительно 50% поперечной силы, действующей в сечении [118]. Это положение заложено в методе расчета по СНиП 2.03.01-84*.

Многочисленные экспериментальные исследования [5,7,14,27,125,133 и др.] установили, что хомуты по длине наклонной трещины работают неравномерно: вначале и посередине наклонной трещины они текут, а в конце, из-за малой ширины ее раскрытия, напряжения в хомутах остаются меньшими предела текучести. Поэтому, действительная работа хомутов наилучшим образом описывается при ее дискретном учете, но для упрощения расчета нормативной методикой предусматривается замена сосредоточенных усилий в хомутах равномерно распределенными.

При этом, расчетное сопротивление растяжению поперечной арматуры снижено на 20% путем введения коэффициента условий работы хомутов γ_{s1} .

В последние годы широко распространилось мнение, что почти все хомуты по длине наклонной трещины достигают предела текучести и поэтому в расчете необходимо принимать $\gamma_{s1} = 1,0$.

Подтверждение этому положению приводится в работах А.А Гвоздева, А.С. Залесова, Р.Л. Маиляна, их сотрудников и учеников [22,61,97] и др.

Однако А.С. Зорич [64,65,66] и Ю.Л. Изотов [70] в своих исследованиях получили значение в пределах 0,5...0,7. Ими установлено влияние процента поперечного армирования на величину коэффициента использования хомутов: чем больше поперечной арматуры, тем ниже значение γ_{s1} .

Опыты П.Ф. Вахненко[124] показали, что коэффициент γ_{s1} зависит от параметра $k_1 = (h'_f / h_0)(b'_f - b) / b$, характеризующего относительные размеры полка. Таким образом, для тавровых сечений коэффициент можно определять по формуле:

$$\gamma_{s1} = 1,33 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} + 0,8 \leq 1,0. \quad (1.67)$$

Для предварительно напряженных балок на основе экспериментальных данных рекомендуются следующие формулы:

$$\text{при } \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} \leq 0,15, \quad \gamma_{s1} = 1,33 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} + 0,8 - 0,2 \frac{\sigma_{sp}}{R_{sn}} \leq 1,0. \quad (1.68)$$

$$\text{при } \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} > 0,15, \quad \gamma_{s1} = 1,0 - 0,2 \frac{\sigma_{sp}}{R_{sn}}. \quad (1.69)$$

Данные формулы относятся к работе поперечных стержней в направлении оси y не только при плоском, но и при косом изгибе.

Продольная стержневая арматура, обладая определенной сдвиговой жесткостью, способна воспринимать часть поперечной силы (так называемый, нагельный эффект).

Практически, все исследователи отмечают наличие нагельного эффекта [9,17,22,47,49,50,54]. Они указывают, что продольная арматура в балках с хомутами может воспринимать от 10 до 46% поперечной силы, действующей в сечении.

Так, в работах [102,121] указывается, что продольная арматура в балках с хомутами может воспринимать до 10% поперечной силы, действующей в сечении. R. Fenwick, T. Puali [147], а также D. Acharya и K. Kemp [134,135] называют цифру 20%. В балках без хомутов доля поперечной силы, приходящаяся на продольную арматуру, значительно возрастает и достигает 25%.

Опытами В.С. Дорофеева [31,34] установлено, что величина поперечной силы, воспринимаемая продольной арматурой, зависит от относительного пролета среза a/h_0 , с увеличением которого она уменьшается. Этим явлением в какой-то мере можно объяснить наблюдаемый разброс в опытных данных различных авторов.

До настоящего времени пока нет единого мнения о процессе восприятия поперечной силы продольной арматурой. Большая часть исследователей [17,22,47,49,50,54], исходя из напряженно-деформированного состояния продольной арматуры в пролете среза, считает, что арматура непосредственно работает на срез и этим повышает прочность наклонного сечения. В других работах [102,121] сделан вывод, что срезу продольная арматура сопротивляется слабо, а несущая способность возрастает за счет увеличения сжато-срезаемой зоны бетона над наклонной трещиной при увеличении процента продольного армирования.

Для учета нагельного эффекта сделано несколько предложений. В большинстве из них [102,121] влияние продольной арматуры на прочность наклонного сечения рекомендуется учитывать путем введения переменного коэффициента в формулу для определения Q_b .

Исследуя работу железобетонных балок из легкого бетона, А.Б. Пирадов предложил значение Q_b увеличить на величину $\sqrt{R_s A_s / d}$. Этим учитывается не только количество, но также класс и диаметр продольной арматуры.

Следует отметить методику расчета, разработанную А.С. Залесовым [59]. При расчете по этой методике величина поперечного усилия в продольной арматуре входит непосредственно в расчетные уравнения.

В другой работе А.С. Залесов и О.Ф. Ильин [61], а также Ю.Л. Изотов [70] предлагают учитывать нагельный эффект как бы передавая перерезывающее усилие в продольной арматуре Q_s на хомуты, увеличивая, тем самым, расчетное значение Q_{sw} .

Однако действующие нормы [118] прямо не учитывают влияния изменения количества продольной арматуры на прочность наклонного сечения. Это сделано с целью упрощения расчета и основывается на выводах М.С. Боришанского [17], И.А. Титова [122], согласно которым рост прочности наклонного сечения значительно отстает от роста процента продольного армирования.

Предварительно напряженной в железобетонных элементах может быть растянутая (чаще), сжатая и поперечная арматура. Не вносит принципиальных изменений в общую картину работы элемента при действии поперечных сил предварительное напряжение растянутой арматуры. Оно существенно сказывается на образовании и развитии наклонных трещин, характере трещинообразования и несущей способности элемента [15].

Критическая наклонная трещина в таких элементах развивается по более крутой траектории, отдаляясь в растянутой зоне от опоры. Высота сжатой зоны над ее вершиной, при этом, увеличивается, а длина горизонтальной проекции трещины уменьшается.

К особенностям работы элементов с предварительно напряженной растянутой арматурой относится более частое, по сравнению с обычными элементами, разрушение по растянутой зоне в результате потери сцепления арматуры с бетоном на участке передачи предварительного напряжения на бетон, которое оказывается ослабленным в результате образования трещин раскалывания [129].

Интенсивный рост несущей способности наблюдается при увеличении предварительного напряжения арматуры до $(0,4...0,5)\sigma_{0,2}$. В дальнейшем рост замедляется и при достаточно высоком уровне предварительного напряжения разрушение по наклонным сечениям переходит к разрушению по нормальным сечениям [90].

Наибольшее влияние предварительное напряжение растянутой арматуры оказывает на несущую способность элемента без поперечной арматуры, когда при пролетах среза a/h_0 (2,0...2,5) разрушение происходит по сжатой зоне практически одновременно с возникновением критической наклонной трещины [109]. Увеличивая нагрузку, при которой происходит образование наклонных трещин, предварительное напряжение повышает, тем самым, и несущую способность таких элементов в 2...2,5 раза.

В элементах с поперечной арматурой эффект предварительного напряжения растянутой арматуры сказывается в меньшей степени.

Предварительное напряжение сжатой арматуры и трещины, образующиеся у сжатой грани на стадии обжатия, практически не влияют на несущую способность элемента по наклонным сечениям.

Предварительное напряжение поперечной арматуры, повышая нагрузку образования наклонных трещин, почти не сказывается на несущей способности элемента.

Бетон над наклонной трещиной чаще всего находится в условиях плоского напряженного состояния. Существует множество предложений [55,112] для оценки прочности бетона.

В настоящее время не существует законченной теории деформирования и разрушения бетона, что связано с его многокомпонентностью и сложностью структуры. В строительных нормах вопросы практического расчета бетонных и железобетонных конструкций на данный момент решаются с использованием эмпирических и полуэмпирических зависимостей, которые не описывают физическую сущность бетона, однако хорошо согласуются с экспериментальными данными.

Для объяснения процесса разрушения бетона, было предложено много теорий, среди которых можно выделить три направления:

- феноменологические (механические) теории рассматривают разрушение как мгновенный процесс, совпадающий с нарушением сплошности материала. При этом, момент разрушения связывается с достижением некоторой величиной (выбираемой в качестве критерия прочности) предельного значения;
- статистические теории, в которых бетон представлен в виде изотропной среды с отдельными дефектами структуры, распределенными в соответствии со статистическими законами;
- структурные (физические) теории глубоко анализируют физическую сущность поведения материала под нагрузкой.

В процессе возрастания нагрузок на конструкцию увеличиваются компоненты тензора напряжений в отдельных точках. При некоторых значениях этих напряжений наступает разрушение материала конструкции (в частности, бетона) в окрестности точки. Условия, позволяющие определять напряжения, при которых происходит разрушение, принято называть критериями прочности материала.

Критерий прочности математически определяет в пространстве главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ некоторую поверхность, ограничивающую область прочного сопротивления материала [23]. Поверхность отсекает на положительных полуосях отрезки равные по величине прочности бетона при одноосном растяжении R_{bt} , а на отрицательных - прочности при одноосном сжатии R_b .

На основании общего анализа А.А Гвоздев и И.А. Залесов предложили критерий прочности для оценки напряженного состояния «сжатие-растяжение», в котором находится бетон над наклонной трещиной, в виде:

$$m\left(\tau_{xy} / R_{bt}\right)^2 - \sigma_x / R_b - m = 0;$$

$$m(m + \eta_1)^2 (\tau_{xy} / R_{bt})^2 + (\eta_1 \sigma_x / R_b) + (m - \eta_1)(\sigma_x / R_b) - m = 0,$$

где: $m = R_{bt} / R_b$

В дальнейшем этот критерий А.С. Залесовым и его коллегами [59] был применен для оценки сжато-срезаемой зоны при разработке своей методики расчета прочности наклонных сечений.

В методике И.А. Титова [122] величина Q_b определяется из предложенного автором условия прочности бетона над наклонной трещиной:

$$m \left(\frac{\tau_{xy}}{R_p} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{R_{np}} \right) - m = 0, \quad (1.70)$$

где $m = \frac{R_p}{R_{np}}$.

К недостатку этого предложения следует отнести то, что прочность на срез непрерывно возрастает с увеличением сжимающих напряжений. Однако А.Н. Петров указывал, что повышение сопротивляемости срезу при боковом обжатии происходит только до уровня $\sigma / R = 0,72$.

Действующие нормы рекомендуют определять Q_b по эмпирической формуле М.С. Боришанского. Но, в место одного эмпирического коэффициента в нее входят три дифференцированных, позволяющих учитывать наличие полки в сжатой зоне, вид бетона и влияние продольных растягивающих и сжимающих сил.

С.А. Тихомиров [123] дал физическое объяснение характеру разрушения сжатой зоны при поперечном изгибе. Исходя из него, может быть составлена более общая формула прочности бетона, по отношению к которой как показывает автор, формула М.С. Боришанского является частным случаем.

К.Г. Ашкинадзе предложил методику определения Q_b для тавровых элементов с использованием критерия прочности сжатия со сдвигом в виде: $\sigma^2 + 3\tau^2 - (R_b - R_{bt})\sigma - R_b R_{bt} = 0$. (1.71)

В.П. Митрофанов [101,99] доказал возможность применения предпосылки об идеальной пластичности бетона над наклонной трещиной для случаев разрушения в форме раздавливания и среза. Из совместного решения условия прочности бетона (аппроксимированной гиперболической зависимостью) и дифференциального уравнения равновесия были получены уравнения плосконапряженного состояния пластичности бетона, на основании которых предложено решение задачи о предельной нагрузке бетонного усеченного клина.

В.М. Бондаренко в своей работе [13], предлагает вариант деформационной теории пластичности бетона. В качестве теории пластичности принят приемлемый для бетона вариант объединенной теории прочности, базирующийся на привлечении диаграммы механического состояния бетона.

Рассмотренный вариант деформационной теории пластичности бетона описывает связь деформации – напряжения, в том числе и на ниспадающей

ветви, т.е. пригоден для режима заданных деформаций, имеющего место в различных зонах железобетонных элементов.

Большинство из предложенных в последнее время критериев прочности сводится к построению функциональных связей между октаэдрическим нормальным (σ_0), октаэдрическим касательным (τ_0) напряжениями и параметром Лоде-Надаи по напряжениям (μ_σ)

$$F(\tau_0, \sigma_0, \mu_\sigma, R_i) = 0.$$

Вопросу построения критериев прочности в разное время посвящалось большое количество работ отечественных и зарубежных ученых. История исследований и краткий обзор ранних и современных критериев прочности бетона можно найти в работах Н.И. Карпенко [78,79,80,112] и его учеников.

ГЛАВА 2.

МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ЧИСЛЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

2.1. Выбор исследуемых факторов. Планы натуральных и численных экспериментов.

Как показал анализ литературных источников, напряженно-деформированное состояние приопорных участков изгибаемых элементов и, особенно, сложно нагруженных конструкций вплоть до исчерпания их несущей способности в пролете среза остается недостаточно изученным.

Исходя из изложенного на кафедре сопротивления материалов в Одесской государственной академии строительства и архитектуры выполняются системные исследования [32] напряженно-деформированного состояния и несущей способности приопорных участков обычных, предварительно напряженных и статически неопределимых железобетонных балок постоянного и переменного по высоте сечения с учетом действия внецентренно приложенных сжимающих и растягивающих продольных сил, а также крутящих моментов с целью уточнения и развития механизма деформирования и разрушения исследуемых элементов, методики их расчета, а также для определения высоты и деформаций бетона сжатой зоны над плоской и пространственной наклонной трещиной, длины её горизонтальной проекции, осевых и нагельных усилий в продольной растянутой и сжатой арматуре, сил зацепления бетона в критической наклонной трещине, нагрузки трещинообразования и разрушения, создания банка данных о ширине раскрытия наклонных трещин и перемещениях формирующихся в процессе деформации элемента блоков, углах поворота сечений и т.п.

Из анализа литературных источников видно, что у исследователей еще не сложилось единое мнение и встречаются различные толкования о влиянии таких конструктивных факторов, как пролет среза, количество поперечной и продольной растянутой и сжатой арматуры, класс бетона, наличие полки в сжатой зоне, статическая неопределимость, а также таких факторов внешнего воздействия, как предварительное напряжение рабочей растянутой арматуры, действие продольной растягивающей или сжимающей силы, крутящего момента на несущую способность наклонных сечений изгибаемых элементов.

Для частичного решения поставленной задачи были запланированы экспериментально-теоретические исследования (серия III), направленные на изучение особенностей работы изгибаемых железобетонных элементов при действии на них кроме поперечной ещё и продольных сил приложенных с эксцентриситетом.

Известно, что характер продольной силы (сжатие или растяжение), эксцентриситет её приложения и соответствующее соотношение конструктивных факторов играют существенную роль на прочность наклонных сечений. Исходя из этого, были выполнены две серии (III-A и III-B) натуральных и

две серии (III-Б и III-Г) численных планированных экспериментов, в которых к натурным и виртуальным балкам вначале прикладываются продольные сжимающие или растягивающие силы с эксцентриситетом, а затем - две симметрично расположенные поперечные силы вплоть до их разрушения на приопорных участках.

Так как исследуемые факторы могут влиять на функцию «выхода» нелинейно и ее целесообразно аппроксимировать полиномом второй степени, то опытные образцы первой (III-А) серии опытов были изготовлены по двухфакторному трехуровневому, близкому по свойствам к Д- оптимальному, плану типа В₂, а опытные образцы серий (III-Б, III-В и III-Г) - по пятифакторному трехуровневому плану, типа На5, обеспечивающему одинаковую точность прогнозирования выходного параметра в области, описываемой радиусом, равным 1 относительно «нулевой» точки.

Для изучения особенностей напряженно-деформированного состояния приопорных участков исследуемых железобетонных элементов в серии III-А выбраны факторы, отраженные в (табл. 2.1).

Исходя из плана эксперимента в серии III-А было изготовлено 18 образцов-балок.

На основании анализа полученных результатов с помощью адаптированной слоистой деформационной модели, а также ПК «Лири 9.6» было смоделировано аналогичное напряженно-деформированное состояние для других внецентренно растянутых железобетонных балок и реализовано численный планированный пятифакторный трехуровневый эксперимент (серия III-Б). В этой серии в качестве исследуемых выбраны факторы, представленные в табл. 2.3, и принят план эксперимента, кодированные и конструктивные значения факторов которого показаны в табл. 2.4.

Таблица 2.1

Исследуемые факторы и уровни их варьирования в опытах III-А серии

Исследуемые факторы натурального эксперимента с учётом воздействия растягивающей нагрузки		Уровни варьирования			Интервал варьирования	Примечания
Код	Натуральные значения	«-1»	«0»	«+1»		
X ₁	Растягивающая нагрузка, N _p , кН (N _p /R _{bn} bh ₀)	22,31 (0,052)	89,25 (0,20)	156,19 (0,348)	66,94 (0,148)	L=9h ₀ = =157,5см; h ₀ =17,5см; a/h ₀ =2; b=10,0см; s=8,75см; B25; μ _s =0,0176 (2Ø14A500C); μ _s [/] =0,0090 (2Ø10A500C); μ _{sw} =0,0029 (2Ø4B _p I).
X ₂	Относительный эксцентриситет N _p , e/h ₀	-0,25 (-4,4см)	0	-0,25 (+4,4см)	0,25 (4,4см)	

План эксперимента III-А серии в кодированных и натуральных значениях факторов представлены в табл. 2.2.

Таблица 2.2

№ опыта	Марка балки	План эксперимента III-A серии.			
		Кодированные значения факторов		Натуральные значения факторов	
		X ₁	X ₂	N _p /R _b bh ₀	e/h ₀
1	2	3	4	5	6
1p	1Ap	+1	+1	0,35 (156,19кН)	+0,25 (+4,4см)
	1Bp				
2p	2Ap	+1	-1	0,35 (156,19кН)	-0,25 (-4,4см)
	2Bp				
3p	3Ap	-1	+1	0,05 (22,31кН)	+0,25 (+4,4см)
	3Bp				
4p	4Ap	-1	-1	0,05 (22,31кН)	-0,25 (-4,4см)
	4Bp				
5p	5Ap	+1	0	0,35 (156,19кН)	0 (0см)
	5Bp				
6p	6Ap	-1	0	0,05 (22,31кН)	0 (0см)
	6Bp				
7p	7Ap	0	+1	0,20 (89,25кН)	+0,25 (+4,4см)
	7Bp				
8p	8Ap	0	-1	0,20 (89,25кН)	-0,25 (-4,4см)
	8Bp				
9p	9Ap	0	0	0,20 (89,25кН)	0 (0см)
	9Bp				

Таблица 2.3

Исследуемые факторы и уровни варьирования III-B серии

Исследуемые факторы численного эксперимента на изгиб с растяжением		Уровни варьирования			Интервал варьирования	Примечания
Код	Натуральные значения	«-1»	«0»	«+1»		L=9h ₀ = =157,5см; h ₀ =17,5см; b=10,0см; s=8,75см; μ _s =0,0176 (2Ø14A500C) ; μ _s '=0,009 (2Ø10A500C).
X ₁	Относительный пролет среза, a/h ₀	1 (17,5см)	2 (35,0см)	3 (52,5см)	1 (17,5см)	
X ₂	Класс бетона, B, МПа	B15	B25	B35	10	
X ₃	Коэффициент поперечного армирования, μ _{sw}	0,0016 (2 Ø3)	0,0029 (2 Ø4)	0,0044 (2 Ø5)	≈0,0014	
X ₄	Растягивающая нагрузка, N _p , кН (N _p /R _b bh ₀)	22,31 (0,05)	89,25 (0,20)	156,19 (0,35)	66,94 (0,15)	
X ₅	Относительный эксцентриситет N _p , e/h ₀	-0,25 (-4,4см)	0	+0,25 (+4,4см)	0,25 (4,4см)	

Таблица 2.4

№ опыта	Марка балки	План эксперимента III-B серии									
		Кодированные значения факторов					Натуральные значения факторов				
		X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	a/h ₀	B, МПа	μ _{sw} (BpI)	N _p /R _{bn} bh ₀	e/h ₀
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1А	+1	+1	+1	+1	+1	3	B35	0,0044 (2Ø5)	0,35 (156,19кН)	+0,25 (4,4см)
	(52,5см)										
2	2А	-1	-1	+1	+1	+1	1	B15	0,0044 (2Ø5)	0,35 (156,19кН)	+0,25 (4,4см)
	(17,5см)										
3	3А	-1	+1	-1	-1	-1	1	B35	0,0016 (2Ø3)	0,05 (22,31кН)	-0,25 (-4,4см)
	(17,5см)										
4	4А	+1	-1	-1	-1	-1	3	B15	0,0016 (2Ø3)	0,05 (22,31кН)	-0,25 (-4,4см)
	(52,5см)										
5	5А	-1	+1	-1	+1	+1	1	B35	0,0016 (2Ø3)	0,35 (156,19кН)	+0,25 (4,4см)
	(17,5см)										
6	6А	+1	-1	-1	+1	+1	3	B15	0,0016 (2Ø3)	0,35 (156,19кН)	+0,25 (4,4см)
	(52,5см)										
7	7А	+1	+1	+1	-1	-1	3	B35	0,0044 (2Ø5)	0,05 (22,31кН)	-0,25 (-4,4см)
	(52,5см)										
8	8А	-1	-1	+1	-1	-1	1	B15	0,0044 (2Ø5)	0,05 (22,31кН)	-0,25 (-4,4см)
	(17,5см)										
9	9А	-1	+1	+1	+1	-1	1	B35	0,0044 (2Ø5)	0,35 (156,19кН)	-0,25 (-4,4см)
	(17,5см)										
10	10А	+1	-1	+1	+1	-1	3	B15	0,0044 (2Ø5)	0,35 (156,19кН)	-0,25 (-4,4см)
	(52,5см)										
11	11А	+1	+1	-1	-1	+1	3	B35	0,0016 (2Ø3)	0,05 (22,31кН)	+0,25 (4,4см)
	(52,5см)										
12	12А	-1	-1	-1	-1	+1	1	B15	0,0016 (2Ø3)	0,05 (22,31кН)	+0,25 (4,4см)
	(17,5см)										
13	13А	-1	+1	+1	-1	+1	1	B35	0,0044 (2Ø5)	0,05 (22,31кН)	+0,25 (4,4см)
	(17,5см)										
14	14А	+1	-1	+1	-1	+1	3	B15	0,0044 (2Ø5)	0,05 (22,31кН)	+0,25 (4,4см)
	(52,5см)										
15	15А	+1	+1	-1	+1	-1	3	B35	0,0016 (2Ø3)	0,35 (156,19кН)	-0,25 (-4,4см)
	(52,5см)										
16	16А	-1	-1	-1	+1	-1	1	B15	0,0016 (2Ø3)	0,35 (156,19кН)	-0,25 (-4,4см)
	(17,5см)										
17	17А	+1	0	0	0	0	3	B25	0,0029 (2Ø4)	0,20 (89,25кН)	0
	(52,5см)										
18	18А	-1	0	0	0	0	1	B25	0,0029 (2Ø4)	0,20 (89,25кН)	0
	(17,5см)										
19	19А	0	+1	0	0	0	2	B35	0,0029 (2Ø4)	0,20 (89,25кН)	0
	(35см)										
20	20А	0	-1	0	0	0	2	B15	0,0029 (2Ø4)	0,20 (89,25кН)	0
	(35см)										
21	21А	0	0	+1	0	0	2	B25	0,0044 (2Ø5)	0,20 (89,25кН)	0
	(35см)										
22	22А	0	0	-1	0	0	2	B25	0,0016 (2Ø3)	0,20 (89,25кН)	0
	(35см)										
23	23А	0	0	0	+1	0	2	B25	0,0029 (2Ø4)	0,35 (156,19кН)	0
	(35см)										

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
24	24А	0	0	0	-1	0	2 (35см)	В25	0,0029 (2Ø4)	0,05 (22,31кН)	0
	24Б										
25	25А	0	0	0	0	+1	2 (35см)	В25	0,0029 (2Ø4)	0,20 (89,25кН)	+0,25 (4,4см)
	25Б										
26	26А	0	0	0	0	-1	2 (35см)	В25	0,0029 (2Ø4)	0,20 (89,25кН)	-0,25 (-4,4см)
	26Б										
27	27А	0	0	0	0	0	2 (35см)	В25	0,0029 (2Ø4)	0,20 (89,25кН)	0
	27Б										

Для того, чтобы оценить влияние изменения характера действия продольной силы N , т.е. изменения её знака с «+» на «-» и превращения с растягивающей в сжимающую была произведена обработка результатов натурального пятифакторного планированного эксперимента (серия III-B), выполненного соискателем кафедры Шепетюком Н.И. по изучению несущей способности внецентренно сжатых железобетонных балок, реализованного также по плану типа На5.

Исследуемые факторы и уровни их варьирования в серии III-B представлены в табл. 2.5, а принятый план эксперимента - в табл. 2.6.

Таблица 2.5

Исследуемые факторы и уровни варьирования III-B серии

Исследуемые факторы натурального эксперимента соискателя Шепетюка Н.И. на продольно-поперечный изгиб		Уровни варьирования			Интервал варьирования	Примечания
Код	Натуральные значения	«-1»	«0»	«+1»		$L=9h_0=$ $=157,5\text{см};$ $h_0=17,5\text{см};$ $b=10,0\text{см};$ $s=8,75\text{см};$ $B25;$ $\mu_{sw}=0,0029$ $(2Ø4\text{BpI}).$
X ₁	Относительный пролет среза, a/h_0	1 (17,5см)	2 (35,0см)	3 (52,5см)	1 (17,5см)	
X ₂	Сжимающая нагрузка, $N_{сж}$, кН ($N_p/R_{bn}bh_0$)	92,40 (0,2)	177,10 (0,4)	261,80 (0,6)	84,70 (0,2)	
X ₃	Относительный эксцентриситет $N_{сж}$, e/h_0	-0,25 (-4,4см)	0	+0,25 (+4,4см)	0,25 (4,4см)	
X ₄	Коэффициент продольного рабочего армирования, μ_s (A500C)	0,0129 (2 Ø12)	0,0176 (2 Ø14)	0,0230 (2 Ø16)	$\approx 0,00505$	
X ₅	Коэффициент продольного армирования сжатой зоны, μ_s' (A500C)	0,0058 (2 Ø8)	0,0090 (2 Ø10)	0,0129 (2 Ø12)	$\approx 0,00355$	

Таблица 2.6

№ опыта	Марка балки	План эксперимента III-B серии									
		Кодированные значения факторов					Натуральные значения факторов				
		X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	a/h ₀	N _{сж} /R _b bh ₀	e/h ₀	μ _s (A500C)	μ _s '(A500C)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1А	+1	+1	+1	+1	+1	3 (52,5см)	0,6 (261,80кН)	+0,25 (+4,4см)	0,0230 (2 Ø16)	0,0129 (2 Ø12)
	1Б										
2	2А	-1	-1	+1	+1	+1	1 (17,5см)	0,2 (92,40кН)	+0,25 (+4,4см)	0,0230 (2 Ø16)	0,0129 (2 Ø12)
	2Б										
3	3А	-1	+1	-1	-1	-1	1 (17,5см)	0,6 (261,80кН)	-0,25 (-4,4см)	0,0129 (2 Ø12)	0,0058 (2 Ø8)
	3Б										
4	4А	+1	-1	-1	-1	-1	3 (52,5см)	0,2 (92,40кН)	-0,25 (-4,4см)	0,0129 (2 Ø12)	0,0058 (2 Ø8)
	4Б										
5	5А	-1	+1	-1	+1	+1	1 (17,5см)	0,6 (261,80кН)	-0,25 (-4,4см)	0,0230 (2 Ø16)	0,0129 (2 Ø12)
	5Б										
6	6А	+1	-1	-1	+1	+1	3 (52,5см)	0,2 (92,40кН)	-0,25 (-4,4см)	0,0230 (2 Ø16)	0,0129 (2 Ø12)
	6Б										
7	7А	+1	+1	+1	-1	-1	3 (52,5см)	0,6 (261,80кН)	+0,25 (+4,4см)	0,0129 (2 Ø12)	0,0058 (2 Ø8)
	7Б										
8	8А	-1	-1	+1	-1	-1	1 (17,5см)	0,2 (92,40кН)	+0,25 (+4,4см)	0,0129 (2 Ø12)	0,0058 (2 Ø8)
	8Б										
9	9А	-1	+1	+1	+1	-1	1 (17,5см)	0,6 (261,80кН)	+0,25 (+4,4см)	0,0230 (2 Ø16)	0,0058 (2 Ø8)
	9Б										
10	10А	+1	-1	+1	+1	-1	3 (52,5см)	0,2 (92,40кН)	+0,25 (+4,4см)	0,0230 (2 Ø16)	0,0058 (2 Ø8)
	10Б										
11	11А	+1	+1	-1	-1	+1	3 (52,5см)	0,6 (261,80кН)	-0,25 (-4,4см)	0,0129 (2 Ø12)	0,0129 (2 Ø12)
	11Б										
12	12А	-1	-1	-1	-1	+1	1 (17,5см)	0,2 (92,40кН)	-0,25 (-4,4см)	0,0129 (2 Ø12)	0,0129 (2 Ø12)
	12Б										
13	13А	-1	+1	+1	-1	+1	1 (17,5см)	0,6 (261,80кН)	+0,25 (+4,4см)	0,0129 (2 Ø12)	0,0129 (2 Ø12)
	13Б										
14	14А	+1	-1	+1	-1	+1	3 (52,5см)	0,2 (92,40кН)	+0,25 (+4,4см)	0,0129 (2 Ø12)	0,0129 (2 Ø12)
	14Б										
15	15А	+1	+1	-1	+1	-1	3 (52,5см)	0,6 (261,80кН)	-0,25 (-4,4см)	0,0230 (2 Ø16)	0,0058 (2 Ø8)
	15Б										
16	16А	-1	-1	-1	+1	-1	1 (17,5см)	0,2 (9240кН)	-0,25 (-4,4см)	0,0230 (2 Ø16)	0,0058 (2 Ø8)
	16Б										
17	17А	+1	0	0	0	0	3 (52,5см)	0,4 (177,10кН)	0 (0см)	0,0176 (2ø14)	0,0090 (2ø10)
	17Б										
18	18А	-1	0	0	0	0	1 (17,5см)	0,4 (177,10кН)	0 (0см)	0,0176 (2 Ø14)	0,0090 (2 Ø10)
	18Б										
19	19А	0	+1	0	0	0	2 (35см)	0,6 (261,80кН)	0 (0см)	0,0176 (2 Ø14)	0,0090 (2 Ø10)
	19Б										
20	20А	0	-1	0	0	0	2 (35см)	0,2 (9240кН)	0 (0см)	0,0176 (2 Ø14)	0,0090 (2 Ø10)
	20Б										
21	21А	0	0	+1	0	0	2 (35см)	0,4 (177,10кН)	+0,25 (+4,4см)	0,0176 (2 Ø14)	0,0090 (2 Ø10)
	21Б										
22	22А	0	0	-1	0	0	2 (35см)	0,4 (177,10кН)	-0,25 (-4,4см)	0,0176 (2 Ø14)	0,0090 (2 Ø10)
	22Б										
23	23А	0	0	0	+1	0	2 (35см)	0,4 (177,10кН)	0 (0см)	0,0230 (2 Ø16)	0,0090 (2 Ø10)
	23Б										

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
24	24А	0	0	0	-1	0	2	0,4	0	0,0129	0,0090
	(35см)						(177,10кН)	(0см)	(2Ø12)	(2 Ø10)	
25	25А	0	0	0	0	+1	2	0,4	0	0,0176	0,0090
	(35см)						(177,10кН)	(0см)	(2Ø14)	(2 Ø10)	
26	26А	0	0	0	0	-1	2	0,4	0	0,0176	0,0058
	(35см)						(177,10кН)	(0см)	(2Ø14)	(2 Ø8)	
27	27А	0	0	0	0	0	2	0,4	0	0,0176	0,0090
	(35см)						(177,10кН)	(0см)	(2 Ø14)	(2 Ø10)	

Изучение влияния изменения характера продольной силы с растягивающей на сжимающую на несущую способность приопорных участков исследуемых элементов также производим с помощью адаптированной автором слоистой деформационной модели и ПК «Лири 9.6».

Исследуемые факторы численного эксперимента серии III-Г представлены в табл. 2.7.

Таблица 2.7

Исследуемые факторы и уровни варьирования III-Г серии

Исследуемые факторы численного эксперимента внецентренно сжатых балок		Уровни варьирования			Интервал варьирования	Примечания
Код	Натуральные значения	«-1»	«0»	«+1»		
X ₁	Относительный пролет среза, a/h_0	1 (17,5см)	2 (35,0см)	3 (52,5см)	1 (17,5см)	$L=9h_0=$ $=157,5см;$ $h_0=17,5см;$ $b=10,0см;$ $s=8,75см;$ $\mu_s=0,0176$ (2Ø14A500C); $\mu_s'=0,009$ (2Ø10A500C).
X ₂	Класс бетона, B , МПа	B15	B25	B35	10	
X ₃	Коэффициент поперечного армирования, μ_{sw} , BpI	0,0016 (2 Ø3)	0,0029 (2 Ø4)	0,0044 (2 Ø5)	$\approx 0,0014$	
X ₄	Сжимающая нагрузка, $N_{сж}$, кН ($N_{сж}/R_{bh}bh_0$)	22,31 (0,05)	89,25 (0,20)	156,19 (0,35)	66,94 (0,15)	
X ₅	Относительный эксцентриситет $N_{сж}$, e/h_0	-0,25 (-4,4см)	0	+0,25 (+4,4см)	0,25 (4,4см)	

План эксперимента III-Г серии в кодированных и натуральных значениях факторов представлен в табл. 2.8.

Таблица 2.8

№ опыта	Марка балки	План эксперимента III-Г серии									
		Кодированные значения факторов					Натуральные значения факторов				
		X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	a/h_0	B, МПа	μ_{sw} (BpI)	$N_{сж}/R_{bh}bh_0$	e/h_0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1А 1Б	+1	+1	+1	+1	+1	3 (52,5см)	B35	0,0044 (2Ø5)	0,35 (156,19кН)	+0,25 (4,4см)

Продолжение таблицы 2.8

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2	2А	-1	-1	+1	+1	+1	1 (17,5см)	B15	0,0044 (2Ø5)	0,35 (156,19кН)	+0,25 (4,4см)
	2Б										
3	3А	-1	+1	-1	-1	-1	1 (17,5см)	B35	0,0016 (2Ø3)	0,05 (22,31кН)	-0,25 (-4,4см)
	3Б										
4	4А	+1	-1	-1	-1	-1	3 (52,5см)	B15	0,0016 (2Ø3)	0,05 (22,31кН)	-0,25 (-4,4см)
	4Б										
5	5А	-1	+1	-1	+1	+1	1 (17,5см)	B35	0,0016 (2Ø3)	0,35 (156,19кН)	+0,25 (4,4см)
	5Б										
6	6А	+1	-1	-1	+1	+1	3 (52,5см)	B15	0,0016 (2Ø3)	0,35 (156,19кН)	+0,25 (4,4см)
	6Б										
7	7А	+1	+1	+1	-1	-1	3 (52,5см)	B35	0,0044 (2Ø5)	0,05 (22,31кН)	-0,25 (-4,4см)
	7Б										
8	8А	-1	-1	+1	-1	-1	1 (17,5см)	B15	0,0044 (2Ø5)	0,05 (22,31кН)	-0,25 (-4,4см)
	8Б										
9	9А	-1	+1	+1	+1	-1	1 (17,5см)	B35	0,0044 (2Ø5)	0,35 (156,19кН)	-0,25 (-4,4см)
	9Б										
10	10А	+1	-1	+1	+1	-1	3 (52,5см)	B15	0,0044 (2Ø5)	0,35 (156,19кН)	-0,25 (-4,4см)
	10Б										
11	11А	+1	+1	-1	-1	+1	3 (52,5см)	B35	0,0016 (2Ø3)	0,05 (22,31кН)	+0,25 (4,4см)
	11Б										
12	12А	-1	-1	-1	-1	+1	1 (17,5см)	B15	0,0016 (2Ø3)	0,05 (22,31кН)	+0,25 (4,4см)
	12Б										
13	13А	-1	+1	+1	-1	+1	1 (17,5см)	B35	0,0044 (2Ø5)	0,05 (22,31кН)	+0,25 (4,4см)
	13Б										
14	14А	+1	-1	+1	-1	+1	3 (52,5см)	B15	0,0044 (2Ø5)	0,05 (22,31кН)	+0,25 (4,4см)
	14Б										
15	15А	+1	+1	-1	+1	-1	3 (52,5см)	B35	0,0016 (2Ø3)	0,35 (156,19кН)	-0,25 (-4,4см)
	15Б										
16	16А	-1	-1	-1	+1	-1	1 (17,5см)	B15	0,0016 (2Ø3)	0,35 (156,19кН)	-0,25 (-4,4см)
	16Б										
17	17А	+1	0	0	0	0	3 (52,5см)	B25	0,0029 (2Ø4)	0,20 (89,25кН)	0
	17Б										
18	18А	-1	0	0	0	0	1 (17,5см)	B25	0,0029 (2Ø4)	0,20 (89,25кН)	0
	18Б										
19	19А	0	+1	0	0	0	2 (35см)	B35	0,0029 (2Ø4)	0,20 (89,25кН)	0
	19Б										
20	20А	0	-1	0	0	0	2 (35см)	B15	0,0029 (2Ø4)	0,20 (89,25кН)	0
	20Б										
21	21А	0	0	+1	0	0	2 (35см)	B25	0,0044 (2Ø5)	0,20 (89,25кН)	0
	21Б										
22	22А	0	0	-1	0	0	2 (35см)	B25	0,0016 (2Ø3)	0,20 (89,25кН)	0
	22Б										
23	23А	0	0	0	+1	0	2 (35см)	B25	0,0029 (2Ø4)	0,35 (156,19кН)	0
	23Б										
24	24А	0	0	0	-1	0	2 (35см)	B25	0,0029 (2Ø4)	0,05 (22,31кН)	0
	24Б										
25	25А	0	0	0	0	+1	2 (35см)	B25	0,0029 (2Ø4)	0,20 (89,25кН)	+0,25 (4,4см)
	25Б										
26	26А	0	0	0	0	-1	2 (35см)	B25	0,0029 (2Ø4)	0,20 (89,25кН)	-0,25 (-4,4см)
	26Б										
27	27А	0	0	0	0	0	2 (35см)	B25	0,0029 (2Ø4)	0,20 (89,25кН)	0
	27Б										

Опыты в сериях III-A и III-B дублируются двумя образцами-балками, имеющими вертикальные оси симметрии. Исходя из этого, каждый опыт, фактически, обеспечен четырьмя приопорными участками с обязательным разрушением двух из них. Так как их размеры (полунатурные) сопоставимы с натурными, то в проводимых исследованиях не учитывался масштабный фактор.

Системность подхода в экспериментальных исследованиях заключается в том, что их результаты являются сопоставимыми по сериям и дополняющими друг друга, поскольку опытные образцы-балки идентичны или сопоставимы по конструкции, при их изготовлении и испытании использована теория планированного эксперимента.

2.2. Конструкция и армирование исследуемых элементов.

Исследуемые образцы в указанных сериях представляют собой свободно опертые однопролетные балки прямоугольного сечения с размерами 1975x200x100мм и расчетной длиной пролета $L=9h_0=1575$ мм, где h_0 - рабочая высота сечения, равная 175мм. Балки армированы двумя плоскими сварными каркасами с продольной нижней 2Ø12, 14, 16A500C и верхней 2Ø8, 10, 12 A500C арматурой. Поперечная арматура на приопорных участках состоит из 2Ø3, 4, 5 ВрI, а на остальных участках - 2Ø6A240C. Относительная длина пролета среза (a/h_0) равна 1,2,3. Балки запроектированы по результатам расчётов и предварительных пробных испытаний так, чтобы обеспечить их разрушение, преимущественно, по наклонным сечениям при плоском поперечном изгибе.

Для исключения влияния местных деформаций и преждевременного разрушения опытные образцы-балки снабжены по торцам толстыми ($\delta=20$ мм), приваренными к пространственному каркасу пластинами с серьгами, через которые прикладывали продольные растягивающие или сжимающие нагрузки с эксцентриситетом (рис.2.1, 2.2).

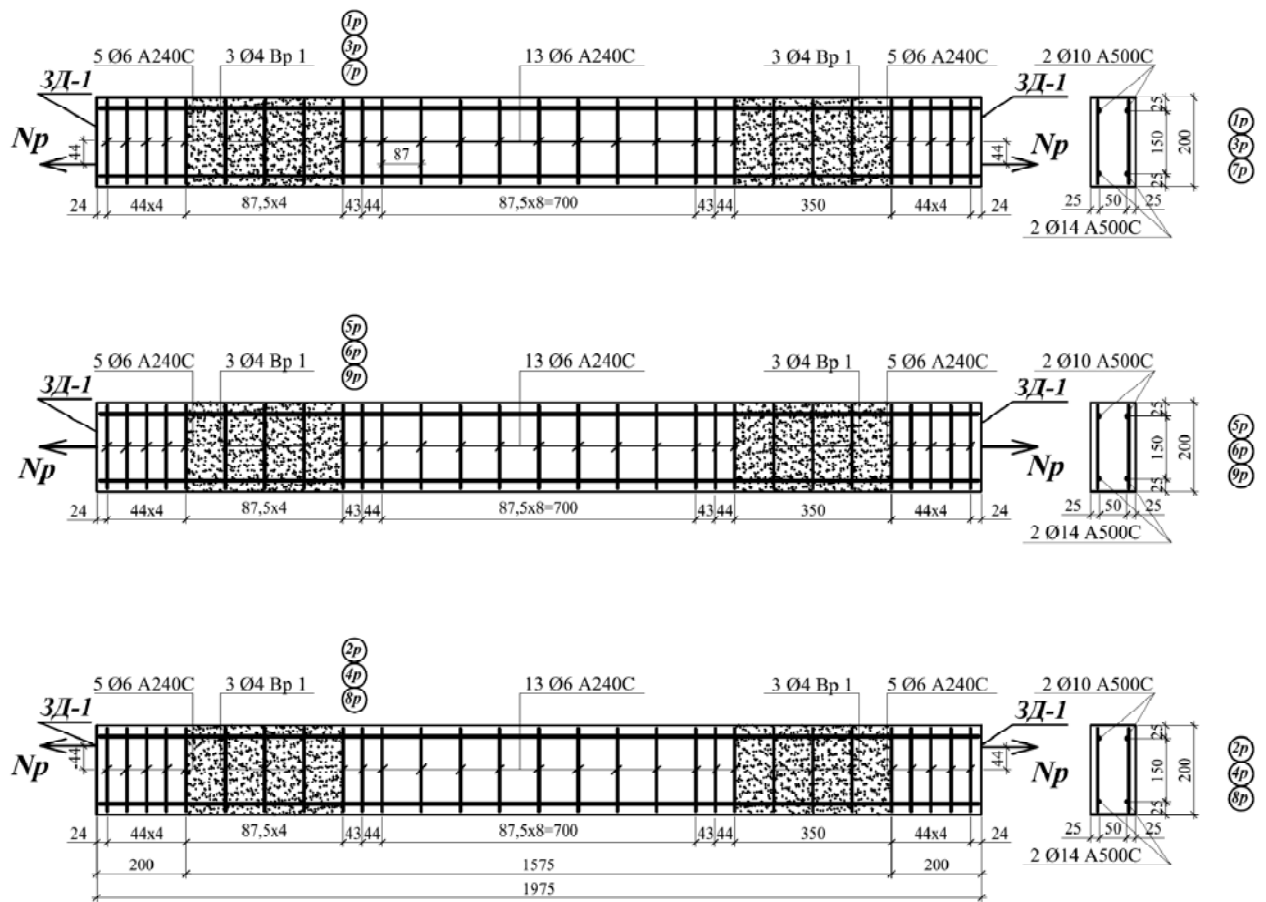


Схема армирования опытных балок при изгибе с растяжением $a/h_0=2$

Условные обозначения
i - № опыта

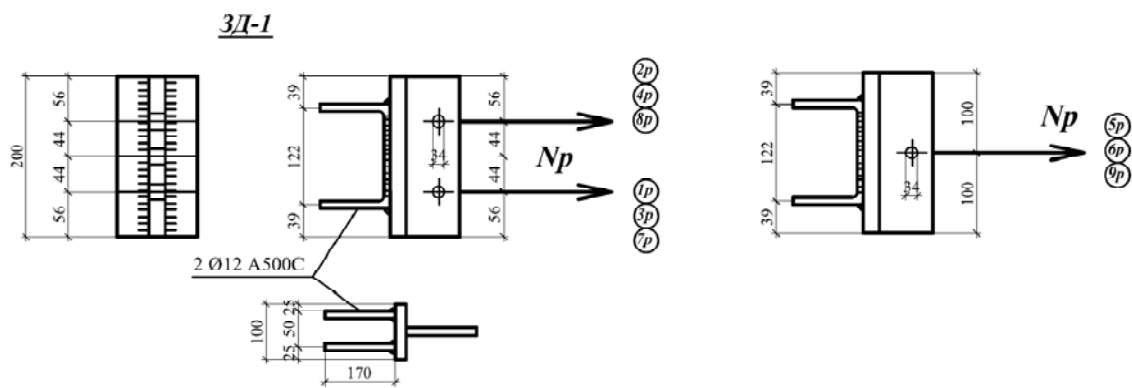


Рис. 2.1. Конструкция и армирование опытных образцов-балок III-A серии.

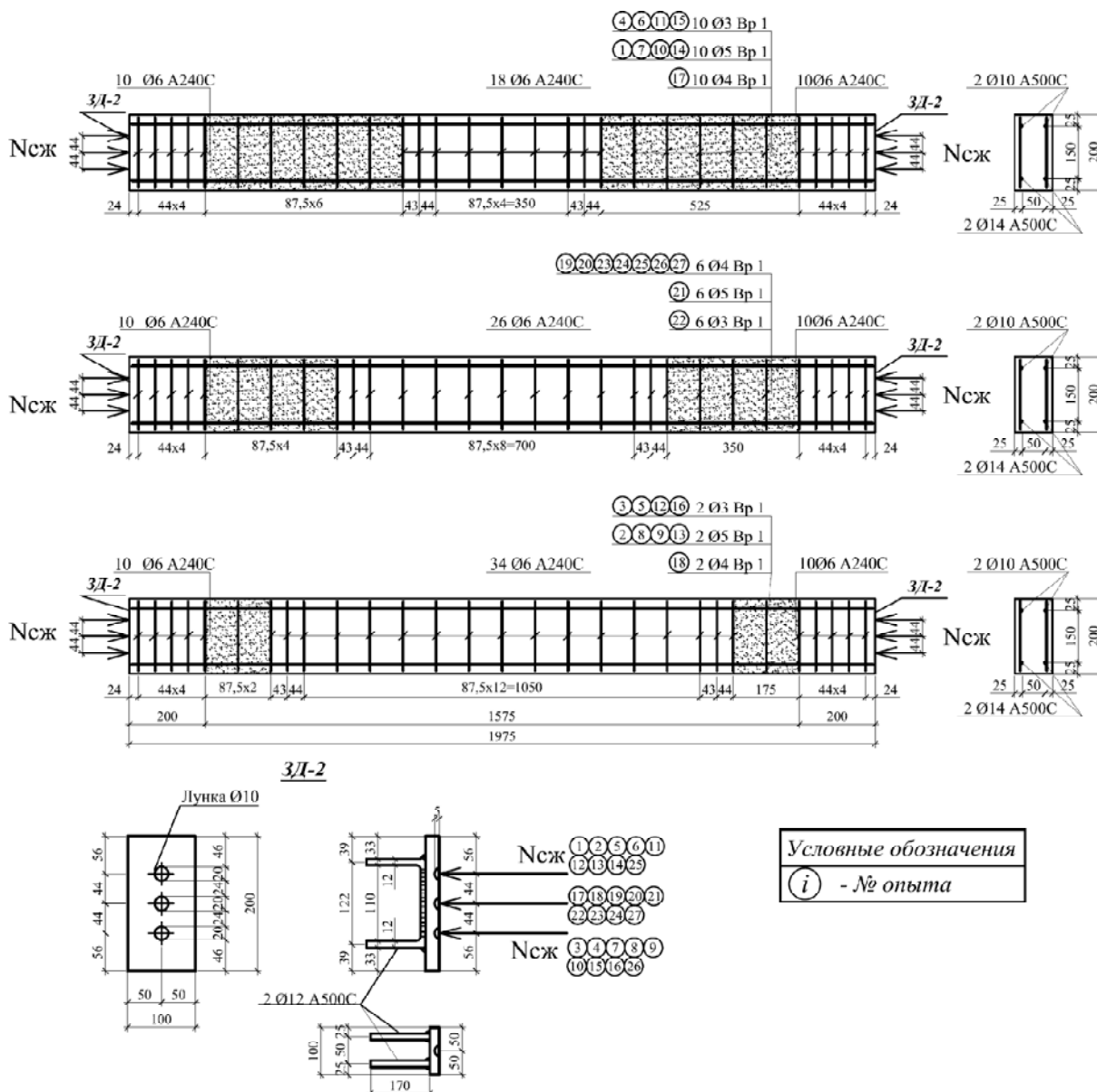


Рис. 2.2. Конструкция и армирование опытных образцов-балок III-V серии.

2.3. Составы бетонов, использованных при изготовлении опытных образцов-балок. Их прочностные и деформативные свойства.

Для изготовления опытных образцов-балок использовали обычный тяжелый бетон класса В25 на гранитном щебне фракций 5...10мм, кварцевом песке с модулем крупности 1,5. В качестве вяжущего использовали обычный портландцемент марки 400 без добавок. Для уменьшения водоцементного отношения, улучшения удобоукладываемости бетонной смеси и сокращения сроков набора прочности бетона во всех опытах использовали комплексную добавку Релаксол-Супер М (аттестат аккредитации НААУ № ИА 6.002.Н.592,

сертификат соответствия ISO 9001 № 04.156.026) в количестве 1% от веса цемента в пересчете на сухое вещество.

До начала экспериментальных исследований были апробированы опытные составы бетонов, используемые в дальнейшем для изготовления опытных образцов-балок, представленные в табл. 2.9, 2.10, 2.11.

Таблица 2.9

Опытный состав бетона класса по прочности на сжатие В15

Класс бетона	Натуральные значения исследуемых факторов							
	на 1 м ³				на 1 балку V=0,0395 м ³			
	Ц, кг/м ³	Доб.сух	В/Ц	Вода	Ц, кг/м ³	Доб.сух	В/Ц	Вода
В15	280	1%	0,70	196,0	11,06	0,11	0,312	7,74
					на 2 балки V=0,079 м ³ +6 кубов+6 призм			
					28,84	0,288	0,814	20,19

Таблица 2.10

Опытный состав бетона класса по прочности на сжатие В25

Класс бетона	Натуральные значения исследуемых факторов							
	на 1 м ³				на 1 балку V=0,0395 м ³			
	Ц, кг/м ³	Доб.сух	В/Ц	Вода	Ц, кг/м ³	Доб.сух	В/Ц	Вода
В25	465	1%	0,48	223,2	18,367	0,1836	0,51	8,81
					на 2 балки V=0,079 м ³ +6 кубов+6 призм			
					47,89	0,478	1,355	22,99

Таблица 2.11

Опытный состав бетона класса по прочности на сжатие В35

Класс бетона	Натуральные значения исследуемых факторов							
	на 1 м ³				на 1 балку V=0,0395 м ³			
	Ц, кг/м ³	Доб.сух	В/Ц	Вода	Ц, кг/м ³	Доб.сух	В/Ц	Вода
В35	650	1%	0,36	234,0	25,675	0,256	0,725	9,24
					на 2 балки V=0,079 м ³ +6 кубов+6 призм			
					66,95	0,669	1,891	24,1

В процессе бетонирования образцов-балок в каждом опыте из той же бетонной смеси изготавливали по 6 бетонных кубиков 100x100x100мм и 6 призм 300x100x100мм, которые впоследствии испытывали в возрасте 90 суток и за один день до начала основных испытаний в соответствии с требованиями действующих Норм [118]. Для уменьшения усадочных деформаций и обеспечения нормальных условий твердения бетона опытные образцы в течение 90...100 суток выдерживали под целлофановой пленкой с влажными опилками при близкой к 100%-ной влажности и температуре 20±2°С.

Осредненные результаты испытаний кубиковой и призмной прочности бетона по опытам, сериям и классам, с учетом фактора времени приведены в табл. 2.12, 2.13.

Таблица 2.12

Средние опытные значения прочностных и деформативных свойств бетона

№ опыта	Средняя прочность бетона, МПа				Модуль упругости бетона, МПа		Коэффициент Пуассона, μ		Предельные относительные деформации сжатия	
	Кубиковая		Призмная							
	\bar{R}_{90}	\bar{R}_t	\bar{R}_{bn}	$\bar{R}_{bn,t}$	$\bar{E}_{b,90}$	$\bar{E}_{b,t}$	$\bar{\mu}_{90}$	$\bar{\mu}_t$	$\bar{\varepsilon}_{bu,90} \times 10^{-5}$	$\bar{\varepsilon}_{bu,t} \times 10^{-5}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	48,40	53,24	36,10	39,71	38635	39690	0,18	0,184	360,0	370,8
2	21,00	23,10	16,20	17,82	27966	29264	0,22	0,224	485,1	499,7
3	47,30	52,03	37,40	41,14	38374	39440	0,19	0,194	368,5	379,5
4	20,90	22,99	15,50	17,05	27901	29199	0,22	0,224	447,5	460,9
5	48,10	52,91	36,90	40,59	38565	39623	0,18	0,184	373,8	385,0
6	20,70	22,77	15,70	17,27	27770	29068	0,22	0,224	480,4	494,8
7	47,80	52,58	35,90	39,49	38494	39555	0,18	0,184	338,0	348,1
8	20,80	22,88	15,90	17,49	27835	29134	0,22	0,224	494,6	509,4
9	46,90	51,59	36,20	39,82	38277	39346	0,18	0,184	370,2	381,3
10	21,10	23,21	16,15	17,77	28031	29328	0,22	0,224	447,5	460,9
11	47,10	51,81	37,50	41,25	38326	39393	0,18	0,184	364,9	375,8
12	21,05	23,16	15,80	17,38	27998	29296	0,22	0,224	494,1	508,9
13	48,70	53,57	37,20	40,92	38705	39757	0,18	0,184	345,7	356,0
14	20,90	22,99	15,50	17,05	27901	29199	0,22	0,224	456,9	470,6
15	48,10	52,91	36,10	39,71	38565	39623	0,18	0,184	346,4	356,8
16	20,60	22,66	16,05	17,66	27703	29002	0,22	0,224	452,2	465,7
17	35,00	38,50	25,70	28,27	34745	35933	0,20	0,204	399,0	411,0
18	34,80	38,28	26,10	28,71	34673	35863	0,20	0,204	405,0	417,2
19	48,50	53,35	37,90	41,69	38658	39712	0,18	0,184	345,0	355,4
20	21,00	23,10	15,90	17,49	27966	29264	0,22	0,224	467,0	481,0
21	35,10	38,61	26,20	28,82	34781	35968	0,20	0,204	410,0	422,3
22	34,80	38,28	26,80	29,48	34673	35863	0,20	0,204	415,0	427,5
23	34,70	38,17	25,90	28,49	34637	35827	0,20	0,204	426,0	438,8
24	33,90	37,29	25,60	28,16	34340	35539	0,20	0,204	410,0	422,3
25	35,00	38,50	26,30	28,93	34745	35933	0,20	0,204	418,0	430,5
26	34,80	38,28	27,00	29,70	34673	35863	0,20	0,204	416,0	428,5
27	34,90	38,39	26,70	29,37	34709	35898	0,20	0,204	412,0	424,4

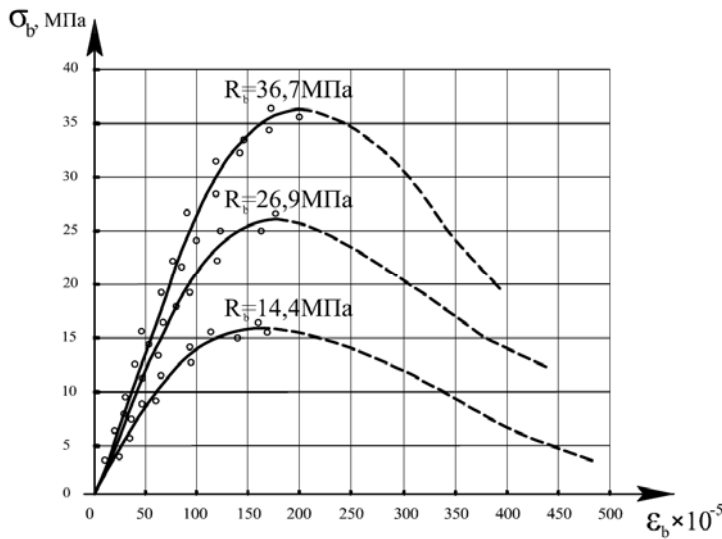
В процессе испытания призм за счет выравнивания продольных деформаций на каждой ступени нагрузки и задания, примерно, одинаковой скорости их нарастания получены восходящие ветви диаграммы состояния бетона. Осредненные диаграммы деформирования бетонных призм по классам бетона показаны на рис. 2.3.

Таблица 2.13

Осредненные опытные значения прочностных и деформативных свойств бетона по классам

Класс бетона	Средняя прочность бетона, МПа				Модуль упругости бетона, МПа		Коэффициент Пуассона, μ		Предельные относительные деформации сжатия	
	Кубиковая		Призменная							
B	\bar{R}_{90}	\bar{R}_t	$\bar{R}_{bn,90}$	$\bar{R}_{bn,t}$	$\bar{E}_{b,90}$	$\bar{E}_{b,t}$	$\bar{\mu}_{90}$	$\bar{\mu}_t$	$\bar{\varepsilon}_{bu,90} \cdot 10^{-5}$	$\bar{\varepsilon}_{bu,t} \cdot 10^{-5}$
B15	20,89	22,98	15,86	17,44	27897	29195	0,22	0,224	469,5	483,5
B25	34,78	38,25	26,23	28,85	34663	35853	0,20	0,204	413,8	426,2
B35	47,88	52,67	36,80	40,48	38511	39571	0,18	0,185	356,9	367,6

Зависимость осредненных значений коэффициента Пуассона от прочности бетона показана на рис. 2.4.



