



КЛИМЕНКО Е.В., КРУТЬКО Т.А.

*РАБОТА
ПОВРЕЖДЕННЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОЛОНН*

КЛИМЕНКО Е.В., КРУТЬКО Т.А.

***РАБОТА ПОВРЕЖДЕННЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН***

ОДЕССА 2014

УДК 624.01.001.5
ББК 38.53.я73
К 49

Клименко Е.В., Крутько Т.А.

К 49 Работа поврежденных железобетонных колонн: Монография / Клименко Е.В., Крутько Т.А. – Одесса, ОГАСА. 2014. – 137 с., илл.: 66, табл.: 7, библиогр.: 230 назв.

В монографии изложены результаты экспериментально-теоретических исследований особенности работы железобетонных сжатых конструкций и их элементов, поврежденных в процессе эксплуатации, и предложена методика определения их остаточной несущей способности, которая учитывает действительное напряженно-деформированное состояние и базируется на основных предпосылках действующих нормативных документов. Разработаны предложения по учету действительной работы оголенного арматурного стержня при определении несущей способности поврежденных железобетонных сжатых элементов.

Для научных и инженерно-технических работников проектных и строительных организаций, аспирантов, магистров, студентов.

Рекомендовано к публикации ученым советом Одесской государственной академии строительства и архитектуры (протокол № 1 от 25 сентября 2014 г.).

Рецензенты:

Савицкий Н.В., докт. техн. наук, профессор, проректор по научной работе Приднепровской государственной академии строительства и архитектуры;

Шкурупий А.А., канд. техн. наук, доцент, заведующий кафедрой строительной механики Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка.

УДК 624.01.001.5

ISBN978-617-7195-09-1

© Клименко Е.В.

Крутько Т.А., 2014

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
ВВЕДЕНИЕ	5
РАЗДЕЛ 1. СОСТОЯНИЕ ИССЛЕДОВАНИЙ РАБОТЫ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	6
1.1. Определение технического состояния зданий и сооружений. Проблемы реконструкции и реставрации	6
1.2. Причины возникновения повреждений. Виды повреждений конструктивных элементов	7
1.3. Сжатые стержневые железобетонные элементы	19
1.3.1. Основные положения расчета	19
1.3.2. Центральное сжатые элементы	24
1.3.3. Внецентренно сжатые элементы	27
1.3.4. Кососжатые элементы	30
1.4. Выводы по разделу	32
РАЗДЕЛ 2. МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ	35
2.1. Материалы и конструкции исследуемых образцов	35
2.2. Планирование эксперимента	35
2.3. Изготовление опытных образцов	40
2.4. Методика испытания железобетонных колонн	45
2.5. Методика проведения численного эксперимента в ПК ЛИРА 9.6	47
2.6. Выводы по разделу	49
РАЗДЕЛ 3. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ	50
3.1. Результаты эксперимента в программном комплексе ЛИРА 9.6	50
3.2. Результаты натурного эксперимента	56
3.2.1. Прочностные и деформативные характеристики опытного бетона. Призмная и кубиковая прочность	57
3.2.2. Испытание экспериментальных образцов. Характер разрушения колонн	57
3.2.3. Напряженно-деформируемое состояние железобетонных колонн	62
3.3. Экспериментально-статистическое моделирование результатов эксперимента с помощью ПК COMPEX	69
3.4. Выводы по разделу	72
РАЗДЕЛ 4. РАСЧЕТ ПОВРЕЖДЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН	73
4.1. Основные предпосылки	73
4.2. Расчет поврежденных элементов с учетом предпосылок	75
4.3. Предложения относительно расчета поврежденных железобетонных колонн	77
4.3.1. Работа оголенных арматурных стержней	78
4.3.2. Расчетные случаи	78
4.3.3. Параллельность силовых плоскостей	81
4.4. Выводы по разделу	91
ГЛАВА 5. ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДА РАСЧЕТА	

ПОВРЕЖДЕННЫХ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	92
5.1. Пример расчета поврежденного элемента	92
5.2. Результаты сопоставления теоретических и экспериментальных значений остаточной прочности	98
5.3. Внедрение результатов исследований	99
5.3.1. Внедрение метода расчета поврежденных элементов в практику реконструкции и проектирования	99
5.3.2. Внедрение в практику строительства	99
5.3.3. Внедрение в учебный процесс	102
5.7. Выводы по разделу	102
ОБЩИЕ ВЫВОДЫ	104
ПРИЛОЖЕНИЯ	106
Приложение А. Схемы размещения тензодатчиков на опытных образцах	
Приложение Б. Относительные деформации бетона и арматуры экспериментальных образцов	107
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ	112
	121

ВВЕДЕНИЕ

Одной из самых существенных частей национального богатства страны есть основные фонды. Они постоянно пополняются и обновляются. Однако, экономическая эффективность хозяйственного комплекса существенно зависит от качества технической эксплуатации основных фондов, к которым относятся также и здания и сооружения.