○ - опытные значения;
 ———- аппроксимирующая восходящая кривая ГП «НИИСК», (г. Киев);
 - - - - аппроксимирующая ниспадающей ветви ГП «НИИСК», (г. Киев).

Рис. 2.3. Осредненные диаграммы деформирования бетонных призм по классам бетона

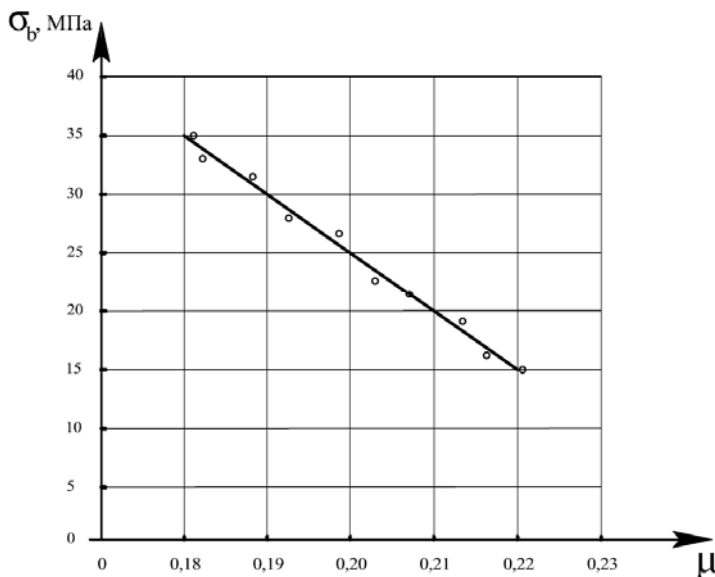


Рис. 2.4. Зависимость осредненных значений коэффициента Пуассона от класса бетона

2.4. Опытная установка и характер приложения внешней нагрузки.

Для испытания опытных образцов-балок была запроектирована и изготовлена специальная универсальная силовая установка.

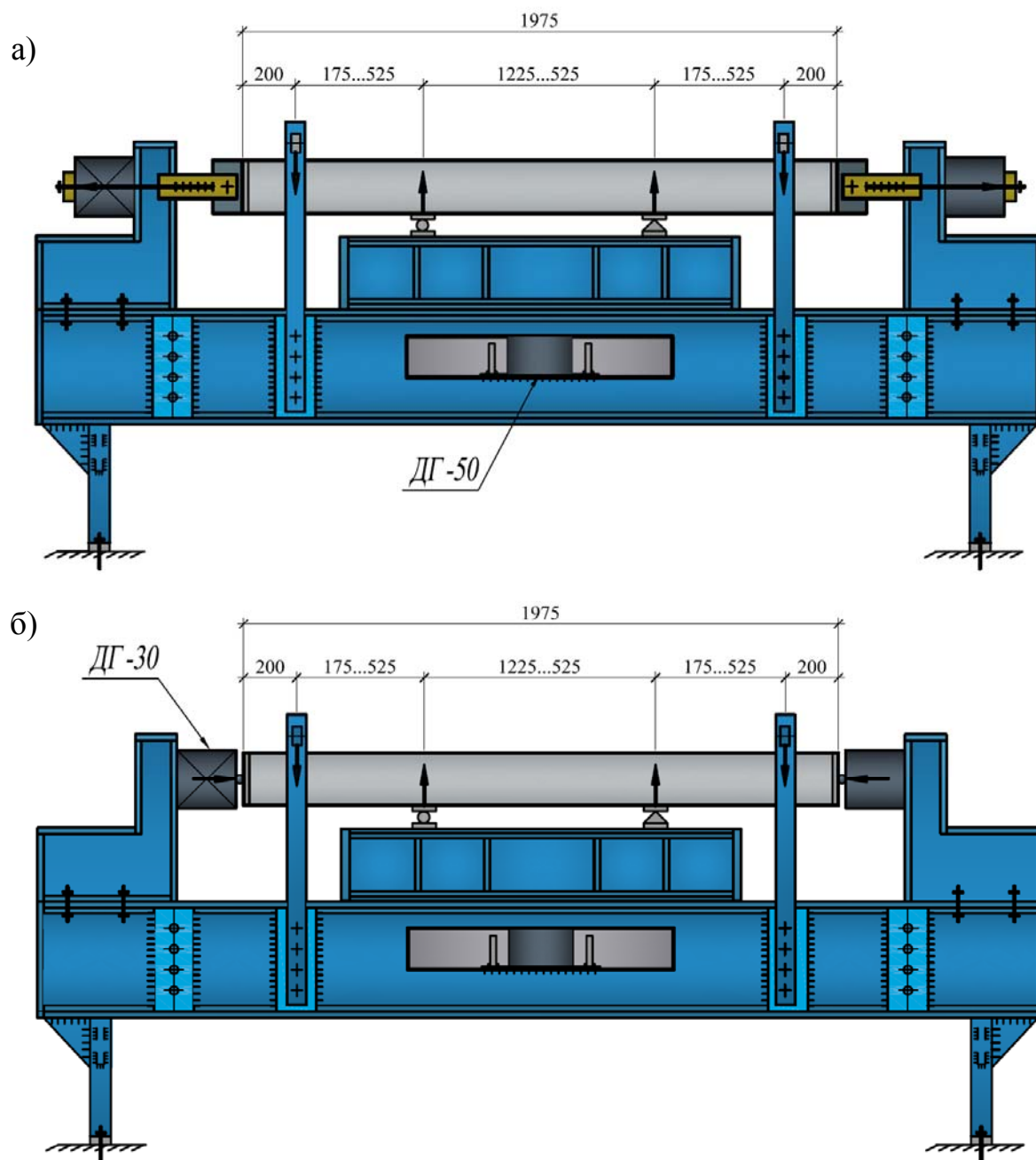


Рис. 2.5. Конструкция силовой установки и схема испытания железобетонной балки на плоский поперечный изгиб с растяжением (а) или со сжатием (б).

Плоский поперечный изгиб опытной балки (рис. 2.5) в силовой установке создается с помощью гидравлического домкрата ДГ-50 и усиленной металлической двутавровой балки-траверсы, передающей от него на опытную железобетонную балку две одинаковые сосредоточенные силы,

контролируемые тарированным манометром насосной станции домкрата и силовым динамометром, установленным вместе одной из опор.

До приложения двух симметрично расположенных поперечных сил к балке вначале прикладывается заданная планом эксперимента внецентренно или центрально приложенная продольная растягивающая или сжимающая продольная сила.

Конструкция универсальной силовой установки с приспособлениями рассчитана на создание двух вертикальных сосредоточенных сил до 250кН каждая с учетом упругой работы всех её элементов, а также продольной сжимающей или растягивающей силы величиной до 300кН.

2.5. Схема наклейки тензорезисторов и расстановки приборов в опытных образцах-балках.

Перед приложением поперечной нагрузки к балке прикладывали ступенями по $0,2N_{adm}$ заданную планом продольную растягивающую или сжимающую силу. Далее, в соответствии с рекомендациями [115] исследуемые образцы-балки в натурном эксперименте нагружали с помощью домкрата ДГ-50 и распределительной балки-траверсы двумя сосредоточенными кратковременными силами ступенями: до появления первой наклонной трещины по $(0,04...0,06) F_{ult}$, затем - по $(0,08...0,12)F_{ult}$ до развития предельно допустимых прогибов и, наконец, - по $(0,04...0,06)F_{ult}$ до разрушения. Выдержка нагрузки на каждой ступени составляла 15 мин. со всеми измерениями в начале и в конце каждой ступени нагружения.

Для предотвращения смятия бетона в местах приложения нагрузки и опорных реакций использовали распределительные пластины шириной 30 мм. и обладающие достаточной жесткостью для создания жесткой полосовой равномерно распределенной нагрузки. В численных экспериментах нагрузку прикладывали аналогично этапам.

Известно, что при некоторых сложных видах деформаций и, в частности, при продольно-поперечном изгибе нарушается принцип суперпозиции, в связи с чем очередность приложения внешних силовых факторов может сказаться на несущей способности исследуемых железобетонных элементов. Однако, по данным режим кратковременного нагружения сжато-изогнутого элемента, при котором поперечные силы прикладываются не ранее осевых продольных сжимающих, практически, не оказывает влияния на прочность наклонных сечений.

Перед изготовлением опытных балок на продольную сжатую и растянутую арматуру одного из плоских каркасов были наклеены цепочки тензорезисторов (рис. 2.6) КФ5П1-5-200 с базой 5 мм. и соблюдением рекомендуемой заводом-изготовителем (ООО «Веда», г. Киев) технологии. Цепочки тензорезисторов клеятся таким образом, чтобы была возможность определять продольные и поперечные силы, а также изгибающие моменты, воспринимаемые непосредственно арматурными стержнями.

Переход от измеренных в опыте деформаций к напряжениям в арматуре осуществляли по методике с помощью закона Гука. В тех случаях, когда деформации крайних верхних и нижних волокон в стержнях превышают значения, отвечающие пределу пропорциональности, используется фактическое значение E_s из диаграммы « $\sigma_s - \varepsilon_s$ ». Таким образом,

$$\sigma_s = \frac{\varepsilon_{s, \text{верхн.}} + \varepsilon_{s, \text{нижн.}}}{2} \cdot E_s; \quad (2.1)$$

$$M_s = \frac{\varepsilon_{s, \text{верхн.}} + \varepsilon_{s, \text{нижн.}}}{2} \cdot E_s \cdot W_s; \quad (2.2)$$

$$Q_s = \frac{dM_s}{dx}; \quad (2.3)$$

$$W_s = \frac{\pi \cdot d_s^3}{32}. \quad (2.4)$$

Деформации бетона опытных образцов измеряли с помощью проволочных тензорезисторов с базой 40 мм наклеенных по общепринятой методике на одну боковую отшлифованную поверхность балки (рис. 2.6), открытые поры которой до испытания заделывали раствором, обладающим близким к основному составу бетона модулем упругости.

Контроль деформаций бетона сжатой зоны и растянутой арматуры посередине пролета, под сосредоточенными силами и у опор осуществляли также с помощью индикаторов часового типа И-1...8 (рис. 2.6) с ценой деления $1 \cdot 10^{-3}$ мм., установленных с базой 100, 150, 200 мм.

Вертикальные перемещения нижней грани балки измеряли посередине пролета, под сосредоточенными силами и на свободных краях образца с помощью индикаторов часового типа П-1...5 с ценой деления 0,01мм.

Углы поворота опорной, приопорной и пролетной частей балки в ее плоскости определяли с помощью индикаторов часового типа У-1...12 с ценой деления $1 \cdot 10^{-2}$ мм, установленных на расстоянии 500мм между собой по высоте на выносных консолях (рис. 2.6).

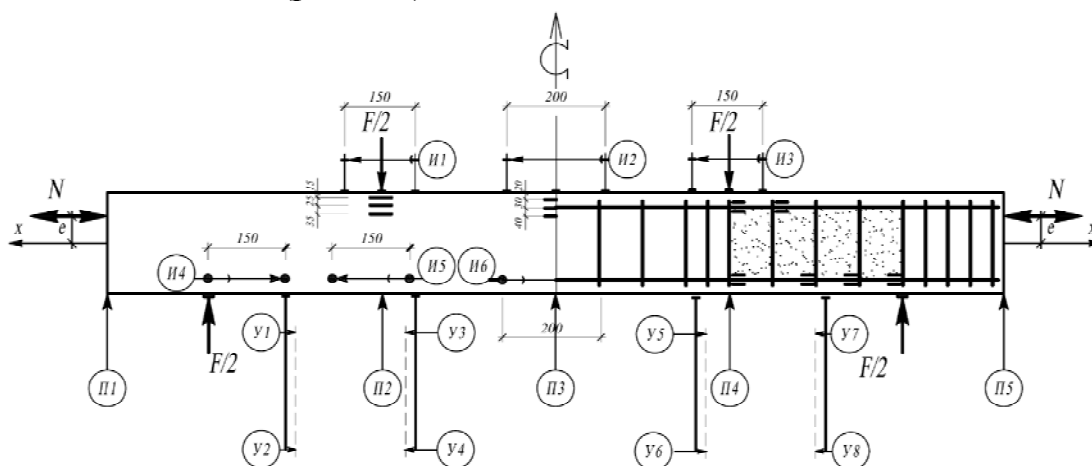


Рис. 2.6. Схема нагружения, расстановки приборов и наклейки тензорезисторов в опытных балках



Рис.2.7. Общий вид испытания балки на изгиб с растяжением.

По мере появления и развития характерных нормальных и наклонных трещин на каждой ступени нагружения фиксировали положение их устья и измеряли ширину раскрытия с помощью переносного микроскопа с 20-ти кратным увеличением.

2.6. Адаптированная слоистая деформационная модель опытных образцов-балок и выполнения численных экспериментов.

Для моделирования напряженно-деформированного состояния балок пользуясь рекомендациями [12] принимаем деформационную модель балки в дискретном виде: делим её на i участков (например, кратно шагу поперечной арматуры) по длине и j слоёв (например, по 1 см.) по высоте сечений. Предполагаем, что на образовавшихся таким образом участках напряженно-деформированное состояние одинаково.

Арматуру растянутой и сжатой зон балки “привязываем” к граням сечения на уровне их центров тяжести с величинами защитных слоёв a и a' (рис. 2.8). В основу моделирования напряженно-деформированного состояния растянуто-изогнутой или сжато-изогнутой балки использованы традиционные для деформационной модели положения.

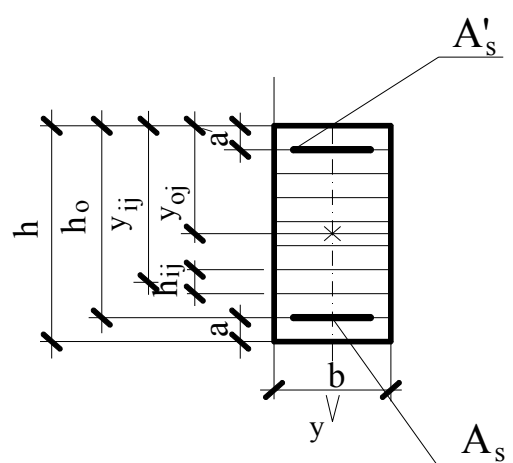


Рис.2.8 Расчетное поперечное сечение балки

Сначала по торцам к балке прикладывается продольная растягивающая сила N с заданным эксцентриситетом, а потом - две симметрично расположенные сосредоточены силы F на расстоянии " a " от опор (рис. 2.5). Все характеристики НДС балки определяются итерационным методом (последовательных приближений). Выражением, используемым для описания диаграммы σ_b - ε_b (рис. 2.9), является выражение ГП «НИИСК» (А.Н. Бамбура) или соотношение, предложенное ЕК-2:

$$\frac{\sigma_b(t)}{R_b} = \frac{k \times \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \times \eta}, \quad (2.5)$$

где: $\eta = \frac{\varepsilon_b(t)}{\varepsilon_{bu}}$ - величина, которая характеризует интенсивность увеличения деформаций в бетоне $\varepsilon_b(t)$;

ε_{bu} - величина деформаций, которая отвечает наибольшему значению напряжений сжатия R_b (призмической прочности);

k - коэффициент, который учитывает влияние неупругой составляющей деформации.

ЕН рекомендует определить призмическую прочность бетона в любой момент времени (t) со дня бетонирования по известной формуле:

$$R_b = R_{b28} \frac{\lg t}{\lg 28}, \quad (2.6)$$

где R_{b28} - призмическая прочность бетона в 28-суточном возрасте.

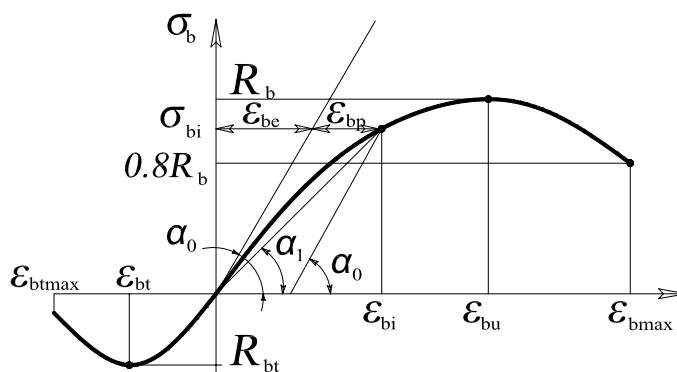


Рис. 2.9 Диаграмма σ - ε бетона ЕКБ-ФИП (ЕК-2).

Для определения значения ε_{bu} была принята формула, которая по данным [12] хорошо согласуется (коэффициент вариации $\nu \leq 5\%$) с экспериментальными данными:

$$\varepsilon_{bu} = \left[3,6R_b - 3 \left(\frac{R_b}{36} \right)^5 + 51 \right] \times 10^{-5}. \quad (2.7)$$

С целью сближения восходящей ветви кривой (1) с экспериментальными данными было введено дополнительное условие при определении

коэффициента k . Таким условием есть точка диаграммы, которая отвечает начальному модулю деформаций бетона E_{b0} . В действующих на Украине нормах [118] начальный модуль E_{b0} определяется при напряжениях $\sigma_b = 0,3R_b$.

Для этого уровня напряжений деформация бетона составляет $\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_{b0}} = \frac{0,3R_b}{E_{b0}}$

$$\text{Тогда } \eta_0 = \frac{0,3R_b}{\varepsilon_{bu} E_{B0}}. \quad (2.8)$$

После подстановки в (2.5) в место $\sigma_b / R_b = 0,3$ и выражения (2.8) получим:

$$0,3 = \frac{k \cdot \eta_0 - \eta_0^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta_0}. \quad (2.9)$$

После преобразования (2.9) получим выражение для коэффициента упругопластичности бетона k на восходящей ветви диаграммы:

$$k = \frac{\eta_0^2 + 0,6 \cdot \eta_0 + 0,3}{0,7 \cdot \eta_0}. \quad (2.10)$$

Для описания нисходящей ветви диаграммы сжатия бетона вводится точка, отвечающая конечному значению деформации бетона $\varepsilon_{b\max}$:

$$\varepsilon_{b\max} = \frac{R_b \cdot 10^{-2}}{10 + 2,75R_b}. \quad (2.11)$$

Исходя из условия, что $\varepsilon_{b\max}$ наблюдаются при напряжениях $\sigma_b = 0,8R_b$, коэффициент упругопластичности k_1 на нисходящей ветви диаграммы $\sigma - \varepsilon$ бетона приобретает вид:

$$k_1 = \frac{\eta_{01}^2 + 1,6 \cdot \eta_{01} + 0,8}{0,2 \cdot \eta_{01}}. \quad (2.12)$$

Для описания диаграммы $\sigma - \varepsilon$ при растяжении бетона используем ту же зависимость (2.5), что и при сжатии. Значения $\varepsilon_{bu}, \varepsilon_{bt\max}$ получаем путём умножения $\varepsilon_{bu}, \varepsilon_{b\max}$ на соотношение R_{bt} / R_b . В конечном виде напряжения растяжения в бетоне определяем с помощью зависимости

$$\frac{\sigma_{bt}(t)}{R_{bt}} = \frac{k \cdot \eta_t + \eta_t^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta_t}. \quad (2.13)$$

Прочность бетона при растяжении определяется по формуле:

$$R_{bt} = R_{bt28} \frac{\lg t}{\lg 28}. \quad (2.14)$$

Секущий модуль деформаций бетона в любом возрасте и уровне нагружения в некоторой точке и диаграммы определяется зависимостью:

$$E_{bi}(t) = \frac{\sigma_{bi}(t)}{\varepsilon_{bi}(t)} = \operatorname{tg} \alpha_i. \quad (2.15)$$

Деформации ползучести ε_{cr} можно учесть путём использования известных зависимостей, предложенных А.Я.Барашиковым, А.Б.Гольшевым, В.П.Полищуком, [6,26] И.Е.Прокоповичем, И.В.Руденко и др. для бетонов без

повреждений, а также З.Я.Блихарским [11] для бетонов, поврежденными коррозионными процессами. Поскольку в исследуемых элементах использовали растянутую и сжатую арматурную сталь с физическим пределом текучести, то связь между напряжениями и деформациями представим в виде двухлинейных диаграмм (рис. 2.10).

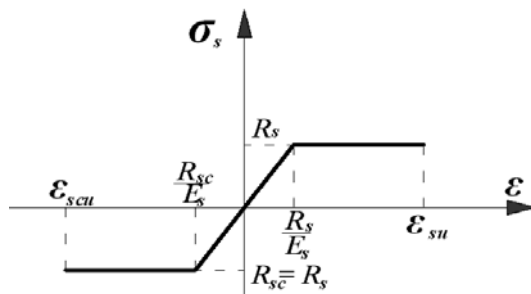


Рис.2.10 Диаграмма σ_s - ϵ_s для арматурной стали с физическим пределом текучести

Для простого случая нагрузки элемента постоянного сечения двумя поперечными силами F эпюры внутренних усилий, углов наклона и прогибов без учета влияния деформаций сдвига имеют вид, представленный на рис.2.11.

Изгибающий момент и поперечная сила по длине элемента являются переменными величинами:

$$M(X) = M_F(X) + M_N(X) = M_F(X) + NY_P(X), \quad (2.16)$$

где: $M_F(X)$ и $M_N(X)$ - изгибающие моменты в сечении X , соответственно, от

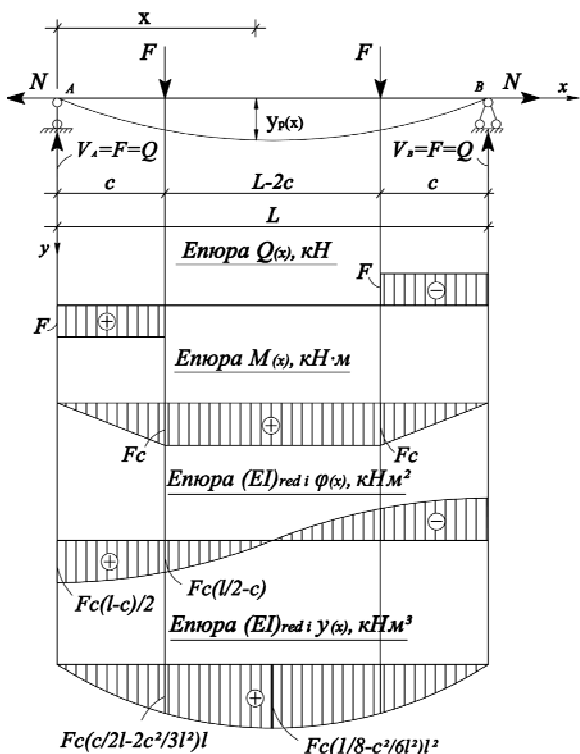


Рис. 2.11. Эпюры внутренних усилий, углов поворота и прогибов балки без учета её собственного веса.

поперечной нагрузки F и продольной силы N . При этом, в начальной стадии работы элемента при отсутствии эксцентриситета ($e = 0$) нарушается принцип суперпозиции (независимости действия сил). В таком случае в начале следует приложить часть поперечной нагрузки F , способного вызвать заметный прогиб элемента, а затем - продольную силу.

Моделирование напряженно-деформированного состояния исследуемых элементов при их растяжении с изгибом выполняем в соответствии с блок-схемой, представленной на рис. 2.12, в такой последовательности:

1. Вводится входная (п.2 блок-схемы)

информация.

2. Определяются геометрические характеристики сечений железобетонных балок (п.3 блок-схемы) с учетом

реальных секущих модулей деформаций на данном этапе:

$$(EA)_{redI} = \sum_{j=1}^{j_{max}} (E_{bij} A_{bij} + E_{si} A_{si} + E'_{si} A'_{si}), \quad (2.17)$$

$$(ES)_{redI} = \sum_{j=1}^{j_{max}} (E_{bij} A_{bij} y_{ij} + E_{si} A_{si} y_{si} + E'_{si} A'_{si} y'_{si}), \quad (2.18)$$

$$y_{oi} = \frac{(ES)_{redI}}{(EA)_{redI}}, \quad (2.19)$$

$$(EI)_{redI} = \sum_{j=1}^{j_{max}} (E_{bij} A_{bij} (y_{oi} - y_{ij})^2 + E_{si} A_{si} (h_0 - y_{oi})^2 + E'_{si} A'_{si} (y_{oi} - a')^2), \quad (2.20)$$

где $E_{bij}(t)$, E_{si} , E'_{si} - секущие модули деформаций, соответственно бетона, растянутой и сжатой арматуры, которые перед нагружением принимаются равными начальным модулям деформаций;

A_{bij} - площадь j -го слоя i -го сечения балки;

y_{ij} - расстояние от сжатой грани балки до центра тяжести j -го слоя i -го сечения балки.

3. Определяем начальную координату полюса силы N (п.4 блок-схемы) без учета прогиба данного сечения по формуле:

$$y_{p0} = \left[\frac{h}{2} - y_{oi} \pm (e + e_{0_{eun}}) \right], \quad (2.21)$$

где e - эксцентриситет приложения продольной растягиваемой или сжимающей силы N , взятый со знаком "-", если он создает разгружающий момент в балке (выгиб), и со знаком "+", если он создает в ней догружающий момент;

$e_{0_{eun}} = \frac{h}{30}$ - случайный эксцентриситет приложения силы N .

4. Задаем этап нагружения балки продольной растягивающей или сжимающей силой N с последующим ее увеличением на $\Delta N = 0,1 [N_{adm}]$ (п.5, 6 блок-схемы) до заданной или допустимой величины $[N_{adm}]$.

5. Определяем деформации бетона и арматуры в i -тых сечениях балки (при необходимости с учетом ползучести и усадки бетона), а также уточняем координату полюса силы N (п.7 блок-схемы):

$$\varepsilon_{bij} = \frac{N}{(EA)_{redI}} \cdot \left[1 + \frac{y_p (y_{ij} - y_{0i}) (EA)_{redI}}{(EI)_{redI}} \right] + \frac{M_i (y_{ij} - y_{0i})}{(EI)_{redI}}, \quad (2.22)$$

$$\varepsilon_{si} = \frac{N}{(EA)_{redI}} \cdot \left[1 + \frac{y_p (h - a_i - y_{0i}) (EA)_{redI}}{(EI)_{redI}} \right] + \frac{M_i (h - a_i - y_{0i})}{(EI)_{redI}}, \quad (2.23)$$

$$\varepsilon'_{si} = \frac{N}{(EA)_{redI}} \cdot \left[1 + \frac{y_p (a'_i - y_{0i}) (EA)_{redI}}{(EI)_{redI}} \right] + \frac{M_i (a'_i - y_{0i})}{(EI)_{redI}}, \quad (2.24)$$

$$y_{pi} = y_{p0} + y_{N(x)}, \quad (2.25)$$

где $y_N(x)$ - дополнительный прогиб или выгиб i -го сечения, обусловленный продольной силой N , определяется по формуле:

$$y_{N(x)} = [(\varepsilon_{si} - \varepsilon'_{b1}) / h_0] \cdot \rho_{mNi} \cdot l^2, \quad (2.26)$$

где ρ_{mNi} - коэффициент, учитывает влияние момента от продольной силы N (или усилие от предварительного напряжения) на величину обусловленного им прогиба или выгиба. Он определяется по длине балки ($0 \leq x \leq l$) по формуле:

$$\rho_{mNi} = \frac{lx - x^2}{2l^2}, \quad (2.27)$$

6. Проверяем условие непревышения определенными по формулам (2.22)...(2.25) деформациями установленных по соответствующим диаграммам σ - ε (п.8 блок-схемы) предельных величин ε_{btmax} , ε_{bmax} и ε_{su} . Превышение деформаций растяжения ε_{btmax} в каком из слоев сечения свидетельствует о том, что модуль деформаций в нем равен нулю и слой выключился из работы в соответствующем сечении элемента. При превышении деформаций сжатия в бетоне или растяжения в арматуре предельных величин ε_{bmax} или ε_{su} , соответственно, считается, что в данном сечении исчерпана прочность нормальных сечений. При этом, для уточнения величины разрушающей нагрузки она сначала уменьшается до величины предварительного этапа (п.17 блок-схемы) с последующим увеличением её на $\Delta N / 2$ (п.18 блок-схемы).

7. Если деформации в бетоне и арматуре не превышают предельно допустимых величин ε_{bmax} и ε_{su} , то запоминаем величины деформаций в каждом j -том слое каждого i -того сечения (п.10 блок-схемы) и по диаграммам σ - ε бетона и арматуры определяем величины напряжений, соответственно, в бетоне σ_{bij} и арматуре σ_{si} . Затем выполняем уточнение и коррекцию секущих модулей деформаций бетона и арматуры (п.11 блок-схемы):

$$E_{bij} = \sigma_{bij} / \varepsilon_{bij}, \quad (2.28)$$

$$E_{si} = \sigma_{si} / \varepsilon_{si}, \quad (2.29)$$

$$E'_{si} = \sigma'_{si} / \varepsilon'_{si}, \quad (2.30)$$

По уточненным величинами секущих модулей деформаций вычисляем характеристики сечений $(EA)_{red\ i}$, $(EI)_{red\ i}$ (п.12 блок-схемы).

8. По отредактированным геометрическим характеристикам сечений балок уточняем величины деформаций бетона ε_{bij} и арматуры ε_{si} , ε'_{si} (п.13 блок-схемы) и сравниваем их с определенными в предыдущем цикле расчета (п.9 блок-схемы). Если их значения близки к заданной точности расчетов, считаем, что на данном этапе нагрузки параметры НДС сечений балки установлены (п.14 блок-схемы) и можно переходить к определению прогибов, других параметров работоспособности исследуемых элементов (п.15 блок-схемы).

9. По уточненной авторской инженерной методике определяем величину несущей способности наклонных сечений $[Q_{ult}]$ исследуемых железобетонных элементов (п.21 блок-схемы).

10. После достижения продольной растягивающей силой заданной или допустимой величины $[N_{adm}]$, переходим к изучению изменения напряженно-деформированного состояния в процессе пропорционального нагружения балки симметрично расположенными поперечными силами F (рис. 2.12, п.22, 23 блок-

схемы) ступенями $\Delta F \leq 0, 1 [Q_{ult}]$ к разрушению элемента по нормальному или наклонному сечению.

11. Определяем величину изгибающего момента и поперечной силы по длине балки (п.24 блок-схемы):

$$\text{- при } 0 < x \leq c \quad (\text{см. рис.2.12}) \quad M_F(x) = Fx, \quad Q(x) = F; \quad (2.31)$$

$$\text{- при } c < x \leq l-c \quad M_F(x) = Fx - F(x-c) = Fc, \quad Q(x) = F - F = 0, \quad (2.32)$$

$$\text{- при } l-c < x \leq l \quad M_F(x) = F(l-x), \quad Q(x) = -F; \quad (2.33)$$

12. По формулам (2.22)...(2.25) находим деформации бетона и арматуры в данных сечениях балки (при необходимости с учетом ползучести и усадки бетона), а также уточняем координату полюса силы $[N_{adm}]$ с учетом дополнительного прогиба от поперечного и продольного усилия (п.25 блок-схемы).

$$y_{pi} = y_{p0} + y_{tot,i} \quad (2.34)$$

где: $y_{tot,i}$ - полный прогиб данного сечения балки, определенный как алгебраическая сумма прогибов, обусловленных деформациями изгиба от поперечной и продольной нагрузки, а также деформациями сдвига:

$$y_{tot,i} = \left(\frac{\varepsilon_{si} - \varepsilon_{bi1}}{h_0} \right) \cdot (\rho_{mNi} + \rho_{mMi}) l^2 \cdot \rho_{qi}, \quad (2.35)$$

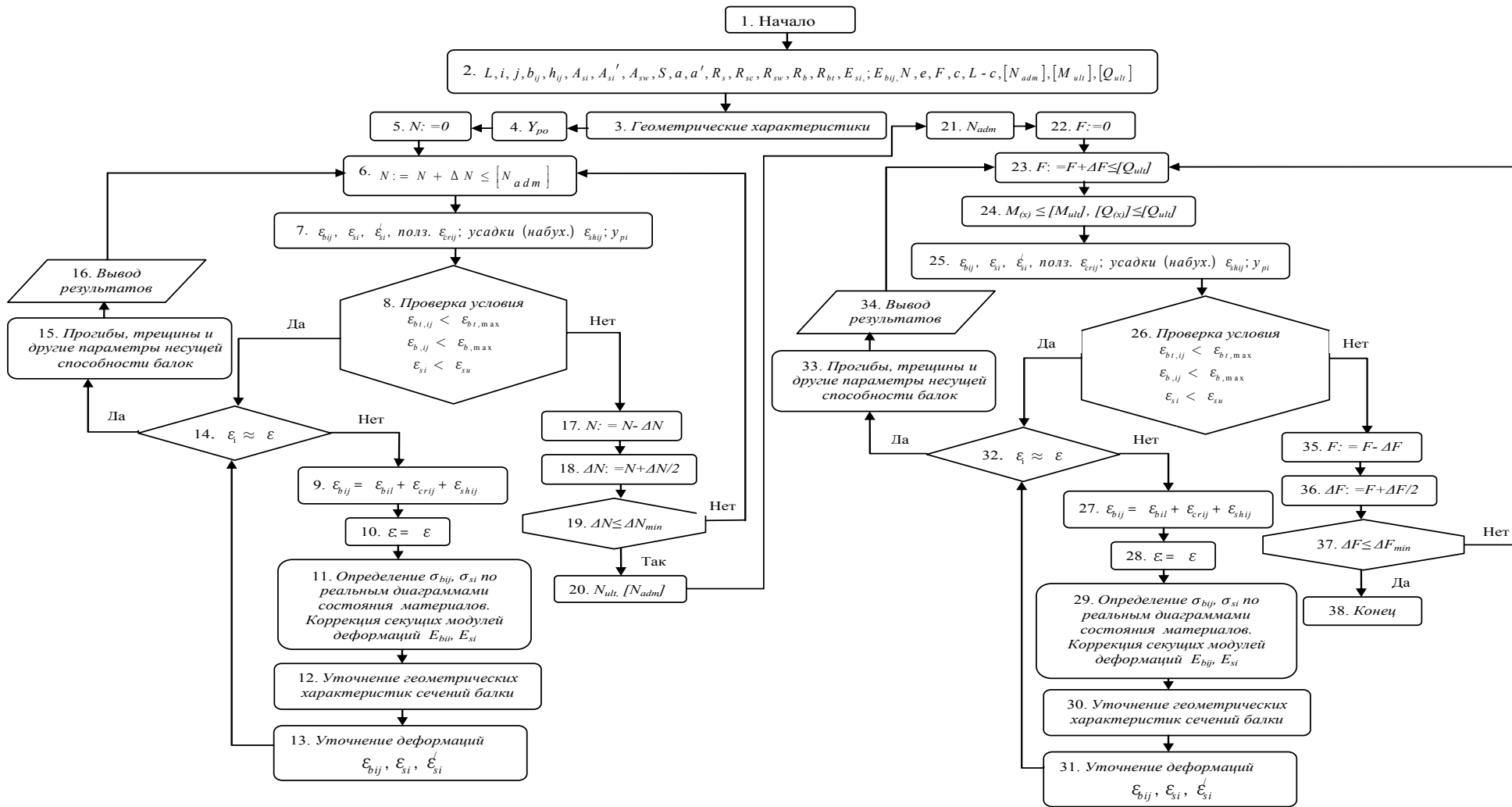


Рис. 2.12. Блок схема моделирования напряженно-деформированного состояния внецентренно растянутых или сжатых железобетонных элементов.

где ρ_{mMi} - коэффициент, учитывает влияние изгибающего момента на прогиб балки в данном сечении. Он определяется в пределах пролета среза

($0 < x \leq c$) по формуле $\rho_{mMi} = \frac{x}{2l} - \frac{2x^2}{3l^2}$,

в пролете ($c < x \leq l/2$) $\rho_{mMi2} = \rho_{mMi1} + \frac{(x-c)(\rho_{mMl/2} - \rho_{mMi1})}{l/2 - c}$ (2.36)

где $\rho_{mMl/2} = \frac{1}{8} - \frac{c^2}{6l^2}$ - посередине пролета балки;

ρ_{qi} - коэффициент, учитывает влияние деформаций сдвига на прогиб балки и определяется по приближенной зависимости $\rho_{qi} = 1 + \frac{\varphi_q}{\rho_{mi}} \left(\frac{h}{l} \right)^2$, что

допускается действующими нормами [118] и в которой коэффициент $\varphi_q = 1,5$ при наличии нормальных и (или) наклонных трещин в относительно коротких $l/h \leq 10$ свободно опертых балках постоянного по длине сечения. При $l/h > 10$ $\rho_{qi} = 1$.

13. Проверяем условие непревышения определенными по формулам (2.22)...(2.25) деформациям установленных по соответствующим диаграммам σ - ε (п. 26 блок-схемы) предельных величин и дальнейший расчет продолжается по ранее описанному алгоритму для продольной силы N с уточнением нагрузки F , соответствующей появлению первых нормальных и наклонных трещин, фиксацией прогибов балки на соответствующих этапах ее работы вплоть до разрушения по нормальному или наклонному сечениям.

Сравнение экспериментальных и расчетных значений основных параметров работоспособности (появление нормальных и наклонных трещин, прогибов, разрушающая нагрузка), полученных путем использования предложенного алгоритма и эффективной компьютерной математики «MATLAB», показало удовлетворительную их сходимость и целесообразность применения данной методики после ее реализации в виде самостоятельной компьютерной программы для железобетонных элементов, работающих на растяжение или сжатие с изгибом.

Использование полинома [4] для описания диаграммы состояния сжатого бетона на восходящих и нисходящих участках в виде:

$$\sigma_b = R_b \sum_{k=1}^5 \alpha_k \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^k, \quad (2.37)$$

где R_b - призмная прочность бетона при осевом сжатии,

α_k - коэффициенты полиномиальной зависимости,

ε_{bR} - наибольшие деформации бетона при $\sigma_b = R_b$, показало лучшую сходимость расчетных и экспериментальных данных с учетом того, что она (зависимость (2.37)) адаптирована к отечественным бетонам.

2.7. Нелинейный конечно-элементный расчет исследуемых конструкций с использованием ПК «Лира 9.6»

Изучению физической нелинейности бетона и железобетона посвящены пионерные разработки А.Ф. Лолейта, В.И. Мурашев [108,109,111]. Они создали предпосылки для развития инженерных методов расчета изгибаемых железобетонных конструкций, которые нашли отражение во многих нормативных документах, в том числе [118]. Однако, эти теории дают ответ о характере распределения напряжений по высоте сечения элементов только на отдельных стадиях их работы и не позволяют проследить за действительным напряженно-деформированным состоянием вплоть до появления предельного состояния. При этом, с помощью указанных расчетов можно сделать удовлетворительный прогноз прочности нормальных сечений и соответствующих деформаций вдоль оси стержня.

Для того, чтобы более детально охарактеризовать процесс деформирования исследуемых железобетонных элементов нужно, как оказалось, применить теорию пластичности, методы механики деформирования и разрушения твердого тела.

Начало исследованиям пластичности материалов при сложном напряженно-деформированном состоянии положено работами L. Prandtl, Рейсса, А.А. Ильюшина [72] и др. Однако, достаточно быстро выяснилось непригодность указанных классических теорий для описания пластичности бетона, поскольку бетон имеет неодинаковую прочность на сжатие и растяжение, в нем могут образовываться трещины, появляется деформационная анизотропия и эффект дилатации при трехосном сжатии, т.е. увеличение объема.

В определяющей работе Г.А. Гениева, В.Н.Киссюка, Г.А. Тюпина [23] впервые предложено учесть все вышеперечисленные особенности деформирования бетона, который рассматривается как нелинейно-упругий изотропный материал, а железобетон - трансверсально изотропным как до, так и после образования трещин.

Работы А.И. Козачевского [87], В.М. Круглова [93], С.Ф. Клованича [85], В.И. Корсуна [91] существенно развили предложенную теорию пластичности бетона и железобетона.

В работе А.А. Гвоздева и Н.И. Карпенка [75,77,78] используется гипотеза о деформационной ортотропии материала, т.е. принимается гипотеза о том, что направление осей ортотропии совпадает с направлением главных напряжений. В последующих исследованиях Н.И. Карпенко [76] и его ученики развивают теорию малых упруго-пластических деформаций, в которой бетон как до, так и после появления трещин рассматривается как анизотропный материал, характеризующейся деформационной анизотропией, обусловленной трещинообразованием и дискретным расположением арматуры.

Анализ указанных и других работ показал, что как ортотропная, так и анизотропная теории малых упруго-пластических деформаций бетона, по сути, являются деформационными теориями, оперирующими конечными величинами

деформаций и напряжений. И если они хорошо согласуются с опытом при простом пропорциональном нагружении, то при сложном режиме нагрузки расчетные и фактические деформации и напряжения существенно отличаются друг от друга [53].

Относительно недавно выяснилось, что напряжения и деформации при разгрузке и повторном нагружении, температурных воздействиях и т.д. удовлетворительно могут быть связаны между собой только на базе теории течений с учетом их приращений.

Приращения деформаций образованы из упругой (обратимой) и пластической (необратимой) составляющих. При этом, пластическая составляющая приращений деформаций и напряжений согласно этой теории может быть охарактеризована некоторой поверхностью, называемой поверхностью нагрузок или поверхностью пластического потенциала. Пластическое течение развивается по нормали к этой поверхности (ассоциированная теория) или с отклонением от нормали (неассоциированная теория). Как правило, эти поверхности строятся на базе предельных поверхностей материала путем их трансформации (деформационного упрочнения) или смещения (трансляционное упрочнение). Различные варианты теорий течений отличаются способом построения этих поверхностей [29].

Теории течений, которые можно было бы применить к расчету бетонных и железобетонных конструкций, развиты значительно меньше по сравнению с деформационными. Первые исследования по применению теорий течений для бетона выполнены В.С. Ленским [96], С. Бажантом [1], В.М. Кругловым [93] и др. Как выяснилось, современные варианты деформационной теории, и теорий течений базируются на предельных поверхностях материала, описывающих прочность бетона и железобетона при сложном (трехосном) напряженном состоянии. В деформационной теории указанные поверхности определяют параметры нелинейности, а в теориях течения они используются для построения поверхностей нагрузки, пластического потенциала и т.д.

Основы современных представлений о теории прочности бетона при трехосном напряженном состоянии были заложены М.М.Филоненко-Бородичем [127], Г.А. Гениевим, В.Н. Киссюком, Г.А. Тюпиним [23], Г.С. Писаренком, А.А. Лебедевым [113], Т.А. Баланом, С.Ф. Клованичем [85,86], Н.И. Карпенком и его учениками [77,78,79], S. Dei Poli [144], К.Н.Gerstle [148], Н.В. Kupfer [149] и др.

Появление современных скоростных ЭВМ с большим объемом памяти сделало возможным решение задач со сложными расчетными моделями численными методами. В такой ситуации главным ставится вопрос о выборе эффективного численного метода.

На сегодняшний день метод конечных элементов (МКЭ) занял ведущее место благодаря своим очевидным преимуществам, возможности приведения задачи к системе линейных или нелинейных алгебраических уравнений без предварительной формулировки их дифференциальных аналогов, условного разбиения сплошной среды конструкции на ряд элементов, которые сохраняют ее свойства.

В работе [156] D. Ngo и A.C. Scordelis впервые использовали МКЭ для расчета конструкций, которые работали в условиях плоского напряженного состояния. В настоящее время в большинстве численных исследований напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций по предложению А.А. Гвоздева и Н.И. Карпенка используются однотипные конечные элементы, образованные комплексным, нелинейным, анизотропным композиционным материалом, который состоит из двух сплошных сред - бетона и "размазаной" с помощью коэффициента армирования арматуры. Наибольшие успехи в моделировании работы железобетона с трещинами на основе МКЭ были достигнуты исследователями при использовании теории Н.И. Карпенка [79,81], которая стала известным обобщением традиционной теории В.И. Мурашева для случая сложного напряженного состояния, и которая прошла широкую апробацию в отечественных программных комплексах [108,109].

Для достижения поставленной цели по указанным в табл. 2.2, 2.4, 2.6, 2.8 планам были реализованы численные эксперименты с помощью ПК "Лири 9.6".

Бетон и арматура в опытных образцах работают совместно, но имеют разные физико-механические свойства, характеризуются нелинейными зависимостями между напряжениями и деформациями. В связи с этим для реализации конечно-элементных моделей исследуемых железобетонных элементов в ПК "Лири 9,6" дополнительно были введены апробированные полные диаграммы деформирования бетона ГП "НИИСК" (А. Н. Бамбура) и двухлинейные диаграммы деформирования арматуры согласно новым российским нормам, которые представлены на рис. 2.13.

Таблица 2.14

Физико - механические характеристики материалов

№ п/п	Характеристика	Бетон			Арматура	
		B15	B25	B35	A 500С	ВрI
1	Предельная прочность на сжатие, σ_{cm}^{sp} , МПа	15,3	25,5	35,7	500	395
2	Предельная прочность на растяжение, σ_p^{sp} , МПа	1,69	2,37	2,97	500	395
3	Начальный модуль упругости, E_g , МПа	23665	30600	34995	190000	200000
4	Сжимаемость, $\varepsilon_{br} \cdot 10^{-5}$, $\varepsilon_{so} \cdot 10^{-5}$	166	181	194	263	198
5	Предельная сжимаемость, $\varepsilon_{bu} \cdot 10^{-5}$, $\varepsilon_{su} \cdot 10^{-5}$	496	395	321	2500	2500
6	Предельная растяжимость, $\varepsilon_{btu} \cdot 10^{-5}$, $\varepsilon_{stu} \cdot 10^{-5}$	16,6	18,1	19,4	2500	2500
7	Коэффициент Пуассона, ν	0,2	0,2	0,2	0,25	0,25

Анализ ранее указанных теорий показал, что наибольшее практическое и прикладное значение для оценки прочности бетона при сложных напряженных состояниях имеют феноменологические теории прочности. Поэтому, предел прочности бетона при сложном неравномерном напряженном состоянии при исследовании работы указанных элементов определяли с помощью феноменологического критерия прочности Г.А. Гениева, В.Н. Киссюка, Г.А. Тюпина [23].

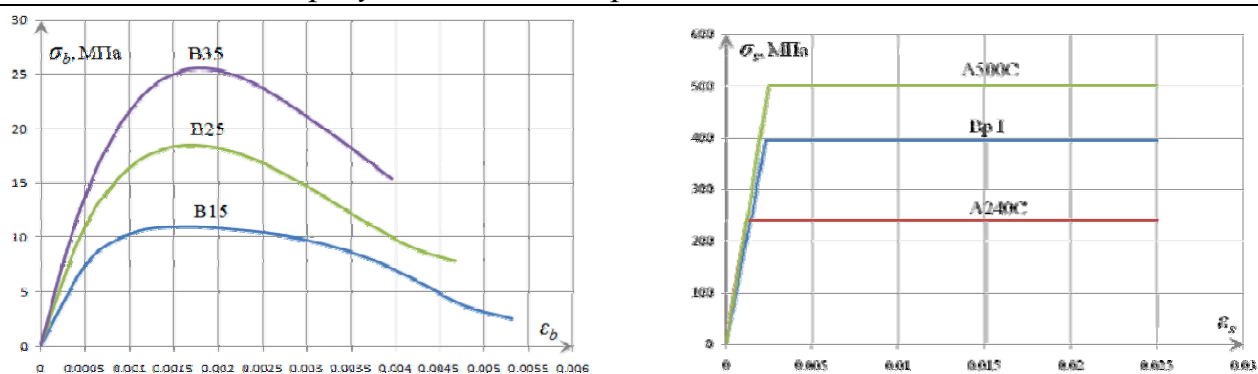


Рис. 2.13 - Диаграммы деформирования материалов: а) бетона б) арматуры

При моделировании напряженно-деформированного состояния исследуемых элементов в численных экспериментах серии опытов были выполнены нелинейные расчеты 90 внецентренно растянутых и сжатых балок в соответствии с указанными в табл. (2.2, 2.4, 2.6, 2.8) планов.

Учитывая симметрию исследуемых элементов, расчет осуществляли только одной половины балки. Балки условно разбивали на объемные восьмиузловые изопараметрические конечные элементы № 236 с размерами $1 \times 1 \times 1$ см для удобства моделирования арматуры, а также в связи с тем, что в реальных балках в качестве крупного заполнителя был использован гранитный щебень фракций 5-10 мм. Количество элементов в модели внецентренно сжатой или растянутой балки составляло, соответственно, 18800.

В расчетах применялся шаговый и шагово-итерационный методы с использованием кусочно-линейной зависимости № 14 библиотеки с соответствующим алгоритмом: если значение обобщенной деформации выходит за пределы заданной ломаной, то моделируется выключение материала ($E_i = 1$) элементарной площадки с работы сечения. При этом, при выполнении натурного и численного экспериментов сначала ступенями прикладывали внецентренно сжимающую или растягивающую силы, а затем – поперечную нагрузку в виде двух симметрично расположенных сосредоточенных сил.

ГЛАВА 3.

АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ЧИСЛЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ.

В соответствии с принятой методикой опытные образцы-балки испытывали по схеме (рис. 2.6.) однопролетной свободно опертой балки на двух опорах в возрасте 100..120 суток, к торцам которой вначале прикладывали соответствующую продольную силу с эксцентриситетом.

Анализ результатов экспериментальных исследований показал, что деформативность, трещиностойкость и прочность опытных образцов-балок существенно зависит от соотношения как конструктивных факторов, так и факторов внешнего воздействия. При этом, на их напряженно-деформированное состояние кардинально влияют такие силовые факторы (внешнего воздействия), как знак продольной силы (растягивающая или сжимающая), а также эксцентриситет их приложения, создающий дополнительный разгружающий или догружающий изгибающий момент.

В соответствии с теорией сооружений при изгибе с растяжением первые нормальные трещины (перпендикулярные к продольной оси) появляются либо в зоне «чистого» изгиба балки при отсутствии или при минимальном значении продольной растягивающей силы, либо по всей её высоте с определённым шагом, зависящем, как правило, от соотношения конструктивных факторов и подтверждающим теорию о начальной технологической поврежденности бетона, т.е в местах ранее образовавшихся магистральных усадочных трещин, от преобладающего воздействия максимальных растягивающих напряжений и соответствующих им относительных деформаций порядка $(15...20) \cdot 10^{-5}$.

По мере возрастания поперечной нагрузки ширина раскрытия нормальных трещин в растянутой зоне, естественно, увеличивается, а в сжатой зоне ранее образовавшиеся трещины от воздействия продольной растягивающей силы постепенно закрываются, наблюдается зажатие их берегов и образование несколько разуплотнённой сжатой зоны бетона, а также появление дополнительных нормальных трещин в зоне чистого изгиба.

Первые наклонные трещины, обычно, образуются посередине высоты сечения балки от максимальных главных растягивающих напряжений при среднем и относительно большом проценте рабочего продольного армирования или развиваются из нормальных трещин, постепенно наклоняясь, при минимальном количестве продольной рабочей арматуры. При этом, во внецентренно сжатых образцах-балках наклонные трещины, как правило, появляются значительно позже, ежели во внецентренно растянутых изгибаемых элементах.

При потере несущей способности исследуемых элементов наблюдаются все возможные формы разрушения их приопорных участков (см прил А-Е):

- по наклонной трещине от преобладающего действия изгибающего момента или поперечной силы с достижением текучести в продольной и

поперечной арматуре или от раздробления бетона сжатой зоны над вершиной опасной наклонной трещины;

- по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой от максимальных сжимающих а также касательных напряжений;

- по нормальной трещине под сосредоточенным грузом с достижением предела текучести в продольной рабочей арматуре или раздроблением бетона сжатой зоны;

- по нормальной трещине над опорой с достижением предела текучести в верхней монтажной арматуре при больших значениях продольной растягивающей силы.

3.1 Прочность исследуемых элементов.

Для выполнения поставленной цели, изучения характера деформирования и разрушения опытных образцов, а также выявления влияния исследуемых конструктивных факторов и факторов внешнего воздействия на несущую способность их приопорных участков была реализована, как отмечено во втором разделе, серия натуральных (III-A) и две серии (III-B, III-Г) численных экспериментов с использованием адаптированной автором слоистой деформационной модели, а также обработаны результаты натурального пятифакторного трёхуровневого эксперимента внецентренно сжатых полунатурных железобетонных балок (серия III-B), выполненного ранее соискателем кафедры Шепетюком Н.И.

Поскольку в проводимых исследованиях по указанной госбюджетной тематике приводятся результаты натуральных и численных экспериментов различных серий, в которых некоторые однотипные конструктивные факторы имеют разные кодированные значения, с целью удобства их анализа и восприятия представляется целесообразным ввести единую систему обозначения всех исследуемых факторов по всем сериям в таком кодированном виде:

Таблица 3.1

Система обозначения исследуемых факторов натуральных и численных экспериментов по разрабатываемой г/б теме № 0108U000559

Исследуемые факторы натуральных и численных экспериментов		
Кодированные значения		Натуральные значения
Принятые в сериях	Новые обобщенные	
1	2	3
Серия I- Натурный пятифакторный эксперимент Н.Н.Ярошевич.		
X_1	$X_{1,a}$	Относительный пролет среза, $a/h_0=1,2,3$.
X_2	$X_{2,B}$	Класс бетона, В, МПа: В15, В25, В35.
X_3	$X_{3,sw}$	Коэффициент поперечного армирования, $\mu_{sw}(BpI)=0,0016\dots 0,0045$.

X ₄	X _{4,s}	Коэффициент нижнего продольного рабочего армирования, μ_s (A500C)=0,0129...0,0230.
X ₅	X _{5,s'}	Коэффициент верхнего продольного армирования сжатой зоны, μ_s' (A500C)=0,0058...0,0129.
Серия II. Натурный пятифакторный эксперимент А.Н.Петрова.		
X ₁	X _{1,a}	Относительный пролет среза, $a/h_0=1,2,3$.
X ₂	X _{6,T}	Крутящий момент, T=1,5; 2,25; 3,00 кНм.
X ₃	X _{3,sw}	Коэффициент поперечного армирования, $\mu_{sw}(VpI)=0,0016...0,0045$.
X ₄	X _{4,s}	Коэффициент нижнего продольного рабочего армирования, μ_s (A500C)=0,0129...0,0230.
X ₅	X _{5,s'}	Коэффициент верхнего продольного армирования сжатой зоны, μ_s' (A500C)=0,0058...0,0129.
Серия III-A. Натурный двухфакторный эксперимент Н.Н.Петрова.		
X ₁	X _{7,Np}	Продольная растягивающая сила, N _p =22,31...156,19 кН (N _p /R _{bn} bh ₀ =0,052...0,348).
X ₂	X _{8,e}	Относительный эксцентриситет полюса (точки приложения силы), $e/h_0=-0,25; 0; 0,25$ ($e=-4,4;0;+4,4$).
Серия III-B. Численный пятифакторный эксперимент Н.Н.Петрова.		
X ₁	X _{1,a}	Относительный пролет среза, $a/h_0=1,2,3$.
X ₂	X _{2,B}	Класс бетона, B, МПа: B15, B25, B35.
X ₃	X _{3,sw}	Коэффициент поперечного армирования, $\mu_{sw}(VpI)=0,0016...0,0045$.
X ₄	X _{7,Np}	Продольная растягивающая сила, N _p =22,31...156,19 кН (N _p /R _{bn} bh ₀ =0,052...0,348).
X ₅	X _{8,e}	Относительный эксцентриситет полюса (точки приложения силы), $e/h_0=-0,25; 0; 0,25$.
Серия III-B. Натурный пятифакторный эксперимент Н.И.Шепетюка.		
X ₁	X _{1,a}	Относительный пролет среза, $a/h_0=1,2,3$.
X ₂	X _{9,Nсж}	Продольная сжимающая сила, N _{сж} =92,40...261,80 кН (N _{сж} /R _{bn} bh ₀ =0,20...0,60).
X ₃	X _{8,e}	Относительный эксцентриситет полюса (точки приложения силы), $e/h_0=-0,25; 0; 0,25$.
X ₄	X _{4,s}	Коэффициент нижнего продольного рабочего армирования, μ_s (A500C)=0,0129...0,0230.
X ₅	X _{5,s'}	Коэффициент верхнего продольного армирования сжатой зоны, μ_s' (A500C)=0,0058...0,0129.
Серия III-Г. Численный пятифакторный эксперимент Н.Н.Петрова.		
X ₁	X _{1,a}	Относительный пролет среза, $a/h_0=1,2,3$.
X ₂	X _{2,B}	Класс бетона, B, МПа: B15, B25, B35.
X ₃	X _{3,sw}	Коэффициент поперечного армирования, $\mu_{sw}(VpI)=0,0016...0,0045$.
X ₄	X _{10,Nсж}	Продольная сжимающая сила, N _{сж} =22,31...156,19 кН (N _{сж} /R _{bn} bh ₀ =0,05...0,35).
X ₅	X _{8,e}	Относительный эксцентриситет полюса (точки приложения силы), $e/h_0=-0,25; 0; 0,25$.

В результате обработки полученных экспериментальных и расчётных данных (табл.3.2) с помощью эффективной компьютерной программы COMPEX, разработанной под руководством проф. Вознесенского В.А., получены адекватные математические модели разрушающей поперечной силы, обладающие достаточной информационной полезностью:

$$\widehat{Y}Q_{u\text{ III-A}}^{\text{э.п}} = 58,02 - 10,67X_{7,N_p} - 15,19X_{8,e} + 0,78X_{8,e}^2, \text{ кН}; \quad (3.1)$$

$$\widehat{Y}Q_{u\text{ III-B}}^{\text{ч.п}} = 55,4 - 32,0X_{1,a} + 4,0X_{3,sw} - 28,56X_{7,N_p} - 5,17X_{8,e} + 14,06X_{1,a}^2 - 6,94X_{7,N_p}^2 - 1,31X_{1,a}X_{3,sw} + 10,19X_{1,a}X_{4,s} + 6,81X_{1,a}X_{8,e} + 4,56X_{2,B}X_{7,N_p}, \text{ кН}; \quad (3.2)$$

$$\widehat{Y}Q_{u\text{ III-B}}^{\text{э.сж}} = 101,87 - 35,10X_{1,a} + 4,61X_{9,N_{сж}} + 10,67X_{8,e} + 4,10X_{4,s} + 1,67X_{5,s'} + 7,15X_{1,a}^2 - 3,05X_{9,N_{сж}}^2 - 2,38X_{1,a}X_{9,N_{сж}} + 2,12X_{9,N_{сж}}X_{8,e} + 2,13X_{9,N_{сж}}X_{4,s} + 1,63X_{8,e}X_{5,s'} + 1,63X_{4,s}X_{5,s'}, \text{ кН}; \quad (3.3)$$

$$\widehat{Y}Q_{u\text{ III-Г}}^{\text{ч.сж}} = 88,80 - 31,42X_{1,a} + 8,61X_{2,B} + 2,43X_{3,sw} + 2,28X_{10,N_{сж}} + 5,0X_{8,e} + 2,89X_{1,a}^2 + 1,74X_{10,N_{сж}}^2 - 4,56X_{1,a}X_{2,B} + 2,32X_{1,a}X_{3,sw} + 3,38X_{2,B}X_{3,sw} + 1,62X_{10,N_{сж}}X_{8,e}, \text{ кН}. \quad (3.4)$$

Для оценки и сравнения степени влияния внецентренно приложенной растягивающей или сжимающей продольной силы на несущую способность таких же неперearмированных железобетонных балок с аналогичным соотношением конструктивных факторов приведем соответствующую экспериментальную математическую модель [19], полученную соискателем Ярошевич Н.Н., при следующем соотношении исследуемых факторов: величина относительного пролёта среза $a/h_0=1,2,3$ (фактор X_1); класс бетона, В15, В25, В35 (фактор X_2); коэффициент поперечного армирования, μ_{sw} (ВрI)=0,0016; 0,0029; 0,0045 (фактор X_3); коэффициент продольного рабочего армирования, μ_s (А500С)=0,0129; 0,0176; 0,0230 (фактор X_4); коэффициент продольного армирования сжатой зоны, μ_s' (А500С)=0,0058; 0,0090; 0,0129 (фактор X_5).

$$\widehat{Y}Q_{u\text{ I}}^{\text{э}} = 70,10 - 37,30X_{1,a} + 10,20X_{2,B} + 2,40X_{3,sw} + 12,60X_{4,s} + 13,20X_{1,a}^2 - 5,00X_{2,B}^2 + 1,60X_{4,s}^2 - 6,00X_{1,a}X_{2,B} - 1,70X_{1,a}X_{4,s} + 3,30X_{2,B}X_{4,s} + 2,40X_{3,sw}X_{4,s}, \text{ кН}, \quad (3.5)$$

Таблица 3.2

Средние опытные и расчетные значения разрушающей поперечной силы обычных (серия I), внецентренно растянутых (III-A, III-B) и сжатых (III-B, III-Г) железобетонных балок.

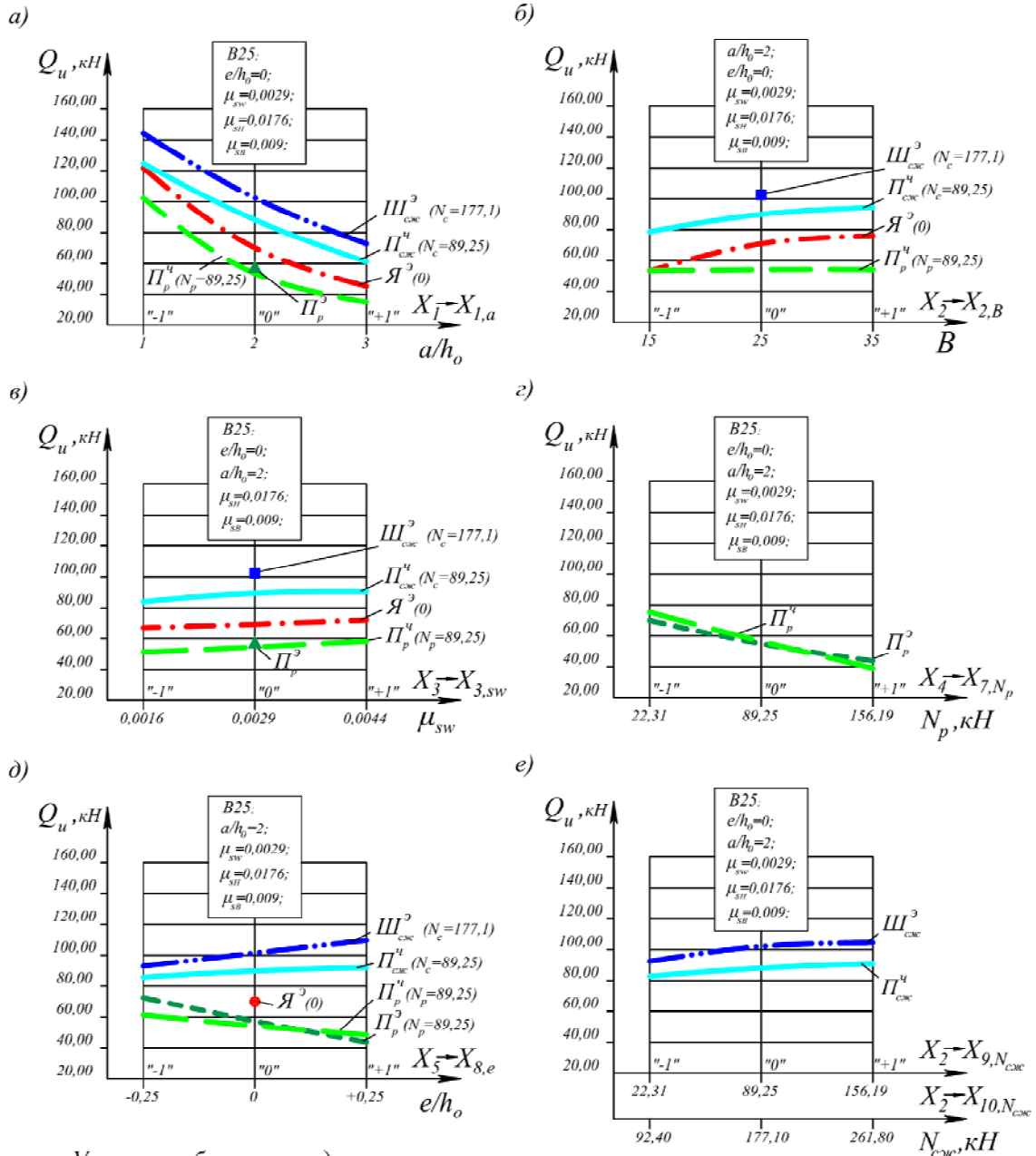
№ опыта	Разрушающая поперечная сила, Q_u , кН.							
	Серия I		Серия III-A		Серия III-B	Серия III-B		Серия III-Г
	Опытная	Расч. (3.5)	Опытная	Расч. (3.1)	Расч. (3.2)	Опытная	Расч. (3.3)	Расч. (3.4)
1	2	3	4	5	6	7	8	9

1	63,31	63,66	32,9	35,0	19,5	97,0	114,2	76,6
2	119,11	119,27	63,3	59,7	43,1	149,6	133,9	107,0
3	118,09	117,64	54,3	61,3	136,7	130,6	133,9	125,0
4	31,79	31,69	84,7	86,1	49,4	59,7	51,4	56,8
5	146,11	146,28	47,4	43,7	32,0	143,2	133,9	125,0
6	42,51	43,03	68,7	71,8	13,8	63,7	59,2	68,9
7	34,99	34,72	43,6	45,0	54,9	78,0	76,6	65,0
8	92,19	91,73	74,0	70,4	155,2	139,0	133,9	107,0
9	157,79	157,77	58,0	60,8	65,2	162,2	143,0	137,3
10	50,39	50,71	—	—	13,5	74,2	72,2	50,2
11	34,41	34,34	—	—	45,0	52,5	44,0	63,3
12	92,61	92,35	—	—	124,6	122,0	133,9	101,8
13	117,11	116,68	—	—	143,4	156,3	138,4	137,3
14	32,51	32,42	—	—	50,3	76,9	72,0	54,1
15	58,39	58,72	—	—	9,8	64,9	60,1	59,3
16	104,89	105,04	—	—	54,0	125,9	133,9	101,8
17	46,90	45,96	—	—	36,1	73,9	73,9	50,1
18	119,40	120,65	—	—	104,0	144,1	133,9	133,3
19	75,60	76,08	—	—	55,7	103,4	110,3	95,5
20	55,80	55,63	—	—	55,7	94,2	88,9	81,1
21	71,40	71,92	—	—	60,0	112,5	115,2	93,4
22	67,40	67,19	—	—	50,8	91,2	93,3	84,3
23	86,00	84,11	—	—	18,0	106,0	105,8	96,5
24	57,80	60,00	—	—	69,0	97,8	101,0	85,0
25	71,36	71,06	—	—	44,1	103,5	104,6	103,3
26	70,44	71,06	—	—	60,0	100,2	102,3	74,0
27	71,40	70,21	—	—	55,0	101,9	103,3	89,1
$\nu = \frac{\sigma}{\hat{b}_{\text{п.опыт}}} 100\%$	5,4	—	6,2	—	—	8,4	—	—
$\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2$	386,5	—	114,8	—	—	1980	—	—
$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2}{n-1}}$	3,86	—	3,8	—	—	8,7	—	—

Геометрическая интерпретация указанных моделей представлена на рис.3.1.

Анализ моделей (3.2), (3.4) и (3.5) показывает, что знак продольной силы существенно влияет на величину несущей способности приопорных участков. Так, прочности наклонных сечений внецентренно растянутых балок по отношению к обычным при «0»-вых (средних) значениях исследуемых факторов уменьшается на 21%, внецентренно сжатых элементов увеличивается на 27%. А при увеличении средней сжимающей нагрузки от 89,25 кН до 177,10 кН (почти вдвое) прочность приопорных участков исследуемых элементов возрастает на 45% по сравнению с балками, нагруженными только двумя поперечными силами.

Анализ полученных математических моделей (3.1)...(3.5) и их графического отражения (рис 3.1) свидетельствует о том, что несущая способность приопорных участков возрастает, в среднем, с уменьшением относительного пролёта среза a/h_0 от 3 до 1 на 91%; увеличением класса бетона от В15 до В35 на 10%; уменьшением продольной растягивающей силы N_p от 156,19 кН до 22,31 кН на 53%; увеличением продольной сжимающей силы $N_{сж}$ от 22,31 кН до 156,19кН на 9% и до 261,80 кН - на 23% по отношению к средним значениям исследуемых факторов.



Условные обозначения данных:

- ▲ Π_p^3 - эксперимент Петрова Н.Н. с N_p
- $\Pi_{сж}^3$ - эксперимент Шепетьюка Н.И. с $N_{сж}$
- Π_p^4 - численный эксперимент Петрова Н.Н. с N_p
- $\Pi_{сж}^4$ - численный эксперимент Петрова Н.Н. с $N_{сж}$
- $\text{Я}_{(0)}^3$ - эксперимент Ярошевич Н.Н. с $N=0$.

Рис. 3.1. Зависимость разрушающей поперечной силы от величины пролёта среза (а), класса бетона (б), количества поперечного армирования (в), относительного эксцентриситета (д), величины продольной растягивающей (г) или сжимающей силы (е).

Эксцентриситет (полюс силы) по-разному влияет на прочность наклонных сечений исследуемых элементов в зависимости от того, какой дополнительный изгибающий момент он создает. Так, прочность внецентренно растянутых балок с увеличением относительного эксцентриситета e/h_0 от $-0,25$ до $+0,25$, в среднем, снижается на 38%, а внецентренно сжатых средней продольной силой $N_{сж}=89,25$ увеличивается на 7%, $N_{сж}=177,1$ кН - на 17%.

Из представленных моделей видно, что, практически, все исследуемые факторы взаимодействуют между собой. Так, при одновременном уменьшении относительного пролёта среза a/h_0 , увеличении относительного эксцентриситета e/h_0 продольной силы и класса бетона В прочность приопорных участков внецентренно сжатых исследуемых элементов возрастает, а внецентренно растянутых - снижается (рис 3.2), особенно, при увеличении значения растягивающей силы.

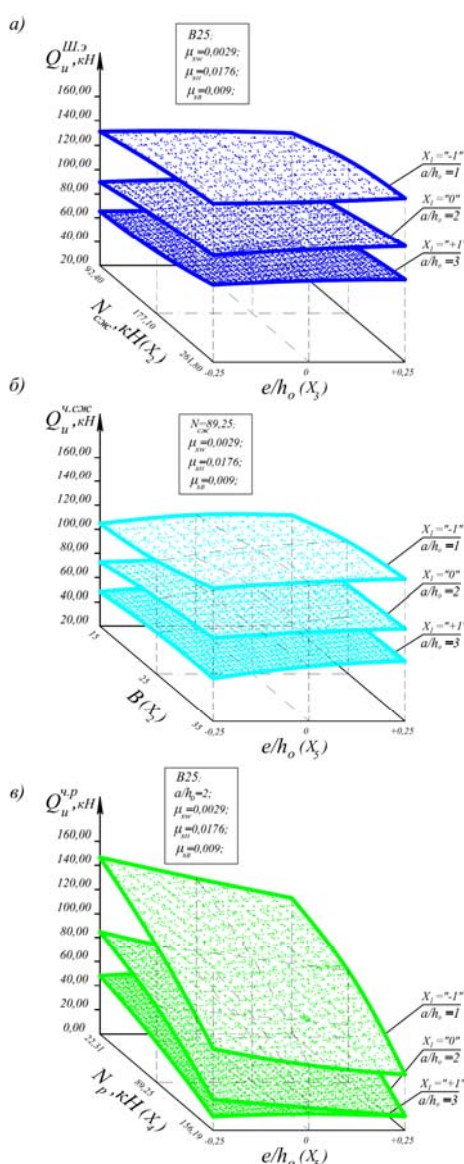


Рис. 3.2. Совместное влияние исследуемых факторов на разрушающую поперечную силу в натурном (а) и численном (б) экспериментах при наличии продольной сжимающей силы, численном эксперименте (в) при наличии продольной растягивающей силы.

3.2. Прогибы исследуемых внецентренно растянутых и сжатых железобетонных балок.

Обработка данных натурных и численных экспериментов о прогибах рассматриваемых элементов (табл. 3.3) позволила получить следующие адекватные математические модели прогибов $y(x)=y(a)$ под сосредоточенными поперечными силами при «эксплуатационных» уровнях нагрузки ($0,67 F_u$):

$$\widehat{Y}y_{(a),III-A}^{0,67F_u} = -0,6 - 0,6X_{7,N_p} + 2,0X_{8,e} + 0,2X_{7,N_p}^2 + 1,2X_{8,e}^2, \text{ мм}; \quad (3.6)$$

$$\begin{aligned} \widehat{Y}y_{(a),III-B}^{0,67F_u} = & 1,4 + 1,1X_{1,a} + 0,1X_{3,sw} - 1,5X_{7,N_p} + 4,8X_{8,e} - 0,2X_{1,a}^2 - \\ & - 0,6X_{7,N_p}^2 - 0,2X_{1,a}X_{2,B} + 0,2X_{1,a}X_{3,sw} - 0,8X_{1,a}X_{7,N_p} + 0,2X_{1,a}X_{8,e} + \\ & + 0,4X_{2,B}X_{7,N_p} + 0,2X_{3,sw}X_{8,e}, \text{ мм}; \end{aligned} \quad (3.7)$$

$$\begin{aligned} \widehat{Y}y_{(a),III-B}^{0,67F_u} = & 4,4 + 2,6X_{1,a} + 0,2X_{9,N_{сж}} - 0,8X_{8,e} - 0,4X_{4,s} - 0,1X_{5,s'} - 0,5X_{1,a}^2 - \\ & - 0,1X_{9,N_{сж}}^2 + 0,1X_{4,s}^2 + 0,1X_{1,a}X_{9,N_{сж}} - 0,3X_{1,a}X_{4,s} - 0,5X_{9,N_{сж}}X_{8,e} - \\ & - 0,1X_{9,N_{сж}}X_{5,s'} + 0,2X_{8,e}X_{5,s'} + 0,2X_{4,s}X_{5,s'}, \text{ мм}; \end{aligned} \quad (3.8)$$

$$\begin{aligned} \widehat{Y}y_{(a),III-\Gamma}^{0,67F_u} = & 3,8 + 2,2X_{1,a} - 0,1X_{2,B} + 0,2X_{10,N_{сж}} - 0,4X_{8,e} - 0,7X_{1,a}^2 + 0,1X_{10,N_{сж}}^2 - \\ & - 0,1X_{1,a}X_{2,B} - 0,1X_{2,B}X_{10,N_{сж}} + 0,1X_{2,B}X_{8,e} - 0,2X_{10,N_{сж}}X_{8,e}, \text{ мм}; \end{aligned} \quad (3.9)$$

$$\begin{aligned} \widehat{Y}y_{(a),I \text{ при } N=0}^{0,67F_u} = & 5,3 + 1,4X_{1,a} + 0,1X_{2,B} + 0,1X_{3,sw} + 0,3X_{4,s} - 0,4X_{5,s'} - 1,1X_{1,a}^2 + \\ & + 0,5X_{1,a}X_{4,s} - 0,3X_{1,a}X_{5,s'} + 0,1X_{2,B}X_{4,s}, \text{ мм}. \end{aligned} \quad (3.10)$$

Прогибы опытных образцов-балок, зафиксированные при «эксплуатационных» значениях поперечной нагрузки $F=0,67F_u$, посередине пролёта и определённые в процессе выполнения натурных или численных (с помощью адаптированной автором слоистой деформационной модели) экспериментов, могут быть охарактеризованы следующими адекватными математическими моделями:

$$\widehat{Y}y_{(l/2),III-A}^{0,67F_u} = 2,8 - 0,1X_{7,N_p} + 2,2X_{8,e} + 1,5X_{8,e}^2, \text{ мм}; \quad (3.11)$$

$$\begin{aligned} \widehat{Y}y_{(l/2),III-B}^{0,67F_u} = & 4,4 - 0,5X_{2,B} + 0,3X_{3,sw} - 3,0X_{7,N_p} + 4,5X_{8,e} + 0,3X_{2,B}^2 + 0,2X_{3,sw}^2 - \\ & - 1,2X_{7,N_p}^2 - 0,3X_{1,a}X_{7,N_p} + 0,4X_{1,a}X_{8,e} + 0,7X_{2,B}X_{7,N_p} - 0,2X_{3,sw}X_{7,N_p}, \text{ мм}; \end{aligned} \quad (3.12)$$

Средние опытные и расчетные значения прогибов под сосредоточенными поперечными силами и посередине пролётов обычных (серия I), внецентренно растянутых (III-А, III-Б) и сжатых (III-В, III-Г) исследуемых железобетонных элементов при эксплуатационных уровнях поперечной нагрузки ($0,67F_u$).

№ опыта	Прогибы под сосредоточенными силами, $y(x)=y(a)$, мм								Прогибы посередине пролётов, $y(x)=f(l/2)$, мм							
	Серия I		Серия III-А		Серия III-Б	Серия III-В		Серия III-Г	Серия I		Серия III-А		Серия III-Б	Серия III-В		Серия III-Г
	Опыт-ная	Расч. (3.10)	Опыт-ная	Расч. (3.6)	Расч. (3.7)	Опыт-ная	Расч. (3.8)	Расч. (3.9)	Опыт-ная	Расч. (3.15)	Опыт-ная	Расч. (3.11)	Расч. (3.12)	Опыт-ная	Расч. (3.13)	Расч. (3.14)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	5,85	6,06	2,45	2,31	5,01	5,13	4,65	4,70	8,31	9,19	5,80	5,57	5,95	8,63	8,03	8,14
2	2,53	2,42	-1,75	-1,76	3,03	0,92	0,63	0,43	6,62	5,94	0,90	1,10	5,34	4,91	5,52	5,55
3	3,10	2,86	3,55	3,58	-4,49	3,33	2,97	0,97	8,59	8,34	7,80	7,62	0,57	9,99	9,56	5,64
4	5,49	5,54	-0,65	-0,49	-0,50	7,83	7,29	5,68	7,82	7,32	2,90	3,15	2,70	10,12	10,54	8,85
5	2,55	2,77	-1,10	-0,96	3,87	2,51	2,62	0,57	6,74	6,85	1,77	1,80	5,49	7,30	6,66	5,64
6	4,48	5,28	0,50	0,31	3,71	5,57	5,85	5,05	6,42	6,21	3,93	3,85	5,22	7,02	7,61	8,85
7	4,56	5,47	2,60	2,71	-1,42	6,07	6,10	5,12	6,66	7,00	6,20	6,60	1,30	10,25	9,87	8,13
8	3,05	3,36	-1,20	-1,36	-4,40	1,21	0,98	1,04	8,30	8,59	2,60	2,14	3,71	6,89	7,32	5,54
9	2,91	3,15	-0,58	-0,56	-5,60	-0,12	-0,06	1,69	11,06	11,06	2,81	2,83	-2,75	4,59	4,75	6,99
10	7,34	6,95	—	—	-5,66	4,76	5,35	6,61	10,57	10,43	—	—	-4,53	7,62	7,44	8,60
11	4,06	3,81	—	—	7,93	8,09	8,79	4,96	5,84	5,97	—	—	10,46	9,89	10,80	6,79
12	2,78	2,97	—	—	5,09	1,28	1,48	0,47	7,03	7,56	—	—	11,34	7,17	6,29	5,79
13	2,98	2,90	—	—	4,67	-0,17	0,28	0,82	7,45	7,23	—	—	9,96	5,92	6,85	5,89
14	4,72	4,30	—	—	10,05	6,88	6,79	5,09	6,65	6,22	—	—	13,62	10,63	9,79	7,50
15	7,50	7,29	—	—	-5,52	7,75	7,35	5,84	12,25	11,34	—	—	-4,37	9,37	9,51	7,89
16	2,44	2,38	—	—	-6,11	1,08	1,13	1,98	7,08	8,09	—	—	-3,45	5,48	5,26	6,90
17	5,69	5,61	—	—	2,30	6,57	6,52	5,28	8,10	7,77	—	—	4,33	9,23	9,17	7,90
18	2,74	2,87	—	—	0,10	1,21	1,25	0,89	7,37	7,77	—	—	4,46	6,43	6,49	5,80
19	5,25	5,36	—	—	1,40	4,53	4,62	3,65	7,82	7,73	—	—	3,95	9,26	9,16	7,58

Продолжение таблицы 3.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
20	4,67	5,22	—	—	1,50	4,03	4,22	3,86	6,75	6,90	—	—	5,47	8,28	8,38	7,89
21	5,45	5,38	—	—	1,55	3,63	3,62	3,76	8,04	8,01	—	—	5,20	8,83	8,71	7,73
22	5,06	5,17	—	—	1,34	5,24	5,21	3,76	7,42	7,51	—	—	3,98	9,41	9,54	7,73
23	5,82	5,61	—	—	-0,69	3,95	3,97	4,03	8,82	8,75	—	—	-0,58	8,05	8,21	8,20
24	4,96	4,97	—	—	2,34	5,09	4,87	3,69	7,26	7,39	—	—	7,00	10,39	10,24	7,65
25	4,95	4,89	—	—	6,29	4,39	4,42	3,33	7,15	7,04	—	—	8,00	8,94	8,88	7,46
26	5,81	5,70	—	—	-3,34	4,46	4,42	4,18	8,98	9,16	—	—	0,89	9,15	9,22	8,01
27	5,45	5,29	—	—	1,45	4,41	4,42	3,76	8,04	7,77	—	—	4,67	9,06	9,03	7,73
$\nu = \frac{\sigma}{\hat{b}_{\text{н.опыт}}} \cdot 100\%$	6,1			9,8	—	6,6	—	5,44	9,4	—	6,59	—				
$\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2$	0,027			0,0062	—	0,022	—	0,046	0,006	—	0,048	—				
$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)}{n-1}}$	0,03			0,031	—	0,029	—	0,042	0,026	—	0,036	—				

$$\hat{Y}y_{(l/2),III-B}^{0,67F_u} = 9,0 + 1,3X_{1,a} + 0,4X_{9,N_{сж}} - 0,4X_{8,e} - 1,0X_{4,s} - 0,2X_{5,s'} - 1,2X_{1,a}^2 - 0,3X_{9,N_{сж}}^2 + 0,1X_{8,e}^2 + 0,2X_{4,s}^2 - 0,5X_{9,N_{сж}}X_{8,e} + 0,3X_{8,e}X_{5,s'} + 0,3X_{4,s}X_{5,s'}, \text{ мм}; \quad (3.13)$$

$$\hat{Y}y_{(l/2),III-\Gamma}^{0,67F_u} = 7,7 + 1,1X_{1,a} - 0,2X_{2,B} + 0,3X_{10,N_{сж}} - 0,3X_{8,e} - 0,9X_{1,a}^2 + 0,2X_{10,N_{сж}}^2 - 0,2X_{1,a}X_{2,B} + 0,4X_{2,B}X_{3,sw}, \text{ мм}; \quad (3.14)$$

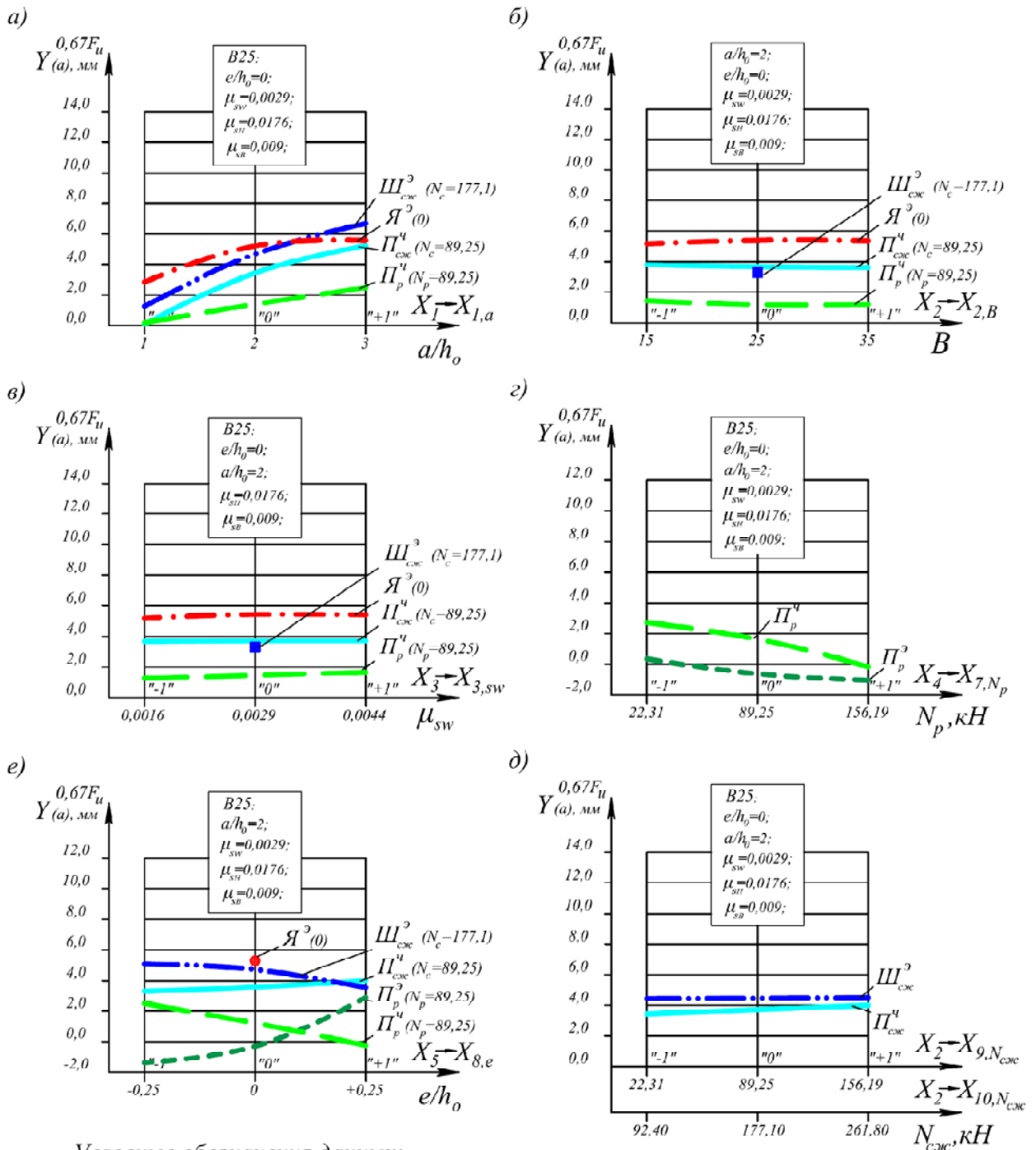
$$\hat{Y}y_{(l/2),I \text{ при } N=0}^{0,67F_u} = 7,8 + 0,4X_{2,B} + 0,2X_{3,sw} + 0,7X_{4,s} - 1,1X_{5,s'} - 0,4X_{2,B}^2 + 0,3X_{4,s}^2 + 0,3X_{5,s'}^2 + 0,7X_{1,a}X_{4,s} + 0,6X_{2,B}X_{4,s} + 0,3X_{3,sw}X_{4,s} - 0,5X_{4,s}X_{5,s'}, \text{ мм}. \quad (3.15)$$

Геометрическая интерпретация полученных моделей показана на рис.3.3 и 3.4.

Анализ математических моделей (3.6)...(3.10), (3.11)...(3.15) и подготовленных на их основе рис. 3.3, 3.4 показал, что прогибы под сосредоточенными грузами и посередине пролётов опытных образцов-балок качественно похожи и почти в одинаковой степени зависят от исследуемых факторов. При этом, прогибы посередине балок, естественно, превалируют над прогибами под грузами.

Характерно, что с увеличением пролёта среза a/h_0 от 1 до 3 прогибы обычных и внецентренно сжатых железобетонных балок посередине их пролёта, $f_{l/2}^{0,67F_u}$, увеличивались (рис. 3.4,а) почти в полтора раза (в среднем, с 6 до 9мм), в то время, как для внецентренно растянутых элементов они не изменялись и оставались на уровне 4мм, т.е. $l/400$, при среднем значении исследуемых факторов.

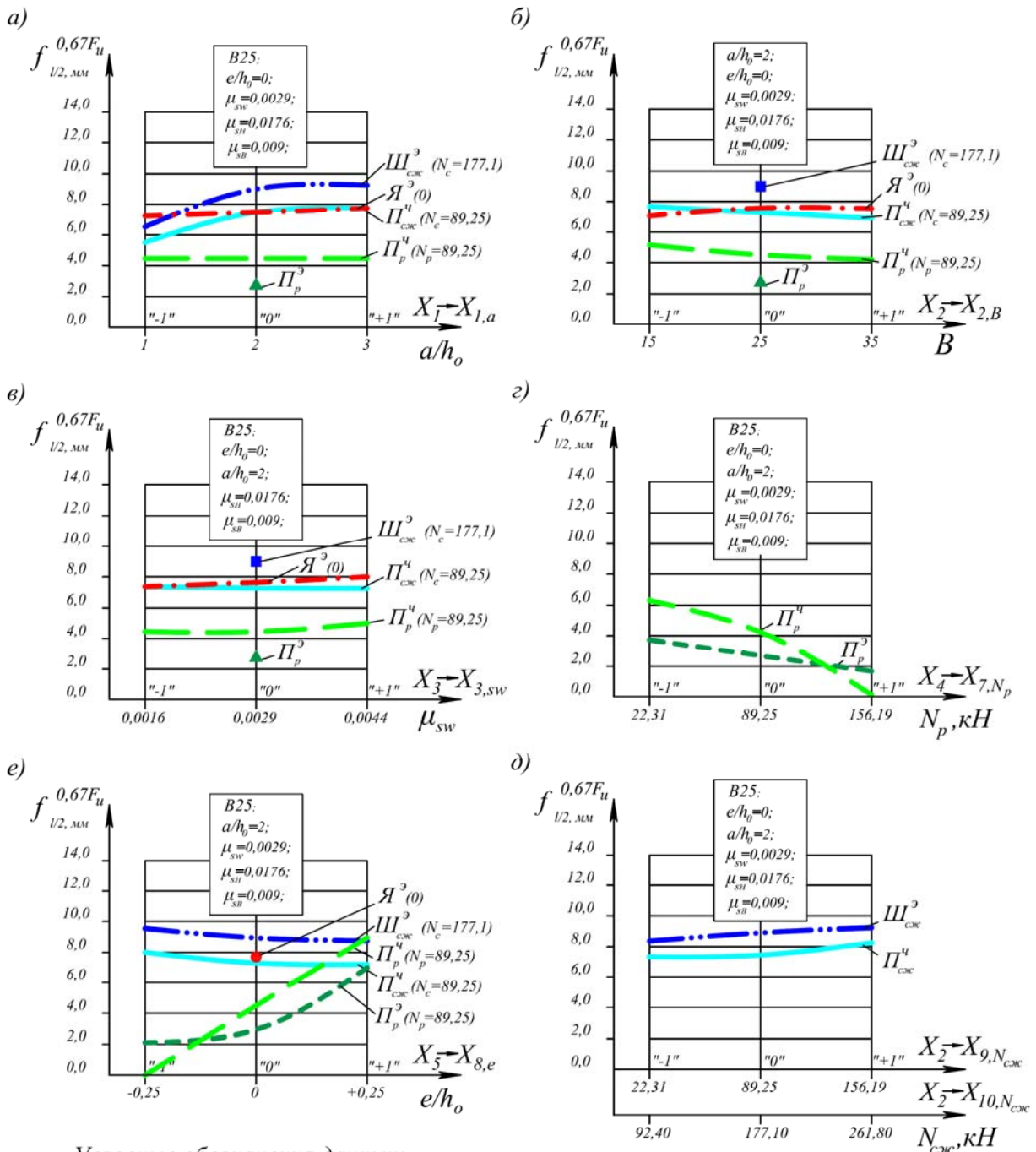
С увеличением класса бетона от В15 до В25 значения $f_{l/2}^{0,67F_u}$ для обычных и внецентренно сжатых балок остаются на средних уровнях порядка 8мм ($l/200$), а внецентренно растянутых снижаются от 5 до 4мм (рис.3.4б). Изменение интенсивности поперечного армирования $\mu_{sw}=0,0016...0,0044$ также подобным образом сказывается на $f_{l/2}^{0,67F_u}$ (рис. 3.4в).



Условные обозначения данных:

- ▲, Π_p^3 - эксперимент Петрова Н.Н. с N_p
- Π_p^4 - численный эксперимент Петрова Н.Н. с N_p
- $\Pi_{сж}^4$ - численный эксперимент Петрова Н.Н. с $N_{сж}$
- , $\Pi_{сж}^3$ - эксперимент Шелетюка Н.И. с N
- , $\mathcal{Y}^3(0)$ - эксперимент Ярошевич Н.Н. с $N=0$.

Рис. 3.3. Влияние относительного пролета среза (а), класса бетона (б), количества поперечного армирования (в), величины продольной растягивающей (г) и сжимающей (д) силы, а также эксцентриситета (е) её приложения на прогибы опытных образцов-балок под сосредоточенными грузами при «эксплуатационном» уровне поперечной нагрузки ($0,67F_u$).



Условные обозначения данных:

- ▲ Π_p^3 - эксперимент Петрова Н.Н. с N_p
- Π_p^u - численный эксперимент Петрова Н.Н. с N_p
- Π_{cse}^u - численный эксперимент Петрова Н.Н. с N_{cse}
- $Ш_{cse}^3$ - эксперимент Шепетьюка Н.И. с N_{cse}
- $Я^3(0)$ - эксперимент Ярошевич Н.Н. с $N=0$.

Рис. 3.4. Зависимость прогибов опытных балок посередине пролёта относительного пролёта среза (а), класса бетона (б), количества поперечного армирования (в), величины продольной растягивающей (г) и сжимающей (д) силы, а также эксцентриситета (е) её приложения при «эксплуатационном» уровне поперечной нагрузки ($0,67F_u$).

Уменьшение прогибов $f_{l/2}^{0,67F_u}$ от 4 до 2мм в натурном (серия III-A) и от 6 до 0 в численном (серия III-B) экспериментах Н.Н. Петрова с увеличением продольной растягивающей силы N_p от 22,31кН до 156,19кН (рис. 3.4,г) обусловлено, прежде всего, снижением прочности приопорных участков исследуемых элементов, обусловленных этим фактором. В тоже время, увеличение продольной сжимающей силы $N_{сж}$ от 22,31кН до 156,19кН в опытах Н.Н. Петрова и до 261,80кН в опытах Н.И. Шепетюка (рис. 3.4,г) способствует частичному увеличению несущей способности опытных балок, а, следовательно, и частичному (до 10%) увеличению их прогибов.

Увеличение относительного эксцентриситета e/h_0 от -0,25 до +0,25 (рис.3.4,е) двояко сказывается на прогибах исследуемых элементов: для внецентренно растянутых балок они увеличиваются от 0 до 9мм, т.е. до $l/177$, а внецентренно сжатых элементов - незначительно (в пределах 10%) снижаются. Очевидно, что в первом случае этот фактор способствовал снижению несущей способности исследуемых элементов, во втором – наоборот, её увеличению.

Анализ представленных моделей показал также, что, практически, все исследуемые факторы взаимодействуют между собой.

В процессе обработки опытных данных о прогибах исследуемых элементов под сосредоточенными грузами перед разрушением их приопорных участков (табл. 3.4) при поперечной нагрузке $F \approx 0,95F_u$ получены следующие адекватные математические модели, обладающие достаточной информационной полезностью:

$$\hat{Y}_{(a),III-A}^{0,95F_u} = 1,2 - 0,8X_{7,N_p} + 2,4X_{8,e} - 0,3X_{7,N_p}^2 + 2,0X_{8,e}^2, \text{ мм}; \quad (3.16)$$

$$\begin{aligned} \hat{Y}_{(a),III-B}^{0,67F_u} = & 2,9 + 1,8X_{1,a} - 0,2X_{2,B} + 0,2X_{3,sw} - 2,3X_{7,N_p} + 4,7X_{8,e} - 0,5X_{1,a}^2 - \\ & - 0,8X_{7,N_p}^2 + 0,2X_{8,e}^2 - 0,2X_{1,a}X_{2,B} + 0,3X_{1,a}X_{3,sw} - 1,3X_{1,a}X_{7,N_p} + 0,1X_{1,a}X_{8,e} + \\ & + 0,5X_{2,B}X_{7,N_p} - 0,1X_{3,sw}X_{7,N_p} + 0,2X_{3,sw}X_{8,e}, \text{ мм}; \end{aligned} \quad (3.17)$$

$$\begin{aligned} \hat{Y}_{(a),III-B}^{0,95F_u} = & 6,5 + 4,0X_{1,a} + 0,3X_{9,N_{сж}} - 0,5X_{8,e} - 0,7X_{4,s} - 0,1X_{5,s'} - 0,8X_{1,a}^2 - \\ & - 0,2X_{9,N_{сж}}^2 + 0,1X_{8,e}^2 + 0,1X_{4,s}^2 - 0,4X_{1,a}X_{4,s} - 0,4X_{9,N_{сж}}X_{8,e} + 0,3X_{8,e}X_{5,s'} + \\ & + 0,3X_{4,s}X_{5,s'}, \text{ мм}; \end{aligned} \quad (3.18)$$

$$\begin{aligned} \hat{Y}_{(a),III-\Gamma}^{0,95F_u} = & 5,5 + 3,3X_{1,a} - 0,2X_{2,B} + 0,2X_{10,N_{сж}} - 0,3X_{8,e} - 1,0X_{1,a}^2 - 0,2X_{1,a}X_{2,B} + \\ & + 0,2X_{1,a}X_{10,N_{сж}}, \text{ мм}; \end{aligned} \quad (3.19)$$

$$\begin{aligned} \hat{Y}_{(a),I \text{ при } N=0}^{0,95F_u} = & 8,8 + 2,7X_{1,a} + 0,4X_{2,B} + 0,2X_{3,sw} + 0,9X_{4,s} - 1,1X_{5,s'} - 1,9X_{1,a}^2 + \\ & + 1,1X_{1,a}X_{4,s} - 0,8X_{1,a}X_{5,s'} + 0,5X_{2,B}X_{4,s} - 0,5X_{4,s}X_{5,s'}, \text{ мм}. \end{aligned} \quad (3.20)$$

Прогибы внецентренно сжатых или растянутых исследуемых железобетонных элементов посередине пролёта перед разрушением их приопорных участков при уровне поперечной нагрузки $F \approx 0,95F_u$ аппроксимируются следующими адекватными математическими моделями:

$$\hat{Y}_{(l/2),III-A}^{0,95F_u} = 6,5 - 2,1X_{7,N_p} + 0,1X_{7,N_p}^2 + 4,4X_{7,N_p}X_{8,e}, \text{ мм}; \quad (3.21)$$

$$\begin{aligned} \widehat{Y}y_{(l/2),III-B}^{0,95F_u} = & 7,9 - 0,7X_{2,B} + 0,7X_{3,sw} - 5,0X_{7,N_p} + 3,8X_{8,e} + 0,5X_{2,B}^2 + 0,3X_{3,sw}^2 - \\ & - 1,1X_{7,N_p}^2 - 0,7X_{8,e}^2 + 0,4X_{1,a}X_{3,sw} - 0,7X_{1,a}X_{7,N_p} + 0,4X_{1,a}X_{8,e} + \\ & + 0,7X_{2,B}X_{7,N_p} - 0,5X_{3,sw}X_{7,N_p}, \text{ мм}; \end{aligned} \quad (3.22)$$

$$\begin{aligned} \widehat{Y}y_{(l/2),III-B}^{0,95F_u} = & 13,5 + 2,1X_{1,a} + 0,6X_{9,N_{ck}} + 0,2X_{8,e} - 1,6X_{4,s} - 0,3X_{5,s'} - 1,8X_{1,a}^2 - \\ & - 0,4X_{9,N_{ck}}^2 + 0,2X_{8,e}^2 + 0,3X_{4,s}^2 + 0,9X_{1,a}X_{8,e} + 0,5X_{4,s}X_{5,s'}, \text{ мм}; \end{aligned} \quad (3.23)$$

$$\begin{aligned} \widehat{Y}y_{(l/2),III-\Gamma}^{0,95F_u} = & 11,4 + 1,6X_{1,a} - 0,3X_{2,B} + 0,4X_{10,N_{ck}} - 1,3X_{1,a}^2 + 0,2X_{2,B}^2 + \\ & + 0,3X_{10,N_{ck}}^2, \text{ мм}; \end{aligned} \quad (3.24)$$

$$\begin{aligned} \widehat{Y}y_{(l/2),I \text{ при } N=0}^{0,95F_u} = & 14,1 + 1,7X_{2,B} + 0,6X_{3,sw} + 1,7X_{4,s} - 2,8X_{5,s'} + 0,6X_{4,s}^2 + \\ & + 1,0X_{5,s'}^2 + 1,2X_{1,a}X_{4,s} + 1,0X_{2,B}X_{4,s} - 0,6X_{2,B}X_{5,s'} + 0,8X_{3,sw}X_{4,s} - \\ & - 0,7X_{4,s}X_{5,s'}, \text{ мм}. \end{aligned} \quad (3.25)$$

Геометрическая интерпретация моделей (3.16)...(3.25) представлена на рис. 3.5 и 3.6.

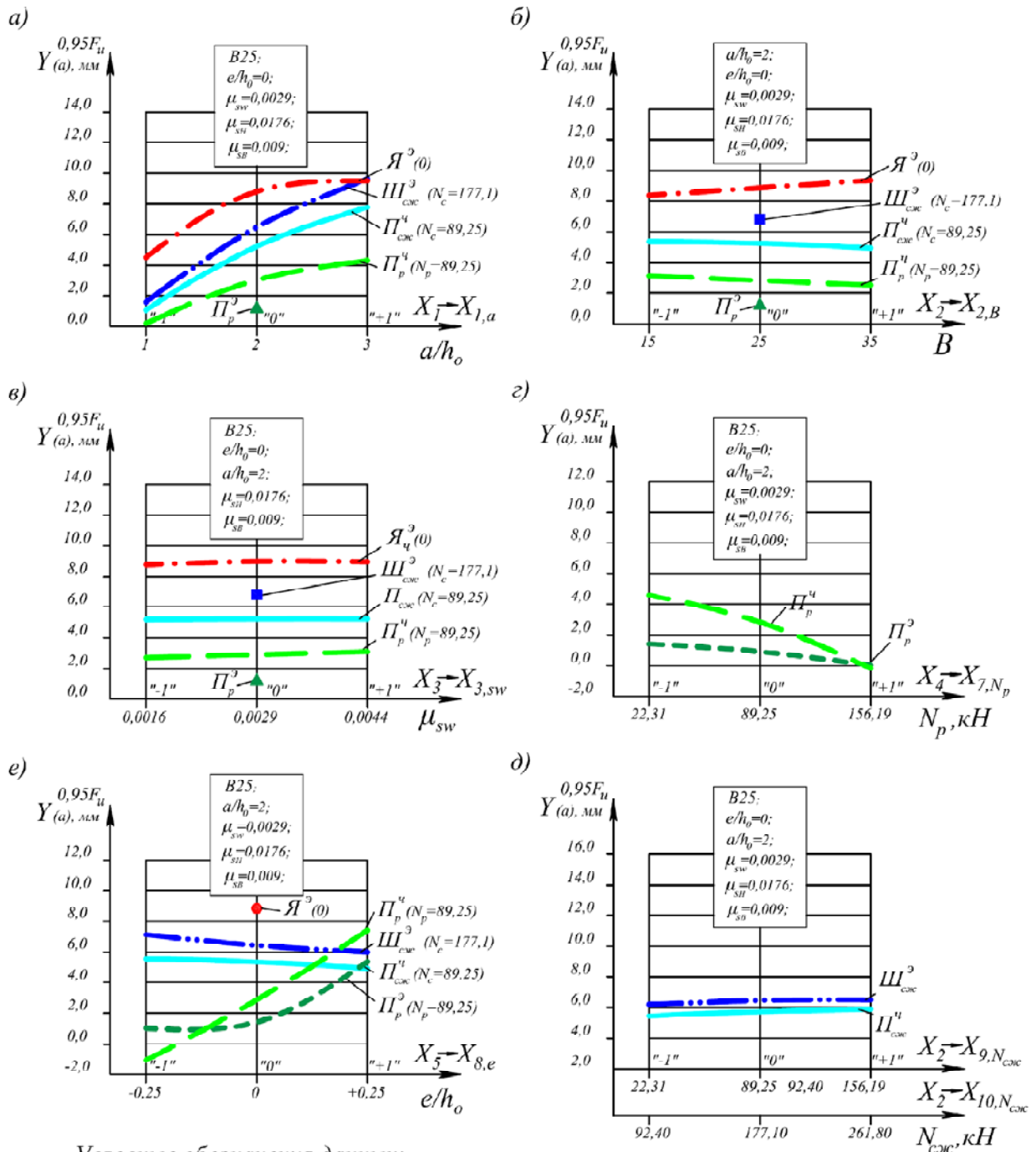
Таблица 3.4

Средние опытные и расчетные значения прогибов под сосредоточенными поперечными силами и посередине пролётов обычных (серия I), внецентренно растянутых (III-A, III-B) и сжатых (III-B, III-Г) исследуемых железобетонных балок перед разрушением их приопорных участков при величине поперечной нагрузки $F \approx 0,95F_u$.

№ опыта	Прогибы под сосредоточенными силами, $y(x)=y(a)$, мм								Прогибы посередине пролётов, $y(x)=f(l/2)$, мм							
	Серия I		Серия III-A		Серия III-B	Серия III-B		Серия III-Г	Серия I		Серия III-A		Серия III-B	Серия III-B		Серия III-Г
	Опыт-ная	Расч (3.20)	Опыт-ная	Расч (3.16)	Расч (3.17)	Опыт-ная	Расч (3.18)	Расч (3.19)	Опыт-ная	Расч (3.25)	Опыт-ная	Расч (3.21)	Расч (3.22)	Опыт-ная	Расч (3.23)	Расч (3.24)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	10,86	10,44	4,44	4,51	5,38	8,54	8,30	7,58	15,05	16,67	9,05	8,70	6,16	13,95	13,22	12,33
2	3,90	2,52	-0,40	-0,26	3,19	1,66	1,54	1,03	9,32	9,49	0,15	0,70	5,88	7,34	7,77	9,67
3	4,95	4,02	6,30	6,20	-4,00	3,70	3,62	1,51	16,70	16,39	4,55	4,06	5,84	13,71	12,71	8,23
4	9,13	8,99	1,34	1,31	2,89	11,33	10,96	8,13	11,91	11,85	13,25	13,66	8,38	15,06	15,77	12,12
5	3,96	4,12	0,31	0,10	3,87	2,66	2,54	1,07	11,04	10,79	4,70	4,48	6,25	9,99	8,28	9,05
6	7,13	8,13	1,60	1,73	3,91	8,05	8,17	8,39	9,03	9,69	8,56	8,63	4,85	10,33	11,34	12,94
7	8,41	9,12	5,67	5,69	1,85	10,43	10,00	7,32	12,75	14,27	5,45	6,28	8,69	17,08	16,25	11,51
8	4,89	4,60	0,97	0,86	-3,35	2,13	1,53	1,47	12,67	13,39	8,05	7,08	10,14	10,55	10,80	8,85
9	4,91	5,91	1,21	1,24	-5,40	0,69	0,09	1,65	21,12	21,97	6,41	6,46	-0,78	7,57	7,93	9,05
10	13,28	13,15	—	—	-4,75	7,39	7,45	8,95	18,53	18,28	—	—	-2,33	11,70	10,99	12,94
11	6,34	5,91	—	—	10,28	10,95	11,24	6,75	7,99	9,04	—	—	14,04	13,84	14,78	11,51
12	4,27	4,62	—	—	5,67	1,57	1,03	0,91	9,74	10,73	—	—	15,32	10,51	9,33	8,85
13	4,52	4,75	—	—	5,23	0,80	1,17	0,93	10,69	10,58	—	—	14,16	9,77	11,25	8,23
14	7,34	6,49	—	—	13,63	10,58	10,24	7,54	9,17	8,62	—	—	19,80	16,31	14,31	12,12
15	15,86	14,75	—	—	-5,04	10,47	9,54	8,15	21,42	22,16	—	—	-3,43	13,06	12,87	12,33
16	3,97	3,60	—	—	-5,70	1,19	1,05	1,63	11,06	12,40	—	—	-0,60	7,98	7,42	9,67
17	9,51	9,62	—	—	4,19	9,70	9,68	7,85	12,93	12,29	—	—	7,93	13,85	13,80	11,73
18	4,32	4,27	—	—	0,61	1,74	1,76	1,27	10,99	11,68	—	—	7,94	9,48	9,55	8,45
19	9,43	9,24	—	—	2,70	6,67	6,59	5,34	16,62	15,77	—	—	7,78	13,81	13,64	11,32

Продолжение таблицы 3.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
20	7,52	8,37	—	—	3,12	5,94	6,03	5,73	11,10	12,34	—	—	9,10	12,25	12,44	11,94
21	9,02	8,98	—	—	3,16	6,03	6,01	5,53	14,24	14,69	—	—	8,97	13,80	13,47	11,42
22	8,32	8,63	—	—	2,67	7,12	6,99	5,54	13,14	13,42	—	—	7,58	13,55	13,46	11,42
23	9,97	9,69	—	—	-0,22	5,80	5,80	5,78	17,07	16,28	—	—	1,83	11,96	12,19	12,12
24	8,11	7,92	—	—	4,37	7,46	7,19	5,29	12,11	12,95	—	—	11,88	15,58	15,36	11,30
25	7,96	7,73	—	—	7,74	6,42	6,50	5,25	11,70	12,21	—	—	11,06	13,30	13,19	11,42
26	10,22	9,88	—	—	-1,59	6,59	6,50	5,82	18,32	17,85	—	—	3,49	13,63	13,74	11,42
27	9,02	8,81	—	—	2,91	6,51	6,50	5,54	14,24	14,06	—	—	7,94	13,53	13,46	11,42
$v = \frac{\sigma}{\hat{b}_{n, \text{опыт}}} 100\%$	6,77			9,44	—		6,1	—	—	5,7	—	8,6	—		6,9	—
$\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2$	0,09			0,001	—		0,02	—	—	0,16	—	0,02	—		0,16	—
$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)}{n-1}}$	0,06			0,011	—		0,03	—	—	0,08	—	0,05	—		0,08	—

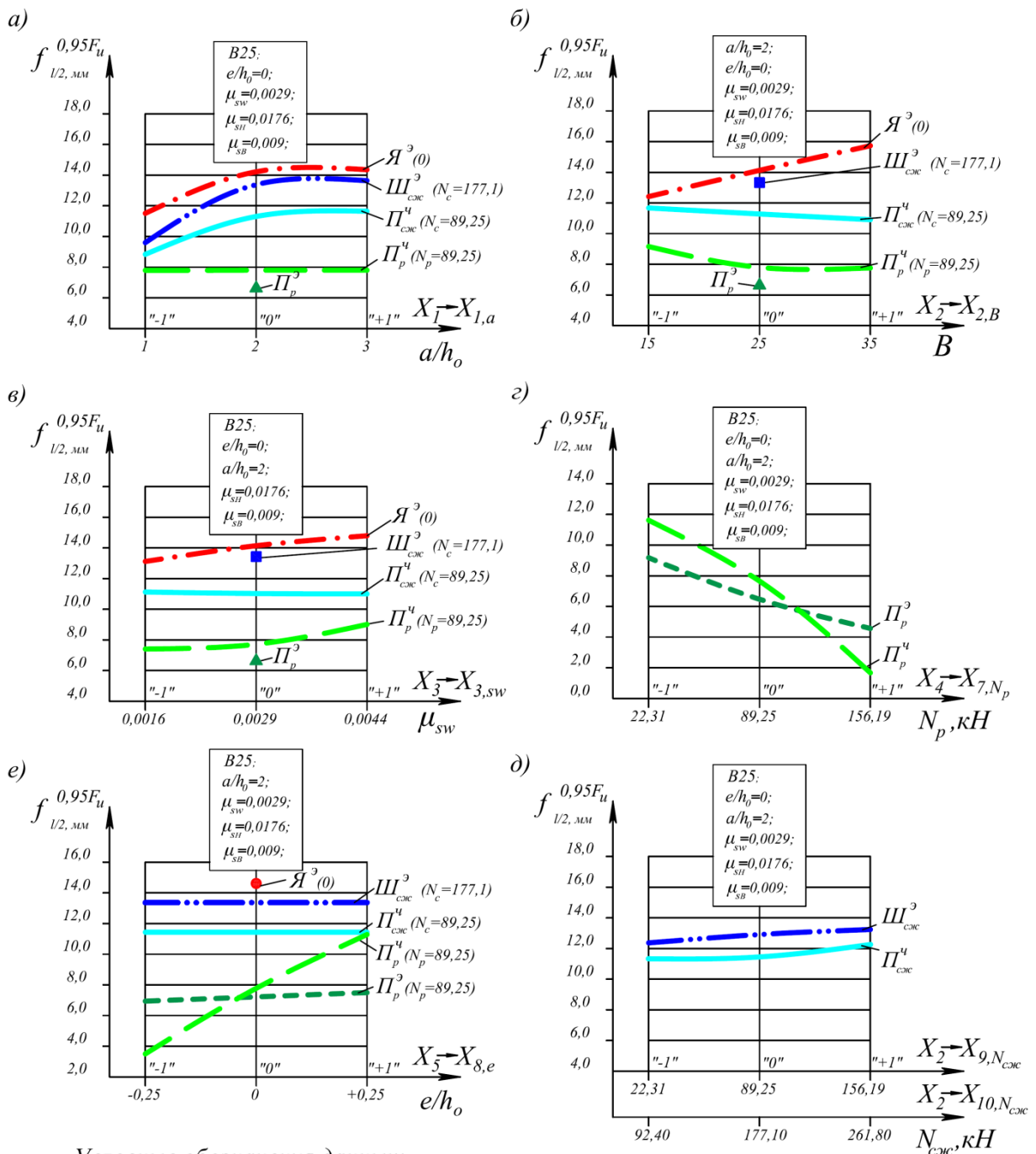


Условные обозначения данных:

▲ Π_p^3 - эксперимент Петрова Н.Н. с N_p
 $\Pi_{сск}^4$ - численный эксперимент Петрова Н.Н. с N_p
 $\Pi_{сск}^3$ - численный эксперимент Петрова Н.Н. с $N_{сск}$

■ $\Pi_{сск}^3$ - эксперимент Шепетьюка Н.И. с $N_{сск}$
 ● $\mathcal{Y}^3(0)$ - эксперимент Ярошевич Н.Н. с $N=0$.

Рис. 3.5. Влияние относительного пролета среза (а), класса бетона (б), количества поперечного армирования (в), величины продольной растягивающей (г) и сжимающей (д) силы, а также эксцентриситета (е) её приложения на прогибы опытных образцов-балок под сосредоточенными грузами перед их разрушением.



Условные обозначения данных:

- ▲, Π_p° - эксперимент Петрова Н.Н. с N_p
- Π_p^u - численный эксперимент Петрова Н.Н. с N_p
- $\Pi_{cж}^u$ - численный эксперимент Петрова Н.Н. с $N_{cж}$
- , $\mathcal{H}_{cж}^{\circ}$ - эксперимент Шелютко Н.И. с $N_{cж}$
- , $\mathcal{Y}^{\circ}(0)$ - эксперимент Ярошевич Н.Н. с $N=0$.

Рис. 3.6. Зависимость прогибов опытных балок посередине пролёта относительного пролёта среза (а), класса бетона (б), количества поперечного армирования (в), величины продольной растягивающей (г) и сжимающей (д) силы, а также эксцентриситета (е) её приложения перед их разрушением.