В связи с этим остро стоит проблема оценивания технического состояния существующих строительных конструкций, получивших повреждения в процессе эксплуатации. Достоверное определение их несущей способности, с одной стороны, позволит предотвратить возникновение аварийных ситуаций, а с другой – полностью использовать оставшуюся несущую способность несущих элементов.

Существующая методика расчета железобетонных конструкций по первой группе предельных состояний [34] имеет довольно высокую надежность и базируется на экспериментально-теоретических исследованиях, проведенных для центрально и внецентренно сжатых элементов (в случае плоского внецентренного сжатия). Рекомендации по поводу расчета несущей способности внецентренно кососжатых железобетонных элементов в действующих нормах отсутствуют.

Довольно широкий круг экспериментально-теоретических исследований кососжатых железобетонных элементов привел к созданию методики расчета их несущей способности. Однако, в этих исследованиях рассматривались только неповрежденные (как правило симметричные) сечения, а расчетный эксцентриситет прикладывался к сечению в направлении обеих осей.

Работа железобетонных конструкций, у которых косое внецентренное сжатие реализуется в результате повреждения (несимметричного относительно главных осей поперечного сечения), в настоящее время остается неизученной. Анализ напряженно-деформированного состояния и определение остаточной несущей способности железобетонных сжатых элементов, поврежденных в процессе эксплуатации, даст возможность рассчитывать эти конструкции по первой группе предельных состояний.

Поэтому экспериментально-теоретические исследования напряженно-деформированного состояния и работы, а на их базе – создание методики расчета железобетонных сжатых конструкций, поврежденных в процессе эксплуатации, результаты которых изложены в данной монографии, будут полезными как для научных работников, так и для практического применения в процессе проектирования, строительства и эксплуатации зданий и сооружений.

Авторы выражают глубокую благодарность д.т.н., профессору Савицкому Н.В. и к.т.н., доценту Шкурупию А.А. за полезные предложения и советы по структуре и содержанию книги.

РАЗДЕЛ 1. СОСТОЯНИЕ ИССЛЕДОВАНИЙ РАБОТЫ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1.1. Определение технического состояния зданий и сооружений. Проблемы реконструкции и реставрации

В настоящее время приобрел актуальность вопрос эксплуатации зданий с большим физическим износом и значительными повреждениями.

В 50-60 годах прошлого века наблюдался так называемый „строительный бум“ – возводилось большое количество общественных, жилых, промышленных зданий и сооружений, часть которых в последствии экономического упадка 90-х годов не эксплуатировалась и не получала необходимого технического обслуживания. Многие объекты остались не завершенными, а работы по консервации строительства не были выполнены на должном уровне. Возводимые в то время здания, рассчитанные на 50-60 лет эксплуатации, в настоящее время практически исчерпали свой ресурс, превысив его на десятки лет. На подобных строительных объектах имеются целый ряд повреждений, устранение которых является приоритетным направлением.

В настоящее время вследствие строительного спада и в преддверии второй волны экономического кризиса строительство новых объектов не имеет прежних объемов, но реконструкция и поддержание ветхих строений в надлежащем состоянии являются неотложными делами, требующими скорого вмешательства. Стоимость основных строительных фондов Украины составляет почти 850 млрд. грн. [103], а средний их износ достигает 45%.

Также в крупных городах в связи с густотой застройки, увеличением стоимости земельных участков и отсутствия их на рынке недвижимости возникает потребность в увеличении этажности существующих строений. Это приводит к необходимости принятия решений относительно усиления несущих элементов зданий. В большинстве случаев реконструируемые здания относятся к старому фонду и имеют историческую и культурную ценность.

В данный момент наблюдается перевооружение предприятий, связанное с техническим прогрессом, с усовершенствованием техники и механизмов, что влечет за собой изменения нагрузок на конструктивные элементы, а иногда и изменение планировки здания и его конструктивной схемы. Поэтому, вопросы реконструкции и определения несущей способности конструктивных элементов здания, которые могут иметь повреждения, на сегодняшний день являются актуальными. Определение несущей способности или определение остаточной несущей способности поврежденных элементов необходимо также для правильного принятия решения относительно их усиления.