Анализ математических моделей (3.16)... (3.25) и рис. 3.5, 3.6 показал, что зависимости вертикальных перемещений опытных и виртуальных балок под сосредоточенными грузами и посередине пролётов от исследуемых факторов накануне их разрушения качественно похожи, но с заметными количественными отличиями. Прогибы исследуемых элементов вплоть до предпоследней ступени нагружения включительно ($0,95F_u$) посередине пролётов превышали таковые под сосредоточенными грузами, хотя, при этом, разрушение опытных образцов происходило, как правило, по наклонным сечениям или полосам, или одновременно по наклонным и нормальным (под грузами) сечениям.

Характерно, что с увеличением относительного пролета среза a/h_0 от 1 до 3 стрела прогиба ($f_{l/2}^{0,95F_u}$) обычных и внецентренно сжатых железобетонных балок увеличивалась нелинейно (рис.3.6,а) от 9 до 14 мм ($l/114$) при других средних значениях исследуемых факторов в то время, как во внецентренно растянутых железобетонных элементах она оставалась постоянной на уровне 8 мм ($l/200$). Последнее обстоятельство объясняется тем, что прочность внецентренно растянутых элементов в меньшей степени зависит от величины их пролета среза (рис.3.1,а).

Если в обычных балках с увеличением прочности бетона от В15 до В35 прогибы увеличились от 12,5 до 15,5 мм ($l/100$), внецентренно сжатых относительно большей $N_c = 177,1$ кН оставались постоянными на уровне 13,5 мм, то внецентренно сжатых и растянутых меньшей $N_c = N_p = 89,25$ кН они уменьшались, соответственно, с 12 до 11 мм и с 9 до 8 мм (рис.3.6,б) при средних значениях других исследуемых факторов.

Увеличение коэффициента поперечного армирования μ_{sw} от 0,0016 до 0,0044 мало влияет (рис.3.6,в) на жесткость исследуемых элементов, а, следовательно, и их несущую способность. Поэтому, прогибы внецентренно сжатых балок, при этом, оставались постоянными на уровне 11,5...13,5 мм, а обычных и внецентренно растянутых – увеличивались, соответственно, с 13 до 15 мм и с 7 до 9 мм.

Увеличение продольной растягивающей силы N_p от 22,3 до 156,19 кН радикально снижает несущую способность, а, следовательно, и прогибы (рис.3.6,г) опытных внецентренно растянутых элементов с 9 до 4,5 мм в двухфакторном планированном натурном эксперименте и с 11,5 до 0,75 мм в пятифакторном численном эксперименте. Бóльший размах рассматриваемых данных во втором случае получился за счет учета влияния бóльшего количества факторов на прогибы исследуемых элементов.

Увеличение продольной сжимающей силы с 22,31 до 261,80 кН незначительно (до 20%) увеличивает несущую способность, а, следовательно, и прогибы (с 11,5 до 13,0 мм) опытных элементов (рис.3.6,д) при средних значениях других исследуемых факторов.

Переход от отрицательного относительного эксцентриситета $e/h_0 = -0,25$ до положительного $+0,25$ не влияет (рис.3.6,е) на стрелу прогиба исследуемых внецентренно сжатых элементов, которая колеблется в пределах 11,5...13,5 мм

(до l/118). Для внецентренно растянутых балок в численном эксперименте они, при этом, увеличились с 3,5 до 11,5 мм (l/139).

3.3. Трещиностойкость опытных образцов-балок.

Характерной особенностью напряженно-деформированного состояния растянутых железобетонных балок является появление первых нормальных трещин в процессе прикладывания продольных растягивающих сил (табл.3.5).

3.3.1. Трещиностойкость внецентренно растянутых элементов.

Обработка представленных в табл.3.5. данных позволила получить математические модели продольных растягивающих сил, вызывающих появление первых (т.н. первичных) нормальных трещин в растянутых, сжатых впоследствии от изгиба волокна, а также посередине высоты балки имеют соответствующий вид:

$$\hat{Y}N_{crc,\perp,h/2,III-A}^H = 31,03 - 107,77X_{8,e} + 91,20X_{8,e}^2, \text{ кН}; \quad (3.26)$$

$$\hat{Y}N_{crc,\perp,-h/2,III-A}^B = 17,52 + 70,0X_{8,e} + 62,47X_{8,e}^2, \text{ кН}; \quad (3.27)$$

$$\hat{Y}N_{crc,\perp,0,III-A}^{серед} = 22,01 + 5,00X_{8,e} + 2,99X_{8,e}^2, \text{ кН}. \quad (3.28)$$

Геометрическая интерполяция указанных моделей представлена на рис.3.7,а.

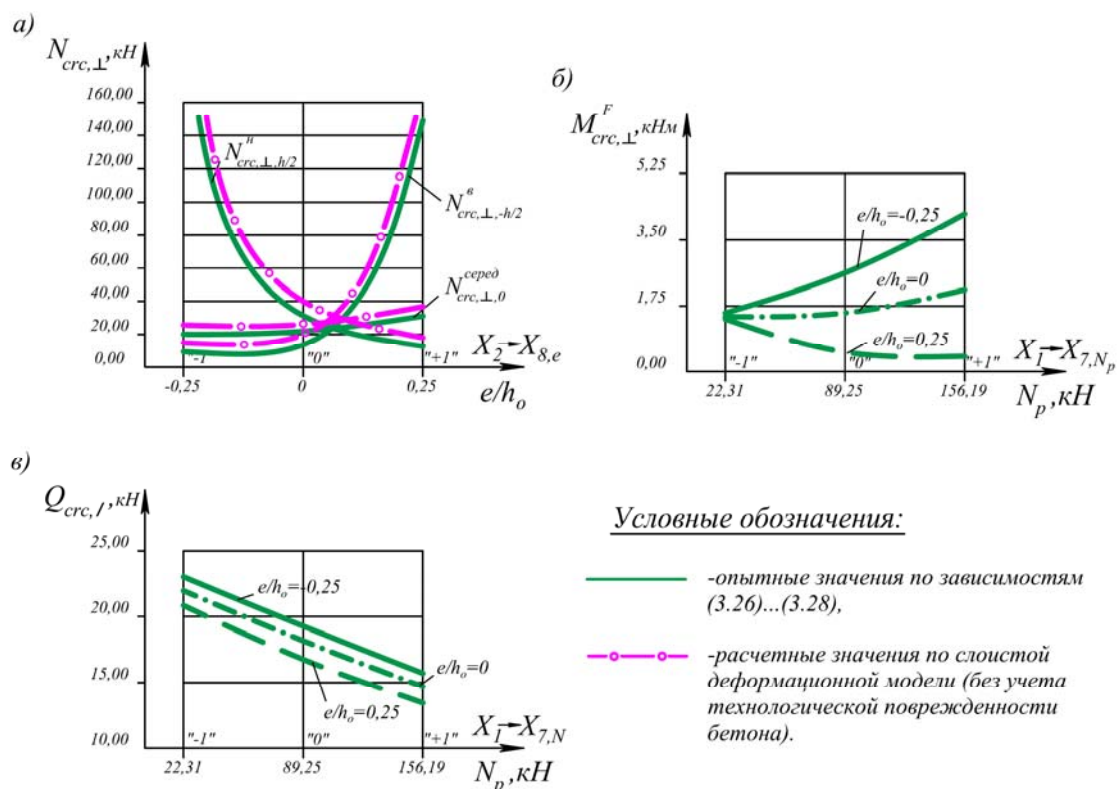


Рис. 3.7. Зависимость появления первичных (а), вторичных (б) нормальных трещин в зоне " чистого " изгиба и наклонных трещин (в) на приопорных участках внецентренно растянутых железобетонных балок от исследуемых в III-A серии факторов.

Таблица 3.5

Средние опытные и расчетные параметры трещиностойкости обычных (серия I), внецентренно растянутых (III-A) и сжатых (III-B) железобетонных балок.

№ опыта	Изгибающий момент $M_{crc,\perp}^F$ (кНм), продольная сила $N_{crc,\perp}$ (кН), поперечная сила $Q_{crc,/}$ (кН), соответствующая появлению первых нормальных (\perp) и наклонных ($/$) трещин.																			
	Серия I		Серия III-A										Серия III-B							
	$M_{crc,\perp}^F$	$Q_{crc,/}$	$N_{crc,\perp,h/2}^H$		$N_{crc,\perp,-h/2}^B$		$N_{crc,\perp,0}^{серед}$		$M_{crc,\perp}^F$		$Q_{crc,/}$		$N_{crc,\perp}^H$		$N_{crc,\perp}^B$		$M_{crc,\perp}^F$		$Q_{crc,/}$	
	Расч. (3.31)	Расч. (3.32)	Опыт	Расч. (3.26)	Опыт	Расч. (3.27)	Опыт	Расч. (3.28)	Опыт	Расч. (3.29)	Опыт	Расч. (3.30)	Опыт	Расч. (3.33)	Опыт	Расч. (3.34)	Опыт	Расч. (3.35)	Опыт	Расч. (3.36)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	9,0	34,9	14,6	14,5	150,0	150,0	30,0	30,0	65,7	63,8	14,9	13,8	15,0	13,5	—	—	30,3	30,9	75,0	113,3
2	7,6	35,1	230,1	230,0	10,0	10,0	20,0	20,0	-8,7	-10,8	16,3	15,5	15,0	13,5	—	—	35,6	36,0	120,0	167,7
3	6,4	48,9	14,6	14,5	150,0	150,0	30,0	30,0	28,4	28,4	21,4	21,3	—	—	7,5	16,4	9,9	11,1	98,0	88,5
4	7,4	18,3	230,1	230,0	10,0	10,0	20,0	20,0	12,3	12,0	22,8	23,0	—	—	7,5	16,4	8,7	10,3	10,0	59,8
5	7,6	49,5	31,1	31,0	17,5	17,5	22,0	22,0	18,2	22,2	12,9	14,7	—	—	11,0	20,4	9,9	11,2	85,0	102,0
6	6,2	18,9	31,1	31,0	17,5	17,5	22,0	22,0	15,8	15,9	22,3	22,2	—	—	11,0	20,4	8,8	10,3	33,0	75,9
7	5,0	29,5	14,5	14,5	150,0	150,0	30,0	30,0	41,0	42,9	16,4	17,6	9,0	7,8	—	—	28,8	29,3	62,0	83,6
8	6,0	29,7	230,0	230,0	10,0	10,0	20,0	20,0	-5,0	-2,7	18,7	19,3	9,0	7,8	—	—	33,0	34,4	125,0	135,4
9	7,4	56,7	31,0	31,0	17,5	17,5	22,0	22,0	17,3	15,9	19,0	18,4	15,0	13,5	—	—	60,5	60,6	0,0	52,7
10	7,6	21,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	15,0	13,5	—	—	2,8	4,4	38,0	39,3
11	6,4	27,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	9,5	19,5	-5,1	-3,4	8,5	42,8
12	5,8	31,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	9,5	19,5	-0,9	0,4	44,0	81,9
13	6,6	51,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	9,5	8,3	—	—	57,9	59,0	0,0	68,7
14	6,0	16,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	9,5	8,3	—	—	2,8	2,8	32,0	27,2
15	7,6	27,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7,5	16,6	-4,1	-3,3	26,0	42,9
16	7,8	32,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7,5	16,6	-1,5	0,4	99,0	110,1
17	7,1	24,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	17,2	17,3	9,5	9,6	47,0	63,5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
18	7,1	41,9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	17,2	17,3	26,3	26,0	123,0	103,8
19	7,4	40,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	17,2	17,3	18,4	19,6	82,0	58,7
20	7,2	25,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	17,2	17,3	8,4	7,5	51,0	71,6
21	7,2	34,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	12,5	1,6	—	—	25,2	27,9	88,0	68,9
22	7,2	31,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	9,0	17,9	3,2	0,4	42,0	58,4
23	8,0	34,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	16,8	17,4	13,1	13,9	59,0	79,2
24	6,6	31,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	17,8	17,2	13,1	13,1	52,0	64,7
25	7,2	33,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	21,5	18,7	13,1	13,5	56,0	67,7
26	7,2	33,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	13,8	16,6	13,1	13,5	55,0	59,3
27	7,3	33,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	17,2	17,3	13,1	13,5	56,0	66,8
$v = \frac{\sigma}{\hat{b}_{n.опыт}} - 100\%$				7,3	6,2		8,4		11,3		7,01		8,3		9,1		9,46		10,5	
$\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2$				0,02	0,01		0,01		3577		6,84		135		797		42,63		108,2	
$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)}{n-1}}$				0,05	0,03		0,02		21,1		0,92		3,67		7,05		1,28		2,04	

Анализ моделей (3.26)...(3.28) показывает, что решающее влияние на величину продольной силы, вызывающей появление нормальных трещин в той или иной зоне балки, оказывает эксцентриситет ее приложения (см. рис.3.7,а). С увеличением эксцентриситета (в сторону растянутой грани) нагрузка, соответствующая появлению трещин в растянутой от изгиба зоне $N_{crc,\perp,h/2}$ падает, а в сжатой - $N_{crc,\perp,-h/2}$ возрастает в несколько раз по сравнению со значением продольной силы, $N_{crc,\perp,0}$, вызывающей появление нормальных трещин посередине высоты балки.

Сопоставление расчетных значений продольной силы с помощью адаптированной слоистой деформационной модели, вызывающей появление нормальных трещин в той или иной зоне балки, с опытными данными подтвердило необходимость учета начальной технологической поврежденности бетона исследуемых элементов, так как она заметно (на 10...25%) снижает их реальную трещиностойкость. По-видимому, этой причиной можно объяснить рекомендацию норм России [119,120] ограничить величину предельной растяжимости бетона $\varepsilon_{bm} = 15 \cdot 10^{-5}$ для конструктивных бетонов относительно невысоких (средних) классов.

По мере увеличения поперечной нагрузки трещины в сжатой от изгиба зоне постепенно закрываются, а в растянутой в области "чистого" изгиба ранее образовавшиеся от воздействия продольной растягивающей силы N_p трещины с шагом около h_0 раскрываются и между ними появляются новые (вторичные) нормальные трещины.

Математическая модель, характеризующая составляющую момента появления новых нормальных трещин в зоне "чистого" изгиба от поперечной нагрузки, может быть представлена в следующем виде:

$$\hat{Y}M_{crc,\perp,III-A}^F = 1,59 + 0,37X_{7,N_p} - 0,97X_{8,e} + 0,32X_{7,N_p}^2 - 0,96X_{7,N_p}X_{8,e}, \text{ кНм}, \quad (3.29)$$

геометрическое отображение которой показано на рис 3.7,б.

Анализ выражения (3.29) показывает, что указанный момент $M_{crc,\perp}^F$ нелинейно зависит от величины продольной растягивающей силы N_p .

Так, $M_{crc,\perp}^F$ увеличивается по отношению к среднему значению 1,59 кНм:

- с увеличением значения N_p от 22,31 до 156,19 кН на 47%,
- с уменьшением величины e/h_0 от 0,25 до -0,25 на 122%.

Знак "+" при квадратичном эффекте X_{7,N_p}^2 свидетельствует о том, что с увеличением продольной силы N_p за пределами варьирования величина $M_{crc,\perp}^F$ резко возрастает. Имеет место взаимодействие обеих исследуемых в этой серии факторов. Так, $M_{crc,\perp}^F$ значительно возрастает при одновременном увеличении N_p и отрицательных значениях e/h_0 .

С физической точки зрения данное явление легко объясняется тем, что с повышением точки приложения растягивающей силы и увеличением ее

значения возрастает разгружающий момент по отношению к обычному изгибающему.

Дальнейшее увеличение поперечной нагрузки приводит к образованию первых наклонных трещин на участках балки в средних по высоте частях. При больших значениях растягивающей продольной силы N_p (порядка 156кН) и положительном эксцентриситете ее приложения (с направлением в сторону растянутой от изгиба грани) значения поперечной нагрузки, соответствующие появлению как новых дополнительных нормальных трещин в зоне "чистого" изгиба, так и первых наклонных трещин на приопорных участках исследуемых элементов в некоторых опытах совпадают.

Обработка полученных данных позволила вывести следующую простую модель:

$$\hat{Y}Q_{crc./,III-A} = 18,46 - 3,75X_{7,N_p} - 0,85X_{8,e}, \text{ кН.} \quad (3.30)$$

анализ которой показывает, что она линейно зависит от общих исследуемых факторов. Причем, превалирующее значение имеет фактор X_{7,N_p} . Так, величина поперечной силы $Q_{crc./,III-A}$, уменьшается по отношению к среднему значению 18,46 кН (рис.3.7,в) с увеличением продольной растягивающей силы N_p от 22,31 до 156,19 кН на 41%, увеличением относительного эксцентриситета e/h_0 от -0,25 до +0,25 на 9%.

3.3.2. Трещинойтокость обычных и внецентренно сжатых железобетонных балок.

Экспериментально-теоретическими исследованиями Н.Н.Ярошевич [32,37] были получены следующие адекватные математические модели изгибающего момента $M_{crc,\perp}^I$ и поперечной силы $Q_{crc./}$, появления первых нормальных и наклонных трещин в обычных однопролетных балках описанной, во втором разделе диссертации, конструкции, нагруженными аналогичными двумя сосредоточенными грузами в пролете:

$$\hat{Y}M_{crc,\perp}^I = 7,3 + 0,1X_{2,B} + 0,7X_{4,s} - 0,2X_{1,a}^2 - 0,1X_{3,sw}^2 - 0,1X_{5,s'}^2 + 0,2X_{2,B}X_{4,s} + 0,4X_{2,B}X_{5,s'} + 0,3X_{3,sw}X_{4,s} + 0,4X_{3,sw}X_{5,s'}, \text{ кНм, } \nu=5\%; \quad (3.31)$$

$$\hat{Y}Q_{crc./}^I = 33,1 - 8,8X_{1,a} + 7,6X_{2,B} + 1,3X_{3,sw} + 1,5X_{4,s} - 2,1X_{1,a}X_{2,B} + 1,1X_{2,B}X_{3,sw} + 1,2X_{3,sw}X_{4,s}, \text{ кН, } \nu=5,8\%. \quad (3.32)$$

Анализ, практически, линейной модели (3.31) показывает, что по отдельности только один фактор $X_{4,s}$ оказывает заметное влияние на исследуемой выходной параметр. Так, $M_{crc,\perp}^I$ в обычных железобетонных балках с увеличением коэффициента продольного рабочего армирования от 0,0129 до 0,0230 увеличивается на 19%.

Статически малозначимые коэффициенты при факторе $X_{2,B}$ и квадратичных эффектах можно было бы убрать, но они показывают тенденцию

увеличения $M_{crc,\perp}^I$ с увеличением класса бетона, а также то, что дальнейшее увеличение пролета среза, интенсивности поперечного армирования и количества верхней продольной арматуры за указанными пределами варьирования не повлечет за собой увеличение $M_{crc,\perp}^I$. Характерным для модели (3.31) является то, что почти все исследуемые факторы взаимодействуют между собой: наблюдается рост момента трещинообразования $M_{crc,\perp}^I$ при одновременном увеличении класса бетона и всей продольной арматуры, количества поперечной, рабочей и монтажной арматуры в указанных пределах варьирования.

Из анализа линейной модели (3.32) следует, что только количество верхней продольной арматуры не оказывает заметного влияния на величину поперечной силы $Q_{crc,\perp}^I$, при которой появляются первые наклонные трещины. Так, $Q_{crc,\perp}^I$ увеличивается по отношению к среднему в этой серии значению 33,1 кН:

- с уменьшением относительного пролета среза a/h_0 от 3 до 1 на 53 %;
- с увеличением класса бетона от В15 до В35 на 46 %;
- с увеличением интенсивности поперечного армирования μ_{sw} от 0,0016 до 0,0045 на 8 %;
- с увеличением коэффициента продольного рабочего армирования μ_s от 0,0129 до 0,0230 на 9 %;

Все вышеуказанные факторы взаимодействуют между собой: параметр $Q_{crc,\perp}^I$, увеличивается при одновременном повышении класса бетона и увеличении интенсивности поперечного армирования, а также уменьшении пролета среза, одновременном увеличении количества поперечного и продольного рабочего армирования.

Графически эти данные представлены на рис.3.8, 3.9 и используются для сравнения с трещиностойкостью внецентренно сжатых железобетонных балок аналогичной конструкции.

В процессе внецентренного приложения сжимающей нагрузки в зависимости от знака эксцентриситета создаются изгибающие моменты, растягивающие то верхние (при положительном значении e/h_0), то нижние (при отрицательном значении e/h_0) волокна и образующие в них т.н. первичные нормальные трещины.

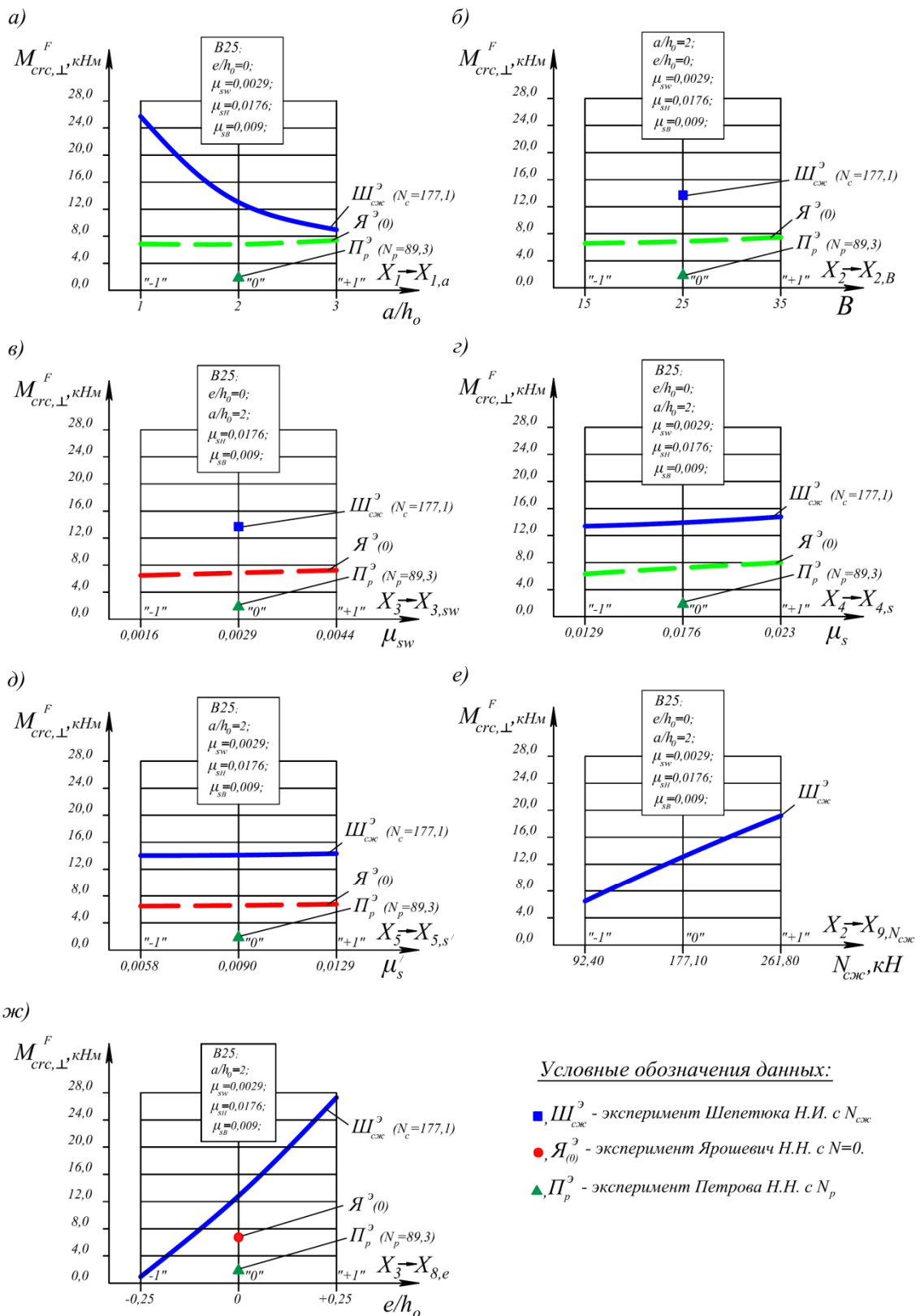
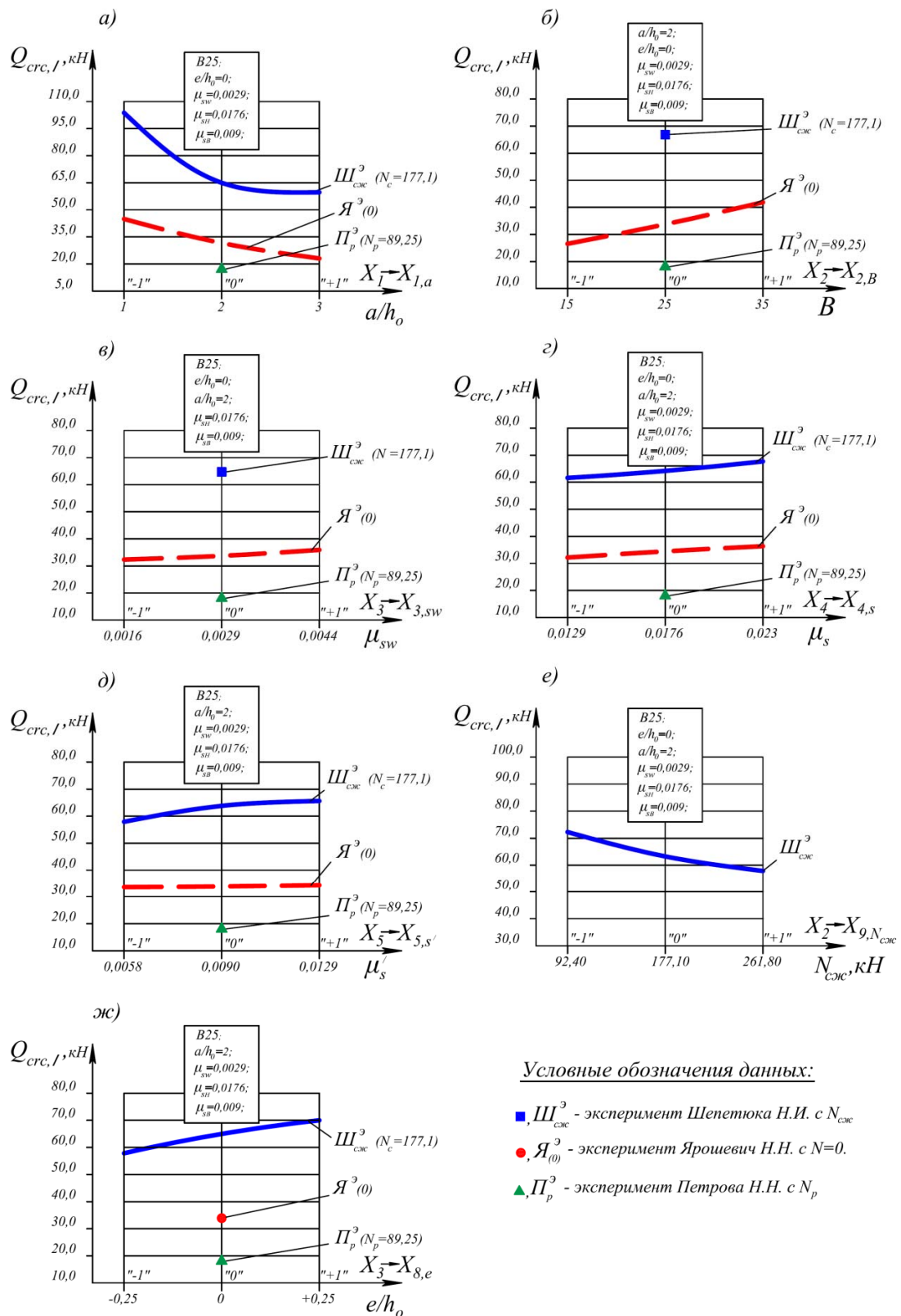


Рис. 3.8. Влияние относительного пролета среза (а), класса бетона (б), количества поперечной (в), рабочей продольной (г), монтажной (д) арматуры, а также величины продольной сжимающей силы (е) и эксцентриситета (ж) её приложения на величину изгибающего момента от поперечной нагрузки, вызывающего появление нормальных трещин, первичных в обычных и вторичных во внецентренно сжатых балках.



Условные обозначения данных:

- Ш_{csc}^3 - эксперимент Шепетюка Н.И. с N_{csc}
- $\text{Я}^3(0)$ - эксперимент Ярошевич Н.Н. с $N=0$.
- ▲ П_p^3 - эксперимент Петрова Н.Н. с N_p

Рис. 3.9. Зависимость поперечной силы, соответствующей появлению первых наклонных трещин на приопорных участках обычных и внецентренно сжатых железобетонных балок, от величины относительного пролета среза (а), класса бетона (б), количества поперечной (в), продольной рабочей (г) и монтажной (д) арматуры, а также от величины продольной сжимающей силы (е) и эксцентриситета её приложения (ж).

Поскольку в опытных образцах-балках исследуемой III-B серии нормальные трещины не могли одновременно образоваться на нижней и верхней гранях (см.табл.3.5), а только на одной из них, то и вывести единые зависимости для $N_{сж,срс,\perp}^6$, $N_{сж,срс,\perp}^H$, охватывающие все опыты серии, невозможно. Поэтому ограничимся простым анализом полученных опытных данных, который показал, что при положительном эксцентриситете приложения продольной сжимающей силы первые нормальные трещины появляются на верхней растянутой (впоследствии сжатой от воздействия поперечной нагрузки F) зоне. Величина продольной сжимающей силы, вызывающая появление этих трещин, может быть охарактеризована двухфакторной моделью:

$$\hat{Y}N_{сж,срс,\perp}^6 = 12,5 + 2,88X_{4,s} + 0,25X_{5,s'} - 0,38X_{4,s}^2, \text{ кН}, \nu = 9\%, \quad (3.33)$$

из которой видно, что с увеличением коэффициента продольного рабочего армирования μ_s от 0,0129 до 0,0230 величина $N_{сж,срс,\perp}^6$ возрастает на 46% (рис.3.10,а), видимо, за счёт непосредственного восприятия продольной рабочей арматуры сжимающего усилия. Однако, при дальнейшем увеличении μ_s за пределами варьирования существенного увеличения $N_{сж,срс,\perp}^6$ не произойдет. Увеличение же коэффициента верхнего продольного армирования μ'_s от 0,0058 до 0,0129 приведёт к увеличению $N_{сж,срс,\perp}^6$ всего на 4%.

Продольная сжимающая сила, приложенная с отрицательным эксцентриситетом и вызывающая появление нормальных трещин в нижней растянутой зоне может быть охарактеризована также двухфакторной моделью:

$$\hat{Y}N_{сж,срс,\perp}^H = 8,73 + 0,33X_{4,s} + 1,33X_{5,s'} + 0,38X_{4,s}X_{5,s'}, \text{ кН}, \nu = 8\%. \quad (3.34)$$

из которой также видно, что значительную часть продольной сжимающей силы (до 30% в пределах варьируемых факторов) воспринимает на себя верхняя монтажная арматура. С увеличением μ'_s от 0,0058 до 0,0129 $N_{сж,срс,\perp}^H$ увеличится всего на 8% (рис.3.10,б).

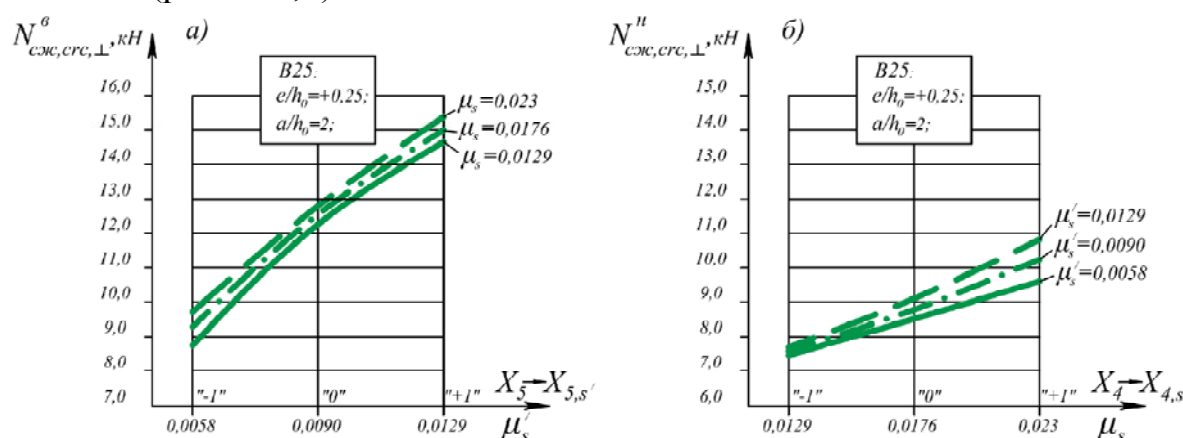


Рис. 3.10. Зависимость продольной сжимающей силы, вызывающей появление нормальных трещин в верхней (а), и нижней (б) зоне балки, от количества продольной рабочей μ_s и монтажной μ'_s арматуры.

По мере увеличения поперечной нагрузки ранее образовавшиеся трещины в сжатой от изгиба зоне, обусловленные внецентренным сжатием балки с

положительным эксцентриситетом постепенно закрываются и в нижней растянутой зоне появляются новые (вторичные) нормальные трещины. Такие же вторичные трещины также появляются между первичными нормальными трещинами, обусловленными внецентренным сжатием элемента с отрицательным эксцентриситетом, разделяя балку на более мелкие блоки.

Адекватная математическая модель изгибающего момента от поперечной нагрузки, вызывающего появление вторичных нормальных трещин, имеет вид:

$$\begin{aligned} \hat{Y}M_{crc,\perp,III-B}^F = & 13,52 - 8,23X_{1,a} + 6,04X_{9,N_{cк}} + 13,77X_{8,e} + 0,41X_{4,s} + 4,28X_{1,a}^2 + \\ & + 0,6X_{8,e}^2 - 2,82X_{1,a}X_{9,N_{cк}} - 7,08X_{1,a}X_{8,e} + 6,75X_{9,N_{cк}}X_{8,e} + 0,39X_{8,e}X_{4,s} + \\ & + 3,28X_{4,s}X_{5,s'}, \text{ кНм.} \end{aligned} \quad (3.35)$$

Характерной особенностью данной модели по сравнению с аналогичной моделью (3.31) для обычной двухопорной балки является то среднее значение $M_{crc,\perp}^F$, как и следовало ожидать, вследствие предварительного обжатия почти вдвое больше среднего значения $M_{crc,\perp}^I$. Кроме этого, большое положительное влияние на трещиностойкость оказывает положительный эксцентриситет и высокий уровень продольной сжимающей силы. Существенно взаимодействуют между собой все исследуемые в этой серии факторы. Так значение изгибающего момента появления вторичных нормальных трещин увеличивается (рис.3.8) по отношению к среднему значению $M_{crc,\perp}^F = 13,52$ кНм при:

- увеличении относительного эксцентриситета продольной сжимающей силы e / h_0 от -0,25 до +0,25 на 204%;
- увеличении значения уровня продольной сжимающей силы $N_{cк} / R_{bn}bh_0$ от 0,20 до 0,60 на 89%;
- уменьшении относительного пролета среза a / h_0 от 3 до 1 на 122%;
- увеличении количества продольной рабочей арматуры μ_s от 0,0129 до 0,0230 на 6%;
- одновременном уменьшении относительного пролета среза и увеличении значения продольной сжимающей силы, а также эксцентриситета ее приложения, количества нижней и верхней продольной арматуры.

Поперечная сила, при которой появляются первые наклонные трещины в пролетах среза внецентренно сжатых балок, может быть охарактеризована следующей адекватной математической моделью:

$$\begin{aligned} \hat{Y}Q_{crc,\perp,III-B} = & 66,79 - 20,14X_{1,a} + 5,25X_{8,e} + 7,25X_{4,s} + 4,19X_{5,s'} + 16,87X_{1,a}^2 - \\ & - 3,13X_{8,e}^2 + 5,17X_{4,s}^2 - 3,33X_{5,s'}^2 + 16,47X_{1,a}X_{9,N_{cк}} - 13,09X_{9,N_{cк}}X_{8,e} - \\ & - 3,84X_{9,N_{cк}}X_{4,s} + 4,03X_{8,e}X_{5,s'} + 22,53X_{4,s}X_{5,s'}, \text{ кН,} \end{aligned} \quad (3.36)$$

из которой также следует, что среднее значение поперечной силы, при которой появляются наклонные трещины во внецентренно сжатых балках также в два раза превышает аналогичную поперечную силу в обычных балках. Для этой же модели характерным является также то, что, практически, все исследуемые

факторы нелинейно влияют на исследуемый параметр, а также то, что, почти, все они взаимодействуют между собой.

Так, значение поперечной силы, соответствующей появлению наклонных трещин на приопорных участках внецентренно сжатой железобетонной балки, увеличивается по отношению к среднему значению $\bar{Q}_{crc.,I,III-B} = 66,79$ кН (рис.3.9) при:

- уменьшении относительного пролета среза a/h_0 с 3 до 1 на 60%;
- увеличении относительного эксцентриситета e/h_0 от -0,25 до +0,25 на 16%;
- увеличении продольной рабочей арматуры μ_s от 0,0129 до 0,0230 и верхней монтажной арматуры μ'_s с 0,0580 до 0,0129, соответственно, на 22% и 13%.

Наличие квадратичных эффектов при $X_{1,a}^2; X_{8,e}^2; X_{4,s}^2; X_{s,s'}^2$ обозначает следующее:

- при дальнейшем увеличении $a/h_0 > 3$ существенного снижения $Q_{crc.,I,III-B}$ не произойдет;
- при дальнейшем увеличении количества нижней и верхней продольной арматуры за пределами варьирования ($\mu_s > 0,023; \mu'_s > 0,0129$) трещиностойкость приопорных участков балки заметно увеличится;
- с дальнейшим увеличением эксцентриситета приложения продольной сжимающей силы $e/h_0 > 0,25$ увеличение трещиностойкости наклонных сечений носит затухающий характер.

Трещиностойкость приопорных участков исследуемых элементов повышается при одновременном:

- уменьшении пролета среза и увеличении продольной сжимающей силы;
- уменьшении продольной сжимающей силы и увеличении эксцентриситета ее приложения, а также количества продольной рабочей арматуры;
- увеличении количества нижней и верхней продольной арматуры.

3.4. Ширина раскрытия нормальных, а также наклонных трещин в опытных внецентренно растянутых и сжатых балках.

На каждой ступени нагружения балки после появления нормальных и наклонных трещин измеряли ширину их раскрытия, соответственно, на уровне нижней рабочей арматуры, а также посередине высоты в пролёте среза.

Перед разрушением внецентренно растянутых образцов-балок при уровне нагрузки 0,85...0,95 от разрушающей ширина раскрытия нормальных и наклонных трещин может быть охарактеризована моделями:

$$\hat{Y}a_{crc.,I,III-A}^{0,9F_u} = 0,16 + 0,01X_{7,N_p} - 0,01X_{7,N_p}^2 + 0,01X_{7,N_p} X_{8,e}, \text{ мм, } \nu = 8\%; \quad (3.37)$$

$$\begin{aligned} \widehat{Y}a_{crc./,III-A}^{0,9F_u} = & 0,24 + 0,06X_{7,N_p} + 0,06X_{8,e} + 0,02X_{7,N_p}^2 + 0,05X_{8,e}^2 + \\ & + 0,04X_{7,N_p}X_{8,e}, \text{ мм, } \nu=9\%. \end{aligned} \quad (3.38)$$

Обработка данных ширины раскрытия нормальных и наклонных трещин при эксплуатационном уровне нагрузки, а также перед разрушением опытных внецентренно сжатых балок позволила получить соответствующие математические модели:

$$\begin{aligned} \widehat{Y}a_{crc./,III-B}^{0,65F_u} = & 0,19 + 0,03X_{1,a} - 0,04X_{9,N_{сж}} - 0,03X_{8,e} - 0,04X_{4,s} - \\ & - 0,01X_{5,s'}, \text{ мм, } \nu=7\%; \end{aligned} \quad (3.39)$$

$$\begin{aligned} \widehat{Y}a_{crc./,III-B}^{0,65F_u} = & 0,55 - 0,02X_{1,a} + 0,03X_{9,N_{сж}} + 0,15X_{8,e} + 0,15X_{4,s} + \\ & + 0,05X_{5,s'}, \text{ мм, } \nu=7\%; \end{aligned} \quad (3.40)$$

$$\begin{aligned} \widehat{Y}a_{crc./,III-B}^{0,9F_u} = & 0,79 - 0,01X_{1,a} + 0,04X_{9,N_{сж}} + 0,14X_{8,e} + 0,22X_{4,s} + \\ & + 0,07X_{5,s'}, \text{ мм, } \nu=8\%. \end{aligned} \quad (3.41)$$

Графическая интерпретация моделей (3.37)...(3.41) представлена на рис.3.11, 3.12.

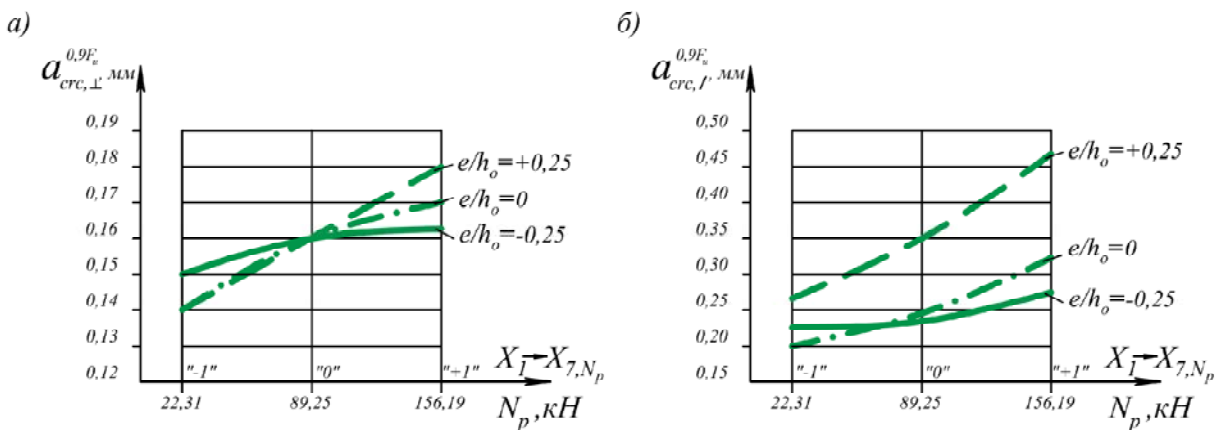


Рис. 3.11. Ширина раскрытия нормальных (а) и наклонных (б) трещин внецентренно растянутых железобетонных балок перед их разрушением.

Обращает на себя внимание тот факт, что средняя ширина раскрытия нормальных трещин (0,16мм и 0,19мм) во внецентренно растянутых и сжатых железобетонных балках при уровне поперечной нагрузки 0,65...0,90F_u, практически, одинакова и не превышает допустимую величину. И если эта тенденция сохраняется для наклонных трещин внецентренно растянутых элементов, то для внецентренно сжатых балок она резко меняется: $a_{crc./,III-B} = 0,55$ мм при уровнях поперечной нагрузки 0,65F_u и 0,79мм при уровне 0,9F_u. Такое явление обусловлено, прежде всего, тем, что несущая способность приопорных участков внецентренно сжатых железобетонных балок почти вдвое выше прочности указанных участков внецентренно растянутых элементов из-за особенностей двухосного напряжённно-деформированного состояния арматуры и бетона, работающих в условиях растяжения-сжатия, сжатия-сжатия, а также тем, что количество поперечной арматуры на приопорных участках было таким, чтобы обеспечить преимущественное разрушение исследуемых

элементов по наклонным сечениям или одновременно - по наклонным и нормальным сечениям.

Особенностью моделей (3.37) и (3.38) является также и то что они являются нелинейными. При этом, $a_{crc,/,III-A}^{0,9F_u}$ в одинаковой (положительной) степени (на 50%) зависят и от величины продольной растягивающей силы, и от эксцентриситета её приложения. Причём, дальнейшее увеличение указанных факторов за пределами варьирования повлечёт за собой резкое увеличение ширины раскрытия наклонных трещин в исследуемых элементах.

На увеличение ширины раскрытия наклонных трещин в III-B серии опытов наибольшее влияние оказывает величина продольной сжимающей силы (55...35%), количество продольной рабочей (55...56%) и монтажной (18%) арматуры. С уменьшением относительного пролёта среза от 3 до 1 $a_{crc,/,III-B}$ увеличивается на (3...7%), а $a_{crc,+,III-B}^{0,65F_u}$, наоборот, уменьшается на 32%.

Следует отметить, что на величину раскрытия нормальных трещин во внецентренно сжатых балках III-B серии увеличение величины продольной сжимающей силы, положительного эксцентриситета её приложения, количества продольной рабочей и монтажной арматуры оказывает обратное влияние.

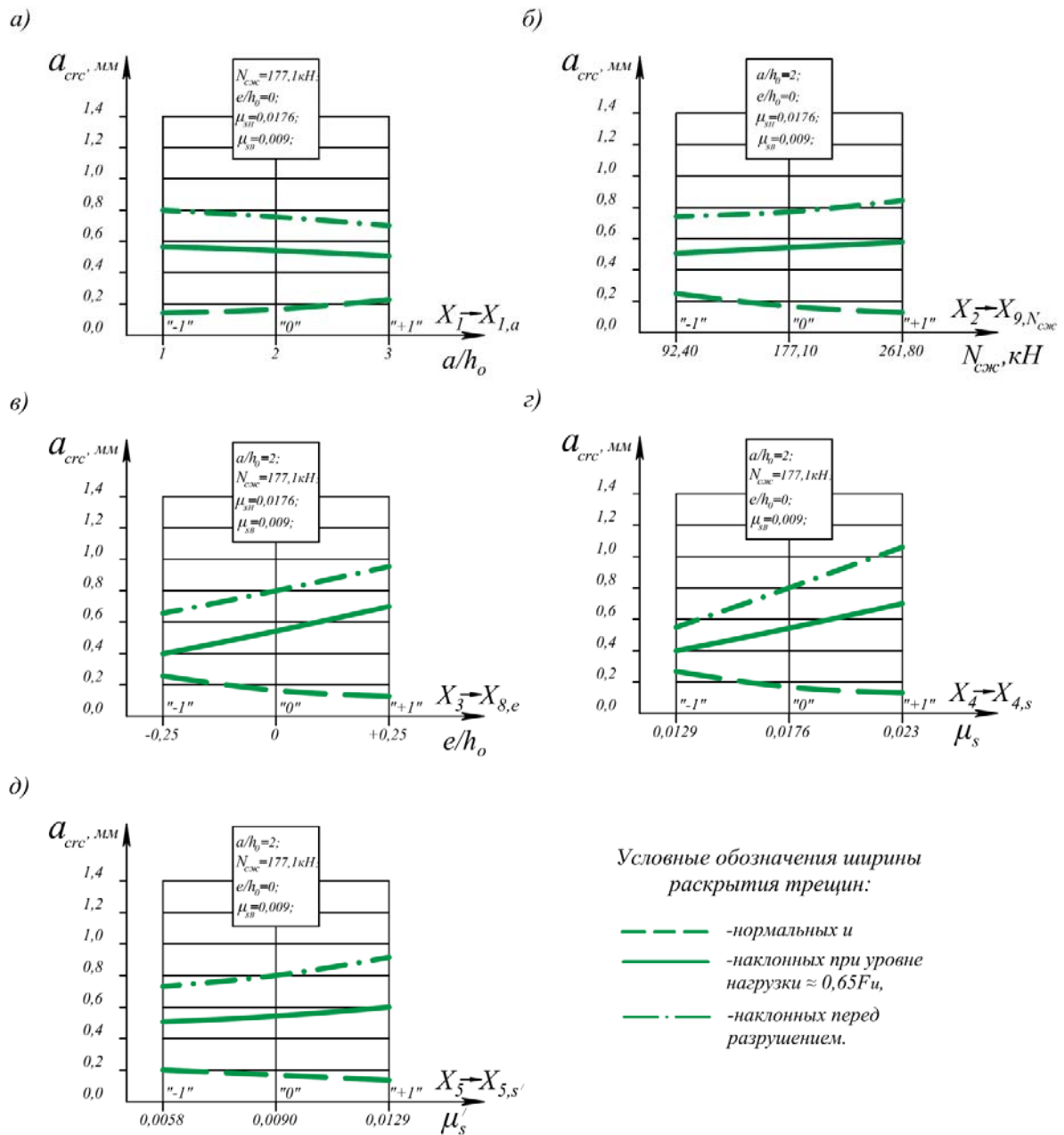


Рис. 3.12. Влияние относительного пролета среза (а), величины продольной сжимающей силы (б), эксцентриситета её приложения (в), количества продольной рабочей (г) и монтажной (д) арматуры на ширину раскрытия трещин нормальных в зоне чистого изгиба и наклонных в пролёте среза внецентренно сжатых балок при эксплуатационном уровне нагрузки ($0,65F_u$).

3.5. Длина проекции опасной наклонной трещины в исследуемых образцах-балках.

В процессе испытаний измеряли также длину проекции опасной наклонной трещины в опытных образцах-балках на их продольную ось (X) перед разрушением от центра тяжести продольной растянутой арматуры до её (трещины) вершины.

Во внецентренно растянутых и сжатых балках относительная длина этих трещин может быть описана такими простыми линейными моделями:

$$\hat{Y}(C_0/h_0)_{III-A} = 1,246 - 0,007X_{7,N_p} + 0,002X_{8,e}, \text{ мм, } \nu=9\%; \quad (3.42)$$

$$\hat{Y}(C_0/h_0)_{III-B} = 1,114 + 0,250X_{1,a} + 0,063X_{4,s} + 0,063X_{1,a}X_{4,s}, \text{ мм, } \nu=8\%. \quad (3.43)$$

Для сравнения приведем результаты расчёта математической модели относительной или приведенной длины проекции опасной наклонной трещины для обычных двухопорных балок (серия I):

$$\hat{Y}(C_0/h_0)_I = 1,110 + 0,240X_{1,a} - 0,050X_{3,sw} + 0,060X_{4,s} - 0,050X_{1,a}X_{3,sw} + 0,060X_{1,a}X_{4,s} - 0,020X_{2,B}X_{3,sw}, \text{ мм, } \nu=7\%. \quad (3.44)$$

Анализ математической модели (3.44) показал, что приведенная длина проекции опасной наклонной трещины $(C_0/h_0)_I$ в первой серии опытов (в обычных двухопорных железобетонных балках) в наибольшей степени зависит от величины пролёта среза, затем от количества продольной рабочей и поперечной арматуры. Так, $(C_0/h_0)_I$, увеличивается (рис.3.13) по отношению к среднему значению 1,11 при:

- увеличении относительного пролёта среза a/h_0 от 1 до 3 на 43%;
- увеличении количества продольной рабочей арматуры μ_s от 0,0129 до 0,0230 на 11%;
- уменьшение интенсивности поперечной арматуры μ_{sw} с 0,0045 до 0,0016 на 9%.

Длина проекции опасной наклонной трещины $(C_0/h_0)_I$ увеличивается при одновременном уменьшении количества поперечной арматуры и увеличении пролёта среза, а также класса бетона, увеличении пролёта среза и количества продольной рабочей арматуры.

Во внецентренно сжатых балках интенсивность поперечного армирования была неизменной ($\mu_{sw} \cong 0,0030$), поэтому этот фактор не оказал видимого влияния на $(C_0/h_0)_{III-B}$. А остальные факторы (относительный пролёт среза и класс бетона) оказывают аналогичное влияние на приведенную длину проекции опасной наклонной трещины в исследуемых элементах.

Во внецентренно растянутых железобетонных балках величине продольной растягивающей силы и эксцентриситет её приложения не оказывает большого влияния (-2% и 1%) на $(C_0/h_0)_{III-A}$.

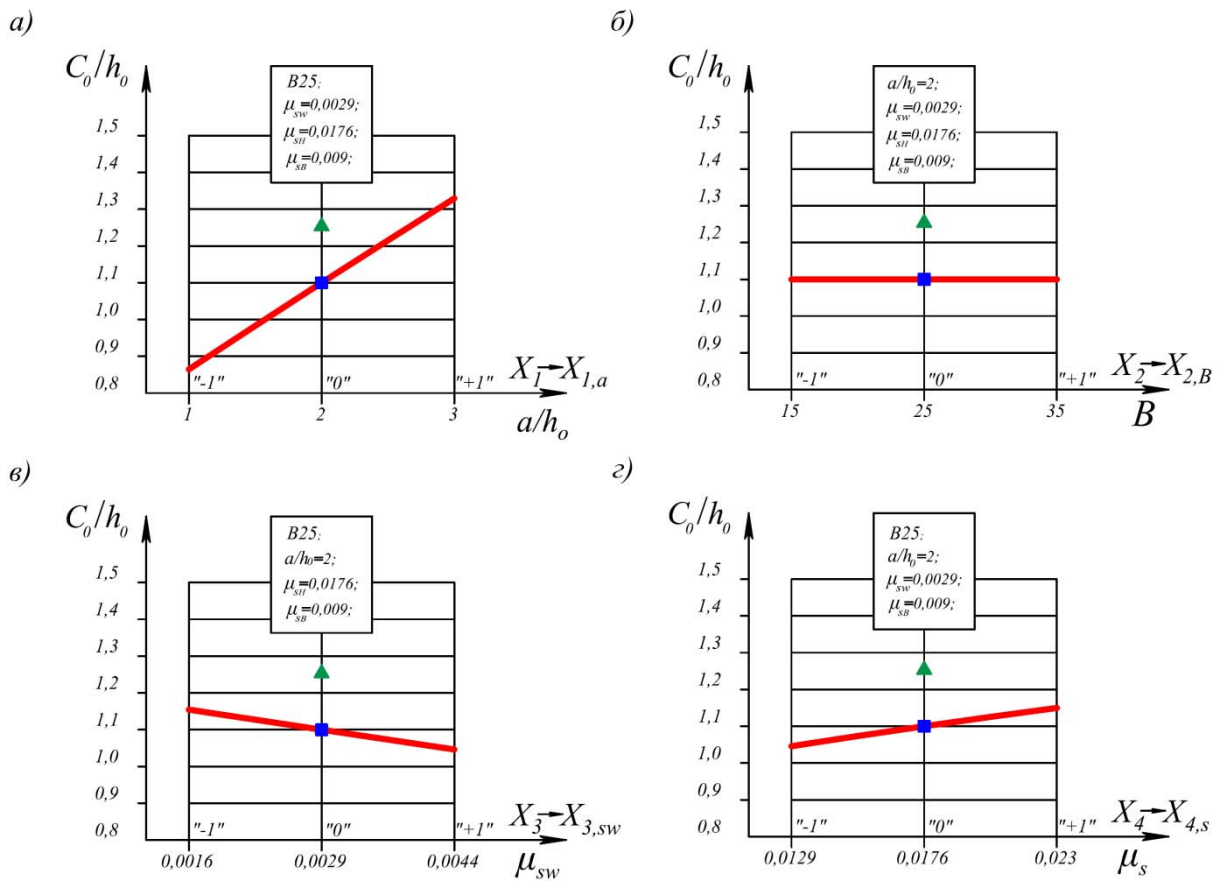


Рис. 3.13. Зависимость приведенной длины проекции опасной наклонной трещины от относительного пролета среза (а), класса бетона (б), количества поперечной (в) и продольной рабочей (г) арматуры в обычных (—), внецентренно сжатых (■) и растянутых (▲) железобетонных балках.

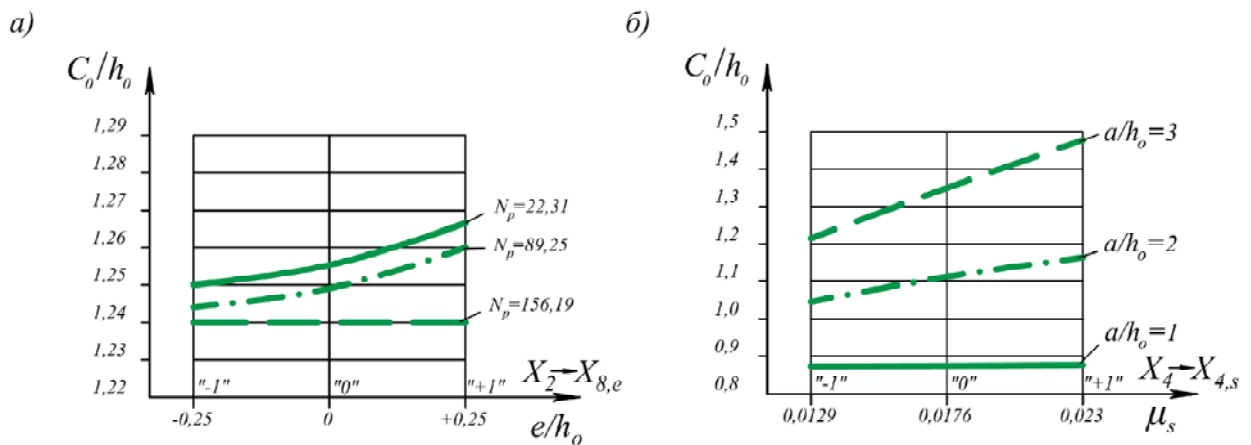


Рис. 3.14. Приведенная длина проекции опасной наклонной трещины для внецентренно растянутых (а) и сжатых (б) железобетонных образцов-балок.

Следует отметить, что во всех описанных опытах приведенная длина опасной наклонной трещины не превышает 2.

3.6. Относительная высота сжатой зоны бетона опытных балок под сосредоточенными грузами.

Особенностью исследуемых опытных образцов-балок является ещё и то, что поперечными сосредоточенными силами F (грузами) они чётко разделяются на зону "чистого" и обычного плоского поперечного изгиба. Расчётные сечения под грузами занимают какое-то пограничное состояние. При этом, вершина опасной наклонной трещины иногда доходит до этого сечения, но чаще (см прил. А-Б) не пересекает его. Поэтому рассматриваемая величина характеризует сжатую зону бетона не только над вершиной опасной наклонной трещины, а и под ней. Она получена экспериментально с помощью наклеенных тензорезисторов и проверена расчетным путём по адаптированной слоистой деформационной модели.

Обработка полученных данных позволила получить для внецентренно растянутых, сжатых и обычных балок соответствующие модели:

$$\hat{Y}\zeta_{\text{груз,III-A}}^{0,9F_u} = 0,27 - 0,14X_{7,N_p} - 0,05X_{8,e} - 0,08X_{7,N_p}^2 + 0,04X_{8,e}^2 + 0,06X_{7,N_p}X_{8,e}, \nu = 8\%; \quad (3.45)$$

$$\hat{Y}\zeta_{\text{груз,III-B}}^{0,9F_u} = 0,56 - 0,03X_{1,a} + 0,07X_{9,N_{\text{ск}}} + 0,030X_{8,e} + 0,03X_{4,s} - 0,01X_{5,s'} + 0,03X_{1,a}^2 + 0,01X_{9,N_{\text{ск}}}^2 + 0,01X_{8,e}^2 - 0,02X_{4,s}^2 - 0,02X_{1,a}X_{9,N_{\text{ск}}} - 0,02X_{1,a}X_{8,e} + 0,02X_{9,N_{\text{ск}}}X_{8,e} - 0,03X_{4,s}X_{5,s'}, \nu = 6\%. \quad (3.46)$$

$$\hat{Y}\zeta_{\text{груз,I}}^{0,9F_u} = 0,35 - 0,05X_{1,a} - 0,10X_{2,B} + 0,01X_{3,sw} + 0,12X_{4,s} - 0,04X_{5,s'} - 0,01X_{1,a}X_{3,sw} - 0,04X_{2,B}X_{4,s} - 0,03X_{4,s}X_{5,s'}, \nu = 7\%. \quad (3.47)$$

Ранее проведенные исследования показали, что наличие наклонной трещины в пролёте среза, которая выше других внедряется в сжатую зону бетона, уменьшает её высоту по сравнению со сжатой зоной бетона в зоне "чистого" изгиба, в среднем на 20%. Такая же тенденция сохранилась и в проводимых опытах. Но поскольку в дальнейшем мы будем использовать уравнение равновесия приопорного участка, то ограничимся рассмотрением в этом разделе относительной высоты сжатой зоны бетона под сосредоточенным грузом.

Как выяснилось, она зависит от всех исследуемых факторов. Минимальное среднее значение относительной высоты сжатой зоны бетона под грузом (рис.3.15) наблюдается во внецентренно растянутых балках (серия III-A) $\zeta_{\text{груз,III-A}}^{0,90F_u} = 0,27$. В обычных балках ($N=0$, серия I) это значение составляет 0,35, а во внецентренно сжатых элементах (серии III-B) – 0,56.

Во внецентренно растянутых элементах высота сжатой зоны бетона под грузом нелинейно уменьшается (на 104%) с увеличением продольной растягивающей силы от 22,31 до 156,19 кН, а также с понижением эксцентриситета её приложения от e/h_0 от -0,25 до +0,25 – на 37%.

Во внецентренно сжатых балках высота сжатой зоны бетона с увеличением продольной сжимающей нагрузки от 92,4 до 261,8 кН, наоборот нелинейно

увеличивается на 25%, а относительного эксцентриситета её приложения от - 0,25 до +0,25 – на 11%.

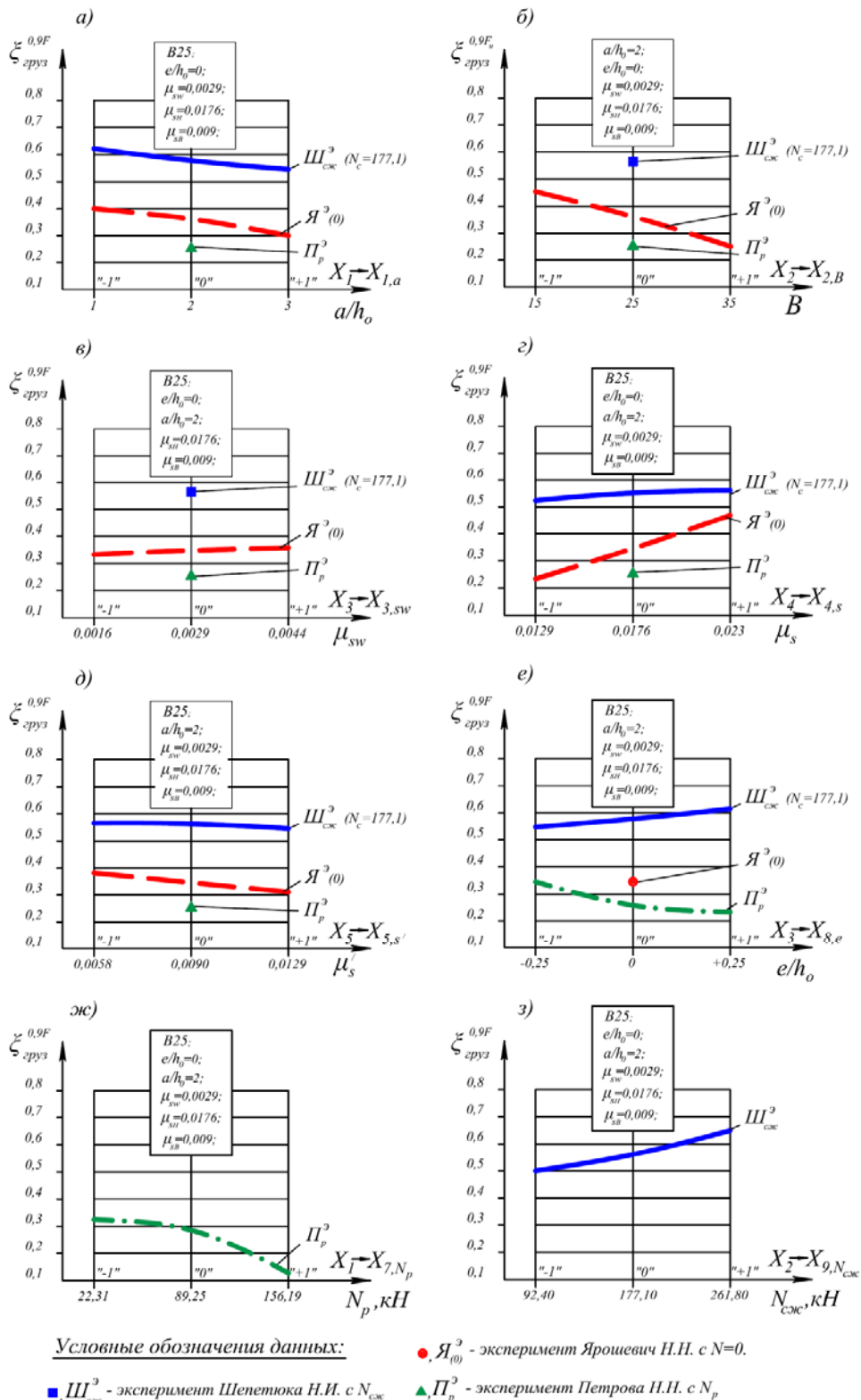


Рис. 3.15. Влияние относительного пролета среза (а), класса бетона (б), количества поперечной (в), продольной рабочей (г), монтажной (д) арматуры, относительного эксцентриситета (е) в обычных внецентренно растянутых и сжатых балках, а также уровня растягивающей (ж) и сжимающей (з) продольной силы на относительную высоту сжатой зоны бетона под сосредоточенным грузом.

В обычных и во внецентренно сжатых балках высота сжатой зоны увеличивается по отношению к средним значениям 0,35 и 0,56 с уменьшением относительного пролёта среза от 3 до 1, соответственно, на 29 и 11%, с увеличением количества продольной рабочей арматуры μ_s от 0,0129 до 0,0230, соответственно на 69 и 11%, с уменьшением количества продольной верхней (монтажной) арматуры μ'_s от 0,0129 до 0,0058, соответственно на 23 и 4%.

Уменьшение класса бетона от В35 до В15 и увеличение количества поперечной арматуры μ_{sw} от 0,0016 до 0,0045 в обычных балках (N=0, серия I) привело к увеличению высоты сжатой зоны, соответственно, на 57 и 6%.

Во всех охарактеризованных сериях опытов все описанные выше факторы существенно взаимодействуют между собой.

3.7. Нагельный эффект в продольной арматуре обычных, внецентренно сжатых и растянутых железобетонных балок.

Обработка показаний попарно расположенных тензорезисторов, наклеенных на продольную рабочую и монтажную арматуру в смежных сечениях пролёта среза, по методике, изложенной в разделе 2, позволила определить приращения изгибающих моментов, а через них и значения максимальных поперечных сил Q_s , Q'_s , воспринимаемых, соответственно, продольной рабочей и монтажной арматурой в пролётах среза исследуемых элементов. Для дальнейшего анализа полученные результаты удобно представить в долях (%) от разрушающей поперечной силы.

Исходя из этого по данным относительную величину нагельного эффекта, воспринимаемого продольной рабочей и монтажной арматурой в обычных (N=0) железобетонных балок (серия I) перед их разрушением, представим с помощью следующих математических моделей:

$$\begin{aligned} \hat{Y}(Q_s/Q_u)_I = & 2,32 - 0,65X_{1,a} - 0,57X_{2,B} - 0,38X_{3,sw} + 0,67X_{4,s} - 0,60X_{1,a}^2 - \\ & - 0,31X_{2,B}^2 - 0,22X_{4,s}^2 + 0,08X_{2,B}X_{3,sw} - 0,47X_{2,B}X_{4,s} - 0,15X_{3,sw}X_{5,s'} + \\ & + 0,32X_{1,a}X_{2,B} + 0,18X_{1,a}X_{3,sw} - 0,49X_{1,a}X_{4,s}, \%, \nu=7\%; \end{aligned} \quad (3.48)$$

$$\begin{aligned} \hat{Y}(Q'_s/Q_u)_I = & 0,52 + 0,20X_{1,a} - 0,13X_{2,B} - 0,06X_{3,sw} - 0,11X_{4,s} + 0,19X_{5,s'} - \\ & - 0,01X_{1,a}^2 + 0,07X_{2,B}^2 - 0,01X_{3,sw}X_{5,s'} - 0,09X_{2,B}X_{5,s'} - 0,03X_{4,s}X_{5,s'} - \\ & - 0,04X_{1,a}X_{2,B} - 0,03X_{1,a}X_{3,sw} - 0,06X_{1,a}X_{4,s} + 0,10X_{1,a}X_{5,s'}, \%, \nu=9\%; \end{aligned} \quad (3.49)$$

Геометрическая интерпретация которых представлена на рис.3.16, рис.3.17.

Относительная величина нагельного эффекта продольной рабочей и монтажной арматуры внецентренно сжатых железобетонных балок может быть представлена аналогичными математическими моделями:

$$\begin{aligned} \hat{Y}(Q_s/Q_u)_{III-B} = & 2,99 - 0,70X_{1,a} + 0,06X_{9,N_{ck}} + 0,10X_{8,e} + 0,89X_{4,s} - \\ & - 0,11X_{5,s'} - 0,13X_{1,a}^2 - 0,09X_{8,e}^2 - 0,13X_{4,s}^2 - 0,06X_{5,s'}^2 - 0,09X_{1,a}X_{8,e} - \\ & - 0,43X_{1,a}X_{4,s} + 0,13X_{8,e}X_{4,s}, \%, \nu=8\%; \end{aligned} \quad (3.50)$$

$$\begin{aligned} \hat{Y}(Q'_s/Q_u)_{III-B} = & 1,31 + 0,37X_{1,a} + 0,33X_{9,N_{сж}} + 0,04X_{8,e} - 0,12X_{4,s} + \\ & + 0,90X_{5,s'} + 0,03X_{1,a}^2 + 0,05X_{1,a}X_{9,N_{сж}} - 0,11X_{1,a}X_{4,s} + 0,33X_{1,a}X_{5,s'} - \\ & - 0,07X_{9,N_{сж}}X_{4,s} + 0,28X_{9,N_{сж}}X_{5,s'} - 0,12X_{4,s}X_{5,s'}, \%, \nu = 7\%. \end{aligned} \quad (3.51)$$

Величину относительного нагельного эффекта, воспринимаемого нижней и верхней продольной арматурой внецентренно растянутых ($N > 0$) железобетонных балок (серия III-A) перед разрушением их приопорных участков можно охарактеризовать с помощью аналогичных математических моделей:

$$\begin{aligned} \hat{Y}(Q_s/Q_u)_{III-A} = & 2,51 + 0,97X_{7,N_p} + 1,08X_{8,e} + 0,57X_{7,N_p}^2 - \\ & - 1,00X_{8,e}^2 + 1,03X_{7,N_p}X_{8,e}, \%, \nu = 8\%; \end{aligned} \quad (3.52)$$

$$\begin{aligned} \hat{Y}(Q'_s/Q_u)_{III-A} = & 0,43 + 0,33X_{7,N_p} - 0,25X_{8,e} + 0,25X_{7,N_p}^2 - \\ & - 0,18X_{8,e}^2 - 0,28X_{7,N_p}X_{8,e}, \%, \nu = 8\%. \end{aligned} \quad (3.53)$$

Анализ представленных математических моделей показывает, во первых, относительно небольшую их величину (в среднем, 2,3% для обычных, 3,0% и 2,5%, соответственно, для внецентренно сжатых и растянутых балок) по отношению к разрушающей поперечной силе. Во вторых, то что, как и следовательно ожидать, нагельный эффект в более мощной рабочей продольной арматуре проявляется в большой мере, чем в верхней монтажной. И, в третьих, нагельный эффект во всей продольной арматуре внецентренно сжатых железобетонных элементов больше по величине, чем в обычных железобетонных балок аналогичной конструкции.

О степени и характере влияния исследуемых факторов на величину нагельного эффекта продольной арматуры исследуемых элементов можно судить по рис.3.16 и 3.17, из которых видно, что с увеличением пролета среза нагельный эффект в рабочей арматуре уменьшается, а в монтажной – увеличивается. С увеличением интенсивности поперечного армирования нагельный эффект и в рабочей, и в монтажной арматуре снижается. А вот с увеличением диаметра рабочей и монтажной арматуры поперечная сила, воспринимаемая ими, увеличивается. С увеличением продольной сжимающей силы и эксцентриситета её приложения в сторону растянутой от изгиба грани нагельный эффект и в рабочей, и монтажной арматуре возрастает.

Незначительный по сравнению с опубликованными данными других авторов "нагельный" эффект в нижней растянутой от изгиба и в верхней сжатой продольной арматуре объясняется, во-первых, тем, что исследуемые элементы являются непереармированными, т.е. величины коэффициентов μ_s и μ'_s находятся в оптимальной области, а, во-вторых, эффективной работой достаточно мощной поперечной арматуры, воспринимающей на себя значительную часть поперечной силы и препятствующей свободному перегибу продольной рабочей, пересекаемой опасной наклонной трещиной. В момент разрушения, сопровождающийся текучестью и разрывом поперечной арматуры, этот эффект резко возрастает. Но он уже не в состоянии компенсировать работу

выходящей со строя поперечной арматуры и элемент разрушается, как правило, по опасной наклонной трещине или полосе со взаимным смещением отдельных блоков и перегибом продольной арматуры.

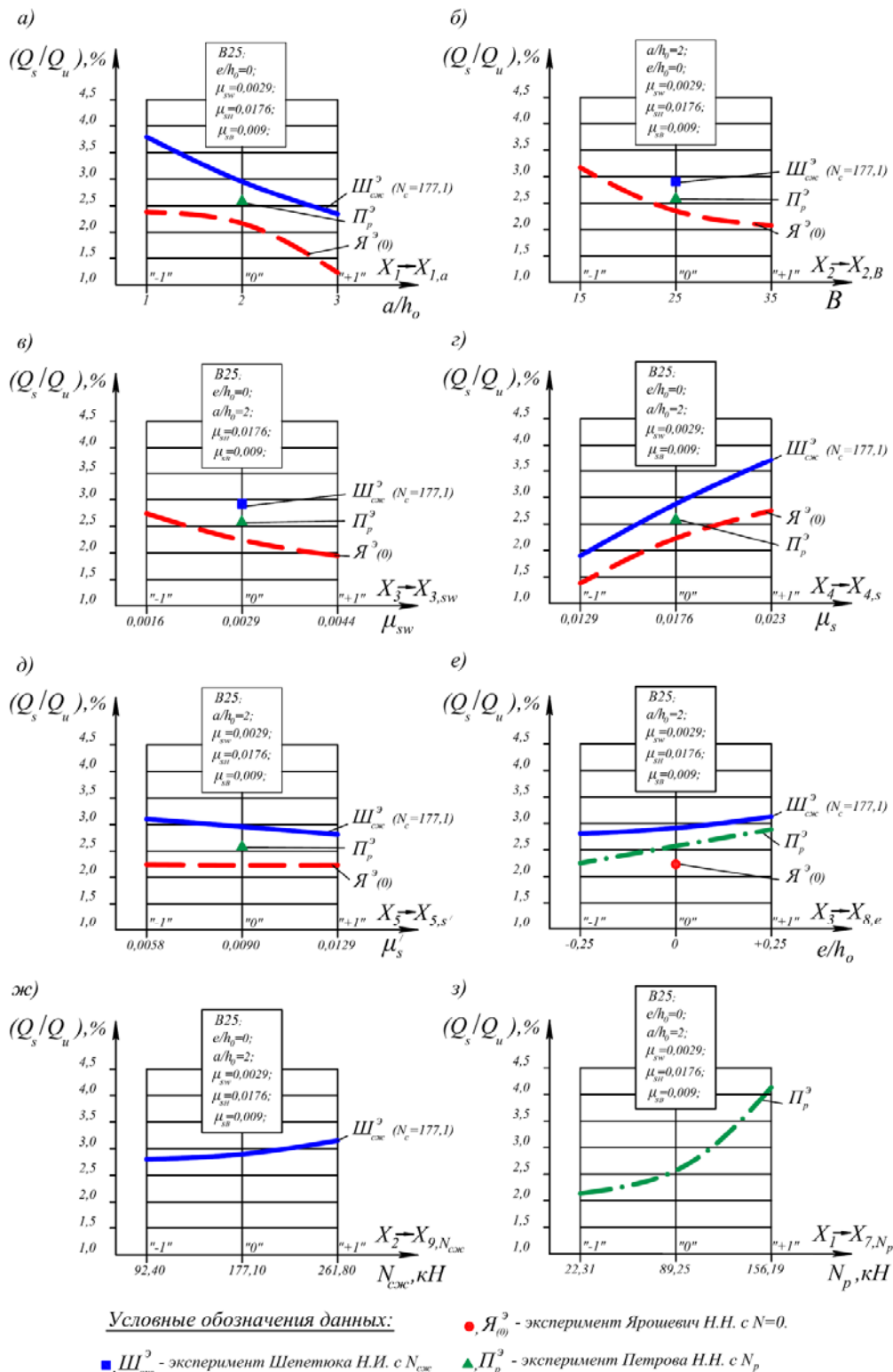


Рис. 3.16. Зависимость приведенной поперечной силы (нагельного эффекта), воспринимаемой продольной рабочей арматурой обычных, внецентренно сжатых и растянутых железобетонных балок от величины пролёта среза (а), класса бетона (б), количества поперечной (в), продольной рабочей (г) и монтажной (д) арматуры, приведенного эксцентриситета (е), величины продольной сжимающей (ж) и растягивающей (з) силы.

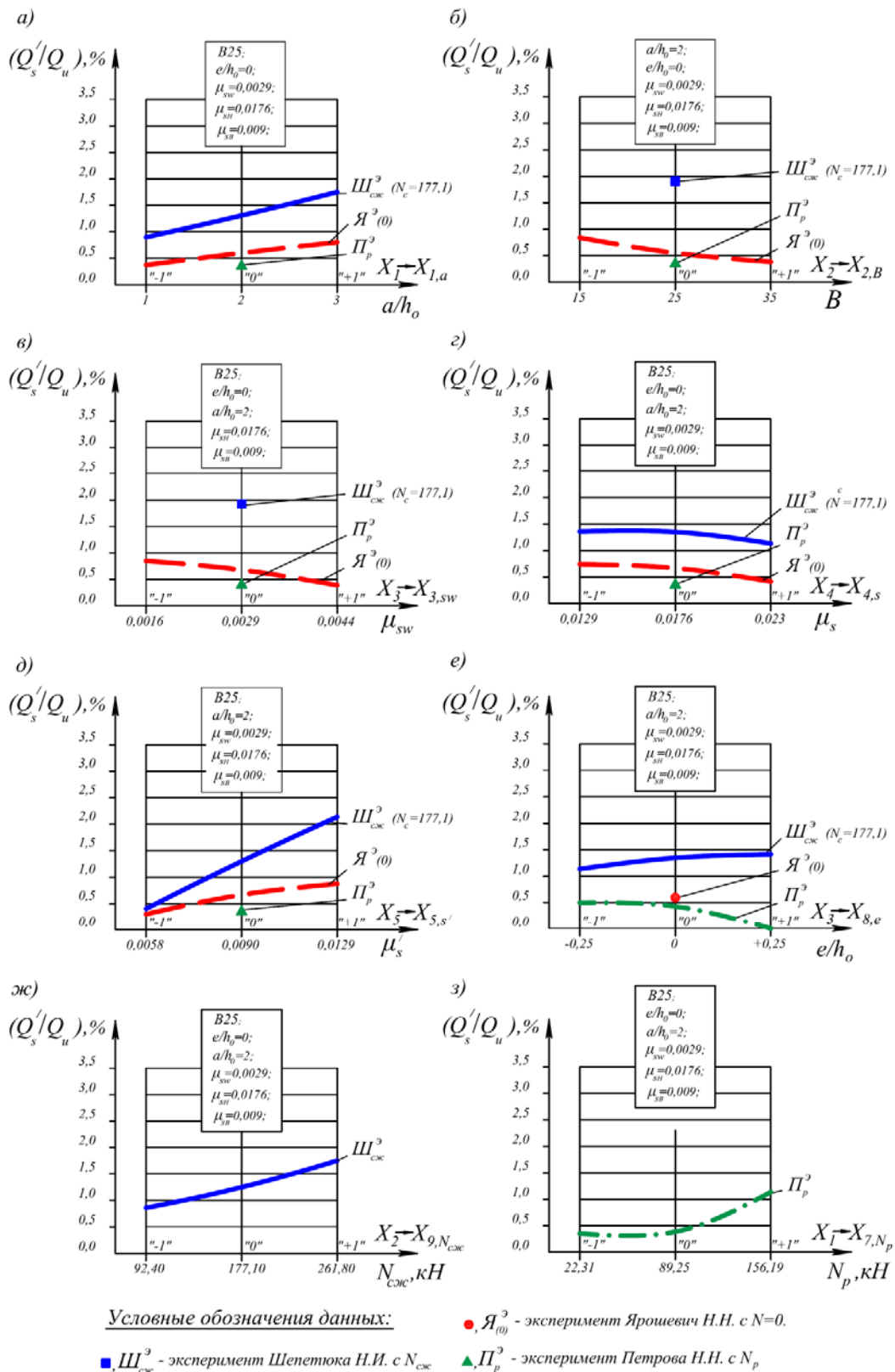


Рис. 3.17. Влияние величины пролета среза (а), класса бетона (б), количества поперечной (в), продольной рабочей (г) и монтажной (д) арматуры, относительного эксцентриситета (е), величины продольной сжимающей (ж) и растягивающей (з) силы на приведенную поперечную силу (Q'_s/Q_u) , воспринимаемую верхней монтажной арматурой обычных, внецентренно сжатых и растянутых железобетонных балок.

ГЛАВА 4.

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

4.1. Сопоставление экспериментальных данных с результатами расчетов прочности исследуемых элементов по наиболее распространенным национальным нормативным методикам.

При подготовке данного параграфа использованы нормативные материалы [57,126], любезно предоставлены проф. В.В. Туром, за что автор выражает ему искреннюю признательность и благодарность.

Рассмотрим основные положения расчета прочности наклонных сечений пролетных конструкций, содержащиеся в национальных нормах проектирования экономически развитых стран, с целью проверки совместимости изложенных в них инженерных методов для определения несущей способности приопорных участков исследуемых элементов.

Американские Нормы ACI Code 318-08 (American Concrete Institute Building Code, 2008) [136].

Для предотвращения раздавливания бетона по сжатой диагональной полосе нормы ограничивают предельные касательные напряжения до уровня $0,2f'_c$ в балках с вертикальными поперечными стержнями или $0,25f'_c$ в балках, имеющих отгибы под углом 45° . Нормы [136] обеспечивают безопасный уровень касательных напряжений, при которых не происходит раздавливание бетона сжатой полосы, исходя из условия:

$$V_{\max} = 0,7\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d, \quad (4.1)$$

В соответствии с моделью ферменной аналогии растягивающее усилие в продольной арматуре в заданной точке пролета среза являются функцией момента, приложенного на расстоянии, равном, примерно, d от сечения, в котором действует максимальный момент.

Базовое уравнение для проверки прочности балок при действии переизгибающих сил имеет вид:

$$V_{sd} \leq \varphi \cdot V_n, \quad (4.2)$$

где V_{sd} - поперечная сила от действия расчетной нагрузки;

φ - коэффициент безопасности, принимаемый равным 0,85;

V_n - номинальное сопротивление срезу, определяемое по формуле:

$$V_n = V_c + V_s, \quad (4.3)$$

здесь V_c - составляющая поперечной силы, воспринимаемая, бетоном;

V_s - составляющая поперечной силы, воспринимаемая арматурой.

Составляющие поперечной силы в формуле (4.3) определяют при постоянном угле наклона сжатых подкосов 45° . Количество поперечных стержней, располагаемых с шагом s , пересекающих наклонную трещину, принято равным d/s . Принимая условие, согласно которому все поперечные

стержни в предельном состоянии достигают предела текучести, составляющую, воспринимаемую поперечной арматурой, рассчитывают по формуле:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y}{s} d, \quad (4.4)$$

где A_v - площадь сечения поперечной арматуры.

Следует отметить, что опытные значения напряжений в поперечной арматуре, практически, всегда значительно меньше, чем это определяется моделью ферменной аналогии при постоянном угле наклона сжатого подкоса $\theta = 45^\circ$. Это ведет к тому, что в соответствии с принятой моделью расчетная прочность балок при срезе недооценивается, т.е. является заниженной.

В соответствии с ACI Code [136] составляющую поперечной силы V_c , воспринимаемую бетоном, принимают равной предельной поперечной силе для балки без поперечного армирования и рассчитывают по формуле:

$$V_c = \left(0,16\sqrt{f'_c} + 17 \frac{\rho_1 \cdot V_{sd} \cdot d}{M_{sd}} \right) b_w \cdot d \leq 0,29\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d, \quad (4.5)$$

где f'_c - прочность бетона (расчетное сопротивление) при сжатии;

ρ_1 - коэффициент продольного армирования;

b_w - ширина стенки балки;

M_{sd}, V_{sd} - расчетный момент и расчетная поперечная сила.

Необходимо отметить, что механизм разрушения балок без поперечного армирования отличается от такового в балках, имеющих поперечную арматуру. Несмотря на это, ACI использует формулу (4.5) для расчета этих двух типов балок. Использование принципа аддитивности составляющих поперечных сил для расчета балок с поперечным армированием не является корректным, т.к. не учитывает комплексного взаимодействия бетона и арматуры [137].

Для элементов, на которые воздействуют продольные осевые усилия, используют модификацию базового уравнения (4.5) для определения поперечной силы, воспринимаемой бетоном. Для сжимающего усилия $N_u > 0$ упрощенный метод ограничивает V_c следующим образом:

$$V_c = \left(0,166 + 0,012 \frac{N_u}{A_q} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d, \quad (4.6)$$

где N_u - продольное сжимающее усилие;

A_q - полная площадь поперечного сечения.

Согласно полному (детальному) методу

$$V_c = \left(0,16\sqrt{f'_c} + 17 \frac{\rho_w \cdot V_{sd} \cdot d}{M_m} \right) b_w \cdot d \leq 0,29\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \sqrt{1 + \frac{N_u}{3,45A_q}}, \quad (4.7)$$

при $M_m = M_{sd} - N_u \left(\frac{4h - d}{8} \right)$.

При осевом растяжении $N_u < 0$

$$V_c = \left(0,166 + 0,048 \frac{N_u}{A_q} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d. \quad (4.8)$$

Ограничение сжимающих напряжений в диагональной полосе и минимальный коэффициент армирования.

Ограничения ACI Code [162,136,160] для предельной величины касательных напряжений, воспринимаемых элементом с целью исключения раздавливания сжатой полосы. Для длинных и гибких балок (с большим пролётом среза):

$$\frac{V_{c,\text{lim}}}{b \cdot d} = 0,16 \sqrt{f'_c}, \quad (4.9)$$

Для коротких высоких балок (с малым пролётом среза):

$$\frac{V_{c,\text{lim}}}{b \cdot d} = 0,29 \sqrt{f'_c}, \quad (4.10)$$

С возрастанием прочности бетона увеличивается требуемое количество поперечной арматуры. По этой причине ACI Code [136] ограничивает f'_c до $8,3 \text{ МПа}$, увеличивая минимальное количество арматуры для балок из бетонов нормальной прочности в соответствии с отношением:

$$\frac{f'_c}{34,5} \leq 3, \quad (4.11)$$

Минимальную площадь поперечного армирования для балок из тяжелого бетона нормальной прочности определяют по формуле:

$$A_{v,\text{min}} = 0,345 \frac{b_w \cdot s}{f_y}, \quad (4.12)$$

а для балок, выполненных из высокопрочного бетона (при $f'_c > 69 \text{ Н / мм}^2$):

$$0,345 \frac{b_w \cdot s}{f_y} \leq A_{v,\text{min}} = 0,010 \frac{f'_c}{f_y} b_w \cdot s \leq 1,035 \frac{b_w \cdot s}{f_y}. \quad (4.13)$$

Расчет прочности железобетонных элементов при действии среза по **Японским нормам AIJ Code, 1988** [138] основан на совместном использовании ферменной и арочной моделей (аналогий).

В первом случае рассматривается прямая арка, наклонённая под углом θ к горизонтали и имеющая высоту сжатого пояса, равную половине полной высоты балки.

Если сжимающие напряжения, действующие в сжатом поясе арки обозначить через σ_a , предельную поперечную силу предложено рассчитывать

по формуле:

$$V_c = b \frac{D}{2} \sigma_a \cdot \tan \theta, \quad (4.14)$$

где $\tan \theta = \frac{\sqrt{L^2 + D^2} - L}{D} = \frac{D}{2L}$, L-пролёт среза балки.

Применимость ферменной аналогии для расчета прочности железобетонного элемента при срезе зависит от количества поперечной арматуры. Если в рассматриваемом элементе такое армирование отсутствует -

механизм ферменной аналогии неприменим. С увеличением количества поперечного армирования доля арочного эффекта в восприятии поперечной силы должна уменьшаться. Из условия равновесия в узле примыкания сжатого подкоса к верхнему поясу средние напряжения в диагональной сжатой полосе

$$\text{составляют: } \sigma_t = \frac{\rho_w \cdot \sigma_{wy}}{\sin^2 \varphi} = \rho_w \cdot \sigma_{wy} (1 + \cot^2 \varphi), \quad (4.15)$$

где σ_t - средние сжимающие напряжения в диагональной полосе, определяемые по методу ферменной аналогии;

ρ_w - коэффициент поперечного армирования;

φ - угол наклона сжатого подкоса;

$\sigma_{wy} \leq 25f'_c$ - предельные напряжения в поперечной арматуре.

Поперечная сила, воспринимаемая балкой, в соответствии с моделью ферменной аналогии может быть определена:

$$V_t = b \cdot j_t \cdot \rho_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \theta, \quad (4.16)$$

где j_t - расстояние между центрами тяжести продольной арматуры (эффективная высота зоны среза).

Полная поперечная сила, воспринимаемая элементом при совместном учете ферменной и арочной аналогии:

$$V_u = V_t + V_a = b \cdot j_t \cdot \rho_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \theta + b \frac{D}{2} \sigma_a \cdot \tan \theta. \quad (4.17)$$

Согласно положений, принятых в AII Code [138], предельная поперечная сила V_u определяется из условия: напряжения в поперечной арматуре достигают предела текучести σ_{wy} , а бетон воспринимает максимальное усилие, ограниченное его прочностью при сжатии σ_g в условиях плоского напряженного состояния. Величину предельных сжимающих напряжений в бетоне для железобетонного элемента с наклонными трещинами определяют путем умножения цилиндрической прочности f'_c на понижающий коэффициент ν_0 (аналог коэффициента разупрочнения в методах [163,142]).

В этом случае $\sigma_t + \sigma_a = \nu_0 \sigma_g = \nu_0 f'_c \sigma_g$, а $\nu_0 = 0,7 - \sigma_g / 200$ (МПа).

Альтернативный метод, разработанный К. Mirami и Н. Kuramoto в 1987 [152], отличается следующими главными положениями:

а) угол φ принимается постоянным и равным 45° ;

б) коэффициент снижения прочности при сжатии (коэффициент разупрочнения) является функцией пролета среза.

Французские нормы BPEL 91 [140] применимы для бетонов, имеющих прочность при сжатии не более 60 МПа. Расчет базируется на модели ферменной аналогии с переменным углом $\beta_u \geq 30^\circ$ и добавочной составляющей, воспринимаемой бетоном сжатой полосы $\nu_c = f_{ty} / 3$.

Обозначения, принятые в BPEL Code [140]:

A_t - площадь поперечной арматуры;

- b_n - расчетная ширина стенки балки;
 f_R - расчетное сопротивление арматуры;
 f_{cj} - расчетное сопротивление (цилиндрическая прочность) бетона сжатию в возрасте j сут.;
 f_{tj} - расчетное сопротивление бетона растяжению в возрасте j сут.;
 γ_b, γ_s - коэффициенты безопасности для бетона и арматуры;
 $\tau_{Red,u}$ - средние касательные напряжения для сечения без трещин.

Таблица 4.1

Слагаемые расчетного значения поперечной силы.

ВРЕЛ, 1991 [140], §7.3.2	Общий метод (M.F.Collins, J.Mitchell, 1991 [141])
Воспринимаемой поперечной арматурой:	
$\frac{A_t \cdot f_t}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \left(\tau_{Red,u} - \frac{f_{tj}}{3} \right) \tan \beta_u \geq 0,4 \text{ МПа}$	$\frac{A_v \cdot f_v}{s} = \frac{V}{d} \tan \theta$
Воспринимаемой бетоном:	
$\frac{0,85 f_{cj}}{3 \gamma_b} \sin 2\beta_u \geq \tau_{Red,u}$	$\frac{f_2}{2} \sin 2\theta = \frac{V}{b_w \cdot d}$

Расчетное сопротивление бетона сжатию согласно ВРЕЛ 91 определяют по формуле:

$$f_{c,max} = \left(\frac{2}{3} \right) \frac{0,85}{\gamma_b} \gamma_{cj}$$

(4.18)

При проектировании конструкций без предварительного напряжения, выполненных из бетона с прочностью при сжатии не выше 60 МПа, расчет прочности на срез выполняют на базе модели ферменной аналогии Mörsch-Ritter [98,154,155] при постоянном угле $\beta_u = 45^\circ$, но с учётом составляющей поперечной силы, воспринимаемой бетоном. При этом, максимальные касательные напряжения, воспринимаемые бетоном сжатой зоны элемента с диагональными трещинами, ограничивают величиной $v_c = f_{tj}/3$.

При расчете балок с поперечными стержнями, располагаемыми перпендикулярно к продольной оси балки, используют следующую зависимость для опеределения поперечной силы, воспринимаемой арматурой:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tk} \cdot k)}{0,9 \cdot f_c}, \quad \text{при } f_{tk} \leq 3,3 \text{ МПа}, \quad (4.19)$$

где: b_0 - полная ширина сечения балки;

τ_u - предельные касательные напряжения.

Коэффициент 0,9 выражает примерное соотношение z/d , где z - плечо внутренней пары сил при изгибе, d - рабочая высота сечения.

Коэффициент k равен:

$k = 1$ - при чистом изгибе;

$k = 1 + \sigma_{cm} / f_{cj}$ - при изгибе в комбинации с осевым сжимающим усилием, где σ_{cm} - средние сжимающие напряжения в бетонном сечении;

$k = 1 - 10\sigma_{mt} / f_{cj}$ - при изгибе в комбинации с осевым растягивающим усилием, где σ_{mt} - средние растягивающие напряжения в бетонном сечении.

При расположении поперечных стержней под углом в 90° к продольной оси элемента для определения предельных касательных напряжений в бетоне используют следующие условия:

$$0,2 f_{cj} / \gamma_b \geq \tau_u \quad \text{при } \tau_u \leq 5 \text{ МПа.} \quad (4.20)$$

Для элементов, имеющих значительное трещинообразование в стенке балки, применяют условия:

$$0,15 f_{cj} / \gamma_b \geq \tau_u \quad \text{при } \tau_u \leq 4 \text{ МПа.} \quad (4.21)$$

Для элементов, у которых поперечные стержни наклонены под углом 45° к продольной оси, предельные касательные напряжения определяют из условия:

$$0,27 f_{cj} / \gamma_b \geq \tau_u \quad \text{при } \tau_u \leq 7 \text{ МПа.} \quad (4.22)$$

В Европейских нормах Eurocode-2 [146] для участков элемента, в которых поперечную арматуру устанавливают по расчету, предусмотрено соблюдение условия: расчетная поперечная сила от действия внешних нагрузок $V_{Ed,w}$ больше, чем $V_{Rd,ct}$ и для обеспечения прочности наклонного сечения поперечную арматуру необходимо устанавливать по расчету.

На рис. 4.1 приняты следующие обозначения:

α - угол наклона между поперечной и продольной рабочей арматурой;

θ - угол наклона между сжатой бетонной полосой (подкосом) и продольной рабочей арматурой. Максимально возможное значение θ следует принимать из условия $\cot\theta = 2,5$. Допускается принимать меньшие значения при соблюдении нижнего предела $\cot\theta > 1$;

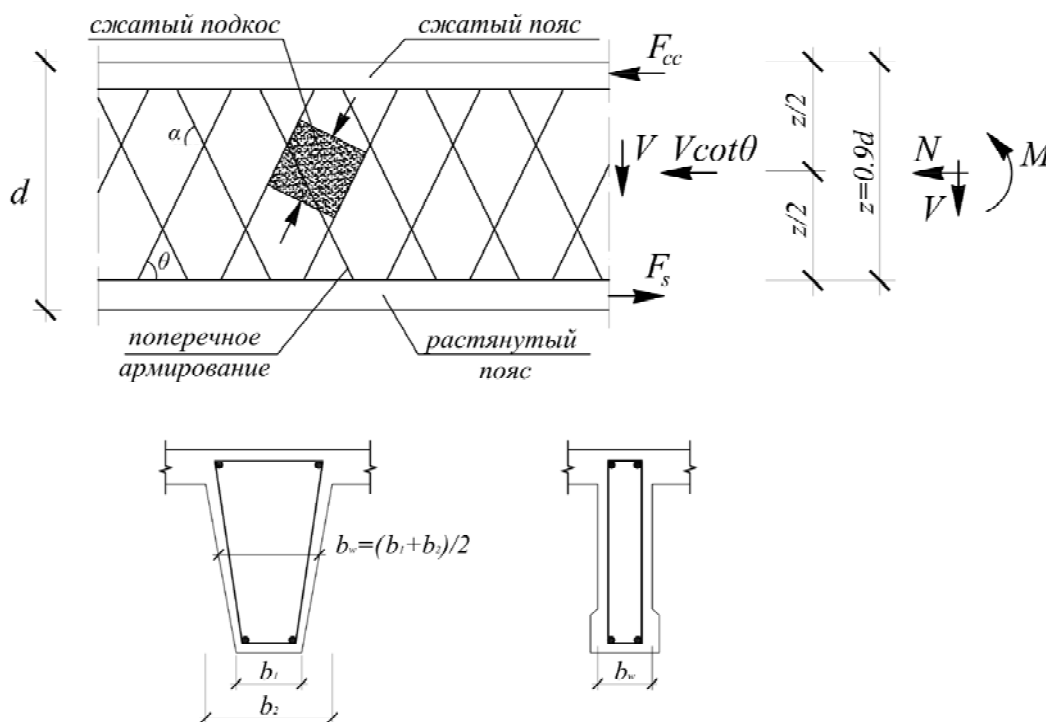


Рис.4.1. К расчету прочности железобетонных элементов при действии поперечной силы по методу ферменной аналогии [146]

b - наименьшая ширина стенки;

z - плечо внутренней пары сил, значение которого при расчетах допускается принимать, примерно, $z = 0,9d$;

d - рабочая высота сечения.

Расчет прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил для этого случая производят на основе модели ферменной аналогии с переменным углом сжатого подкоса.

Расчет прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил следует производить из условия:

$$V_{Ed,w} \leq V_{Rd,sy} \quad (4.23)$$

Расчет железобетонных элементов с поперечным армированием в случае, когда на сечение действуют продольные усилия, следует производить по формуле $V_{Rd,sy} = (A_{sw}/s)z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$. При этом, $A_{sw} \cdot f_{ywd} / b_w s \leq 0,5\nu \cdot f_{cd}$, где ν по предложению Nielsen [157] для тяжелых бетонов определяется $\nu = 0,7 - f_{ck}(\text{МПа})/200 \geq 0,5$, сравнивая их с величиной $V_{Rd,red}$, определяемой по формуле:

$$V_{Rd,red} = 1,67V_{Rd,max} \left(1 - \frac{\sigma_{cp,eff}}{f_{cd}} \right) \leq V_{Rd,max}, \quad (4.24)$$

где: $\sigma_{cp,eff}$ - эффективные напряжения в бетоне, вызванные действием продольного усилия, определяемые по формуле:

$$\sigma_{cp,eff} = N_{Ed} / A_c, \quad (4.25)$$

где: N_{Ed} - продольное усилие;

A_c - полная площадь бетонного элемента.

Когда в стенке балки выполнены каналы диаметром $\varnothing > b_w/8$, прочность $V_{Rd,max}$ следует рассчитывать, принимая номинальную толщину стенки по формулам:

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta), \quad (4.26)$$

$$b_{w,nom} = b_w - \frac{1}{2} \sum \varnothing, \quad (4.27)$$

где: \varnothing - открытый (наружный) диаметр канала;

$\sum \varnothing$ - определяется для наиболее неблагоприятного ряда.

Растягивающее усилие в продольной арматуре, вызванное действием среза T_d , следует определять по формуле:

$$T_d = \frac{1}{2} V_{Ed,w} (\cot\theta - \cot\alpha). \quad (4.28)$$

Если сосредоточенная нагрузка приложена на расстоянии $a_v < 2,5d$ от грани опоры (короткие балки, консоли), прочность при срезе V_{Rd} определяют по формуле:

$$V_{Rd} = V_{Rd,ct} + A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin\alpha < V_{Rd,max}, \quad (4.29)$$

где: $V_{Rd,ct}$ - определяют по формуле:

$$V_{Rd,ct} = [0,12k\eta_c (100\rho_{ix}f_{ck})^{1/3} (2,5d/a_v) - 0,15\sigma_{cd}] b_w d; \quad (4.30)$$

$A_{sw} \cdot f_{ydw}$ - сопротивление поперечной арматуры, пересекаемой наклонной трещиной.

В расчет вводят только поперечную арматуру в средней части участка $0,75a_v$ (рис.4.2).

Значение V_{Rd} согласно (4.58) не должно превышать $V_{Rd,max}$, установленное уравнением:

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta). \quad (4.31)$$

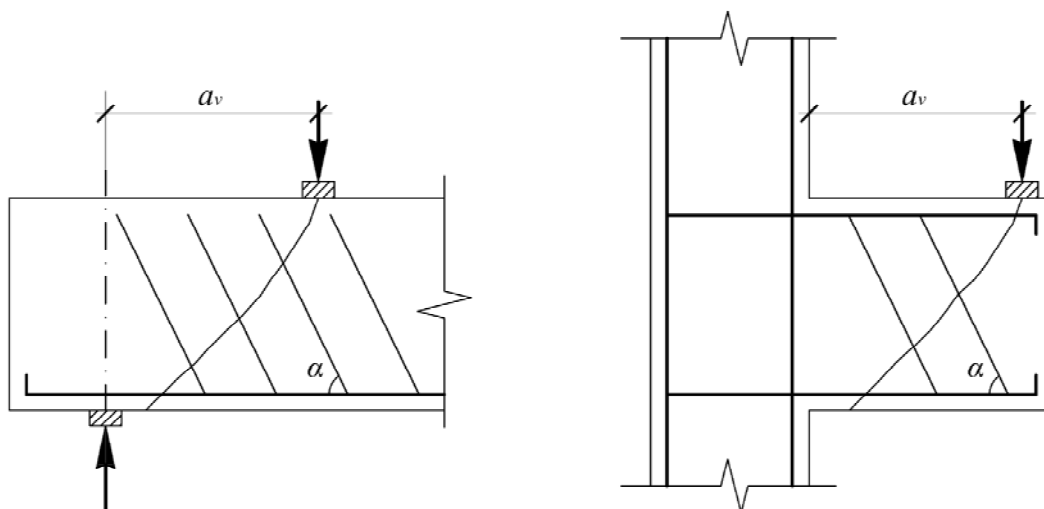


Рис. 4.2. Положение расчетных сечений

Расчетный метод **Немецких норм DIN-1045-1.12.2008**[145], использующий положения модифицированной ферменной аналогии, позволяет проектировать изгибаемые элементы с учетом продольных осевых сил (растягивающих и сжимающих), а также усилия предварительного напряжения. Как и в представленном выше методе ЕС-2[146], рассматривается три предельных значения поперечной силы:

$V_{Rd,ct}$ - расчетная поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечной арматуры;

$V_{Rd,sy}$ - расчетная поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой;

$V_{Rd,max}$ - предельная поперечная сила, определяющая прочность сжатых подкосов в модели ферменной аналогии.

Для расчета прочности при срезе *элементов без поперечного армирования* рекомендовано пользоваться формулой:

$$V_{Rd,ct} = 0,12 \chi (100 \rho_{i1} \cdot f_{ck})^{1/3} b_w \cdot d, \quad (4.32)$$

$$\chi = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 \quad (d \text{ в мм}), \quad (4.33)$$

$$\rho_{i1} = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02. \quad (4.34)$$

Формула (4.32) получена авторами [151,164] на базе известной модели при обработке всех доступных результатов исследований балок без поперечного армирования.

На участках балки, для которых

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,ct}, \quad (4.35)$$

поперечное армирование не рассчитывают, а устанавливают конструктивно.

В случае, когда условие (4.35) не выполняется, необходимо производить расчет поперечного армирования. Прочность наклонного сечения для *элементов, содержащих поперечное армирование*, рассчитывают на базе модели модифицированной ферменной аналогии [159], в которой кроме сопротивления поперечной арматуры учитывается также трение между бетонными подкосами и усилие, вызванное зацеплением по берегам диагональной трещины.

В случае армирования поперечными стержнями, перпендикулярными к продольной оси элемента, должно быть обеспечено следующее условие:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,y} = 1,2 \frac{A_{sw,1}}{S_{w1}} f_{yw,1} \cdot z + V_{crd}, \quad (4.36)$$

в котором коэффициент 1,2 есть $\cot \beta_r = const$, что соответствует

$\beta_r = 40^\circ$, а проекция на вертикальную ось усилия зацепления по берегам трещины:

$$V_{crd} = 0,072 b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \quad (4.37)$$

В формуле (4.37) коэффициент v принимает следующие значения:

$v = 0,8$ для тяжелого бетона;

$v = 0,6$ - для легкого бетона.

Как следует из формулы (4.36), требуемое количество поперечной арматуры рассчитывают с учетом составляющей поперечной силы V_{crd} , воспринимаемой за счет трения (зацепления) в диагональной трещине.

Предельная поперечная сила, воспринимаемая сжатыми бетонными подкосами, определяется по следующей формуле:- для элементов, у которых арматура располагается перпендикулярно к продольной оси элемента:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v' \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \operatorname{tg} \theta} \quad (4.38)$$

В формуле (4.38) θ - угол наклона бетонных подкосов при достижении в них предельных сжимающих напряжений $\sigma_c = v' \cdot f_{cd}$, определяемый по формуле:

$$\cot \theta = \frac{1,2}{1 - V_{crd} / V_{Sd}}, \quad (4.39)$$

в которой V_{crd} определяют по формуле (4.37).

В комментарии [145,164] к проекту DIN 1045-1 предлагается следующее ограничение значений $\cot \theta$:

$\cot \theta \leq 3$ - для тяжелого бетона,

$\cot \theta \leq 2$ - для легкого бетона.

В случае, когда сосредоточенная сила приложена на расстоянии x меньшем, чем $2.5d$ от грани опоры, расчетную поперечную силу V_{Sd} уменьшают путем умножения на коэффициент $\beta = x / 2,5d \leq 1,0$.

Таким образом, немецкие нормы DIN 1045-1 [145], в отличие от EC-2 [146], вносят сразу же два новшества. С одной стороны, принимается модифицированную модель ферменной аналогии [159], учитывающая составляющую поперечной силы, воспринимаемую бетоном, выраженную через касательные напряжения (силы зацепления), действующие в сечении, проходящем по диагональной трещине V_{crd} . А с другой стороны, при расчете поперечного усилия принимается постоянным угол наклона сжатых подкосов, равный $\beta_r = 40^\circ$. В то же время, при проверке прочности сжатого бетонного подкоса используется модель ферменной аналогии при переменном угле наклона сжатого подкоса θ . Следует отметить, что внесенные предложения несколько отличаются и от подходов, принятых моделью модифицированной ферменной аналогии (*Modified Truss Model*), разработанной J. Ramirez и J. Veen, в 1991 году [159]. В соответствии с [159] прочность при срезе железобетонного элемента включает две составляющие

$$V_{MTM} = V_s + V_c \quad (4.40)$$

Составляющую поперечной силы, воспринимаемую поперечной арматурой V_s , определяют традиционным способом:

$$V_s = \frac{A_v}{b_w \cdot S} f_y \cdot \cot \alpha \cdot b_w \cdot z = \frac{A_v}{S} f_y \cdot \cot \alpha \cdot z \quad (4.41)$$

Составляющую поперечной силы, воспринимаемую бетоном, рассчитывают в зависимости от интенсивности действующих в расчетном сечении касательных напряжений:

$$\text{при } 0,5\sqrt{f_c'} \geq v = \frac{V_{sd}}{b \cdot d} \geq 0,17 \quad V_c = 0,5(\sqrt{f_c'}/2 - v)b_w \cdot d, \quad (4.42)$$

$$\text{при } v > 0,5\sqrt{f_c'} \quad V_c = 0.$$

Угол α при расчете по формуле (4.41) ограничивают в пределах $30^\circ < \alpha < 65^\circ$. При этом, предельную поперечную силу, воспринимаемую сжатым бетонным подкосом, предложено определять по формуле:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot 2,5\sqrt{f_c'}}{\cot \theta + \tan \theta} = 2,5\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (4.43)$$

Горизонтальную составляющую диагонального сжатия определяют по формуле: $H_u = V_{Rd,max} \cdot \tan \alpha \leq V_u \cdot \tan \alpha$.

Исходя из того, что растягивающее усилие H_u , распределяется в равных долях между сжатым и растянутым поясами, расчет прочности продольной растянутой арматуры производят из условия:

$$\varphi_v \cdot A_{st} \cdot f_y \geq \frac{M_{u,max}}{z} \geq \frac{M_u}{z} + \frac{H_u}{2}, \quad (4.44)$$

где φ_v - коэффициент безопасности при расчете на срез.

Канадские нормы CSA 23.3-04 Code [143] распространяются на проектирование бетонных и железобетонных конструкций, выполненных из бетона с прочностью при сжатии не более 80 Н/мм^2 .

Общий метод расчета конструкций на срез в условиях изгиба и кручения (*general design method*) основывается на модифицированной теории полей сжатия (MCFT) [142,163].

Прочность при срезе в расчетном сечении считается обеспеченной, если выполняется условие:

$$V_{rg} = V_f, \quad (4.45)$$

где V_{rg} - расчетное сопротивление срезу в рассматриваемом сечении;

V_f - расчетная поперечная сила, вызванная действием внешней нагрузки.

Расчетную поперечную силу, воспринимаемую сечением, для конструкций, выполненных без предварительного напряжения предложено определять из условия:

$$V_{rg} = V_{cg} + V_{sg} \leq 0,25 \cdot \varphi_c \cdot f_c' \cdot b_w \cdot d_v. \quad (4.46)$$

Ограничение поперечной силы V_{rg} (правая часть условия) принята исходя, из требования, согласно которому разрушение наклонного сечения не произойдет в результате раздавливания бетона сжатого подкоса до того, как будет достигнут предел текучести в поперечной арматуре.

Составляющие поперечной силы, воспринимаемые бетоном (V_{cg}) и поперечной арматурой (V_{sg}) в общем случае рассчитывают по формулам:

$$V_{cg} = 1,3 \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d_v, \quad (4.47)$$

$$V_{sg} = \frac{\varphi_s \cdot A_v \cdot f_{yd} \cdot d_v \cdot (\cos \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha}{S}. \quad (4.48)$$

В формулах (4.47)..(4.48):

A_v - площадь поперечной арматуры, располагаемой с шагом s ;
 b_w - эффективная ширина сечения балки;
 d - рабочая высота сечения, определяемая как расстояние от наиболее сжатой грани сечения до центра тяжести продольной арматуры;
 d_v - плечо внутренней пары сил, принимаемое не менее $0,9d$;
 f_c' - нормативное сопротивление бетона при сжатии (пиковая точка расчетной диаграммы деформирования);
 f_{yd} - нормативное сопротивление поперечной арматуры;
 s - шаг поперечных стержней;
 α - угол наклона отгибов к продольной оси балки,
 β - коэффициент, учитывающий сопротивление срезу наклонного сечения с диагональными трещинами;
 λ - коэффициент, учитывающий влияние плотности бетона (для тяжелого бетона $\lambda=1$);
 θ - угол наклона диагональной полосы (сжатого подкоса) к продольной оси элемента;
 φ_c, φ_s - коэффициенты безопасности для материалов: $\varphi_c = 0,60$; $\varphi_s = 0,85$.

Минимальную площадь поперечной арматуры предложено определять пропорционально $\sqrt{f_c'}$ по формуле:

$$A_{v,\min} = 0,06 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot s / f_y \quad (4.49)$$

Упрощенный метод расчета железобетонных элементов при срезе и кручении базируется на условии:

$$V_r = V_c + V_s \leq V_s + 0,8 \cdot \lambda \cdot \varphi_c \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (4.50)$$

Составляющую поперечной силы, воспринимаемую арматурой, рассчитывают по формуле (4.48), принимая $\theta = 45^\circ$ и $\alpha = 90^\circ$:

$$V_s = \frac{\varphi_s \cdot A_v \cdot f_{yd} \cdot d}{s} \quad (4.51)$$

Для элементов, у которых площадь поперечной арматуры меньше минимального значения, установленного из условия (4.49), или рабочая высота сечения не превышает 300 мм - составляющую поперечной силы, воспринимаемую бетоном, допускается определять по формуле:

$$V_c = 0,2 \cdot \lambda \cdot \varphi_c \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \approx 1,3 \cdot \lambda \cdot \varphi_c \cdot \frac{2}{12} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (4.52)$$

Для элементов, у которых рабочая высота сечения больше 300 мм

$$V_c = \left(\frac{260}{1000 + d} \right) \cdot \lambda \cdot \varphi_c \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \geq 0,10 \cdot \lambda \cdot \varphi_c \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (4.53)$$

Метод ферменной аналогии [159] рекомендовано использовать при расчете только железобетонных элементов. При этом, напряжения в сжатом подкосе, находящемся в условиях плоского напряженного состояния ("растяжение - сжатие"), предложено определять по формуле:

$$f_{cu} = \frac{f_c'}{0,8 + 170 \cdot \varepsilon_1} \leq 0,85 \cdot f_c' \quad (4.54)$$

где ε_1 - главные растягивающие деформации, определяемые по упрощенной формуле.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002) \cdot \cot^2 \theta_s \quad (4.55)$$

Здесь θ_s - наименьший угол наклона сжатого подкоса к растянутому поясу согласно [143];

ε_s - деформация растяжения в нижнем (растянутом) поясе.

С возрастанием θ_s , главные растягивающие деформации уменьшаются, а предельные напряжения f_{cu} увеличиваются.

Норвежские нормы NS 3473 [158] по проектированию железобетонных конструкций распространяются на конструкции, изготовленные из бетона класса по прочности при сжатии до $f_{c,cube} = 105 \text{ Н / мм}^2$ (гарантированная прочность, установленная при испытаниях кубов) или не более 94 Н/мм^2 (из испытаний цилиндров, что соответствует пиковой точке диаграммы деформирования).

При проектировании используют три метода:

1. Упрощенный метод, подобный тому, который предложен в американских нормах ACI Code [136], согласно которому $V = V_c + V_s$.

2. Метод модифицированной ферменной аналогии с учетом переменного угла наклона сжатого подкоса подобно [146,150].

3. Общий метод расчета, базирующийся на модифицированной теории полей сжатия (MCFT) [142].

Условные обозначения, принятые в нормах NS 3473

A_c - площадь бетонного сечения;

A_s - площадь продольной арматуры, имеющей полную анкеровку;

A_{sv} - площадь поперечной арматуры;

b_w - ширина стенки балки;

d - расстояние от наиболее сжатой грани сечения до ц.т. растянутой арматуры;

D_0 - максимальный размер зерна заполнителя;

E_{cm} - модуль упругости бетона;

f_{cd} - расчетное сопротивление бетона при сжатии;

f_{c2d} - пониженное расчетное сопротивление бетона в условиях плоского напряженно-деформированного состояния при действии поперечного растяжения;

f_{td} - расчетное сопротивление бетона при растяжении;

f_{sd} - расчетное сопротивление арматуры;

f_{sk} - нормативное сопротивление арматуры;

f_{tk} - нормативное сопротивление бетона при растяжении;

I_c - момент инерции бетонного сечения без трещин;

M_f - полный момент в расчетном сечении, действующий в комбинации с поперечной силой;

$$M_0 = -N_f \cdot W_c \cdot V_f / A_c;$$

S, S_y - шаг поперечных стержней;

S_c - статический момент бетонного сечения относительно центральной оси;
 V_{ccd} - предельная поперечная сила, воспринимаемая сжатым подкосом;
 V_{cd} - составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном за счет растяжения;
 V_{c0} - составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном;
 V_f - расчетная перерезывающая сила;
 V_n - номинальная прочность сечения на срез;
 V_{sd} - составляющая поперечной силы, воспринимаемая поперечной арматурой;
 W - средняя ширина раскрытия трещин;
 z - плечо внутренней пары сил ($0,9h$, если сечение имеет сжатую зону);
 z_1 - не менее $0,7d$ и J_0 / S_c ;
 α - угол наклона отгибов к продольной оси элемента;
 γ_c - коэффициент безопасности по бетону,
 $\varepsilon_{1,2}$ - главные деформации бетона;
 ε_{c0} - деформации, соответствующие пиковой точке диаграммы « σ - ε » для бетона при сжатии;
 σ_{cr} - средние напряжения, перпендикулярные к поверхности трещины;
 $\sigma_{1,2}$ - главные напряжения в бетоне;
 τ - касательные напряжения;
 τ_{cr} - касательные напряжения, воспринимаемые бетоном с трещинами;
 τ_{rm} - максимальные касательные напряжения, которые могут быть восприняты бетоном трещиной за счет сил зацепления;
 θ - угол наклона сжатого подкоса к продольной оси элемента.

Упрощенный расчет на базе *модифицированной ферменной аналогии с переменным углом наклона сжатого подкоса* производят в соответствии с традиционным подходом, изложенным, например, в немецких нормах *DIN 1045-1* [145].

В основу общего метода, использованного в норвежских нормах *NS 3473* [158], положена модифицированная теория полей сжатия *MCFT* [141,142,163].

Сопоставление расчетных положений *NS 3473* [158] с положениями *MCFT* (Collins и Mitchell, 1991 [142]) выполнено в табличной форме (см. табл. 4.2).

Следует отметить, что в нормах *NS 3473* не дано указаний: как рассчитывать угол наклона диагонального подкоса θ . По некоторым позициям норвежские нормы содержат более общий метод по сравнению с *MCFT* [142], например:

а) учитывается возможность действия нормальных напряжений на поверхности диагональной трещины;

б) допускается, что напряжения в поперечной арматуре для сечений с трещиной могут быть ниже, чем предельные, т.е. меньшими предела текучести.

Согласно [158] минимальное количество поперечной арматуры определяют из условия:

$$A_s \geq 0,2 \cdot A_c \cdot f_{tk} \cdot \sin \alpha / f_{sk} \cdot \quad (4.56)$$

Для сравнения, североамериканские нормы ACI Code [136] и пособия к ним (руководства) при $A_c = b_w \cdot d; f_{sk} = f_{yd}$ и $\alpha = 90^\circ$ предлагают:

$$A_{v,\min} = 0,2 \cdot \frac{f_{tk}}{f_{yd}} b_w \cdot s \quad (4.57)$$

Прочность бетона при растяжении f_{tk} , (определенная при раскалывании цилиндрических образцов), примерно, в 1,5 раз меньше, чем прочность при растяжении, установленная испытанием балок $f_r \approx 1,5 \cdot f_{tk}$. Норвежские нормы NS 3473 E не содержат формул для определения прочности бетона при растяжении f_{tk} как функции от прочности при сжатии f'_c , но приводят эти значения в табличной форме.

Разрушение железобетонных конструкций по наклонным сечениям очень опасно и, поэтому, крайне нежелательно. По этой причине надежность расчетных методов, применяемых при оценке прочности наклонных сечений должна быть значительно выше, чем нормальных сечений [158].

Таблица 4.2

Сопоставление расчетных положений норвежских норм и модифицированной теории полей сжатия по В.В. Туру, А.А. Кондратчику [126].

NS 3473 §12.5, A12.5.	MCFT(Collins и Mitchell, 1991[141]).
Диаграмма для бетона при осевом сжатии.	
$\sigma_{c2} = f_{c2d} \cdot \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{c0}} \cdot \left(2 - \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{c0}} \right)$ <p>при $\varepsilon_2 \leq \varepsilon_{c0}$, $\varepsilon_{c0} = -0,002$; $\varepsilon_2 < 0$ при сжатии.</p>	$f_2 = f_{2,\max} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right],$ $\varepsilon'_c = 0,002.$
Диаграмма для бетона при двухосном растяжении-сжатии.	
$f_{c2d} = \frac{f_{cd}}{0,8 + 100 \cdot \varepsilon_1} < f_{cd}.$	$f_{2,\max} = \frac{f'_c}{0,8 + 170 \cdot \varepsilon_1} < f'_c.$
Главные растягивающие деформации в бетоне	
$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_2) \cdot \cot^2 \theta.$ <p>При упрощении: $\varepsilon_2 = \varepsilon_0 = -0,002$, $\varepsilon_x = 0,002$.</p>	$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_2) \cdot \cot^2 \theta,$
Главные сжимающие напряжения	
$\sigma_{c2} = \sigma_{c1} - \tau \cdot (\tan \theta + \cot \theta).$	$-f_2 = f_1 - v \cdot (\tan \theta + \cot \theta).$
Средние деформации поперечной арматуры	
$\varepsilon_x = \varepsilon_1 \cdot \sin^2 \theta + \varepsilon_2 \cdot \cos^2 \theta$ $\varepsilon_y = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 - \varepsilon_x.$	$\varepsilon_t = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 - \varepsilon_x.$

Средние растягивающие напряжения на участке между трещинами	
$\sigma_{c1} = \varepsilon_1 \cdot E_{cd} \text{ при } \varepsilon_1 < \varepsilon_{ot},$ $\sigma_{c1} = 0,5 \cdot f_{td} \text{ при } \varepsilon_1 \geq \varepsilon_{ot},$ <p>где $\varepsilon_{ot} = f_{cd} / E_{cd} = \frac{\gamma_c \cdot f_{cd}}{E_{cn}}$.</p>	$f_1 = \varepsilon_1 \cdot E_c \text{ при } \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr},$ $f_1 = \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1}} \text{ при } \varepsilon_1 > \varepsilon_{cr},$ <p>α_1, α_2 - коэффициенты, учитывающие влияние характеристик поверхности арматуры и типа нагружения.</p>
Касательные напряжения, воспринимаемые сечением с трещиной (защемление по берегам трещины)	
$\frac{\tau_{cr}}{\tau_{rm}} = 1 - 0,82 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{\tau_{rm}} \right)^2,$ $\tau_{rm} = \frac{2 \cdot f_{td}}{0,31 + 24 \cdot \frac{W}{D_0 + 16}}.$	$V_{ci} = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f'_c}}{0,3 + 24 \cdot \frac{W}{a + 16}},$ $\sigma_{cr} = 0.$
Расстояние между трещинами.	
Среднее расстояние между трещинами не более $0,8 \cdot z$.	<p>В соответствии с EC-2[146]</p> $S_{mx} = 2 \left(c_x + \frac{S_x}{10} \right) + 0,25 \cdot k_1 \cdot \frac{d \cdot b_x}{\rho_x},$ $S_{mv} = 2 \left(c_v + \frac{S}{10} \right) + 0,25 \cdot k_1 \cdot \frac{d \cdot b_v}{\rho_v}.$
Напряжения в поперечной (вертикальной) арматуре в сечении с трещиной.	
$\sigma_{syr} = \sigma_{sy} + \frac{\sigma_{c1} + \sigma_{cr} + \tau_{cr} \cdot \tan \theta}{\rho_y} \leq f_{sdy}$ <p>при $\rho_y = \frac{A_{sy}}{b_w \cdot s_y}$</p>	<p>f_v = текучесть в трещине;</p> <p>$f_1 = v_{ci} \cdot \tan \theta + \rho_v \cdot (f_{vy} - f_v)$ или</p> <p>$f_{vy} = f_v + \frac{f_1 - v_{ci} \cdot \tan \theta}{\rho_v}$ при $\rho_v = \frac{A_v}{b_w \cdot s}$,</p> <p>когда f_{vy} = текучести. Из этого уравнения определяют f_1.</p>
Напряжения в продольной арматуре для сечения с трещиной.	
$\sigma_{sxr} = \sigma_{sx} + \frac{\sigma_{c1} + \sigma_{cr} - \tau_{cr} \cdot \cot \theta}{\rho_x} \leq f_{sdx}$ <p>при $\rho_x = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot s_x}$.</p>	<p>f_x = текучесть в трещине;</p> $f_{sx} + \frac{f_1 + \left[f_1 - \rho_v \cdot (f_{vy} - f_y) \right] \cdot \cot^2 \theta}{\rho_x} \leq f_y,$ $\rho_x = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot d}.$ <p>Это уравнение ограничивает f_1.</p>

Оценку достоверности и безопасности прогноза несущей способности приопорных участков исследуемых пролётных железобетонных элементов с учётом и сложного напряжённо-деформированного состояния, сделанного в соответствии с вышеприведенными рекомендациями национальных норм наиболее развитых экономически стран, выполним в табличной форме (табл. 4.3).

Таблица 4.3

Сопоставление опытных и расчетных значений несущей способности приопорных участков исследуемых элементов, определенных по рекомендациям национальных норм проектирования.

№ опыта	Эксп.	СНиП 2.03.01 - 84*	СНиП 52.101-03	EURO-CODE-2	ACI CODE 318-08	AJ CODE, 1988	CSA 23.3-04 CODE	DIN-1045-1.12.2008	ДСТУ Б В.2.6-156: 2010
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Серия I- Натурный пятифакторный эксперимент Н.Н.Ярошевич.									
1	63,20	91,24*	60,89	95,47*	83,25*	79,23*	95,36*	91,93*	81,15
2	119,00	101,84	82,26	48,92	64,84	55,51	80,52	66,02	41,58
3	118,30	108,56	102,36	52,03	64,55	98,36	62,64	62,82	44,22
4	32,00	45,87*	34,12	48,92*	46,14*	35,32	47,80*	36,91	41,58*
5	146,00	138,62	112,62	52,03	64,55	98,36	62,64	62,82	44,22
6	42,40	45,87	45,73	48,92	46,14	35,32	47,80	36,91	41,58
7	35,20	80,48*	34,49	95,47*	83,25*	79,23*	95,36*	91,93*	81,15*
8	92,40	101,84	82,26	48,92	64,84	55,51	80,52	66,02	41,58
9	157,90	160,54	127,06	95,47	83,25	85,01	95,36	91,93	81,15
10	50,50	62,41*	60,89*	48,92	64,84*	79,23	80,52*	66,02*	41,58
11	34,20	51,60*	34,12	52,03*	64,55*	52,61*	62,64*	62,82*	44,22*
12	92,40	85,30	67,82	48,92	46,14	46,49	47,80	36,91	41,58
13	116,90	118,19	103,46	95,47	83,25	85,01	95,36	91,93	81,15
14	32,30	62,41	34,49	48,92*	64,84*	79,23*	80,52*	66,02*	41,58*
15	58,50	69,32*	60,52	52,03	64,55*	52,61	62,64	62,82	44,22
16	105,00	85,30	67,82	48,92	46,14	46,49	47,80	36,91	41,58
17	46,90	68,72*	46,59	74,86*	64,81*	52,28	70,89	63,13*	63,63*
18	119,40	124,02	98,20	74,86	64,81	69,31	70,89	63,13	63,63
19	75,60	87,84*	69,88	91,49*	73,07	52,28	77,55	76,08	77,77*
20	55,80	64,25*	60,07	48,92	54,66	46,80	62,70*	50,17	41,58*
21	71,40	92,03*	70,18	74,86	74,99	71,31	88,71*	78,97	63,63
22	67,40	72,44	58,82	52,03	56,30	52,56	55,98	49,87	44,22
23	86,00	82,54	71,97	74,86	64,81	52,28	70,89	63,13	63,63
24	57,80	69,68*	51,43	74,86*	64,81*	60,80	70,89*	63,13	63,63
25	71,20	82,54*	69,88	74,86	64,81	52,28	70,89	63,13	63,63
26	70,60	82,54*	69,88	74,86	64,81	60,80	70,89	63,13	63,63
27	71,40	82,54*	69,88	74,86	64,81	52,28	70,89	63,13	63,63
$v = \frac{\sigma}{\hat{b}_{0, \text{опыт}}} \cdot 100\%$		20,2	23,3	51,6	56,4	66,0	51,1	59,8	66,2
$\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2$		7206,6	6895,1	38830,5	34732,9	30925,4	34100,2	37070,2	46086,3
$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2}{n-1}}$		16,6	16,3	38,6	36,5	34,5	36,2	37,8	42,1
$k_a = n_a/n$		0,52	0,037	0,3	0,33	0,15	0,33	0,22	0,26

Примечание*: Расчетные значения несущей способности исследуемых элементов, превышающие опытные значения более, чем на 10%.

Продолжение таблицы 4.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Серия III-A. Натурный двухфакторный эксперимент Н.Н.Петрова.									
1	33,63	30,64	69,88*	74,86*	74,99*	52,28*	70,89*	54,11*	59,89*
2	63,99	30,64	69,88	74,86	74,99*	60,80	70,89*	54,11	59,89
3	54,89	75,81*	69,88*	74,86*	66,27*	60,80	70,89*	54,11	59,89*
4	85,25	75,81	69,88	74,86	66,27	60,80	70,89	54,11	59,89
5	46,09	30,64	69,88*	74,86*	74,99*	60,80*	70,89*	54,11*	59,89*
6	67,56	75,81*	69,88	74,86*	66,27	60,80	70,89	54,11	59,89
7	42,42	54,62*	69,88*	74,86*	70,63*	52,28*	70,89*	54,11*	59,89*
8	72,80	54,62	69,88	74,86	70,63	60,80	70,89	54,11	59,89
9	58,80	54,62	69,88*	74,86*	70,63*	60,80	70,89*	54,11	59,89
$\nu = \frac{\sigma}{\hat{b}_{0,опыт}} - 100\%$		32,1	28,9	31,8	32,0	22,5	29,4	30,9	27,0
$\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2$		2451,6	3266,9	4521,1	4099,1	1498,3	3485,4	2240,7	2097,0
$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2}{n-1}}$		17,5	20,2	23,8	22,6	13,7	20,9	16,7	16,2
$k_a = n_a/n$		0,33	0,56	0,67	0,67	0,33	0,67	0,33	0,44
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Серия III-B. Численный пятифакторный эксперимент Н.Н.Петрова.									
1	20,00	49,57*	46,79*	95,47*	95,29*	79,23*	95,36*	78,79*	81,15*
2	43,00	30,92	82,26*	48,92*	72,72*	55,51*	80,52*	56,59*	41,58
3	134,0	128,17	112,62	52,03	66,27	98,36	62,64	53,85	44,22
4	48,00	40,84	45,73	48,92	47,26	35,32	47,80	31,64	41,58
5	32,00	63,37*	112,62*	52,03*	76,59*	98,36*	62,64*	53,85*	44,22*
6	14,00	15,64	45,73*	48,92*	54,02*	35,32*	47,80*	31,64*	41,58*
7	54,00	85,78*	46,79	95,47*	84,97*	79,23*	95,36*	78,79*	81,15*
8	145,0	89,56	82,26	48,92	65,96	55,51	80,52	56,59	41,58
9	75,00	77,22	127,06*	95,47*	95,29*	85,01	95,36*	78,79	81,15*
10	5,00	23,03*	46,79*	48,92*	72,72*	79,23*	80,52*	56,59*	41,58*
11	44,00	62,35*	46,42	52,03	66,27*	52,61	62,64*	53,85*	44,22
12	122,0	74,32	67,82	48,92	47,26	46,49	47,80	31,64	41,58
13	132,0	149,13*	127,06	95,47	84,97	85,01	95,36	78,79	81,15
14	51,00	56,08	46,79	48,92	65,96*	79,23*	80,52*	56,59	41,58
15	3,00	35,72*	46,42*	52,03*	76,59*	52,61*	62,64*	53,85*	44,22*
16	65,00	23,53	67,82	48,92	54,02	46,49	47,80	31,64	41,58
17	35,00	46,74*	46,59*	74,86*	70,63*	52,28*	70,89*	54,11*	63,63*
18	104,0	78,24	98,20	74,86	70,63	69,31	70,89	54,11	63,63
19	55,00	71,38*	69,88*	91,49*	79,95*	52,28	77,55*	65,21*	77,77*
20	55,00	33,56	60,07	48,92	59,16	46,80	62,70*	43,01	41,58
21	60,00	61,78	70,18*	74,86*	80,81*	71,31*	88,71*	67,69	63,63*
22	51,00	47,00	58,82	52,03	62,11*	52,56	55,98	42,74	44,22
23	28,00	30,64	69,88*	74,86*	74,99*	52,28*	70,89*	54,11*	63,63*
24	69,00	75,81	69,88	74,86*	66,27	60,80	70,89*	54,11	63,63
25	44,00	54,62*	69,88*	74,86*	70,63*	52,28*	70,89*	54,11*	63,63*
26	66,00	54,62	69,88	74,86	70,63	60,80	70,89*	54,11	63,63

Продолжение таблицы 4.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
27	55,00	54,62	69,88*	74,86*	70,63*	52,28	70,89*	54,11	63,63*
$v = \frac{\sigma}{\hat{b}_{0,опыт}} 100\%$		42,6	45,9	55,2	60,7	73,4	58,6	73,8	63,1
$\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2$		14070,1	26789,9	44461,2	47756,5	38259,0	44810,6	41428,9	41921,3
$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2}{n-1}}$		23,3	32,1	41,4	42,9	38,4	41,5	39,9	40,2
$k_a = n_a/n$		0,37	0,48	0,56	0,63	0,44	0,7	0,44	0,48
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Серия III-B. Натурный пятифакторный эксперимент Н.И.Шепетьюка.									
1	97,05	82,41	60,69	74,86	81,87	65,35	70,89	67,64	82,35
2	149,55	146,84	98,20	74,86	70,83	86,64	70,89	67,64	82,35
3	130,63	108,86	98,20	74,86	81,87	86,64	70,89	67,64	82,35
4	59,68	63,39	34,29	74,86*	70,83*	72,45*	70,89*	67,64*	82,35*
5	143,19	165,90*	98,20	74,86	81,87	86,64	70,89	67,64	82,35
6	63,74	79,22*	60,69	74,86*	70,83	72,45	70,89	67,64	82,35*
7	77,99	63,39	34,29	74,86	81,87	65,35	70,89	67,64	82,35*
8	139,00	108,86	98,20	74,86	70,83	86,64	70,89	67,64	82,35
9	162,19	165,90	98,20	74,86	81,87	86,64	70,89	67,64	82,35
10	74,24	79,22	60,69	74,86	70,83	65,35	70,89	67,64	82,35*
11	52,49	63,39*	34,29	74,86*	81,87*	72,45*	70,89*	67,64*	82,35*
12	122,00	108,86	98,20	74,86	70,83	86,64	70,89	67,64	82,35
13	156,30	108,86	98,20	74,86	81,87	86,64	70,89	67,64	82,35
14	76,85	63,39	34,29	74,86	70,83	65,35	70,89	67,64	82,35*
15	64,88	82,41*	60,69	74,86*	81,87*	72,45*	70,89	67,64	82,35*
16	125,88	146,84*	98,20	74,86	70,83	86,64	70,89	67,64	82,35
17	73,91	72,97	46,59	74,86	76,35	65,35	70,89	67,64	82,35*
18	144,14	137,59	98,20	74,86	76,35	86,64	70,89	67,64	82,35
19	103,44	84,04	69,88	74,86	81,87	65,35	70,89	67,64	82,35
20	94,21	84,04	69,88	74,86	70,83	76,00	70,89	67,64	82,35
21	112,54	84,04	69,88	74,86	76,35	65,35	70,89	67,64	82,35
22	91,21	84,04	69,88	74,86	76,35	76,00	70,89	67,64	82,35
23	105,99	98,20	71,97	74,86	76,35	65,35	70,89	67,64	82,35
24	97,76	69,68	51,43	74,86	76,35	76,00	70,89	67,64	82,35
25	103,54	84,04	69,88	74,86	76,35	65,35	70,89	67,64	82,35
26	100,21	84,04	69,88	74,86	76,35	76,00	70,89	67,64	82,35
27	101,87	84,04	69,88	74,86	76,35	65,35	70,89	67,64	82,35
$v = \frac{\sigma}{\hat{b}_{0,опыт}} 100\%$		22,5	53,0	58,2	55,5	60,3	65,6	72,4	41,3
$\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2$		9290,2	35643,7	49383,8	46680,1	40376,2	56186,2	62399,1	30120,4
$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2}{n-1}}$		18,9	37,0	43,6	42,4	39,4	46,5	49,0	34,0
$k_a = n_a/n$		0,19	0	0,15	0,11	0,11	0,07	0,07	0,29

Продолжение таблицы 4.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Серия III-Г. Численный пятифакторный эксперимент Н.Н.Петрова.									
1	78,00	71,57	46,79	95,47*	95,29*	79,23	95,36*	85,36*	81,15*
2	107,02	59,76	82,26	48,92	72,72	55,51	80,52	61,30	41,58
3	125,00	133,40	112,62	52,03	66,27	98,36	62,64	58,34	44,22
4	47,00	43,37	45,73	48,92	47,26	35,32	47,80	34,28	41,58
5	125,00	101,71	112,62	52,03	76,59	98,36	62,64	58,34	44,22
6	70,00	28,35	45,73	48,92	54,02	35,32	47,80	34,28	41,58
7	55,00	88,53*	46,79	95,47*	84,97*	79,23*	95,36*	85,36*	81,15*
8	107,02	95,74	82,26	48,92	65,96	55,51	80,52	61,30	41,58
9	137,26	120,04	127,06	95,47	95,29	85,01	95,36	85,36	81,15
10	44,00	40,04	46,79	48,92	72,72	79,23*	80,52*	61,30*	41,58
11	61,00	62,35	46,42	52,03	66,27	52,61	62,64	58,34	44,22
12	101,77	79,83	67,82	48,92	47,26	46,49	47,80	34,28	41,58
13	137,30	150,42*	127,06	95,47	84,97	85,01	95,36	85,36	81,15
14	52,00	59,28	46,79	48,92	65,96*	79,23*	80,52*	61,30*	41,58
15	53,00	53,23	46,42	52,03	76,59*	52,61	62,64*	58,34	44,22
16	101,77	48,07	67,82	48,92	54,02	46,49	47,80	34,28	41,58
17	50,00	58,08	46,59	74,86	70,63*	52,28	70,89*	58,62*	63,63*
18	133,30	101,48	98,20	74,86	70,63	69,31	70,89	58,62	63,63
19	95,00	84,89	69,88	91,49	79,95	52,28	77,55	70,65	77,77
20	81,00	49,63	60,07	48,92	59,16	46,80	62,70	46,59	41,58
21	89,00	77,34	70,18	74,86	80,81	71,31	88,71	73,33	63,63
22	80,00	59,99	58,82	52,03	62,11	52,56	55,98	46,31	44,22
23	96,00	58,28	69,88	74,86	74,99	52,28	70,89	58,62	63,63
24	85,00	79,19	69,88	74,86	66,27	60,80	70,89	58,62	63,63
25	102,00	68,93	69,88	74,86	70,63	52,28	70,89	58,62	63,63
26	74,00	68,93	69,88	74,86	70,63	60,80	70,89	58,62	63,63
27	89,00	68,93	69,88	74,86	70,63	52,28	70,89	58,62	63,63
$\nu = \frac{\sigma}{\hat{b}_{0,опыт}} - 100\%$		35,4	30,0	50,1	47,3	72,1	48,6	70,5	49,5
$\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2$		15471,1	11410,5	36534,3	29031,4	36934,4	30871,8	44350,2	25757,6
$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2}{n-1}}$		24,4	20,9	37,5	33,4	37,7	34,5	41,3	31,5
$k_a = n_a/n$		0,07	0	0,07	0,19	0,11	0,22	0,19	0,11

Анализ полученных результатов показал, что старый СНиП 2.03.01-84* и новые российские нормы [119,120] имеют относительно хорошую (в пределах 20...23%) сходимостью расчетных и опытных значений несущей способности обычных однопролётных балок (серии I) потому, что они лучше других национальных норм отражают физическую картину работы опытных элементов под нагрузкой. Однако, в то же время расчетные формулы СНиП 2.03.01-84* имеют наименьшую надежность. Коэффициент аварийности $k_a=0,52$, т.е. в 52% процентах опытных балок (особенно с большими пролётами среза) расчетная несущая способность превышает фактическую более, чем на 10%. Этот

коэффициент гораздо лучше в новых российских ($k_a=0,04$), японских (0,15) и в немецких ($k_a=0,22$) нормах. Европейские, американские, канадские и новый украинский стандарт показывают $k_a=0,26\dots 0,33$ для указанного типа конструкций.

Сходимость расчетных и фактических значений несущей способности в пределах 22...33% показывают все национальные нормы для внецентренно растянутых железобетонных балок (*серия III-A*). При этом, коэффициент аварийности $k_a=0,33$ имеют старые отечественные СНиП 2.03.01-84*, японские и немецкие нормы. Новый украинский стандарт, российские, американские и канадские нормы показывают этот коэффициент в пределах 0,44...0,67.

Наилучшую сходимость (22,5%) расчетных и опытных данных прочности приопорных участков внецентренно сжатых балок (*серия III-B*) показывают старые СНиП 2.03.01-84* при сходимости результатов по другим нормам в пределах 41...72%. Для этого класса конструкций новые российские нормы показывают $k_a=0$, т.е. они для расчета таких элементов являются наиболее надежными. В остальных нормах этот коэффициент относительно невелик: $k_a=0,11\dots 0,29$.

Аналогические результаты получены для внецентренно-сжатых балок меньшей продольной силой (*серия III-Г*).

Сравнение опытных и расчетных значений несущей способности приопорных участков обычных, внецентренно-сжатых и растянутых железобетонных балок, определенных в соответствии с рекомендациями национальных норм экономически развитых стран мира, показало, с одной стороны, неудовлетворительную их сходимость, а, с другой стороны, недостаточную надежность расчетных формул этих норм, поскольку для большого количества опытных образцов (особенно с большими пролётами среза) расчетная несущая способность приопорных участков на 10% и более превышает их прочность, что угрожает созданием аварийных ситуаций и преждевременным разрушением пролётных конструкций.

4.2. Моделирование НДС в балочных железобетонных элементах с помощью ПК «Ли́ра 9.6».

Моделирование напряженно-деформированного состояния исследуемых элементов производили в нелинейной постановке в широко апробированном конечно-элементном программном комплексе «Ли́ра 9.6», основанном на общей теории железобетона с трещинами, разработанной Н.И. Карпенко и его учениками.

Учитывая то, что совместно работающие и имеющие разные физико-механические характеристики бетон и арматура характеризуются нелинейными зависимостями между напряжениями и деформациями для реализации конечно-элементных моделей исследуемых железобетонных элементов в ПК «Ли́ра 9.6» дополнительно были введены широко апробированные полные диаграммы деформирования бетона ГП «НИИСК» (А.Н. Бамбура, В.Я. Бачинский, А.Б. Голышев, В.П. Полищук и др) и двухлинейные диаграммы деформирования арматуры класса А500С согласно новым российским нормам.

Предел прочности бетона при сложном неравномерном напряженном состоянии при исследовании работы опытных образцов определяли с помощью феноменологического критерия прочности Г.А. Гениева, В.Н. Киссюка, Г.А. Тюпина, заложенного в указанном программном комплексе.

Исходя из симметрии исследуемых элементов, расчет производили только одной половины балки, которые условно разбивали на объемные восьмиузловые изопараметрические конечные элементы №236 с размерами $1 \times 1 \times 1$ см для удобства моделирования арматуры, а также исходя из размеров щебня для бетона и размеров поперечного сечения балки.

Количество элементов в модели балки составляло 18320. Применяли шаговый и шагово-итерационный методы с использованием кусочно-линейной зависимости №14 библиотеки с соответствующим алгоритмом. Как и в натурном эксперименте вначале ступенями прикладывали продольную сжимающую или растягивающую силу, а затем - поперечную нагрузку.

Результаты численной реализации натуральных экспериментов обычных (тестовая задача), внецентренно растянутых и сжатых железобетонных элементов представлены частично на рис.4.3, 4.4, 4.5, 4.6, а также в табл. 4.4.

Анализ результатов моделирования напряженно-деформированного состояния внецентренно-растянутых и сжатых железобетонных элементов показал, что использование численного нелинейного конечно-элементного расчета, основанного на общей механике железобетона с использованием феноменального критерия прочности Г.А. Гениева, В.М. Киссюка, Г.А. Тюпина в ПК «Лира 9.6» позволяет воссоздать результаты проведенных натуральных и численных экспериментов с достаточной для практических расчётов точностью ($\nu=9...18\%$, табл. 4.5). Очевидно, что для повышения точности расчёта желательно использовать более совершенный критерий прочности.

Использование указанного численного конечно-элементного расчёта позволяет моделировать напряженно-деформированное состояние исследуемых элементов на всех этапах их работы, включая разрушение.

Последовательный анализ изополей напряжений, перемещений и усилий в материалах реальной конструкции позволяет достоверно оценить влияние исследуемых конструктивных факторов и факторов внешнего влияния на их несущую способность, предвидеть характер дальнейшего деформирования и разрушения.

С целью экономии времени, затраченного на выполнение нелинейного конечно-элементного расчета на базе общей механики железобетона с учётом использованного и других критериев прочности, его работы с трещинами, сложной историей нагружения и других воздействий, по аналогии с известными программами в будущем желательно разработать собственных программный комплекс или использовать уже имеющийся, например, ПК «Конкорд».

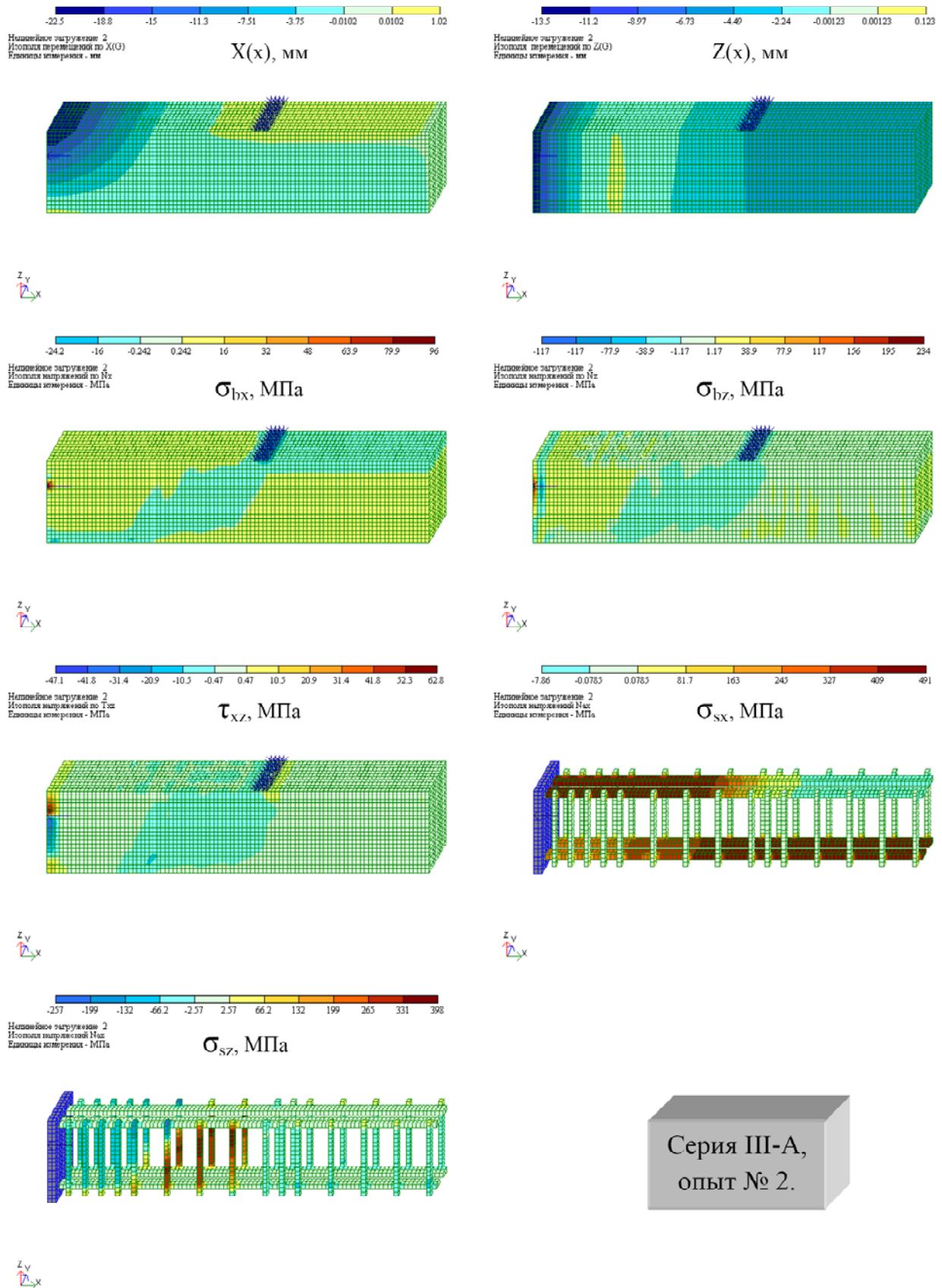


Рис. 4.3. Изополюс перемещений и напряжений в материалах внецентренно растянутой балки разрушающейся от текучести верхней монтажной арматуры (схема A-1/№6).

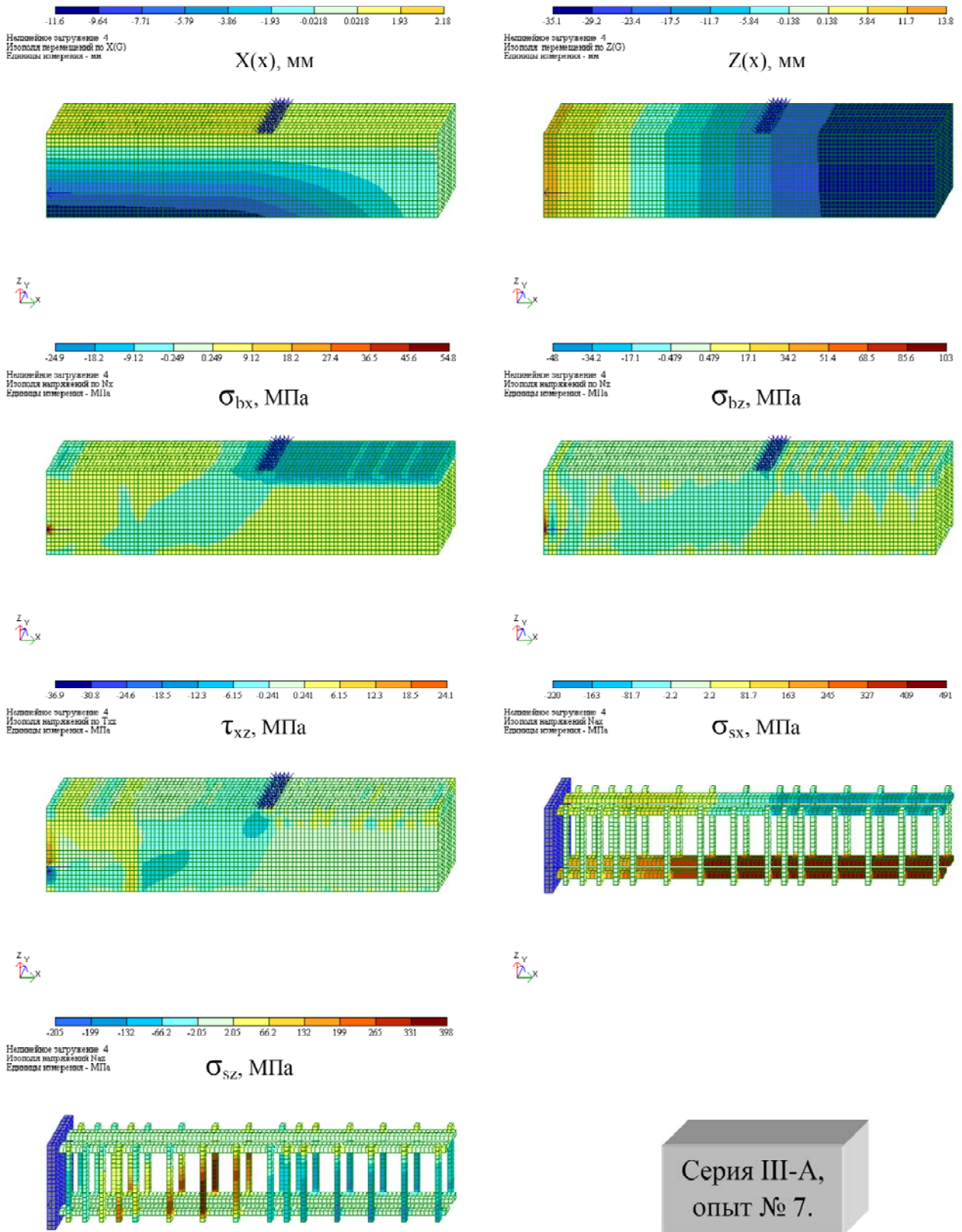


Рис. 4.4. Напряженно деформированное состояние внецентренно растянутой балки, разрушающейся от текучести продольной рабочей арматуры в устье опасной наклонной трещины, сопровождаемое текучестью поперечной арматуры (схема В/М).

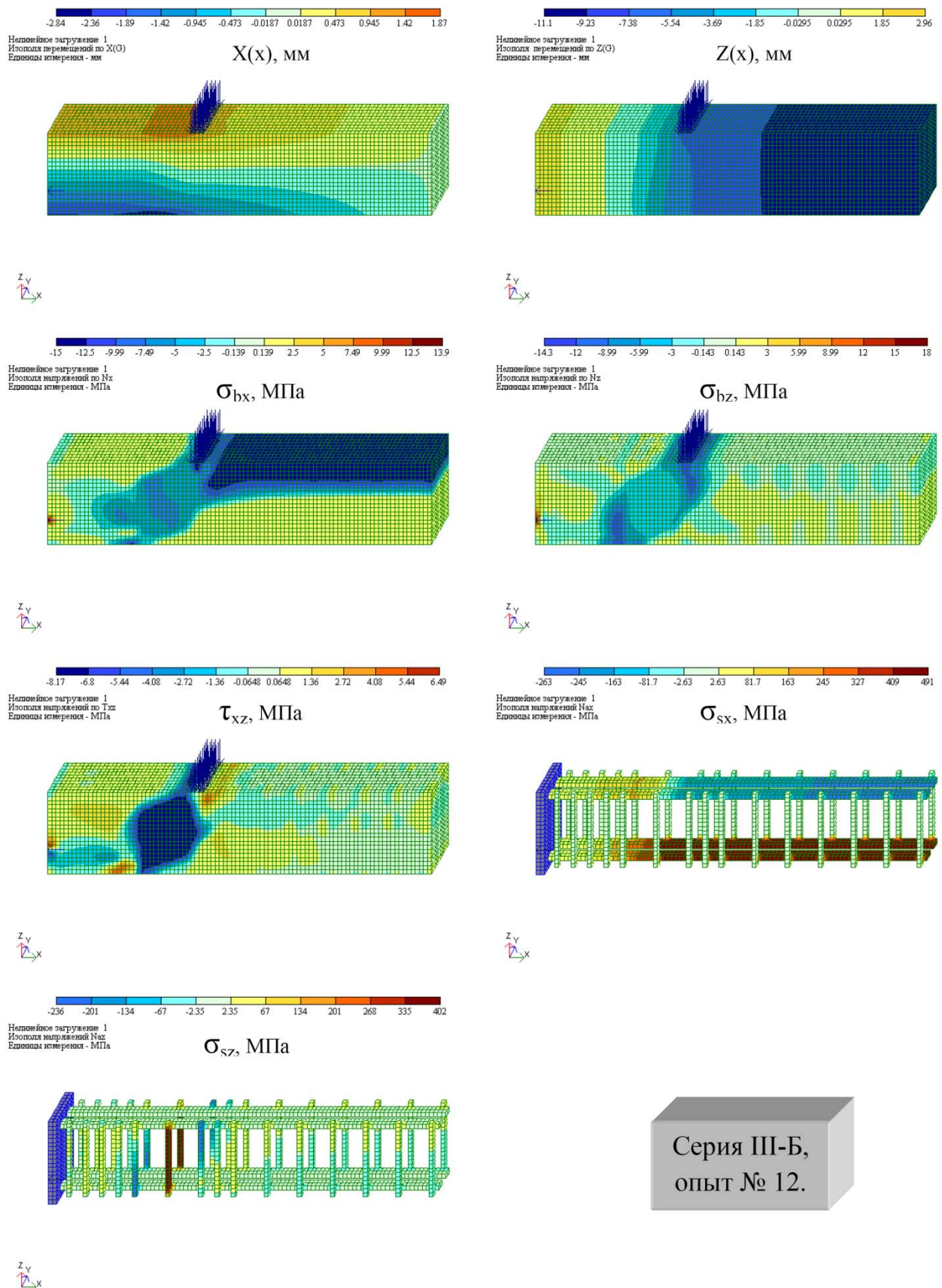


Рис. 4.5. Деформации и напряжения в бетоне и арматуре внецентренно растянутой балки, разрушающейся от раздробления (среза) бетона сжатой зоны над вершиной опасной наклонной трещины при достижении предела текучести в поперечной арматуре (схема C/Q).

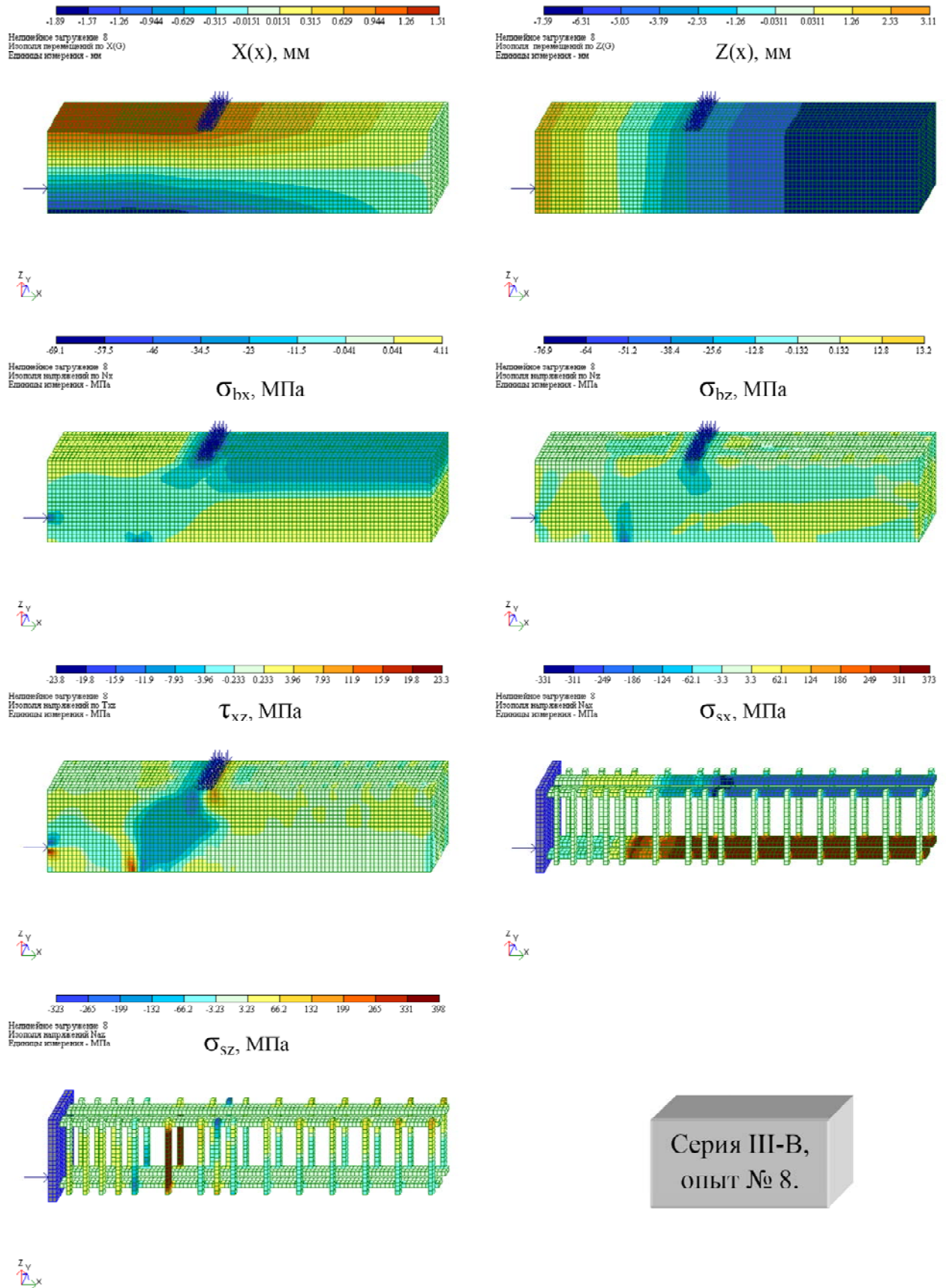


Рис. 4.6. Изополюс перемещений и напряжений внецентренно сжатой балки с малым пролётом среза (a/h_0), разрушающейся по наклонной сжатой полосе бетона (схема Д//пол).

Моделирование НДС в балочных железобетонных элементах с помощью ПК «Лира 9.6»

№ опыта	Перемещения опорного и пролетных сечений вдоль и поперёк балки, мм				Напряжения в бетоне и арматуре, МПа								Форма разрушения
	X		Z		max σ_{bx}	max σ_{bz}	max τ_{xz}	σ_{sx}		σ'_{sx}		max σ_{swz}	
	x=0	x=a	x=a	x=l/2	x=a	x=0...a	x=0...a	x=0	x=a	x=0	x=a	x=0...a	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Серия III-A. Натурный двухфакторный эксперимент Н.Н.Петрова.													
1	-17,90...2,5	-14,90...2,5	-33,50	-	-	-0,88...-31,90	-0,41...-11,10	409	491	245	163	260	A-1/Nв...В/М
2	-7,50...-3,75	-3,75...1,02	-4,50	-6,73	-16,00	-1,17...-38,90	-0,47...-10,50	327	491	491	245	398	В/М
3	-1,99...0,93	-1,30...0,06	-6,00	-7,21	-20,6...-24,8	-8,09	-8,76...-10,5	228	456	3,4	-152...	398	С/Q
4	-2,08...1,02	-1,39...0,7	-6,50	-7,90	-20,70...	-3,92...-15,70	-9,77	240	480	80	-160	398	С/Q
5	-13,2...1,59	-11,0...1,59	-25,60	-	-	-1,3...-46,40	-9,47	245	491	491	163	398	В/М
6	-1,88...0,88	-1,25...0,88	-5,70	-6,90	-16,2...-24,3	-4,1...-20,30	-7,01...-8,76	218	437	72,8	-146	398	С/Q
7	-11,6...2,18	-9,64...1,93	-23,40	-	-	-0,48...-17,10	-0,2...-6,15	327	491	163	-81,7	398	В/М
8	-1,85...0,31	-1,23...0,53	-5,10	-6,13	-9,18...-18,2	-0,51...-18,10	-0,25...-6,08	216	432	360	0,82	398	В/М
9	-2,05...0,24	-1,36...0,62	-5,54	-6,66	-9,12...-18,2	-0,66...-23,90	-5,33...-10,7	316	475	237	-79	394	В/М
Серия III-B. Численный пятифакторный эксперимент Н.Н.Петрова.													
1	-14,0...1,66	-11,6...1,66	-36,2	-43,4	-31,9	-30,1	-10,8	327,0	491,0	245,0	163,0	236	
2	-2,6...	-1,8...	-3,0	-6,0	-15,9	-32,4	-22,2	409,0	491,0	163,0	163,0	134	
3	-1,9...	-1,6...	-3,9	-5,8	-25,9	-25,4	-14,5	330,0	396,0	132,0	-1,3	313	
4	-2,0...	-1,3...	-7,6	-9,2	-15,0	-7,9	-4,7	163,0	491,0	81,7	-245,0	402	
5	-2,3...	-1,9...	-2,4	-4,8	-16,0	-30,0	-21,5	381,0	457,0	152,0	-13,4	119	
6	-7,3...	-4,9...	-18,7	-22,5	-16,3	-32,4	-22,1	409,0	491,0	245,0	81,7	236	
7	-3,6...	-2,4...	-11,3	-13,6	-35,0	-21,1	-11,0	163,0	491,0	81,7	-163,0	231	
8	-10,8...	-7,2...	-40,3	-48,4	-12,5	-13,5	-7,8	245,0	491,0	327,0	-163,0	388	
9	-9,3...	-1,5...	-1,8	-5,3	-16,0	-36,4	-20,5	327,0	327,0	491,0	409,0	80,1	
10	-24,8...	-4,1...	-2,8	-2,8	-16,0	-38,6	-20,8	327,0	327,0	491,0	245,0	202	
11	-1,7...	-1,1...	-5,3	-6,4	-17,4	-12,4	-6,6	158,0	475,0	79,0	-158,0	251	

12	-2,8...	-2,4...	-9,2	-11,1	-12,5	-12,0	-8,2	327,0	491,0	81,7	-163,0	402	
13	-2,1...	-1,8...	-4,4	-6,6	-27,0	-26,0	-16,8	373,0	448,0	149,0	-149,0	268	
14	-12,0...	-8,0...	-41,1	-49,4	-15,0	-12,6	-6,5	163,0	491,0	81,7	-409,0	310	
15	-10,6...	-1,8.....	0,9	0,9	16,0	-36,5	-20,6	81,7	163,0	491,0	327,0	236	
16	-22,6...	-3,8...	-5,0	-7,5	-16,0	-39,4	-21,6	327,0	235,0	491,0	491,0	318	
17	-2,7...	-1,8...	-7,8	-9,4	-18,2	-47,8	-10,7	245,0	491,0	245,0	-81,7	290	
18	-2,2...	-1,8...	-4,1	-6,2	-18,2	-47,1	-21,3	309,0	465,0	232,0	-77,3	398	
19	-4,5...	-3,7...	-9,2	-13,8	-18,3	-42,6	-15,8	245,0	491,0	163,0	-81,7	344	
20	-2,1...	-1,4...	-6,1	-7,3	-9,1	-47,8	-16,0	161,0	482,0	241,0	-80,3	398	
21	-2,0...	-1,4...	-4,4	-6,6	-18,2	-47,8	-16,0	237,0	475,0	237,0	-79,0	300	
22	-1,9...	-1,3...	-4,2	-6,3	-18,3	-47,7	-16,0	297,0	446,0	223,0	-74,3	402	
23	-1,9...	-1,3.....	-2,9	-3,5	-15,9	-46,3	-18,9	245,0	409,0	409,0	245,0	155	
24	-1,9...	-1,3...	-5,8	-6,9	-16,2	-12,2	-7,0	218,0	437,0	72,8	-146,0	398	
25	-2,3...	-1,5...	-5,6	-6,7	-18,2	-34,4	-18,4	326,0	490,0	163,0	-81,5	339	
26	-1,9...	-1,2...	-5,1	-6,1	-18,2	-18,1	-12,2	216,0	432,0	360,0	71,9	398	
27	-2,1...	-1,4...	-5,6	-6,7	-18,3	-23,9	-16,0	317,0	475,0	237,0	-79,1	392	
Серия III-В. Натурный пятифакторный эксперимент Н.И.Шепетьюка.													
1	1,6...	1,3...	-6,7	-6,7	-28,3	-21,1	-12,6	-163	81,7	-81,7	-163,0	341	
2	1,0...	1,0...	-2,5	-5,1	-22,8	-24,7	-15,9	188,0	226,0	37,6	-113,0	398	
3	5,0...	5,0...	-7,5	-15,0	...-28,3	-21,0	-12,7	245,0	409,0	-163	-409,0	398	
4	1,8...	1,2...	-9,2	-11,1	-30,5	-13,8	-11,7	81,7	327,0	-81,7	-163,0	132	
5	2,3...	1,9...	-3,6	-7,3	-28,3	-20,8	-12,6	163,0	245,0	-81,7	-491,0	132	
6	12,8...	8,6...	-47,1	-56,6	-28,2	-24,4	-12,9	163,0	327,0	-163	-491,0	132	
7	3,0...	2,5...	-10,4	-12,5	-28,3	-21,3	-12,7	-81,7	81,7	-81,7	-163,0	66,2	
8	1,5...	1,3...	-5,1	-7,6	-23,0	-12,8	-11,9	311,0	373,0	62,1	-124,0	398	
9	1,6...	1,3...	-4,6	-5,5	-28,3	-20,9	-12,6	77,5	103,0	-1,0	-387,0	398	
10	1,6...	1,4...	-7,0	-8,4	-20,3	-17,1	-11,8	-81,7	327,0	-81,7	-163,0	120	
11	3,3...	2,8...	-11,8	-14,2	-28,3	-21,1	-12,7	81,7	327,0	-163	-327,0	66,2	
12	1,7...	1,3...	-6,3	-9,4	-22,3	-24,5	-11,9	409,0	491,0	-81,7	-245,0	398	
13	1,3...	1,1...	-4,0	-4,8	-28,3	-20,7	-12,6	51,0	107,0	-51,0	-255,0	398	
14	1,5...	1,0...	-10,7	-12,9	-20,3	-17,0	-11,8	-81,7	327,0	-81,7	-163,0	132	
15	10,0...	8,3...	-27,4	-32,9	-28,2	-22,6	-12,9	81,7	327,0	-163	-491,0	132	
16	2,0...	1,6...	-5,5	-8,3	-20,4	-25,6	-11,9	245,0	359,0	-81,7	-491,0	398	
17	2,9...	2,4...	-11,4	-13,7	-19,3	-13,6	-7,8	-81,7	409,0	-81,7	-409,0	66,2	
18	2,1...	1,7...	-5,6	-8,4	-19,3	-13,7	-15,7	245,0	323,0	-81,7	-491,0	398	
19	3,4...	2,9...	-10,1	-12,1	-28,3	-22,0	-12,2	-81,7	327,0	-81,7	-491,0	66,2	
20	1,8...	1,8...	-8,0	-9,6	-30,5	-20,2	-11,8	163,0	491,0	-81,7	-409,0	221	
21	1,7...	1,4...	-6,3	-7,6	-19,3	-12,6	-15,9	-81,7	327,0	-81,7	-327,0	308	

22	3,3...	2,8...	-10,9	-13,0	-19,3	-12,6	-15,8	81,7	409,0	-163	-409,0	132	
23	2,5...	2,1...	-8,4	-10,0	-19,3	-13,5	-15,7	81,7	327,0	-81,7	-409,0	262	
24	2,6...	2,2...	-10,0	-12,0	-19,3	-13,5	-15,6	81,7	409,0	-81,7	-409,0	132	
25	1,8...	1,5...	-7,0	-8,4	-19,3	-13,5	-15,7	81,7	409,0	-81,7	-409,0	216	
26	3,5...	2,9...	-11,3	-13,6	-19,3	-13,6	-15,7	81,7	409,0	-81,7	-409,0	132	
27	2,8...	2,4...	-9,8	-11,7	-19,3	-13,5	-15,7	81,7	409,0	-81,7	-409,0	199	
Серия III-Г. Численный пятифакторный эксперимент Н.Н.Петрова.													
1	-0,93...0,93	-0,78...0,78	-4,18	-5,02	-17,2...-34,4	-0,19...-10,3	-6,59...-13,2	-56,7	341	-56,7	-227	25,1	
2	-0,31...0,77	-0,49...0,92	-2,17	-3,26	-0,03...-16,9	-0,3...-12,9	-7,48...-15	37	37	-37	-111	-388	
3	-0,99...0,62	-0,82...0,62	-1,66	-3,33	-0,05...-15,5	-0,07...-11,4	-5,9...-11,8	145	182	-36,3	-109	28,2	
4	-9,55...5,42	-7,95...4,77	-36	-43,3	-6,48...-19,4	-7,39...-14,8	-4,27...-10,7	245	409	-4,9	-245	401	
5	0,22...0,44	0,15...0,44	-0,42	-0,84	-0,05...-34,1	-0,47...-22,1	-0,81...-14,3	-64	-42,6	-42,6	-85,3	25	
6	-1,58...3,51	-1,17...2,92	-12	-14,4	-0,03...-16,9	-0,3...-13,0	-0,42...-7,48	-81,7	327	-81,7	-409	402	
7	-1,65...0,94	-0,82...0,82	-5,45	-6,54	-8,88...-26,6	-0,08...-8,64	-2,65...-7,96	81,7	491	-81,7	-245	39,2	
8	-1,53...1,1	-1,27...1,1	-3,93	-5,89	-0,02...-15,2	-0,05...-15,9	-4,45...-8,9	315	315	52,4	-157	388	
9	-1,12...1,13	-0,94...0,94	-2,23	-4,46	-0,05...-34,5	-0,19...-12,7	-6,59...-13,2	122	204	-81,5	-245	24,1	
10	-16,8...27,5	-13,7...22,9	-98	-118	-0,15...-16,8	-0,37...-16,9	-0,45...-7,59	163	491	-81,7	-491	258	
11	-1,71...0,94	-1,14...0,85	-5,73	-6,89	-0,05...-18	-0,1...-9,04	-2,73...-8,18	81,7	491	-81,7	-163	39,2	
12	-1,3...0,86	-0,86...0,9	-3,37	-5,06	-0,02...-7,57	-0,04...-7,46	-2,27...-6,8	259	259	43,1	43,1	402	
13	-1,13...0,66	-0,93...0,66	-1,89	-3,78	-0,05...-9,16	-0,07...-12,6	-3,29...-13,2	165	248	-41,2	-124	50,7	
14	-1,98...1,46	-1,32...1,32	-7,68	-9,23	-0,03...-9,37	-0,06...-6,2	-3,18...6,36	163	491	-4,9	-491	191	
15	-1,42...1,38	-0,94...0,94	-5,56	-6,68	-0,06...-34,5	-0,19...-10,2	-0,39...-6,57	72,1	433	-144	-360	39,2	
16	-1,9...3,12	-1,56...3,12	-4,49	-10	-0,06...-16,9	-0,3...-12,8	-0,42...-15	325	325	-81,7	-491	402	

17	-1,56...1,33	-1,04...1,04	-6,14	-7,4	-0,04...-19,6	-0,11...-7,96	-0,22...-7,62	79,1	475	79,1	-464	78,5	
18	-0,96...0,83	-0,8...0,8	-1,91	-3,82	-0,04...-19,6	-0,11...-10,8	-7,6...-11,4	164	198	-32,9	-132	103	
19	-1,4...1,04	-1,16...0,93	-4,67	-5,61	-0,05...-19,7	-0,13...-10,7	-3,57...-11,2	60,8	365	-60,8	-182	53,5	
20	-3,84...5,33	-3,55...5,33	-20,5	-24,6	-0,05...-9,73	-0,13...-9,11	-3,97...-7,95	327	491	81,7	-491	398	
21	-2,15...1,78	-1,43...1,43	-7,75	-9,3	-0,04...-19,6	-0,11...-10,5	-3,8...-11,4	163	491	-81,7	-491	217	
22	-1,37...1,16	-1,14...1,14	-4,85	-5,83	-0,04...-19,6	-0,13...-8,86	-3,8...-11,4	115	344	-57,3	-286	119	
23	-1,41...1,57	-1,31...1,31	-5,72	-6,87	-0,04...-34,2	-0,19...-11,8	-6,8...-13,6	74,8	224	-74,8	-374	62	
24	-3,69...1,85	-3,07...1,84	-9,1	-13,7	-0,06...-16,1	-0,12...-10,4	-5,38...-8,07	245	491	-4,62	-409	271	
25	-1,84...1,54	-1,53...1,53	-6,87	-8,25	-0,04...-9,82	-0,12...-10,8	-3,8...-11,4	150	447	-74,9	-375	281	
26	-2,7...2,13	-2,25...1,8	-9,37	-11,3	-0,05...-9,83	-0,12...-10	-3,79...-11,4	245	491	-81,7	-491	236	
27	-1,51...1,27	-1,01...1,01	-5,34	-6,41	-0,04...-19,6	-0,11...-9,19	-3,81...-7,61	124	374	-62,2	-249	128	

4.3 Совершенствование инженерного метода расчета прочности приопорных участков исследуемых элементов.

Разрушение по нормальным сечениям возле опоры.

Проведенные экспериментальные исследования в III-A серии показали, что часть внецентренно растянутых железобетонных балок начала разрушаться по схеме A-1/ N_e (рис.4.7) от текучести верхней продольной арматуры вследствие недостаточного её количества ещё до приложения поперечной нагрузки F от действия внецентренно-приложенной продольной силы N . Не исключена также схема разрушения A-2/ N_n при недостаточном количестве нижней рабочей арматуры. При этом, характер образования (по всей высоте сечения) и раскрытия нормальных трещин свидетельствует, что имеет место, так называемый, 2-й случай внецентренного растяжения (случай малых эксцентриситетов). Все поперечное сечение является растянутым и в предельном состоянии (по прочности) по длине элемента образуются сквозные поперечные трещины. Поэтому, будем считать, что бетон в работе элемента в этом случае не принимает участия, а предельные усилия в нормальных сечениях, совпадающих с трещинами воспринимает одна арматура. Разрушение элемента наступает тогда, когда напряжение в продольной арматуре s или s' достигают предельных значений, т.е. нормативного сопротивления.

Условие прочности приопорного участка элемента ($M \leq M_u$) по схеме разрушения A-1/ N_e получим из условия $\Sigma M = 0$ относительно центра тяжести нижней арматуры:

$$Ne_s \leq R'_s A'_s (h_0 - a'_s), \quad (4.58)$$

откуда $N \leq R'_s A'_s (h_0 - a'_s) / e_s$ или $A'_s \geq Ne_s / R'_s (h_0 - a'_s)$.

Для схемы разрушения A-2/ N_n получим аналогично:

$$N \leq R_s A_s (h_0 - a'_s) / e'_s \text{ или } A_s \geq Ne'_s / R'_s (h_0 - a'_s).$$

Если окажется, что $e_s \geq h_0 - a'_s$, т.е. продольная сила находится за пределами поперечного сечения, то будет иметь место случай 1 (больших эксцентриситетов), при котором, как и при изгибе, часть поперечного сечения будет сжата, вторая часть - растянута.

Разрушение по наклонному сечению от преобладающего действия изгибающего момента (схема В/М).

Разрушение исследуемых элементов по указанной схеме происходит при достижении продольной нижней (рабочей) и поперечной арматурой расчетного (нормативного) сопротивления при минимальной высоте сжатой зоны бетона над наклонной трещиной ($X_t \leq a'_s$) или ее отсутствии ($X_t \rightarrow 0$), при этом, напряжение в бетоне сжатой зоны в конце пролета среза ($x=a$), как правило, не достигают максимальных значений ($\varepsilon_{e(a)} < \varepsilon_u, \varepsilon_{e(a)} \approx (0...100) \cdot 10^{-5}$). Пренебрегая работой растянутого бетона, условие прочности приопорного участка относительно центра тяжести верхней (монтажной) арматуры можно записать в виде:

$$M \leq M_s + M_{sw} = M_{SN} + M_{SF} + M_{sw}^F. \quad (4.59)$$

Дополнительное продольное усилие в рабочей арматуре в начале (в устье) наклонной трещины, вызванное поперечными нагрузками имеет вид:

$$N_{SF} = N_S - N_{SN} = R_s \cdot A_s - \sigma'_{SN} \cdot A_s = (R_s - \sigma_{SN}) A_s, \quad (4.60)$$

где N_{SN}, σ_{SN} , соответственно, продольная сила и нормальное напряжение в рабочей арматуре, обусловленные действием продольной растягиваемой силы N .

В общем виде условие прочности (4.59) можно представить так:

$$M = Q_{sup} \cdot a + N \cdot e'_s - R_s \cdot A_s \cdot Z_s - q_{sw} \cdot C_0^2/2=0,$$

$$\text{Откуда } Q_{sup} \leq [R_s \cdot A_s (h_0 - a'_s) + q_{sw} \cdot C_0^2/2 - N \cdot e'_s] / a, \quad (4.61)$$

где q_{sw} - интенсивность поперечного армирования;

C_0 - длина горизонтальной проекции опасной наклонной трещины на продольную ось балки. В проведенных опытах она колеблется в пределах (0,84 ... 2,56) h_0 . В практических расчетах относительную длину горизонтальной проекции опасной наклонной трещины рекомендуется определять по эмпирическим зависимостям, полученным из соответствующих математических моделей:

• для обычных однопролетных балок (серия I):

$$\begin{aligned} (C_0/h_0)_I = & 1,114 + 0,24(a/h_0 - 2) - 0,05 \left(\frac{\mu_{sw} - 0,0030}{0,0014} \right) + 0,06 \left(\frac{\mu_s - 0,0180}{0,0050} \right) - \\ & - 0,05(a/h_0 - 2) \left(\frac{\mu_{sw} - 0,0030}{0,0014} \right) + 0,06(a/h_0 - 2) \left(\frac{\mu_s - 0,0180}{0,0050} \right) - \\ & - 0,02 \left(\frac{B - 25}{10} \right) \left(\frac{\mu_{sw} - 0,0180}{0,0050} \right), \end{aligned} \quad (4.62)$$

где a/h_0 - относительный пролет среза; μ_{sw}, μ_s коэффициенты поперечного и продольного армирования балки, B - класс бетона в МПа;

• для внецентренно растянутых балок (серия III-A):

$$(C_0/h_0)_{III-A} = 1,246 - 0,007 \left(\frac{N_p / R_{bn} b h_0 - 0,200}{0,148} \right) + 0,002(e/h_0) / 0,25, \quad (4.63)$$

где $N_p/R_{bn} b h_0$ - уровень растягивающего продольного усилия N_p в железобетонном элементе с размерами поперечного сечения $b x h_0$, нормативное сопротивление бетона которого составляет R_{bn} ;

e/h_0 - относительный эксцентриситет приложения продольной силы;

• для внецентренно сжатых пролетных элементов (серия III-B):

$$\begin{aligned} (C_0/h_0)_{III-B} = & 1,43 + 0,25(a/h_0 - 2) + 0,063 \left(\frac{\mu_s - 0,0180}{0,0050} \right) + \\ & + 0,063(a/h_0 - 2) \left(\frac{\mu_s - 0,0180}{0,0050} \right) \end{aligned} \quad ; \quad (4.64)$$

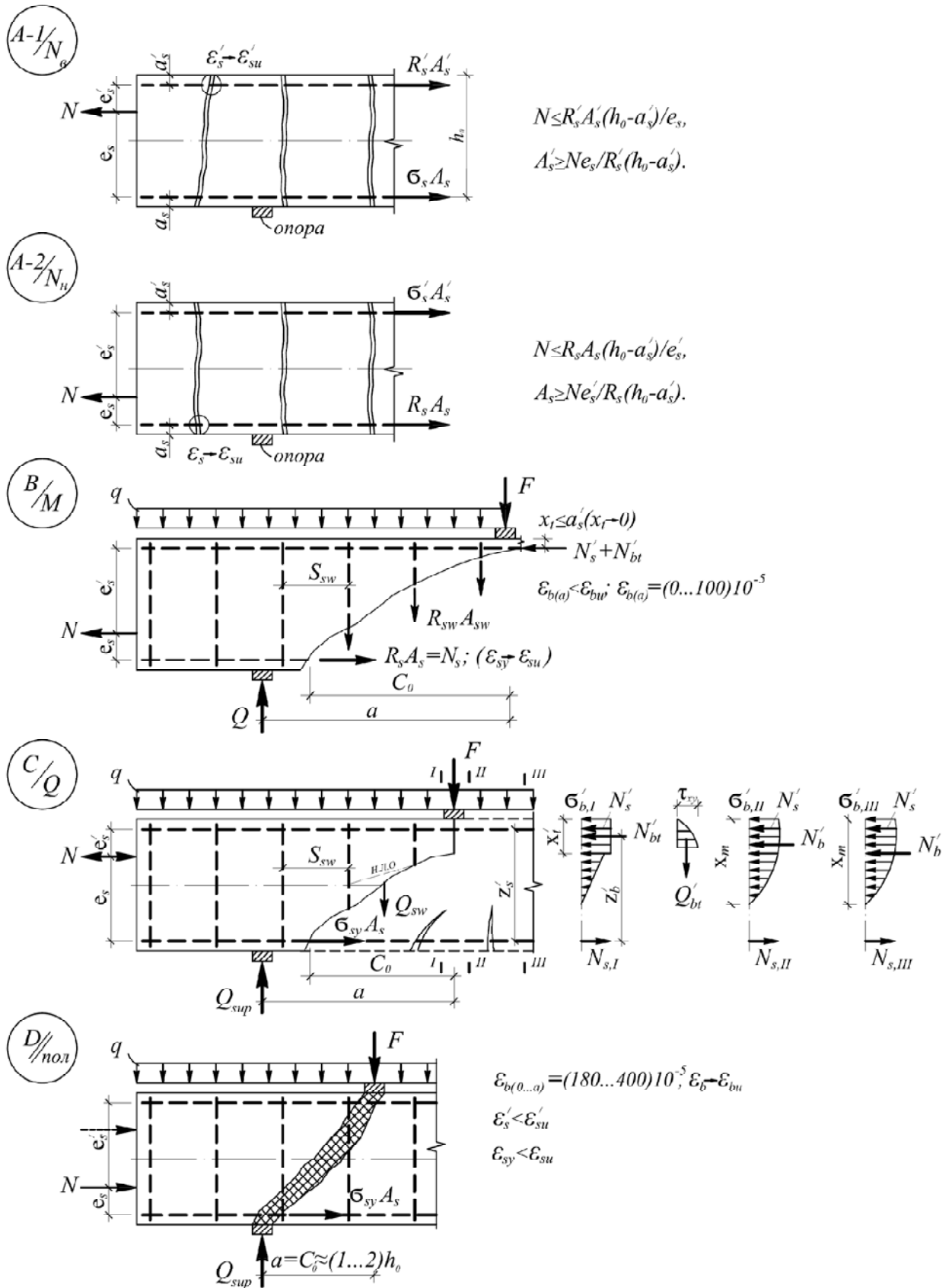


Рис 4.7. Основные схемы разрушения приопорных участков внецентренно растянутых, обычных и сжатых железобетонных балок.

- для предварительно напряженных балок таврового сечения (серия IV):

$$(C_0/h_0)_{IV} = 1,70 + 0,86(a/h_0 - 2) - 0,16\left(\frac{P/R_{bn}bh_0 - 0,292}{0,292}\right) - 0,09(a/h_0 - 2)\left(\frac{P/R_{bn}bh_0 - 0,292}{0,292}\right), \quad (4.65)$$

где $P/R_{bn}bh_0$ - уровень предварительного напряжения рабочей арматуры;

- для неразрезных железобетонных балок (серия V):

$$(C_0/h_0)_V = 1,37 + 0,56(a/h_0 - 2) - 0,06\left(\frac{B-25}{10}\right) - 0,07\left(\frac{\mu_{SW} - 0,0034}{0,0016}\right) - 0,21\left(\frac{\mu_{SH} - 0,0150}{0,0049}\right) + 0,17\left(\frac{\mu_{SB} - 0,0150}{0,0049}\right) - 0,05\left(\frac{\mu_{SB} - 0,0150}{0,0049}\right)^2 - 0,05(a/h_0 - 2)\left(\frac{B-25}{10}\right) - 0,07(a/h_0 - 2)\left(\frac{\mu_{SW} - 0,0034}{0,0016}\right) - 0,15(a/h_0 - 2) \cdot \left(\frac{\mu_{SH} - 0,0150}{0,0049}\right) + 0,12(a/h_0 - 2)\left(\frac{\mu_{SB} - 0,0150}{0,0049}\right) - 0,05\left(\frac{\mu_{SW} - 0,0034}{0,0016}\right) \cdot \left(\frac{\mu_{SH} - 0,0150}{0,0049}\right) + 0,05\left(\frac{\mu_{SW} - 0,0034}{0,0016}\right)\left(\frac{\mu_{SB} - 0,0150}{0,0049}\right) - 0,03\left(\frac{\mu_{SH} - 0,0150}{0,0049}\right) \cdot \left(\frac{\mu_{SB} - 0,0150}{0,0049}\right), \quad (4.66)$$

где μ_{SH} и μ_{SB} - коэффициенты армирования, соответственно, нижней и верхней зоны балки.

Напряжения (деформации) в продольной рабочей и поперечной арматуре от действия продольной и поперечной силы достаточно точно определяются методом конечных элементов, в частности посредством слоистой деформационной модели, в нелинейной постановке или примерно - по действующей нормативной методике.

Разрушения по наклонному сечению от преобладающего действия поперечной силы (схема C/Q).

Разрушение приопорного участка непереармованого исследуемого элемента по указанной схеме может произойти по наклонной трещине от разрыва поперечной арматуры и раздробления (смятия) бетона под вершиной наклонной трещины. При этом, напряжения (деформации) рабочей арматуры в начале наклонной трещины, как правило, не достигают максимальных значений (предела текучести).

Использование гипотез [24,30] предусматривает замену реального сечения элемента или конструкции расчетным со средними деформациями сжатого бетона и растянутой арматуры. Замена реальной криволинейной диаграммы деформирования бетона ломаной линией позволяет заменить криволинейный участок эпюры сжимающих напряжений на прямоугольную. Такой подход упрощает процедуру определения предельных усилий (например, изгибающего момента) без заметного влияния на точность результата. Но, если расчет производится не только на силовые, но и деформационные воздействия, то

предпочтение следует отдать криволинейным диаграммам состояния материалов, построенных по ЕС-2[146] или рекомендациям А.Н. Бамбуры [45], Н.И. Карпенком [77,78,79].

Очевидно, следует подчеркнуть, что представленное на схеме C/Q (рис.4.7) разрушение по наклонной трещине от преобладающего действия поперечной силы характерно для перearмированных пролетных железобетонных элементов. При этом, возможные силы зацепления в вершине наклонной трещины не учитываются, так как ширина ее раскрытия в таких элементах значительно больше от взаимного смещения ее берегов, что также экспериментально подтверждено в работе [35]. Экспериментально также было установлено [41], что высота сжатой зоны бетона посередине пролета имеет максимальное значение и постепенно уменьшается (в среднем, на 20%) по мере приближения к вершине наклонной трещины (места приложения сосредоточенной силы).

Непосредственно под сосредоточенной силой сжатая зона бетона разделяется вершиной наклонной трещины, как правило, на две (иногда на три) части: верхнюю, которая работает в пластической или близкой к ней стадии и нижнюю, характеризующуюся почти упругой работой бетона.

Разрушение непереармированного железобетонного элемента по нормальному сечению $III-III$ предусматривает достижение растянутой арматурой предельных деформаций, а сжатым бетоном - деформаций, меньших предельных, или таких, которые равны им.

Сначала определяются предельные усилия и несущая способность ($M_{u,m}$) в сечении $II-II$ без учета действия поперечной силы и местных напряжений σ_y , как при чистом изгибе по деформационному методу А.Б.Гольшева, А.Н.Бамбуры, А. И. Давиденко и др. [3,30,27] с вычислением высоты сжатой зоны $X_{m,M}$, напряжений в крайних сжатых волокнах бетона $\sigma'_{b,M}$ и сжатой арматуре $\sigma'_{s,M}$ с использованием соответствующего коэффициента упругости бетона ν_b , который подбирается методом последовательных приближений до заданной точности.

Предельные усилия и несущую способность ($M_{w,m}$) в сечении $II-II$ также легко можно определить с помощью адаптированной автором слоистой деформационной модели [4,27]

Согласно рекомендациям А.Н. Бамбуры, А.Б. Гольшева, А.И. Давиденко и др. [3,30,27] несущая способность (изгибающий момент $M_{w,M+Q}$), нормальные напряжения $\sigma'_{b,M+Q}$ в том же сечении $II-II$ определяется по соответствующей диаграммой $\sigma'_b - \varepsilon'_b$

при

$$\varepsilon'_{b,M+Q} = \varepsilon_b^* = \varepsilon_{bu} \cdot \varphi,$$

(4.67)

где ε_{bu} - предельные деформации сжатия бетона перед его разрушением;
 φ - коэффициент, который по данным [25,3] позволяет перейти от деформаций предельной сжимаемости в направлении главных сжимающих

напряжений. Коэффициент q_{lat} , учитывающий интенсивность и вид поперечного армирования по предложению [] определяется:

$$q_{lat} = \frac{R_{sw} A_{inc}}{S_{inc}} + \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_w} \sin \theta, \quad (4.68)$$

где θ угол уклона отгибов.

Анализ конструктивных решений пролетных железобетонных элементов последнего десятилетия показывает, что вследствие технологического несовершенства отгибы в настоящее время практически не используются.

Обработка данных [37] позволила получить адекватную математическую модель коэффициентов $\hat{\phi}$, которая после замены кодированных переменных на натуральные значения исследуемых факторов имеет вид:

$$\hat{\phi} = 0,176 + 0,311q_{lat} + 0,113(a/h_0) - 0,115q_{lat}^2 \quad (4.69)$$

и которая считается справедливой при изменении исследуемых факторов в пределах: $a/h_0 = 1 \dots 5$, $q_{lat} = 0,0 \dots 0,8 \text{ МН/м (МПа·м)}$.

Коэффициент упругости крайних сжатых волокон бетона вблизи вершины наклонной трещины перед разрушением определяется:

$$v_{bu}^* = v_{bu} / \hat{\phi} \quad (4.70)$$

В таком случае высота неразделенной наклонной трещиной сжатой зоны бетона в первом приближении ($\sigma'_{b,M+Q} = R_b$) в сечении II-II

$$X_{m,M+Q} = R_b h_0 / (R_b + \varepsilon_{su} \cdot v_{bu}^* E_b) \quad (4.71)$$

Деформации растянутой арматуры с физическим пределом текучести

$$\varepsilon_{su} = (R_s - \sigma_{sp}) / E_s \quad (4.72)$$

Для арматуры с условным пределом текучести

$$\varepsilon_{su} = (\beta R_s - \sigma_{sp}) / E_s + (1 - \beta) \cdot R_s / E_s \cdot \beta, \beta \geq 0,8. \quad (4.73)$$

$$\sigma'_{b,M+Q} = \frac{E_b v_{bu}^* X_{m,M+Q} (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sp})}{h_0 - X_{m,M+Q}} \quad (4.74)$$

$$\sigma'_{s,M+Q} = \frac{(E_s / E_b) \sigma'_{b,M+Q} (X_{m,M+Q} - a'_s)}{v_{bu}^* X_{m,M+Q}} - \sigma'_{sp} \quad (4.75)$$

Равнодействующая усилий в бетоне и верхней продольной арматуре

$$N'_{b,M+Q} = \left[(v_{bu}^* / 2) + (1 - v_{bu}^*) \right] X_{m,M+Q} \sigma'_{b,M+Q} b \quad (4.76)$$

$$N'_{s,M+Q} = \sigma'_{s,M+Q} A'_s \quad (4.77)$$

Плечо пары внутренних сил $N_{b,M+Q}$ и N_s в сечении II:

$$z_{b,M+Q} = h_0 \left\{ \frac{0,5 \left[(1 - v_{bu}^*) X_{m,M+Q} \right]^2 + 0,5 v_{bu}^* X_{m,M+Q} \left[0,33 v_{bu}^* X_{m,M+Q} + (1 - v_{bu}^*) X_{m,M+Q} \right]}{(1 - v_{bu}^*) X_{m,M+Q} + 0,5 v_{bu}^* X_{m,M+Q}} \right\}. \quad (4.78)$$

Максимальный изгибающий момент, который способен воспринять пролетный железобетонный элемент в сечении II-II с учетом действия поперечной силы, определяется:

$$M_{II} \leq M_{u,M+Q} = N'_{b,M+Q} z'_{b,M+Q} + N'_{s,M+Q} (h_0 - a'_s), \quad (4.79)$$

где $M_{II} = M_{(F+q)} + N \cdot e_s$ - момент внешних сил, расположенных по одну сторону от сечения $II-II$, относительно оси, проходящей через центр тяжести продольной растянутой арматуры.

Очевидно, что при неизменном количестве продольной арматуры должно сохраняться условие в сечении $II-II$:

$$0,99M_{u,M} \leq M_{u,M+Q} \leq 1,01M_{u,M} \quad (4.80)$$

Если условие (4.23) не удовлетворяется, то при $M_{u,M} \leq M_{u,M+Q}$ во втором и последующих приближениях нужно увеличивать v_{bu}^* по сравнению с предыдущим значением, а при $M_{u,M+Q} < M_{u,M}$ - наоборот, уменьшать.

Анализ собственных экспериментальных исследований и данных других авторов [60,84,110] свидетельствуют о том, что распределение нормальных напряжений в сечении $I-I$ близко к идеализированной ступеньчатой прямоугольной эпюре с нулевыми значениями вблизи вершины нормальной трещины и разрывом со скачком над вершиной наклонной трещины.

Непосредственно под вершиной наклонной трещины величина $\bar{\sigma}'_b = (0,3...0,7)R_b$, что подтверждается данными [84,110].

Бетон сжатой зоны над вершиной наклонной трещины находится в условиях плоского напряженного состояния, характеризуется нормальными сжимающими напряжениями, и вертикальными местными сжимающими напряжениями. Как показали исследования [3], прочность бетона при двухосном сжатии возрастает. С учетом класса бетона ее можно представить:

$$\sigma_{b1} = R_b \left[1 + 1,38 \left(\frac{\sigma_{b2}}{R_b} \right) - 1,15 \left(\frac{\sigma_{b2}}{R_b} \right)^2 \right], \quad (4.81)$$

где $\sigma_{b1} = \sigma'_{bx} = \sigma'_{b,I}$ - нормальные сжимающие напряжения, параллельные продольной оси элемента;

$\sigma_{b2} = \sigma'_{by}$ - местные нормальные сжимающие напряжения, перпендикулярные к этой оси.

Для однородного изотропного тела в виде полубесконечной пластины толщиной b , к которой с известным приближением можно отнести нетреснувшую зону бетона, теория упругости для равномерно распределенной на отрезке $2d$ прямолинейного края нагрузки интенсивностью q предлагает следующее выражение:

$$\sigma_{by}^q = \frac{q}{\pi b} \left\{ \left[\arctg \left(\frac{2d}{x^2 + y^2 + 2dx} \right) - \frac{xy}{x^2 + y^2} + \frac{(x+2d)y}{(x+2d)^2 + y^2} \right] \cos \alpha + \left[\frac{(x+2d)^2}{(x+2d)^2 + y^2} - \frac{x^2}{x^2 + y^2} \right] \sin \alpha \right\}, \quad (4.82)$$

где x, y - координаты исследуемой точки нормального сечения элемента шириной b , начало которых лежит на его поверхности и разделяющей отрезок d пополам;

α - угол наклона нагрузки к вертикали.

При действии сосредоточенной силы соответствующее решение получим из выражения (4.25) путем перехода $\sigma_y^F = \lim_{2d \rightarrow 0} \sigma_y^q$:

$$\sigma_{by}^F = \frac{2F}{\pi \cdot b} \left[\frac{y^3}{(x^2 + y^2)^2} \cos \alpha + \frac{xy^2}{(x^2 + y^2)^2} \sin \alpha \right] \quad (4.83)$$

При действии нескольких сосредоточенных сил в качестве опасных рассматривают наклонные трещины с вершиной под каждой силой.

При действии равномерно распределенной нагрузки вершина наклонной трещины для балок ($l/h_0 > 10$) располагается на расстоянии $a = [0,45 - 0,02(l/h_0)]l$.

Для определения предельных значений касательных напряжений над вершиной наклонной трещины воспользуемся критерием прочности при плоском напряженном состоянии [110], согласно которому с учетом $\overline{\sigma'_b} \leq 0,7R_b$, $R_b \leq 80 \text{ МПа} = 8,0 \text{ кН/см}^2$ и сопротивления осевому растяжению R_{bt}

при $\sigma'_{by} \leq \frac{mR_b}{(\lambda + m)}$

$$\tau_{xy,zp} = R_{bsh} = \left[1 + \frac{\lambda - m}{m} \left(\frac{\sigma'_{by}}{R_b} \right) \right] \cdot \sqrt{\frac{1}{4 \cdot \lambda \cdot m}} \cdot R_{bt}; \quad (4.84)$$

$$\text{при } \sigma'_{by} > \frac{mR_b}{(\lambda + m)}, \quad \tau_{xy,zp} = R_{bsh} = \frac{1}{m} \sqrt{\frac{\sigma'_{by}}{R_b} - \left(\frac{\sigma'_{by}}{R_b} \right)^2} \cdot R_{bt}, \quad (4.85)$$

где $\lambda = 0,2 = 0,01R_{bt}$ (МПа); $m = R_{bt}R_b$.

При моделировании объемного напряженного состояния конструкции, как показала практика, целесообразно воспользоваться критерием прочности Г.А. Гениева, В.Н.Киссюка, Г.А. Тюпина [23], или В.М. Круглова [93] и др.

Длину горизонтальной проекции расчетного наклонного сечения авторы [23,93] рекомендуют определять:

- при действии сосредоточенной силы

$$C_0 = a(M_I - M_{crc}) / (M_I - N_e), \quad (4.86)$$

- при действии равномерно распределенной нагрузки

$$C_0 = 2a \left(\sqrt{1 - \frac{0,75(M_{crc} - N_e)}{M_I - N_e}} - 0,5 \right), \quad (4.87)$$

где $M_{crc} = R_{bt}W_{pl} + P \cdot e_{sp}$.

То есть, опасной авторы [23,93] считают трещину, ближайшую к опоре. При этом, по их мнению должно удовлетворяться требование $h_0 < c < 2h_0$, которое на практике не всегда выполняется, например, при $a = h_0$.

По данным [23,93] для железобетонной балки без поперечного армирования наклонная трещина начинается в том сечении, где плечо внутренней пары сил $N'_{bt} - N'_s$ уменьшается вдвое, откуда

$$C_0 = \left(\frac{t - 1 + \sqrt{t^2 + 6t + 1}}{4} \right) \cdot 0,9h_0, \quad (4.88)$$

где $t = a/0,9h_0$.

Для создания соответствующего запаса прочности для дальнейших расчетов рекомендуется принимать для каждого типа балок меньше из трех значений C_0 , определенных, соответственно, по (4.5) ... (4.9), (4.29) или (4.30) и (4.31).

Неизвестные высоту сжатой зоны X_t над вершиной наклонной трещины в сечении $I-I$, растягивающее усилие в продольные арматуре N_s в начале опасной наклонной трещины, поперечную силу (нагельный эффект) Q_s в той же арматуре можно найти из слоистой или обычной кончено-элементной модели балки или из условий равновесия внешних и внутренних сил, действующих и возникающих на припорном участке элемента:

$$\pm N = N'_{bt} + N'_s - N_s, \quad (4.89)$$

$$Q_I = Q'_{bt} + Q_{sw} + Q_s, \quad (4.90)$$

$$M_I = M_{II} = M_{U,M+Q} = M_{U,M} = N'_{bt}(h_0 - 0,5X_t) + N'(h_0 - a') + Q_s \cdot C_0 + Q_{sw} \cdot C_0/2, \quad (4.91)$$

$$\text{где } N'_{bt} = \sigma'_{b,I} \cdot A'_{bt}, \quad (4.92)$$

$$Q'_{bt} = \left(\frac{2}{3} \right) R_{bsh} \cdot A'_{bt}, \quad (4.93)$$

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot C_0 = R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot C_0 / S_w, \quad (4.94)$$

$$Q_s = M_1 / a = M_{U,M+Q} / a, \quad (4.95)$$

где A'_{bt} - часть сечения $I-I$ высотой X_t .

Если при расчете тавровых или двутавровых сечений оказалось, что $X_t > h'_t$, то в дальнейшем расчете принимают $A'_{bt} = b \cdot X_t$.

Учитывая принятый принцип непереармованности растянутой зоны бетона элемента, очевидно, что

$$\sigma_{s,I} = \sigma_{s,II} = \begin{cases} R_s & \text{для пластической стали,} \\ \beta R_s & \text{для арматуры с условным пределом текучести} \end{cases}$$

откуда $N_{s,I} = N_{s,II} = R_s A_s$ или $\beta R_s A_s$.

Изгибающий момент (несущая способность) в сечении, проходящем через начало опасной наклонной трещины, относительно оси, совпадающей с центром тяжести растянутой арматуры.

$$M_{u0} = M_{u,M+Q} (1 - C_0/a) - N'(h_0 - a') + 0,5q_{sw} \cdot C_0^2. \quad (4.96)$$

Для железобетонных элементов с минимальным количеством сжатой продольной арматуры или без нее зависимость для определения высоты сжатой зоны бетона над вершиной опасной наклонной трещины с учетом (4.89), (4.91) и (4.96) для прямоугольного сечения, например, имеет вид квадратного уравнения относительно X_t

$$0,5\sigma'_b \cdot b \cdot X_t^2 + \left[\left(\frac{2}{3} \right) R_{bsh} \cdot C_0 - \sigma'_b h_0 \right] b \cdot X_t + M_{u0} = 0, \quad (4.97)$$

для которой соответствующие коэффициенты определяются:

$$B_1 = 0,5\sigma'_b \cdot b \quad (4.98)$$

$$B_2 = + \left[\left(\frac{2}{3} \right) R_{bsh} \cdot C_0 - \sigma'_b h_0 \right] b \quad (4.99)$$

$$B_3 = M_{u0} \quad (4.100)$$

и принятое решение с физическим

$$X_t = \frac{-B_2 - \sqrt{B_2^2 - 4B_1B_3}}{2B_1} \quad (4.101)$$

Экспериментально установлено, что в железобетонных элементах с относительно большим количеством продольной сжатой и поперечной арматуры ($\mu'_s \geq 0,006$ и $\mu_{sw} \geq 0,003$) при высоких уровнях нагрузки ($F \geq 0,9F_u$) вершина опасной наклонной трещины может достичь уровня верхней сжатой грани. Очевидно, что в таком случае усилия в сжатом бетоне перераспределяются. То есть, усилие N'_s увеличивается до предельного значения $N'_{S,пр.}$, а остаток N'_{bt} передается на нижнюю сжатую зону под наклонной трещиной, усилие Q'_{bt} исчезает и расчетная схема C/Q (рис.4.7) превращается в более простую B/M . Разрушение приопорного участка элемента в таком случае сопровождается разрывом поперечной арматуры, которую пересекает опасная наклонная трещина, и текучестью (разрывом) рабочей арматуры в начале этой трещины. Очевидно, что переход ко второй расчетной схеме на действие изгибающего момента и определение разрушающей поперечной силы нужно делать при $X_t \leq (a'_s \text{ или } 0,1h_0)$.

Величину поперечной силы, воспринимаемой растянутой продольной арматурой, авторы [24,30] рекомендуют находить из уравнения (4.90) при условии:

$$Q_s = Q_1 - \left(\frac{2}{3} \right) R_{bsh} \cdot b \cdot X_t - q_{sw} \cdot C_0 \leq [\hat{Q}_s], \quad (4.102)$$

где $[\hat{Q}_s]$ - допустимое значение величин нагельного эффекта продольной рабочей арматуры.

На основе экспериментально-теоретических исследований [38]

Работы железобетонных балок без поперечной арматуры или с минимальным его количеством в зависимости от величины пролета среза и диаметра продольной рабочей арматуры было установлено, что величина поперечной силы, воспринимаемой этой арматурой, изменяется в пределах 10...30% от разрушающей поперечной силы.

Выполнение широкомасштабные экспериментальные исследования $I-V$ серии показали, что для непереармованных обычных, неразрезных, внецентренно-растянутых и сжатых железобетонных элементов прямоугольных сечений с коэффициентами продольного и поперечного армирования, которые колеблются, соответственно, в пределах: $\mu_s = 0,010...0,023$ и

$\mu_{sw} = 0,0016 \dots 0,0050$ ($q_{sw} = 0,07 \dots 0,20 \text{ МПа} / \text{М}$), средние значения нагельного эффекта перед разрушением (разрывом поперечных стержней) составляют, в среднем, 2,3...3,0% и не превышают 8,0% для элементов с минимальным количеством поперечной арматуры ($\mu_{sw} = 0,0016$), наименьшим пролетом среза ($a = h_0$) и количеством рабочей арматуры $\mu_s = 0,023$. Аналогичные показатели нагельного эффекта наблюдаются и для предварительно напряженных тавровых железобетонных балок. В связи с тем, что предварительно напряженная арматура не связана с поперечной, этот эффект для указанных балок несколько больше (до 13,3%) при одновременном совпадении указанных конструктивных факторов и высоком уровне предварительного напряжения ($\approx 0,6P / R_{bn}bh_0$) рабочей арматуры.

После разрыва поперечных стержней, пересеченных наклонной трещиной, в процессе разрушения приопорного участка элемента в нижних и верхних волокнах продольной рабочей арматуры в начале опасной наклонной трещины напряжения достигают предела текучести и нагельный эффект имеет максимальное значение, но он уже не может помешать разрушению элемента в этом месте, поскольку $Q_s \ll Q_{sw}$.

Следовательно, достаточно обоснованным, на наш взгляд является ограничение величины начального эффекта для элементов без предварительного напряжения с указанным армированием:

$$\left[\hat{Q}_s \right] \leq 0,05Q_I = 0,05M_I / a \quad (4.103)$$

Нагельный эффект предварительно напряженной арматуры в тавровых железобетонных элементах рекомендуется определять по следующей эмпирической зависимости, полученной из соответствующей математической модели путем замены кодированных переменных на натуральные значения исследуемых факторов:

$$\begin{aligned} \left(\frac{\hat{Q}_s}{Q_u} \right) = & \left[5,6 - 3,0 \left(\frac{a/h_0 - 2,12}{1,06} \right) + 0,7 \left(\frac{b'_f/b - 3}{1} \right) + 0,8 \left(\frac{h'_f/h_0 - 0,27}{0,09} \right) - \right. \\ & - 2,2 \left(\frac{\mu_{sw} - 0,0038}{0,0018} \right) + 2,1 \left(\frac{P/R_{bn}bh_0 - 0,292}{0,292} \right) + 0,4 \left(\frac{\mu_{sw} - 0,0038}{0,0018} \right)^2 - \\ & - 0,7 \left(\frac{a/h_0 - 2,12}{1,06} \right) \left(\frac{h'_f/h_0 - 0,27}{0,09} \right) + 1,5 \left(\frac{a/h_0 - 2,12}{1,06} \right) \left(\frac{\mu_{sw} - 0,0038}{0,0018} \right) - \\ & \left. - 0,9 \left(\frac{a/h_0 - 2,12}{1,06} \right) \left(\frac{P/R_{bn}bh_0 - 0,292}{0,292} \right) + 1,5 \left(\frac{b'_f/b - 3}{1} \right) \left(\frac{h'_f/h_0 - 0,27}{0,09} \right) - \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & -0,9 \left(\frac{b'_f/b - 3}{1} \right) \left(\frac{\mu_{sw} - 0,0038}{0,0018} \right) + 0,5 \left(\frac{b'_f/b - 3}{1} \right) \left(\frac{P/R_{bn}bh_0 - 0,292}{0,292} \right) + \\
 & + 0,6 \left(\frac{h'_f/h_0 - 0,27}{0,09} \right) \left(\frac{P/R_{bn}bh_0 - 0,292}{0,292} \right) - 1,5 \left(\frac{\mu_{sw} - 0,0038}{0,0018} \right) \cdot \\
 & \cdot \left(\frac{P/R_{bn}bh_0 - 0,292}{0,292} \right) \Big] 10^{-2}.
 \end{aligned} \tag{4.104}$$

Из уравнения (4.89) получим значение продольной силы N_s в начале опасной наклонной трещины.

$$N_s = \sigma'_b \cdot A'_{bt} + \sigma'_s \cdot A'_s \pm N \tag{4.105}$$

При этом, должно сохраняться условие

$$N_s \leq N_{s,l} = \gamma_{s6} R_s A_s \tag{4.106}$$

где γ_{s6} - коэффициент, учитывающий работу арматуры классов *AIV* и выше.

Перед разрушением железобетонных элементов по схеме *C/Q*, т.е. от преобладающего действия поперечной силы, усилие N_s в начале наклонной трещины, как правило, составляет (0,6 ... 0,9) $N_{s,l}$. При невыполнении условия (4.106) расчетная схема *C/Q* нужно заменить на более простую *B/M*, предусматривающей расчет наклонного сечения на действие изгибающего момента при $Q_s = 0$, $Q'_{bt} = 0$ и для которой

$$M \leq M_s + M_{sw} = R_s A_s z'_s + q_{sw} \frac{C_0^2}{2} = M_l = Q_l a \tag{4.107}$$

При отсутствии поперечной арматуры прочность приопорных участков исследуемых элементов также можно определять по формулам (4.58) ... (4.107).

Разрушение железобетонных элементов по наклонной сжатой полосе между сосредоточенным грузом и опорой (схема *D/пол*).

Отечественные нормы рекомендуют выполнять расчет элементов на действие поперечной силы по наклонной сжатой полосе по следующим формулам:

- СНиП 2.03.01-84*: $Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0$;
- СНБ 5.03.01-98: $Q \leq \eta_{w1} \eta_{c1} f_{cd} b d$;
- СП-52-101-2003, СП52-102-2004: $Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0 = 0,3 R_b b h_0$.

Учитывая диалектическое единство представленных формул условие прочности наклонной сжатой полосы можно представить следующим выражением:

$$Q \leq \varphi^*_{b1} R_b b h_0, \tag{4.108}$$

где φ^*_{b1} - коэффициент, интегрально учитывающий влияние класса бетона, поперечного армирования и предварительного напряжения рабочей арматуры. Для обычных и внецентренно сжатых железобетонных балок с малым пролетом среза ($a/h_0 = 1$) опытным путем ($\varphi^*_{b1} = Q_u / R_b b h_0$) была получена адекватная

математическая модель этого коэффициента, которая после соответствующих преобразований приобрела вид:

$$\varphi^*_{b1} = 0,30 - 0,09(B - 25)/10 + 0,01(\mu_{sw} - 0,0035)/-0,00145, \quad (4.109)$$

где B -класс бетона в МПа,

μ_{sw} - коэффициент поперечного армирования приопорного участка.

Для предварительно напряженных железобетонных элементов этот коэффициент определяется по выражению:

$$\varphi^*_{b1} = 0,398 - 0,008B + 13,889 \mu_{sw} - 0,007 \frac{\sigma_{sp} \cdot A_{sp}}{bh_0}, \quad (4.110)$$

где $\frac{\sigma_{sp} \cdot A_{sp}}{bh_0}$ - приведенное усилие предварительного напряжения (МПа).

Сравнение результатов расчетов по предложенной методике (таб. 4.5) показало удовлетворительную их сходимость ($\nu=5,9...10,1\%$)и целесообразность применения на практике.

Таблица 4.5

Сопоставление расчетных значений несущей способности приопорных участков исследуемых элементов, определенных по различным авторским инженерным методикам

№ опыта	Расчетные значения Q_u , кН, определенные по рекомендациям						
	Опытные значения	п.4.3	адапт. С.Д.М	ПК «Лири 9.6»	ГП «НИИСК»	Л.А.Дорошкевич и др.	В.П.Митрофанов
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Серия III-A. Натурный двухфакторный эксперимент Н.Н.Петрова.							
1	33,63	35,02*	32,23	30,80	20,35	39,88*	20,81
2	63,99	59,75	68,23*	61,60	66,20*	56,30	54,80
3	54,89	61,35*	48,43	62,80*	67,80*	52,10	56,28*
4	85,25	86,07*	84,43	79,20	71,40	78,20	50,23
5	46,09	43,65	48,53*	48,00*	39,68	42,90	33,45
6	67,56	71,77*	63,34	70,40*	67,80	59,60	43,32
7	42,42	45,04*	39,80	57,60*	44,90*	33,10	35,00
8	72,80	70,40	75,20*	66,30	70,26	67,70	58,31
9	58,80	60,80*	56,80	62,10*	60,80*	48,40	51,22
$\nu = \frac{\sigma}{\hat{b}_{0,опыт}} - 100\%$		5,9	6,3	11,5	14,2	15,5	34,8
$\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2$		102,7	102,8	408,2	597,5	450,3	2547,3
$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2}{n-1}}$		3,6	3,65	7,1	8,6	7,5	17,8
$k_a = n_a/n$		0,66	0,33	0,55	0,44	0,11	0,11

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Серия III-Б. Численный пятифакторный эксперимент Н.Н.Петрова.							
1	20,89	19,51	20,93	22,30*	53,78*	19,63	29,04*
2	44,00	43,05	44,66	52,80*	—	—	—
3	135,51	136,7*	135,48	140,10*	—	—	—
4	49,62	48,83	49,00	51,40*	47,33	46,15	49,60
5	33,51	32,03	34,03*	48,10*	—	—	—
6	15,62	13,83	15,55	22,80*	20,40*	15,00	15,66
7	54,89	54,38	54,38	56,20*	50,50	75,49*	50,15
8	146,00	155,3*	146,10	101,50	—	—	—
9	75,64	65,2*	77,74*	79,20*	—	—	—
10	7,00	13,5*	8,52*	22,30*	16,18*	15,00*	16,27*
11	45,26	42,80	43,17	52,40*	42,80	19,63	34,73
12	122,12	122,75	120,65	127,60*	—	—	—
13	132,64	143,3*	131,27	145,20*	—	—	—
14	50,50	48,50	48,55	52,30*	48,50	15,00	54,98*
15	1,76	9,80*	3,14*	10,10*	49,00*	19,63*	12,29*
16	65,12	54,00	67,12*	70,40*	—	—	—
17	35,00	38,3*	37,34*	44,30*	38,30*	30,17	34,37
18	104,00	101,57	101,57	102,30	—	—	—
19	55,38	55,72	55,40	63,10*	55,72	50,98	40,27
20	55,50	55,61	55,40	61,30*	55,61	35,97	49,07
21	59,94	59,49	59,40	61,60*	59,49	49,94	49,23
22	50,94	51,25*	51,40*	57,20*	51,25*	45,10	36,08
23	28,00	18,00	19,90	26,50	18,32	42,68*	20,38
24	69,00	76,96*	77,01*	70,40*	71,81*	51,15	60,27
25	44,44	50,09*	50,23*	52,80*	50,09*	46,83*	38,78
26	66,44	60,00	60,56	66,30	60,61	46,83	46,19
27	55,00	55,39	55,40	61,60*	55,39	46,83	42,43
$v = \frac{\sigma}{\hat{b}_{0, \text{опыт}}} - 100\%$		10,1	6,4	18,2	21,3	27,4	19,4
$\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2$		817,9	236,2	3278,1	3633,6	4288,4	1756,5
$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2}{n-1}}$		5,6	3,0	11,2	11,8	12,8	8,2
$k_a = n_a/n$		0,37	0,33	0,85	0,29	0,18	0,14
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Серия III-В. Натурный пятифакторный эксперимент Н.И.Шепетюка.							
1	96,00	114,2*	97,05*	99,30*	63,88	42,33	124,53*
2	142,00	133,88	149,5*	144,60*	151,20*	137,52	142,00
3	129,00	133,8*	130,6*	138,20*	105,20	103,56	155,95*
4	51,00	51,40	59,68*	58,62*	38,14	76,52*	51,40
5	138,00	133,88	143,1*	141,50*	180,63*	138,95	148,85*
6	59,00	59,25	63,74*	64,70*	65,77*	41,86	59,25
7	73,00	76,59*	77,99*	78,10*	36,57	54,11	76,59*

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
8	134,00	133,88	139,0*	138,60*	105,29	81,32	133,99
9	155,00	143,00	162,1*	159,40*	179,80*	138,95	191,30*
10	73,00	72,20	74,24*	75,60*	64,36	41,86	72,20
11	44,00	44,00	52,49*	49,60*	38,52	24,79	44,00
12	120,00	133,8*	122,0*	127,30*	104,45	99,20	120,01
13	151,00	138,40	156,3*	156,00*	104,37	86,50	123,10
14	72,00	72,03	76,85*	74,00*	36,97	24,87	72,03
15	60,00	60,13	64,88*	63,20*	66,22*	42,33	60,13
16	121,00	133,8*	125,8*	131,40*	179,88*	137,52*	121,00
17	74,00	73,87	73,91	76,50*	50,37	33,20	73,87
18	144,00	133,88	144,14	147,60*	139,96	108,75	145,27
19	98,00	110,2*	103,4*	108,50*	98,60	86,30	110,29*
20	89,00	88,93	94,21*	93,20*	86,20	74,10	88,93
21	111,00	115,2*	112,5*	117,60*	71,89	75,30	115,23*
22	93,00	93,31	91,21	96,40*	72,95	76,20	93,31
23	104,00	105,7*	105,9*	108,30*	93,41	83,60	105,77*
24	100,00	101,0*	97,76	98,56	89,80	78,71	101,01
25	104,00	104,60	103,54	102,41	98,30	105,32*	104,60
26	100,00	102,2*	100,21	99,63	98,30	105,32*	102,28*
27	102,00	103,3*	101,87	101,75	98,30	105,32*	103,34*
$v = \frac{\sigma}{\hat{b}_{0, \text{опыт}}} \cdot 100\%$		7,1	4,5	6,1	25,6	27,8	11,9
$\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2$		1396,0	535,8	735,4	16510,6	22353,8	3950,2
$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2}{n-1}}$		7,3	4,5	5,3	25,2	29,3	12,3
$k_a = n_a/n$		0,40	0,74	0,85	0,22	0,18	0,37
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Серия III-Г. Численный пятифакторный эксперимент Н.Н.Петрова.							
1	76,51	76,61	76,83	82,10*	53,78	69,89	77,81*
2	117,03	107,02	120,3*	123,40*	144,78*	100,87	118,31*
3	123,51	125,0*	122,80	127,30*	136,74*	127,73*	181,79*
4	57,01	56,85	54,14	57,40	47,33	41,17	55,46
5	135,01	125,00	137,3*	142,30*	136,74*	126,59	160,73*
6	68,51	68,86	68,69	70,40*	48,74	45,51	71,01*
7	65,01	65,01	62,28	70,20*	50,50	77,68	64,85
8	105,53	107,0*	105,76	114,30*	144,78*	93,64	105,15
9	139,53	137,26	140,1*	145,20*	143,39*	114,93	154,69*
10	50,26	50,20	48,73	57,60*	54,51*	32,47	49,66
11	63,27	63,27	62,24	70,50*	47,54	55,35	63,31
12	108,03	101,77	109,9*	112,40*	136,32*	87,59	109,74*
13	143,56	137,30	145,6*	149,60*	143,39	144,02*	165,36*
14	54,27	54,13	54,19	58,20*	51,10	45,31	52,88
15	59,26	59,26	56,79	62,10*	49,00	46,71	59,22

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
16	104,04	101,77	104,53	110,80*	136,32*	77,08	104,82
17	50,00	50,06	60,2*	66,10*	50,37	49,03	51,72
18	133,30	133,30	123,10	136,50*	139,96*	93,79	146,80*
19	95,00	95,52	96,65*	101,30*	72,47	78,73	107,78*
20	81,00	81,11	79,42	88,40*	72,47	56,58	82,03*
21	93,26	93,43	91,13	96,80*	74,94	69,15	95,06*
22	84,26	84,33	86,46*	88,90*	69,95	69,73	85,41*
23	96,00	96,53	92,81	101,60*	73,27	67,75	100,62*
24	85,00	85,03	88,26*	92,30*	71,81	70,81	85,57
25	102,00	103,3*	93,04	105,10*	72,47	86,29	110,85*
26	74,00	73,99	83,03*	87,30*	72,47	67,80	73,69
27	89,00	89,12	88,80	92,40*	72,47	86,29	90,60*
$\nu = \frac{\sigma}{b_{0,опыт}} 100\%$		6,8	5,7	7,3	25,6	20,8	15,7
$\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2$		296,1	457,7	1190,9	8942,6	8348,5	5238,3
$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2}{n-1}}$		3,4	4,2	6,8	18,5	17,9	14,2
$k_a = n_a/n$		0,11	0,37	0,96	0,33	0,07	0,59

Разнообразие сложных напряжённо-деформированных состояний и форм разрушения опытных образцов-балок делает невозможным создание простой и, в тоже время, одной универсальной расчётной модели приопорного участка для разных типов конструкций, которая адекватно отображала бы влияние как конструктивных факторов, так и факторов внешнего воздействия на их несущую способность.

Экспериментальная проверка показала, что разрушение пролётных железобетонных элементов балочного типа по схеме $A-I/N_g$ или $A-I/N_n$ возможно при недостаточном количестве, соответственно, верхней или нижней продольной арматуры, или при наличии чрезмерной растягивающей продольной силы ещё до приложения поперечной нагрузки.

Разрушение по схеме B/M по наклонному сечению от преобладающего действия изгибающего момента свойственно неперearмированным предварительно напряженным элементам, а также обычным и неразрезным балкам с минимальным количеством рабочей арматуры.

Разрушение по схеме C/Q по наклонной трещине от преобладающего действия поперечной силы имеет большее, по сравнению с другими схемами, распространение и присуще железобетонным элементам с большими и средними пролётами среза со средним и большим содержанием продольной рабочей арматуры.

Разрушение по схеме $D//пол$ по наклонной сжатой полосе происходит, как правило, во внецентренно сжатых железобетонных балках с малыми пролётами среза.

Инженерные методики расчёта прочности приопорных участков исследуемых пролётных железобетонных элементов по той или иной возможной схеме целесообразно объединить в один инженерный метод, суть которого состоит в том, что с помощью усовершенствованной слоистой деформационной модели или метода конечных элементов моделируется напряженно-деформированное состояние отдельных нормальных сечений, а через них - прочность приопорных участков и наклонных сечений.

Зная соотношение конструктивных факторов и факторов внешнего влияния можно поочерёдно рассмотреть все схемы разрушения приопорного участка исследуемого элемента и определить соответствующее разрушающее усилие. Очевидно, что за основу следует взять минимальную её несущую способность.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Выполненные экспериментально-теоретические исследования позволили сделать достоверную качественную и количественную комплексную оценку влияния конструктивных факторов и факторов внешнего воздействия на прочность, деформативность и трещиностойкость внецентренно растянутых и сжатых изгибаемых железобетонных элементов как в отдельности, так и во взаимодействии друг с другом. Установлено, что наличие внецентренно приложенной растягивающей продольной силы существенно (до 3,5 раз) снижает, а сжимающей силы – на 20% увеличивает прочность их приопорных участков. Вычисленные по деформационному методу значения моментов трещинообразования в исследуемых балках превышают на 10...20% опытные данные, из-за начальной технологической поврежденности бетона. Установлены закономерности измерения длины проекции опасной наклонной трещины и высоты сжатой зоны бетона над ней и их зависимость от соотношения исследуемых факторов. Эффективная работа поперечной арматуры, снижает нагельный эффект (до 5%) продольной нижней и верхней арматуры в опытных балках.

Изучен механизм деформирования приопорных участков исследуемых элементов, что позволило сформулировать критерии и выделить пять возможных схем их разрушения: *A-1/N_b*, *A-2/N_n*, *B/M*, *C/Q*, *D/пол*.

Сравнение опытных и расчетных значений прочности приопорных участков обычных, опытных образцов балок, определенных в соответствии с рекомендациями различных национальных норм показано, с одной стороны, неудовлетворительную их сходимость (коэффициент вариации $\nu = 20...74\%$), а с другой стороны, - недостаточную надежность расчетных формул этих норм, особенно для образцов с большими пролетами среза.

Наиболее распространенные авторские методики хотя и показывают лучшую сходимость опытных данных и расчетных значений прочности наклонных сечений исследуемых элементов ($\nu = 14...35\%$), все же не в

состоянии в полной мере отразить влияние на неё всех значимых конструктивных факторов и факторов внешнего воздействия.

Предлагаемая инженерная методика расчёта прочности приопорных участков рассматриваемых конструкций предполагает поочерёдное рассмотрение всех возможных схем их разрушения и адекватно отражает влияние исследуемых факторов на их несущую способность ($\nu < 10\%$)

Исследования показали, что нелинейный конечно–элементный расчет на основе общей механики железобетона с трещинами и использованием феноменологических критериев прочности, позволяет моделировать любое напряженно–деформированное состояние конструкции и проследить за всеми этапами ее работы, включая разрушение.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бажант З. Эндохронная теория неупругости и инкрементальная теория пластичности / З. Бажант // Механика деформируемых твердых тел. Направления развития. – М.: Мир, 1983. – С.189-229.
2. Балан Т.А. Определяющие соотношения для бетона при сложном непропорциональном нагружении и нагреве / Т.А. Балан, С.Ф. Клованич // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. - №2. – С.39-44.
3. Бамбура А.М. Основні положення розрахунку бетонних та залізобетонних конструкцій по національному нормативному документу, що розробляється / А.М. Бамбура, А.Я. Барашиков, О.Б. Гурківський // Будівельні конструкції. Зб. Наукових праць у 2-ох томах. – Київ.: НДІБК, 2005. – Том 1. – с.36-43.
4. Бамбура А.Н. Использование полных диаграмм деформирования бетона в расчетах балок на деформируемом основании / А.Н. Бамбура, А.И. Давиденко // Совершенствование методов расчета и проектирования современных видов строительных конструкций: тезисы докладов научно-практ.конф. – Ровно, 1988. – С. 93-94.
5. Бамбура А.Н. К оценке прочности железобетонных конструкций на основе деформационного подхода и реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры / А.Н. Бамбура // Бетон на рубеже третьего тысячелетия.- Материалы 1-й Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона. – Москва: МИ.- 2-я книга. – С. 750-757.
6. Барашиков А.Я. Способ определения изгибной и сдвиговой жесткостей в плоскости железобетонных и армоцементных панелей с трещинами при расчете зданий на статические и сейсмические воздействия / А.Я. Барашиков, В.И. Колчунов, Чунг Хоа Нгуей // Строительные конструкции. – К., Будівельник, 1993. – Вып. 45-46. – С. 48-51.
7. Барзилович Д.В. Тенденції розвитку української нормативної бази проектування залізобетонних конструкцій / Д.В. Барзилович, Ю.С. Слюсаренко, А.М. Бамбура // Наук.-техн. проблеми сучасн.

- залізобетону. Зб. наук. праць, вип. 59, книга 1. - Київ.: НДІБК, 2003. - С. 30-33.
8. Белобров И.К., Пузанков А.И. Прочность и деформации сжато-изогнутых железобетонных элементов при однократном кратковременном динамическом нагружении. - Б кн.: Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности.- М., 1960, с. 168-182.
 9. Березюк А.Н. К расчету на поперечную силу элементов кольцевого сечения / А.Н.Березюк // Бетон и железобетон, 1974, № 6, С. 36-37.
 10. Беспаяев А.А. Прочность внецентренно сжатых элементов по поперечной силе. / А.А. Беспаяев, В.С. Боргатин // Бетон и железобетон, 1982, В 6, с. 41-42.
 11. Бліхарський З.Я. Методика розрахунку залізобетонних конструкцій, відновлених після корозії / З.Я. Бліхарський, Р.В. Вашкевич, Р.Ф. Струк // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса «Місто майстрів», 2004. – с.41-47.
 12. Бліхарський З.Я., Напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій в агресивному середовищі при дії навантаження: Дисертація... докт. техн. наук.:05.23.01- Львів, 2005.-357.
 13. Бондаренко В.М. Железобетонные и каменные конструкции: учебник для студентов вузов по специальности ПГС / В.М. Бондаренко, Д.Г. Суворкин. – М.: Высшая школа, 1987. с. 169-180.
 14. Боришанский М.С. Исследование работы внецентренно сжатых железобетонных элементов / М.С. Боришанский // Проект и стандарт. – 1936. – №6 – С.10-26.
 15. Боришанский М.С. К. Образование косых трещин в стенках предварительно напряженных балок и влияние предварительного напряжения на прочность под действием поперечных сил / М.С. Боришанский, Ю. К. Николаев // Прочность и жесткость железобетонных конструкций. НИИЖБ М.; Стройиздат. 1968 - С. 5-56.
 16. Боришанский М.С. Новые данные о сопротивлении изгибаемых элементов действию поперечных сил / М.С. Боришанский // Вопросы современного железобетонного строительства [ЦНИПС]. – М.: Госстройиздат, 1952. – С. 136-152.
 17. Боришанский М.С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах по стадии разрушения / М.С. Боришанский. – М.Л.: Госстройиздат, 1946. – 79 с.
 18. Виршилас В.И., Статистический анализ прочности балок в наклонных сечениях / В.И. Виршилас, А.Л. Шнюкшта, А.П. Кудзис // Перспективы развития бетона и железобетона : мат-лы к VII Всесоюзн. конф. – Вильнюс: Изд-во Вильнюсского ИСИ, 1972. – С.45-48.
 19. Вознесенский В.А. Статические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях / В.А. Вознесенский. - 2-е изд., испр. и доп. - М: Финансы и статистика, 1981, 215 с.

20. Гвоздев А.А. К расчету прочности наклонных сечений железобетонных элементов / А.А. Гвоздев, А.С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1978. – №11. – С. 38, 39.
21. Гвоздев А.А. Прочность элементов с двухзначной эпюрой моментов на действие поперечных сил / А.А. Гвоздев, А.С. Залесов, Х.А. Зиганшин // Бетон и железобетон. - 1982, №3 - с. 38-39.
22. Гвоздев А.А. Силы зацепления в наклонных трещинах / А.А. Гвоздев, А.С. Залесов, И.А. Титов // Бетон и железобетон. – 1975. – №7. – С. 44-45.
23. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
24. Голишев О.Б. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій і з опору залізобетону / О.Б. Голишев, А.М. Бамбура. - К.: Логос, 2004.-340с.
25. Голышев А.Б. Железобетонные конструкции /А.Б. Голышев, В.П. Полищук, В.Я. Бачинский: Под ред. А.Б. Голишева. – К.: Логос. 2001.- 420с.
26. Голышев А.Б. Расчет железобетонных стержневых систем с учетом фактора времени. / А.Б. Голышев, В.П. Полищук, И.В. Руденко //- К.: Будівельник, 1984.-128с.
27. Голышев А.Б. Экспериментальные исследования железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы / А.Б. Голышев, В.И. Колчунов, Г.А. Смоляго // Исследования строительных конструкций и сооружений. – М., 1980. – С. 26-42.
28. Городецкий А.С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. – Киев – Харьков, 2003. – 889 с.
29. Гришин А.В. Расчет упругопластических слоистых стержней при сложном нагружении / А.В. Гришин, В.А. Гришин // Будівельні конструкції: зб. наук. праць, вип. 52. -Київ.: НДІБК, 2000. С.71-75.
30. Давиденко А.И. К расчету прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента с использованием полной диаграммы деформирования бетона/А.И. Давиденко, А.Н. Бамбура, С.Ю. Беляева, Н.Н. Присяжнюк// «Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій». – Львів: Каменяр,2007. - Вип.7 – С.209-216.
31. Дорофеев В.С. Несущая способность наклонных сечений железобетонных балок с учетом воздействия продольных растягивающих сил / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Н.Н. Петров // Проблемы современного бетона и железобетона: сборник трудов в двух частях. Ч.1. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: 2009. – Часть 1. – С. 210-220.
32. Дорофеев В.С. О необходимости и постановке системных экспериментальных исследований прочности, трещиностойкости и деформативности приопорных участков изгибаемых железобетонных элементов, испытывающих сложные деформации, с целью уточнения и развития методов их расчета / Дорофеев В.С., Карпюк В.М., Аветисян А.Г., Крантовская Е.Н., Карпюк Ф.Р., Шепетюк Н.И., Ярошевич Н.Н. // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. Будівельні

- конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – К.: НДБІК 2005. – Том 2. – С160-167.
33. Дорофеев В.С. Прочность наклонных сечений внецентренно растянутых железобетонных балок / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Н.Н. Петров // Теоретичні основи будівництва. Збірник наукових праць Придніпровської державної академії будівництва та архітектури та Варшавського технічного університету. – Варшава: 2009. - №17. – С. 391-398.
 34. Дорофеев В.С. Прочность наклонных сечений неразрезных железобетонных балок / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Е.Н. Крантовская, А.Н. Петров, Н.Н. Петров. // Вісник одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2006. – Вип. №24. – С. 85-94.
 35. Дорофеев В. С. Дослідження міцності приопорних ділянок позацентрово розтягнутих залізобетонних балок / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, М.М. Петров, Н. К. Височан, Д. О. Бондаренко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. №33. –Одеса, Тов. «Зовнішрекламсервіс», 2009.-С.63-72.
 36. Дорофеев В.С. Вдосконалення інженерного методу розрахунку несучої здатності похилих перерізів нерозрізних залізобетонних балок / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, О.М. Крантовська, М.М. Петров, О.М. Петров // Вісник одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2007. – Вип. №26. – С. 164-171.
 37. Дорофеев В.С. Деформаційний метод розрахунку міцності приопорних ділянок залізобетонних конструкцій / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Ф.Р. Карп'юк, Н.М. Ярошевич // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. №31. –Одеса, Тов. «Зовнішрекламсервіс», 2008.-С.141-150.
 38. Дорофеев В.С. Методика експериментальних досліджень міцності похилих перерізів розтягнутих прогінних залізобетонних елементів / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, М.М. Петров // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. – Рівне: 2008. – Ч. 2, №16. – С. 105-109.
 39. Дорофеев В.С. Міцність приопорних ділянок позацентрово стиснутих або розтягнутих прогінних елементів / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, М.М. Петров // Вісник національного університету «Львівська політехніка». – Львів: 2010. – №662. – С. 160-168.
 40. Дорофеев В.С. Міцніцність приопорних ділянок залізобетонних балок при наявності поздовжніх сил / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, М.М. Петров //
 41. Дорофеев В.С. Моделювання напружено-деформованого стану розтягнуто-зігнутих прогінних залізобетонних елементів / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, М.М. Петров, А.В. Коваль // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. – Рівне: 2008. – №17. – С. 145-155.
 42. Дорофеев В.С. Нелінійний скінчено-елементний розрахунок звичайних, нерозрізних та позацентрово стиснутих залізобетонних балок / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, М.М. Петров, К.Е. Полянська //

43. Дорофєєв В.С. Несуча здатність похилих перерізів позацентрово стиснутих або розтягнутих залізобетонних балок / В.С. Дорофєєв, В.М. Карпюк, М.М. Петров // Теоретичні основи будівництва. Збірник наукових праць Придніпровської державної академії будівництва та архітектури та Варшавського технічного університету. – Варшава: 2010. - №18. – С. 345-352.
44. Дорофєєв В.С. Результати досліджень несучої здатності похилих перерізів позацентрово розтягнутих залізобетонних елементів / В.С. Дорофєєв, В.М. Карпюк, М.М. Петров // Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава: 2009. – Вип. №3 (25), т. 3. – С. 88-96.
45. Дорофєєв В.С. Розрахунок міцності похилих перерізів нерозрізних залізобетонних балок / В.С. Дорофєєв, В.М. Карпюк, О. М. Крантовська, М.М. Петров // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. – Рівне: 2009. – №19. – С. 138-149.
46. Дорофєєв В.С. Розрахунок несучої здатності приопорних ділянок прогінних залізобетонних елементів за зарубіжними нормативними документами / В.С. Дорофєєв, В.М. Карпюк, О. М. Крантовська, М.М. Петров, М.Ю. Мержиєвська //
47. Дорошкевич Л.А. Инженерный метод расчёта поперечной арматуры в железобетонных конструкциях / Л.А. Дорошкевич // В кн.: Вопросы современного строительства. Вестник Львовского политехнического института. – Львов, 1971. – №51. – С. 76-84.
48. Дорошкевич Л.А. Некоторые замечания о расчётах наклонных сечений железобетонных балок / Л.А. Дорошкевич // Вопросы современного строительства. Вестник Львовского политехнического института. – Львов, 1971. – №35. – С.76-84
49. Дорошкевич Л.А. Нестандартный метод расчета поперечной арматуры железобетонных изгибаемых элементов/ Л.А. Дорошкевич, Б.Г. Демчина, С.Б. Максимович, Б.Ю.Максимович // Проблемы современного бетона и железобетона. Сб. науч. тр. в 2х частях. Часть 1. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: НП ООО "Стринко", 2007. – С.164-177.
50. Дорошкевич Л.О. До питання розрахунку поперечної арматури у залізобетонних балках / Л.О. Дорошкевич, Б.Г. Демчина, С.Б. Максимович // Зб. наук. праць. "Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій". Вип.4. – Львів: Каменяр, 2000. – С. 440-447.
51. Дорошкевич Л.О. Міцність похилих перерізів залізобетонних плит безбалочних безкапітельних перекриттів / Л.О. Дорошкевич, Б.Г. Демчина, С.Б. Максимович, Б.Ю. Максимович // Современные проблемы строительства: ежегодный научно-техн. сб. – Донецк: "Донецкий промстройиниипроект", 2007. – № 5 (10). – С.164-173.
52. Дорошкевич Л.О. Пропозиції до розрахунку міцності похилих перерізів згинаних залізобетонних елементів (до розділу 4.11.2 ДБН В.2.6) / Л.О. Дорошкевич, Б.Г. Демчина, С.Б. Максимович, Б.Ю.Максимович //

- Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: Зб. наук. праць – К.: НДІБК, 2007. – Вип.. 67. - С. 601-612.
53. ДСТУ Б.В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). Изделия строительные бетонные и железобетонные сборные. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.- Киев: Госстрой Украины, 1994.
54. ДСТУ3760-98. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия/ Госстрой Украины. - Киев. 1998.
55. Ершова Н.И. К вопросу появления трещин вдоль продольной арматуры железобетонных изгибаемых элементов в зоне скалывания / Н.И. Ершова // Вопросы современного строительства. Вестник Львовского ордена Ленина политехнического института. – Львов. – 1971. – №63. – С. 3-7.
56. Жекевичюс Й. Й. Исследование по наклонным сечениям двухскатных железобетонных балок двутаврового сечения методом планирования эксперимента / Й.Й. Жекевичюс, А.П. Кудзис // Перспективы развития бетона и железобетона. Материалы к VII Всесоюзной конференции. – Вильнюс: Изд-во Вильнюсского инженерно-строительного института, 1972. – С. 49-53.
57. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования / [Н.П. Блещик, Д.Д. Жуков, Д.Н. Лозовский, В.Г. Козачек, А.А. Кондратчик, Т.М. Пецольд, Д.П. Подобед, Н.А. Рак, В.В. Тур, И.М. Шуберт]: под ред. Т.М. Пецольда, В.В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003-380с.
58. Залесов А.С. Несущая способность железобетонных элементов при действии поперечных сил / А.С. Залесов, О.Ф. Ильин // Бетон и железобетон. – 1973. – №6. – С. 19-20.
59. Залесов А.С. Новые методы расчета железобетонных элементов по нормальным сечениям на основе деформационной расчетной модели / А.С. Залесов, Е.А. Чистяков, И.Ю.Ларичева // Бетон и железобетон. – 1997. - №5. – С. 31-34.
60. Залесов А.С. Расчет прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил и кручения / А.С. Залесов // Бетон и железобетон, 1976. - №6. - С. 22-24.
61. Залесов А.С. Трещиностойкость наклонных сечений железобетонных элементов / А.С. Залесов, О.Ф. Ильин // Предельное состояние элементов железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1976. – С. 56-68.
62. Залигер Ф. Железобетон, его расчет и применение / Ф.Залигер // - 3-е изд. - Пер. с нем. 5-го изд (Вена, 1925). - М. - Л., Госиздат, 1928. - 671с.
63. Звездов А.И. О новых нормах проектирования железобетонных и бетонных конструкций / А.И. Звездов, А.С. Залесов, Т.А. Мухамедиев, Е.А. Чистяков // Бетон и железобетон. - 2002. -№2. С. 2-6, 21-25; -№3. С. 10-13; -№4. С. 16-18.
64. Зорич А.С. Несущая способность внецентренно растянутых железобетонных элементов из обычного и высокопрочного бетонов при действии поперечных сил / А.С. Зорич // Бетон и железобетон. - 1976, №11 - с. 34-37.

65. Зорич А.С. Несущая способность железобетонных балок при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента / А.С. Зорич // Строительные конструкции. Вып. 4. – К.: Будивельник, 1966. – С. 14-31.
66. Зорич А.С. Несущая способность по наклонным сечениям железобетонных балок из высокопрочных бетонов / А.С. Зорич // В кн.: Строительные конструкции. Вып. 19. – Киев: Будивельник, 1972. – С. 47-55
67. Игнатавичюс Ч.Б. Исследование прочности железобетонных прямоугольных и тавровых балок по наклонному диссертация на соиск. уч. степ. канд. техн. наук.: 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / Ч.Б. Игнатавичюс // – Вильнюс, 1973. – 198 с.
68. Игнатавичюс Ч.Б. К вопросу расчета железобетонных балок по наклонному сечению / Ч.Б. Игнатавичюс, П.Ч. Пукелис // Строительные конструкции: Материалы II республиканской научно-технической конференции по вопросам строительства и архитектуры. – Вильнюс: 1971. – С.27-29.
69. Игнатавичюс Ч.Б. О несущей способности прямоугольных и тавровых балок по наклонному сечению / Ч.Б. Игнатавичюс // Строительные конструкции. IV конференция молодых ученых и специалистов Прибалтики и Белорусской ССР по проблемам строительства. – Рига: 1971. – С.17-18.
70. Изотов Ю.Л. О величине усилия, действующего в продольной арматуре балок в месте пересечения её косою трещиной / Ю.Л. Изотов // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1966. – №9. – С. 1-6.
71. Ильин О.Ф. Образование наклонных трещин / О.Ф. Ильин // Исследования по бетону и железобетонным конструкциям. Материалы конференции молодых специалистов. – М.: Стройиздат, 1974. – С. 32-41.
72. Ильюшин А.А. Пластичность / Ильюшин А.А. – М.: Ан СССР, 1963. – 424с.
73. Карабаш В.Г. Скалывание при изгибе железобетонных балок / В.Г. Карабаш // Исследования железобетонных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1955. – С. 106-126.
74. Карабаш В.Т. Экспериментально-теоретические исследования работы арматуры изгибаемых железобетонных элементов: Автореф. дисс. на соиск. уч. степени канд. техн. наук.: 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / В.Т. Карабаш. – Москва, 1953. – 29 с.
75. Карпенко Н.И. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры / Н.И.Карпенко, Т.А. Мухамедиев, А.Н. Петров // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1986. – С. 170-185.
76. Карпенко Н.И. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов / Н.И.Карпенко, Т.А. Мухамедиев, М.А. Сапожников // Совершенствование метода расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. –М.: НИИЖБ, 1987. С.4-24.

77. Карпенко Н.И. К построению общих критериев деформирования и разрушения железобетонных элементов / Н.И. Карпенко // Бетон и железобетон. – 2002. - №5 – С. 19-23.
78. Карпенко Н.И. О современных построениях общих критериев прочности бетонных и железобетонных элементов / Н.И. Карпенко // Бетон и железобетон. – 1997. - №3 – С. 4-7.
79. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. -416с, ил. – ISBN5-274-01682-0.
80. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1976. – 208с.
81. Карпюк В.М. Напряженно-деформированное состояние изгибаемых трехслойных железобетонных элементов: Автореф. Дис. на соискание наук. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / В.М.Карпюк - Одесса, 1989. - 20с.
82. Кириакиди Г.И. Расчет прочности внецентренно растянутых элементов на действие поперечных сил. / Г.И. Кириакиди. // Бетон и железобетон, 1975, В 3, с. 35, 36.
83. Кириакиди Г.И., Шеина С.Г. Расчет прочности наклонных сечений железобетонных элементов при совместном действии поперечной и продольной сил. / Г.И. Кириакиди, С.Г. Шеина // В кн.: Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. Ростов н/д, 1979, с. 40-43.
84. Климов Ю.А. О разработке ДБН «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» / Ю.А. Климов // Науч.-практ. пробл. современ. железобетона / Сб. тезисов первой всеукр. науч.-техн. конф. - Киев.: НИИСК, 1996. - С.403-405.
85. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона / С.Ф. Клованич, И.Н. Мироненко.// – Одесса: ОНМУ, 2007. – 110с.
86. Клованич С.Ф. Механика железобетона в расчетах конструкций / С.Ф. Клованич // Будівельні конструкції / Зб. наук. праць, вип. 52. - Київ: НДІБК, 2000. - С. 107-115.
87. Козачевский А.И. Модификация деформационной теории пластичности бетона и плоское напряженное состояние железобетона с трещинами / А.И. Козачевский // Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – №4. – С.12-16.
88. Колчунов В.И. Интегральный способ расчета несущей способности железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы / В.И. Колчунов // Несущая способность и деформативность железобетонных конструкций. – Киев: Вища школа, 1977. – С. 18-26.
89. Колчунов В.И. К расчету прочности железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы / В.И. Колчунов // Надежность и качество железобетонных конструкций: межвузовский сборник статей. – Куйбышев, 1977. – С. 66-72.

90. Колчунов В.К. Предельное напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента в зоне совместного действия изгибающего момента и поперечной силы. / В.И. Колчунов // В кн.: Строительные конструкции и инженерные сооружения. М., 1982, с. 07—69
91. Корсун В.И. Расчет конструкций на температурные и силовые воздействия с учетом неоднородности свойств материалов: дис. доктора техн. наук: 05.23.01 / В. И. Корсун // – Макеевка, ДГАСА, 2005.-365с.
92. Крантовская Е.Н. Постановка эксперимента по исследованию напряженно-деформированного состояния неразрезных железобетонных балок в местах смены знака и величины изгибающего момента / Е.Н. Крантовская, Н.Н. Петров, А.Н. Петров // Вісник одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2006. – Вип. №22. – С. 156-162.
93. Круглов В.М. Нелинейные соотношения и критерий прочности бетона в трехосном напряженном состоянии / В.М. Круглов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987.– №1. – С.40-44.
94. Кудзис А.П. О прочности железобетонных изгибаемых элементов в наклонном сечении / А.П. Кудзис // Железобетонные конструкции. Труды Вильнюсского инженерно-строительного института. Вып.5. – Вильнюс, 1973. – С. 5-12.
95. Кузнецов Л.В. Прочность и трещиностойкость сечений, изгибаемых железобетонных элементов. / Л.В. Кузнецов //В кн.: Железобетонные конструкции из бетонов на фосфорном щебне. Киев: Будивельяик, 1974, с. 38-42.
96. Ленский В.С. Современные вопросы и задачи пластичности в теоретическом и прикладных аспектах / В.С. Ленский // Упругость и неупругость / МГУ. – 1978. – Вып.5. – С. 65-96.
97. Маилян Р.Л. Прочность наклонных сечений туфо- и пепложелезобетонных балок / Р.Л. Маилян, М.А. Ахматов, А.М. Жангузаров // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. Межвузовский сб. – Ростов-на-Дону, 1980. – С. 3-22.
98. Мерш Э. Железобетонные сооружения / Э. Мерш // [пер. с нем.]. – М.-Л.: Госиздат, 1930. – 546 с.
99. Митрофанов В. П. Кинематические расчетные схемы железобетонных элементов на стадии разрушения при поперечном изгибе / В.П. Митрофанов // Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформаций и их внедрение в сельскохозяйственное строительство: Тез. докл. респ. конф - Полтава, 1982, - С. 120-121.
100. Митрофанов В. П. Напряженно-деформированное состояние, прочность и трещинообразование железобетонных элементов при поперечном изгибе / В.П. Митрофанов //: Автореферат дис ... канд. технических наук - М., 1981, - 21 с.
101. Митрофанов В. П. Прочность бетона над опасной наклонной трещиной железобетонных балок / В.П. Митрофанов // Бетон и железобетон, 1972, № 12 .- С. 37-40.

102. Митрофанов В.П. Исследование влияния изгиба продольной арматуры у опасной наклонной трещины на работу железобетонных балок / В.П. Митрофанов, Б.П. Митрофанов // Ученые записки Кабардино-Балкарского государственного университета (Серия: Строительные конструкции). – Нальчик, 1972. – Часть II. – Вып. 44. – С. 109-114.
103. Митрофанов В.П. Методика и некоторые результаты экспериментального исследования работы продольной арматуры обычных железобетонных балок при поперечном изгибе / В.П. Митрофанов // Тезисы докладов БИСИ. – БССР, 1967. – С. 92-93
104. Митрофанов В.П. Общая теория расчетов прочности железобетонных элементов по наклонным и нормальным трещинами / В. П. Митрофанов, В. А. Котляров // Строительство и архитектура. - 1990. - № 9. - С. 3 – 9.
105. Митрофанов В.П. Оптимизационная теория прочности железобетонных элементов и совершенствование метода предельного равновесия для расчета статически неопределимых балок и рам / В.П. Митрофанов, С.И. Арцев, М. Шабан // Науч.-практ. пробл. современ. железобетона / Сб. тез. первой всеукр. науч.-техн. конф. - Киев: НИИСК, 1996. С.154-158.
106. Митрофанов В.П. Прочность при поперечном изгибе железобетонных элементов с полным использованием сопротивления поперечной и продольной арматуры / В.П. Митрофанов, П.П. Воскобойник // Актуальные проблемы водохозяйственного строительства. Тез. докл. респ. научно-тех. конф. – Ровно, 1980. – С 30-31.
107. Митрофанов В.П. Разработка механики бетона и железобетона при сложных неоднородных напряженно-деформированных предельных состояниях / В.П. Митрофанов, Д.К. Онищенко, Али Дергам // Науч.-практ. пробл. современного железобетона / Сб. тез. первой всеукр. науч.-техн. конф. - Киев: НИИСК, 1996. - С. 159-163.
108. Мурашев В.И. Расчет железобетонных элементов по стадии разрушения / В.И. Мурашев // – М.: Госстройиздат, – 1938. – 184 с.
109. Мурашев В.И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона / В.И. Мурашев // – М.: Машстройиздат, 1950. – 268с.
110. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / [Гвоздев А.А., Дмитриев С.А., Гуца Ю.П. и др.] – М.: Стройиздат, 1978. – С. 5-126.
111. Новый проект Норм: тр. конф. по материалам I Всесоюзной конференции по бетону и железобетону 20-25 апреля 1930 г. в Москве / А.Ф. Лолейт. – М., 1931.
112. О построении более совершенной модели деформирования железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии: материалы II-й Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону [«Бетон и железобетон – пути развития»]. (Москва, 5-9 сентября 2005г.) / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко. – М., 2005. – С. 431-444.
113. Писаренко Г.С. Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии / Г.С. Писаренко, А.А. Лебедев.// – К.: Наукова думка, 1976. – 416 с.

114. Поляков С.В. Прочность колонн каркасных зданий при сейсмических нагрузках. / С.В. Поляков, Ю.С. Кулагин, Бацанадзе П.И., А.С. Залесов // Бетон и железобетон, IS82, № II, с. 12.
115. Рекомендации по применению методов математического планирования эксперимента в технологии бетона. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1981. – 103 с.
116. Светлаускас В.А. Исследование прочности предварительно напряженных элементов по наклонным сечениям и развитие методов их расчета. / Светлаускас В.А. // - Автореф. канд. техн. наук. Д., 1981. - 25 с.
117. СНБ 5.03.01-02 «Конструкции бетонные и железобетонные». – Минск.: Стройтехнорм, 2002г. – 274с.
118. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80с.
119. СНиП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ» Госстрой России: Москва 2003.-56с.
120. СП52-100-2004 «Предварительно напряжённые железобетонные конструкции». – М.: ГУП «НИИЖБ» Госстроя России, 2004. -49с.
121. Ставров Г.Н. К определению усилия в продольной арматуре в наклонных сечениях / Г.Н. Ставров , Л.Л. Кукша // Бетон и железобетон. – 1978. - №12. – С. 25-26.
122. Титов И.А. Совершенствование метода расчёта прочности наклонного сечения железобетонных элементов на основе экспериментальных исследований напряжённо-деформированного состояния / И.А. Титов // Проблемы капитального строительства и архитектуры Казахстана. – Алма-Ата. Казахский политехнический институт, 1979. – С. 24-32.
123. Тихомиров С.А. К вопросу о сопротивлении железобетонных балок действию поперечных сил при изгибе: автореф. дис. на соискание науч. степени канд. техн. наук.: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / С.А. Тихомиров. – Ленинград, 1961. – 23 с.
124. Торяник М.С. Состояние и дальнейшее направление исследований железобетонных элементов, находящихся в сложном напряженном состоянии / М.С. Торяник, П.Ф. Вахненко // Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформаций, и их внедрение в сельскохозяйственное строительство: республиканская конференция. – Полтава, 1982. – С. 6-9.
125. Торяник М.С. Экспериментальные исследования и расчет по стадии разрушения железобетонных стоек, работающих на центральное сжатие и косою изгиб / М.С. Торяник // Научные записки Полтавского института инженеров сельскохозяйственного строительства. – Полтава, 1940. – Вып. 1. – С. 16-40.
126. Тур В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: монография / В.В. Тур, А.А. Кондратчик. – Брест: Изд-во БГТУ, 2000. – 400 с.: ил.

127. Филоненко-Бородич М.М. Об условиях прочности материалов, обладающих различным сопротивлением растяжению и сжатию / М.М. Филоненко-Бородич // Инж. сборник. 1954. – Вып. 19. – С. 36-48.
128. Хаджи Хасан Рамадан. Несущая способность и расчет по наклонным сечениям железобетонных балок, выполненных с применением бетона на пористых заполнителях: автореф. дис. на соискание науч. степени канд. техн. наук.: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / Хаджи Хасан Рамадан. – Одесса, 1985, с.2-24
129. Хомами М.С. Некоторые вопросы трещиностойкости к прочпости-; железобетонных элементов двутаврового сечения при совместном действии продольных сжимающих и поперечных сил. / М.С. Хомами. // - дис. ... канд. техн. наук. - Новочеркасск, 1963. - 205 с.
130. Шеина С.Г. Влияние внецентренно приложенной продольной сжимающей силы на прочность наклонных сечений железобетонных элементов при знакопеременной эпюре моментов. / С.Г. Шеина. //- В кн. : Повышение эффективности сельского строительства, индустриализация и механизация. Тез. докл. научно-техн. конф. Ростов н/Д, 1982, с. 57.
131. Шеина С.Г. Прочность наклонных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов / С.Г. Шеина. // - Б кн.: Совершенствование расчета и проектирования железобетонных конструкций для сельскохозяйственного строительства. Тез. докл. научно-техн., конф.. . Ростов н/Д, 1982, с. 25-28.
132. Шкнюкшта А.Л. Статистический анализ прочности изгибаемых железобетонных элементов в наклонных сечениях / А.Л. Шкнюкшта // Железобетонные конструкции. Труды Вильнюсского инженерно-строительного института. Вып.8. – Вильнюс, 1977. – С. 129-133
133. Яременко А.Ф. Расчет железобетонных балок прямоугольного поперечного сечения при действии продольной силы, изгиба и кручения / А.Ф. Яременко, Ю.А. Школа // В зб. «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди», вип. 3, Рівне - 1999. - С.301-305.
134. Acharya D.N. and Kemp K.O. Significance of Dowel Forced on the Shear Failure of Rectangular Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement // ACI Journal. – 1966. – №6. – P. 171-178.
135. Acharya D.N. Strength of Dowel Forces on the Shear Failure of Rectangular Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement Reinforcement / D.N. Acharya, K.O. Kemp // ACI Journal. – 1966. – №10. – P. 170-176.
136. ACI (American Concrete Institute) (2008): "ACI Building Code Requirements for Reinforced Concrete". ACI 318-08 and Commentary (318-08R), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 369 pp.
137. Aoyama, H. (1992): "Design Philosophy for Shear in Earthquake Resistance in Japan". Proc. Symp. on Concrete Shear in Earthquake, Houston, pp. 407 – 418.
138. Architectural Institute of Japan. Design Guidelines for Earth Quake Resistant Reinforced Concrete Building Based on Ultimate Strength Concept, 1990-pp. 112-149.

139. Baldwin I.W. Effect of Axial Compression on Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members. - In:ACI Journal, v.30.
140. BPEL (Beton Precontract aux Etats Linates) (1991):" Regies Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Beton Precontract suivant la Methods des Etats Limhes." CCTG (Cahier des Clauses Techniques Generales) fasc. 62.
141. Collins, M.P. and Mitchell, D. (1991): Prestressed Concrete Structures. Prentice-Hall Inc, Englewood Cuffs, N.J., 1991, 766 pp.
142. Collins, M.P. Mitchell, D. Adebar, P. and Vecchio, F. J. (1996): "General Shear Design Method" ACI St. J, V. 93, no. 1, Jan. – Feb., 1996, pp. 36-45.
143. CSA (Canadian Standards Association) (2004): "Design of Concrete Structures". CSA A 23. 3-04. Dec. 2004. – 200 pp.
144. Dei Poli S. Present State of Some basic Resear – ches on Concrete: The behavior Until Failure, under Multiaxial Stresses / Dei Poli S.// J. Ital. Cem. – 1980. – V.50, №9. –P. 633-658.
145. DIN 1045-1.12.2008 (Entwurf) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion/ [1]/ S. 513-614.
146. EN 1992-1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode-2: Desing of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building. – Brussels-2002, Oktober-230p.
147. Fenwick R.C., Pulay T. Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams // I. Struck. Dir. Proc. Amer. Soc., Civil Engineering. – 1968. – №10. – P.94
148. Gerstle K.H. Simple Formulation of Triaxial Concrete Behavior / Gerstle K.H. // ACI Journal. – 1985. – №5. – P.382-387.
149. Kupfer H., Hilsdorf H., Rush H. Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses / H. Kupfer, H. Hilsdorf, H. Rush // “ACI Journal”, proc. V.66, №8, 1969.
150. Leongardt F. Shear and forsion in pestressend concrete. / F. Leongardt /Secture an sission VI FIP Kongress. – Praque., 1970. C.13–17.
151. Litzner H.U. Grundlagen der Bemessung nach DIN 1045-1 in Beispielen/W[1]/S. 381-512.
152. Mikame, K., and Kuramoto, H. (1987): "A Shear Design Equation for Reinforced Concrete Members." Proc. Japan Concrete institute, v. 9, no. 2, June 1987, pp. 347-352.
153. Morrow I. and Viest I.M. Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members without web reinforcement, - In: ACI Journal, v. 28, Mo.9, Mar., 1957.
154. Morsch E. Der eisenbetonbau // Bond, Stuttgart. – 1929. – №2. – P. 21-46.
155. Mörsh E. Der Eisenbetonban, 1st Ed., Wayssand Freytad, A.G. Neustadt, a.d. Haardt, May 1902, 118p.p.; 2nd Ed., Ferlag von Konrad Wittmer, Stuttgart, 1906, 252 p.p.; 3rd Ed. (Reinforced Concrete Construction, transl.E.P. Goodrich), Mc. Graw
156. Ngo D. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beam / Ngo D., Scordelis A.C. // ACI Joarnal. – 1967. – V.64, №3. – P.152-163.
157. Nielsen, M.P. (1984): Limit Analysis and Concrete Plasticity Prentice-Hall Inc, Englewood Cliffs, N.J., 1984,620pp.

158. Norwegian Council for Building Standardization (1992): Norwegian Standard NS 3473 E, 4th ed., Nov. 1992.
159. Rangan B.V. Web Crushing of Reinforced and Prestressed Concrete Beams/ACI Struct. Journ., v. 88, N 1, Jan.-Feb., 1991 -pp. 12-16.
160. Regan P. Shear in Reinforced Concrete. An Experimental Study. An analytical Study. Imperial College of science and technology. A report to the construction industry research. – 1971. – London. – P. 132 - 140.
161. Taub I., Neville A.M. Resistance to Shear of Reinforced Concrete Beams. - In:ACI Journal, т.32, No.3, Sep., 1960.
162. Taylor H.P.J. The fundamental behavior of concrete beams in bending and shear. ACI publication SP – 42 (shear in reinforced concrete). Vol.1, P. 43 - 47.
163. Vecchio, F.J and Collins, M.P. (1986): "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear". ACU. V.83, no. 2, March-April 1986. – pp. 219-231.
164. Zilch K., Regge A. Bemessung der Stahlbeton und Spannbeton bauleiie nach DIN 1045-1/ W [1], S. 171-311.

**ПРИЛОЖЕНИЕ А.
НАЧАЛЬНАЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ ПОВРЕЖДЕННОСТЬ,
ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЕ И РАЗРУШЕНИЕ (СЕРИЯ Ш-А).**

Опыт № 1

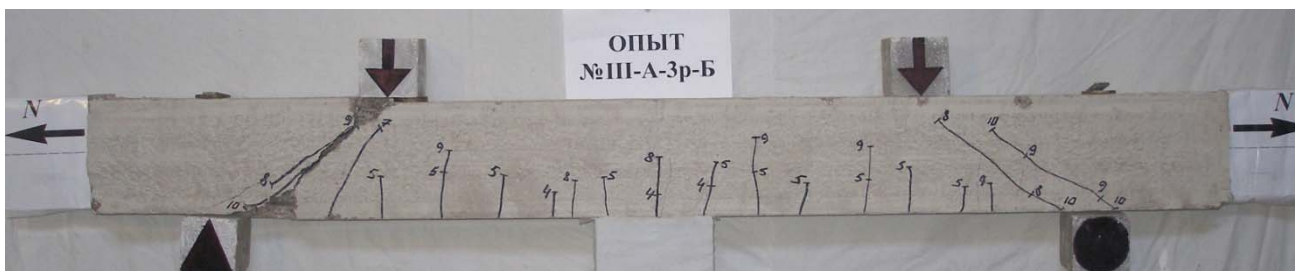


Опыт № 2





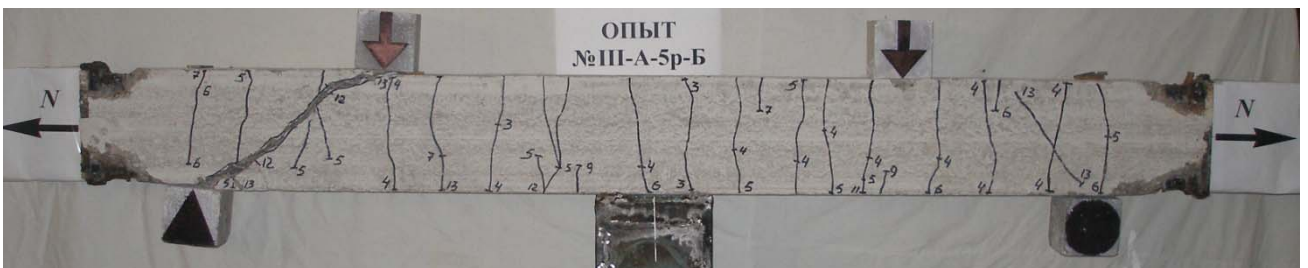
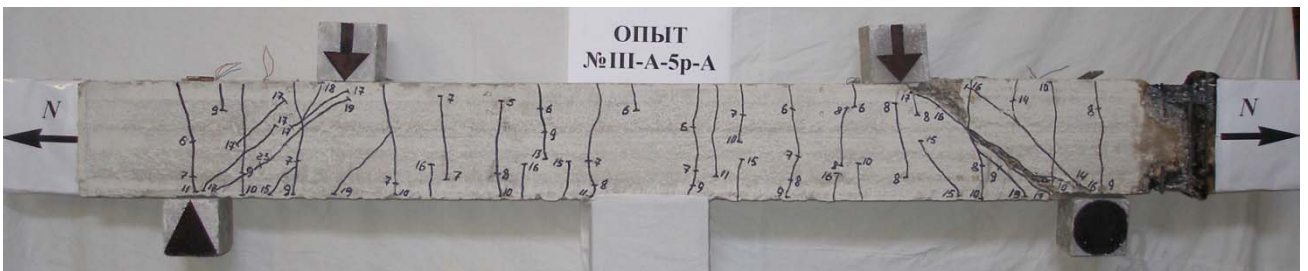
ОПЫТ № 3



Опыт № 4



Опыт № 5

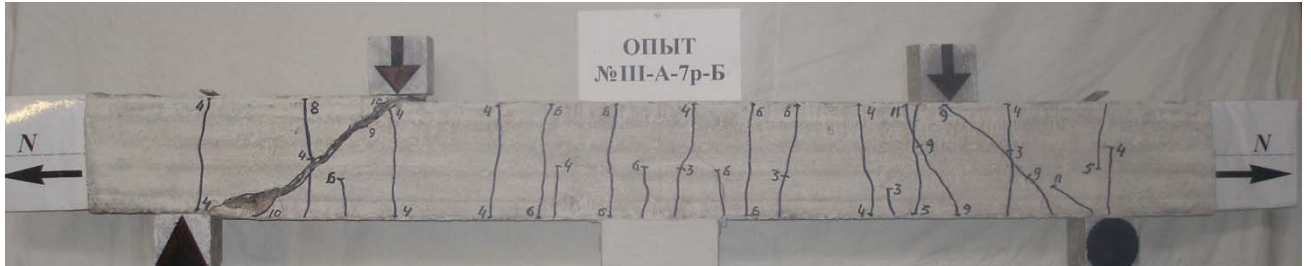


ОПЫТ № 6

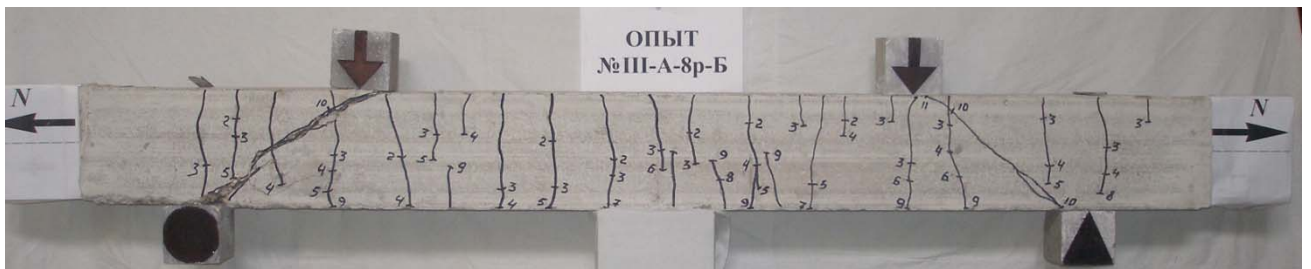
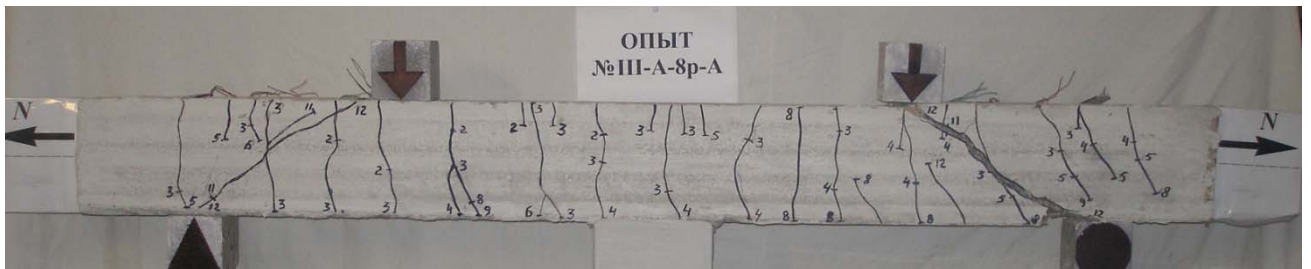


ОПЫТ № 7

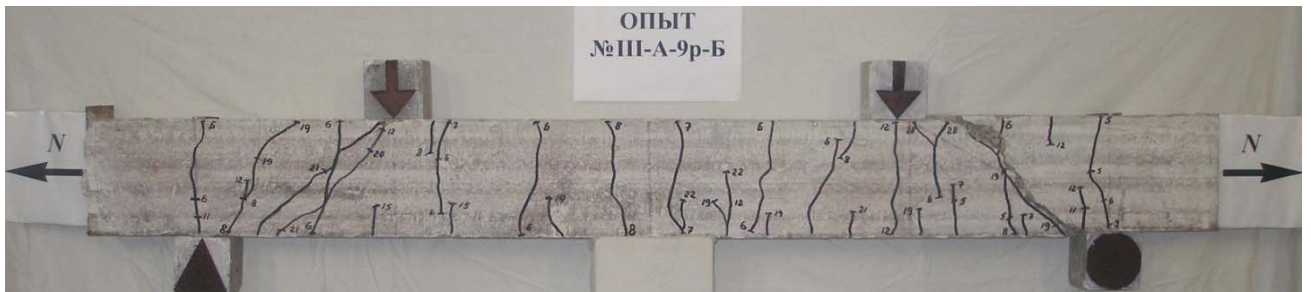
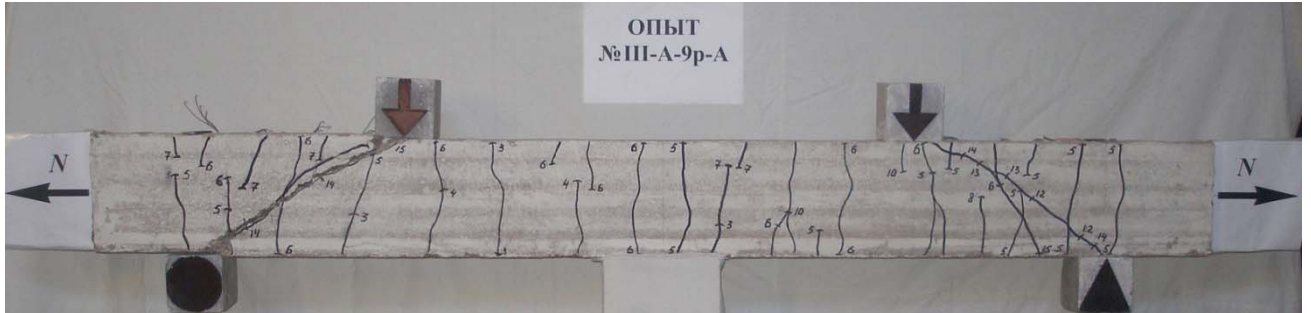




ОПЫТ № 8

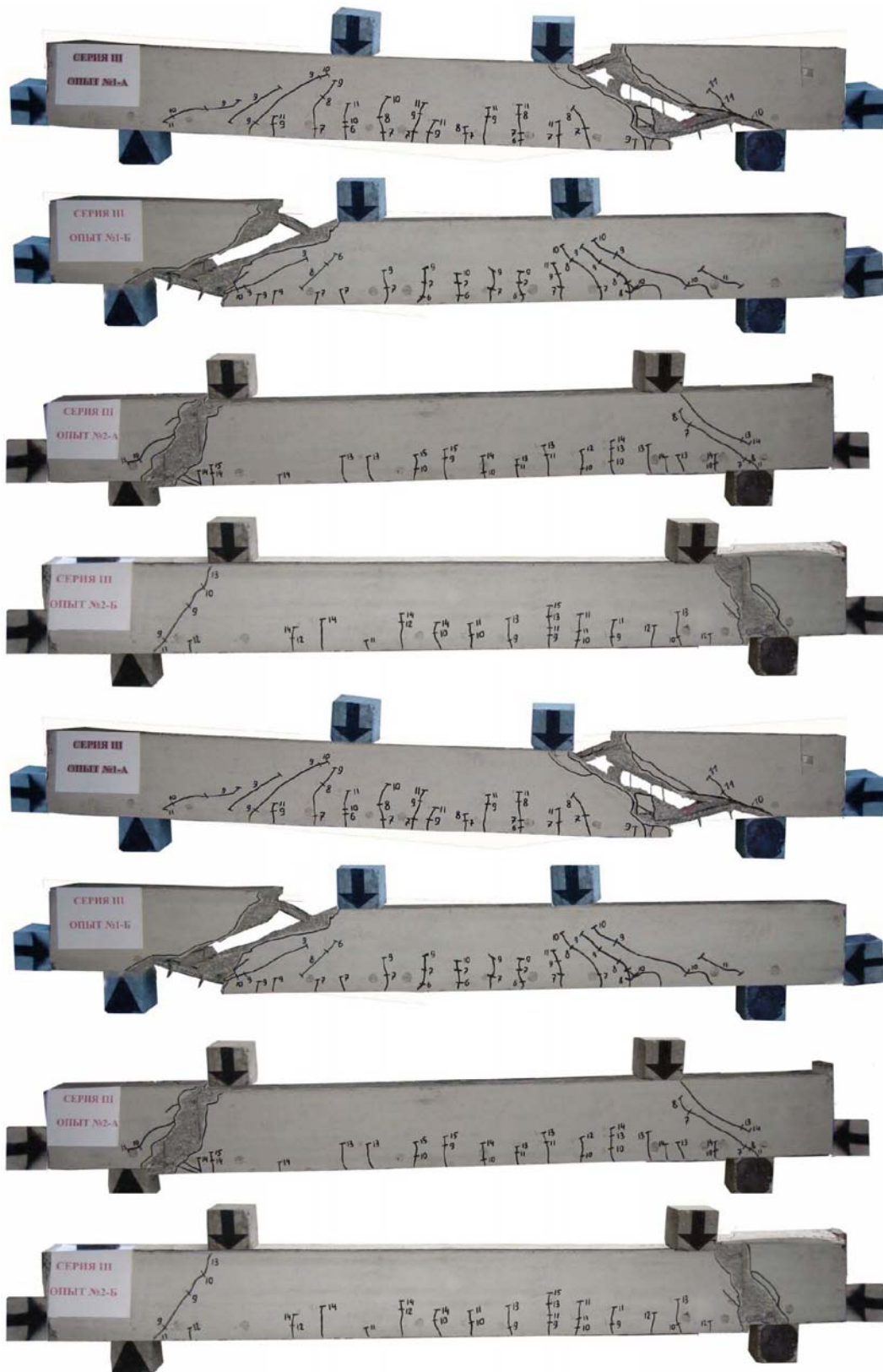


ОПЫТ № 9

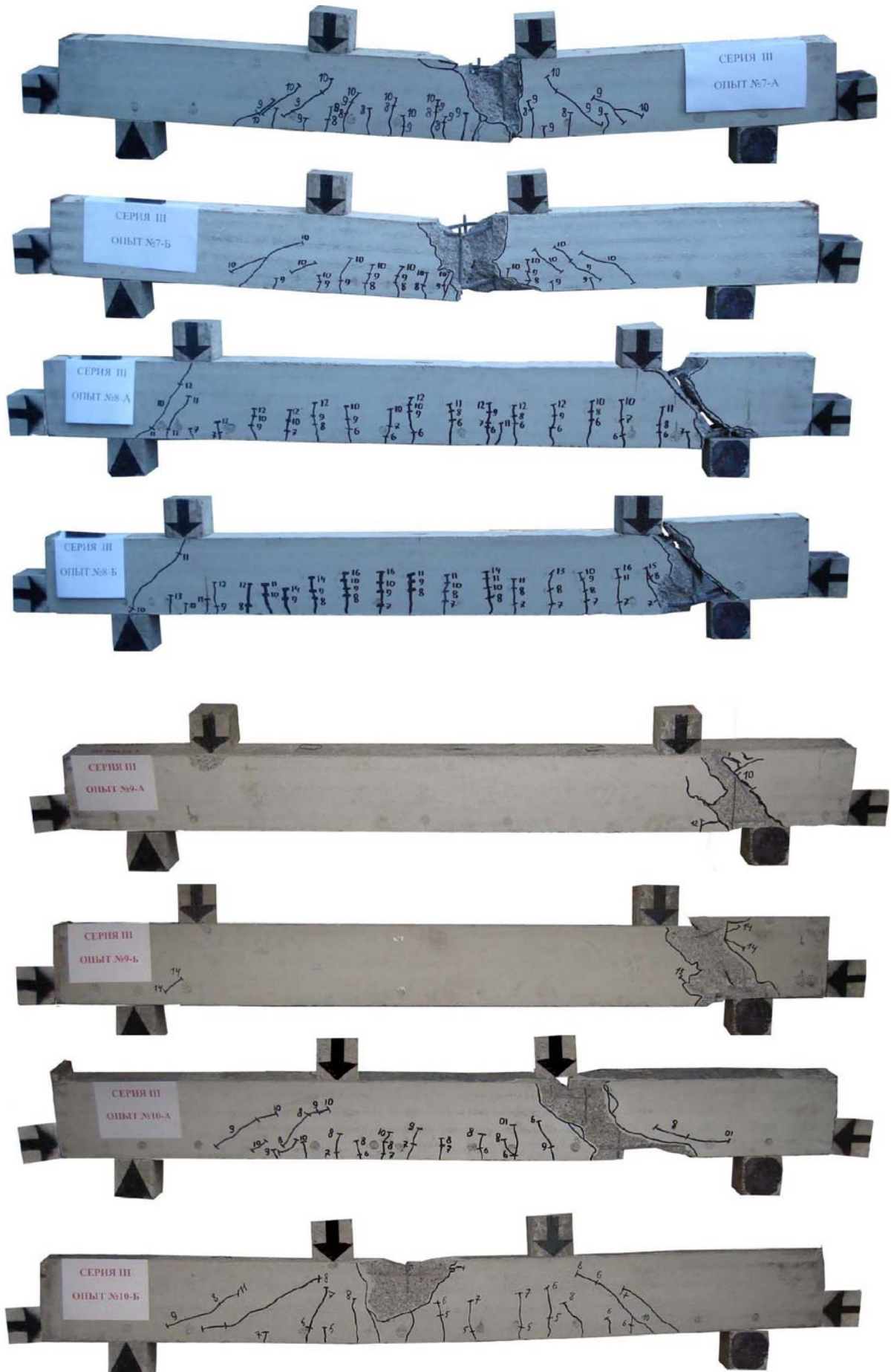


ПРИЛОЖЕНИЕ Б

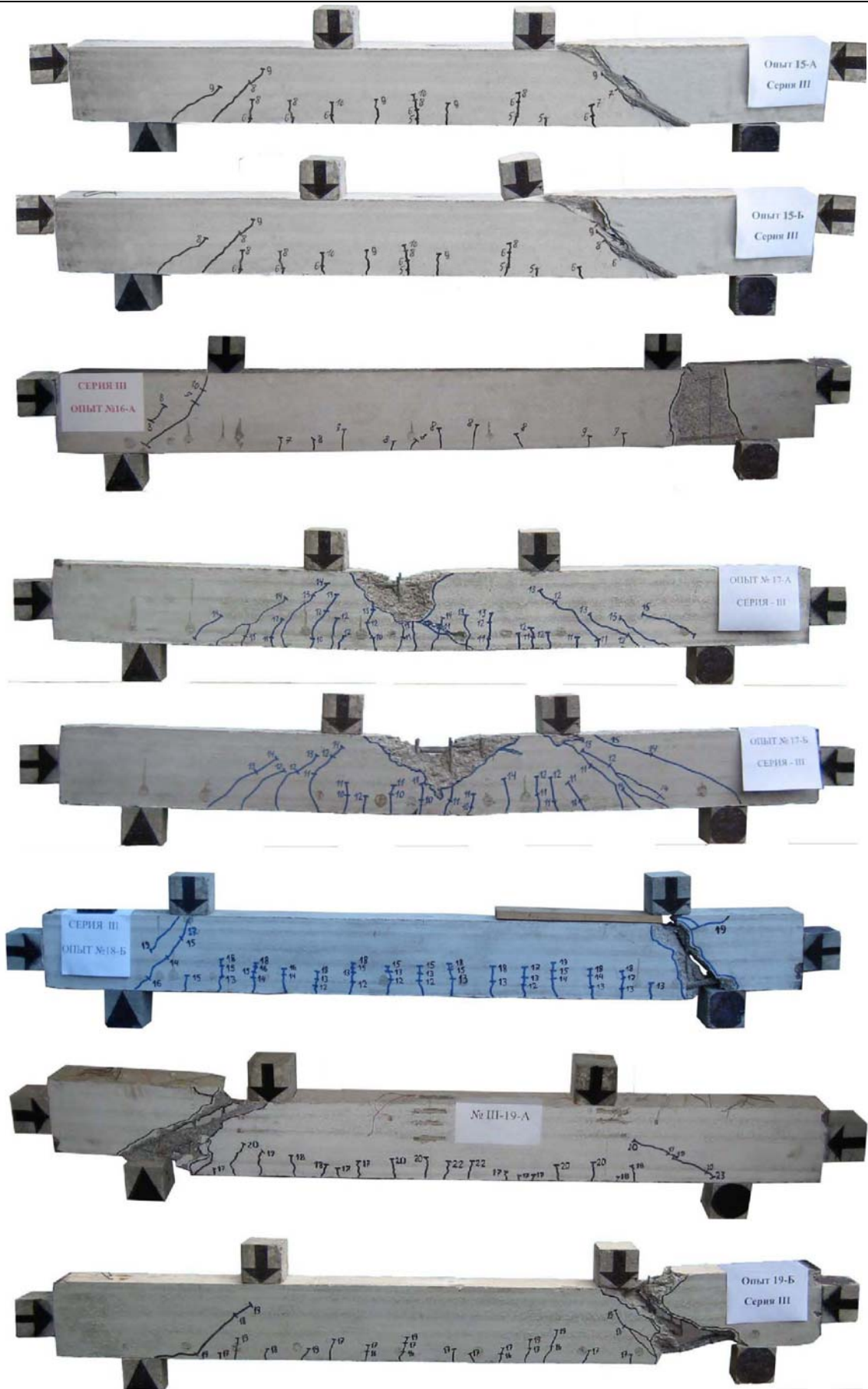
**ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЕ ДЕФОРМИРОВАНИЕ И РАЗРУШЕНИЕ
(СЕРИЯ III-B)**















ОГЛАВЛЕНИЕ

ОПРЕДИСЛОВИЕ.....	3
ГЛАВА 1. О состоянии исследований напряженно-деформированного состояния	4
1.1. Анализ результатов экспериментальных и теоретических исследований.....	4
1.2. Обзор отечественной и единой европейской нормативной литературы.....	11
1.3. Наиболее распространённые авторские методики расчета прочности наклонных сечений.....	18
1.4. О влиянии конструктивных факторов и факторов внешнего воздействия на несущую способность приопорных участков исследуемых элементов.....	28
ГЛАВА 2. МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ЧИСЛЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ	36
2.1. Выбор исследуемых факторов. Планы натуральных и численных экспериментов.....	36
2.2. Конструкция и армирование исследуемых элементов.....	44
2.3. Составы бетонов, использованных при изготовлении опытных образцов-балок.....	46
2.4. Опытная установка и характер приложения внешней нагрузки.....	50
2.5. Схема наклейки тензорезисторов и расстановки приборов в опытных образцах-балках.....	51
2.6. Адаптированная слоистая деформационная модель опытных образцов-балок при выполнении численных экспериментов.....	53
2.7. Нелинейный конечно-элементный расчет исследуемых конструкций с использованием ПК «Лира 9.6».....	62
ГЛАВА 3. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ЧИСЛЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ.....	66
3.1. Прочность исследуемых элементов.....	67
3.2. Прогибы исследуемых внецентренно растянутых и сжатых железобетонных балок.....	73
3.3. Трещиностойкость опытных образцов - балок.....	86
3.3.1. Трещиностойкость внецентренно растянутых элементов	86
3.3.2. Трещиностойкость обычных и внецентренно сжатых железобетонных балок.....	90
3.4. Ширина раскрытия нормальных, а также наклонных трещин в опытных внецентренно растянутых и сжатых балках.....	96
3.5. Длина проекции опасной наклонной трещины в исследуемых образцах-балках.....	99
3.6. Относительная высота сжатой зоны бетона опытных балок под сосредоточенными грузами.....	102
3.7. Нагельный эффект продольной рабочей арматуры.....	104

ГЛАВА 4. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ.....	108
4.1 Сопоставление экспериментальных данных с результатами расчетов прочности исследуемых элементов по наиболее распространенным национальным нормативным методикам	108
4.2. Моделирование НДС в балочных железобетонных элементах с помощью ПК «Лира 9.6»,	128
4.3. Совершенствование инженерного метода расчета прочности приопорных участков исследуемых элементов.....	138
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	154
ЛИТЕРАТУРА.....	155
ПРИЛОЖЕНИЕ А. НАЧАЛЬНАЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ ПОВРЕЖДЕННОСТЬ, ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЕ И РАЗРУШЕНИЕ (СЕРИЯ III-A).....	169
ПРИЛОЖЕНИЕ Б. ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЕ ДЕФОРМИРОВАНИЕ И РАЗРУШЕНИЕ (СЕРИЯ III-B).....	175

Научное издание

ДОРОФЕЕВ ВИТАЛИЙ СТЕПАНОВИЧ
КАРПЮК ВАСИЛИЙ МИХАЙЛОВИЧ
ПЕТРОВ НИКОЛАЙ НИКОЛАЕВИЧ

**ПРОЧНОСТЬ, ДЕФОРМАТИВНОСТЬ И
ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ПРИОПОРНЫХ
УЧАСТКОВ ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫХ И
СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК.**

Монография

Сдано в производство .08.2011. Подписано к печати .08.2011.

Формат 60x84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Times.

Печать-ризография. Усл. печ. л. 7,3.

Тираж 300 экз. Зак. №. от .08.2011

Напечатано с готового оригинал-макета в типографии ОГАСА
65029, г. Одесса, ул. Дидрихсона, 4.