Таким образом, можно выделить основные причины, вызывающие отказ строительных конструкций и вызывающих необходимость усиления:

- длительная эксплуатация зданий, физическое старение материалов конструкций;
- перевооружение и модернизация предприятий;

- изменение функционального назначения зданий;
- ненадлежащие температурно-влажностные условия эксплуатации или воздействие агрессивных сред;
- эксплуатация с превышением расчетных нагрузок;
- ошибки проектирования, изготовления или монтажа элементов конструкции;
- форс-мажорные обстоятельства (природные катаклизмы, пожары и т.п.) и др.

Учитывая вышесказанное, можно сделать вывод, что вопрос определение остаточной несущей способности является актуальным и требует дальнейшего тщательного изучения для повышения качества работ по реконструкции и снижения затрат на выполнение данных работ.

1.2. Причины возникновения повреждений. Виды повреждений конструктивных элементов

В данной монографии изучена работа железобетонных колонн, которые имеют повреждения в средней трети, а именно – откол бетона. Рассмотрены различные случаи: от незначительного повреждения защитного слоя до откола бетона в размере половины сечения железобетонного элемента. На практике (рис 1.1.) такого рода повреждения могут быть вызваны различными факторами.

Причины повреждений часто носят не однозначный характер, в некоторых случаях их тяжело определить, так как иногда имеет место влияние нескольких факторов одновременно. В основном это разного рода механические, химические воздействия, повреждения вызванные перераспределением усилий или перегрузкой.

Под механическим разрушением подразумевается в основном два вида дефектов сооружений из железобетона. К первому виду относятся внутренние или поверхностные разрушение конструкций под действием усадки или расширения, ко второму – перенапряжение, вызванное усилием сжатия, растяжения, среза и кручения. Химические воздействия – это в первую очередь эксплуатация конструкций в условиях агрессивных сред, не запланированных проектным решением: воздействия разнообразных кислот, щелочей, солей, паров газов, а так же биологические воздействия.

Крайне важно научиться отличать коррозию бетона от механического разрушения, поскольку внешне признаки в обоих случаях одинаковы – выкрашивание бетона, ржавление арматуры и трещины в углах конструкции.

Изучением вопросов эксплуатации конструкций в условиях агрессивных сред занимались такие ученые Украины, ближнего и дальнего зарубежья, как: Алексеев С. Н. [4, 5], Барашиков А. Я. [26], Блихарский З.Я. [37...39], Бондар В.О. [40], Бондаренко В.М. [41...44], Васильев А.И. [51], Викторов А.М. [58], Глагола И.И. [67], Грунау Э. [174], Дорофеев В.С. [78], Клименко Е.В. [92, 93], Коляда В.И. [100], Москвин В.М. [120], Подвальный А.И. [138, 139], Попеско А.Н. [140...142], Семко О.В. [169], Хмиль Р.И. [188], Чемпион С. [90],

Ягупов Б. А. [198...200], Яременко А.Ф. [203...205], Böttcher J. [212], Kys K. [220], Riedel W. [222...224], Scholz E. [225], Hirne W.G. [218], Suchan M. [226], Polder R.B. [221] и др.



Рис 1.1. Разрушения сжатых железобетонных элементов, г. Одесса.

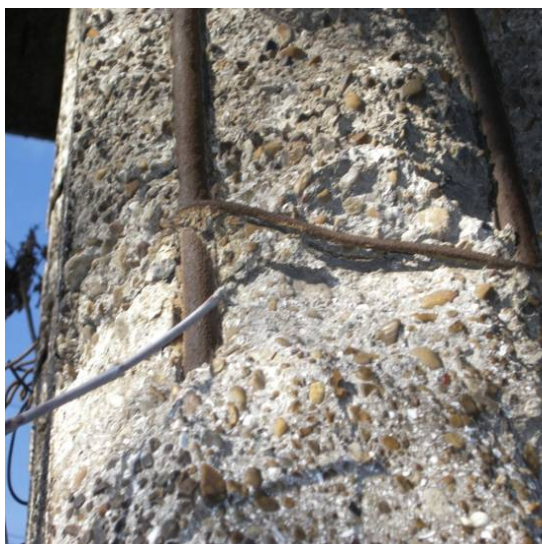


Рис 1.2. Разрушения сжатых железобетонных элементов, г. Одесса.

Чемпион С.С. в [193] отмечает, что с выражением „Воздействия на строительные конструкции“ связан ряд понятий, из которых в первую очередь должны быть исследованы такие как „коррозия“, „эрозия“, „биологические воздействия“, „провоцируемая эрозия“. Приводится достаточно четкая трактовка этих терминов, и затрагиваются причины их возникновения.

Под *коррозией* понимается химическое воздействие естественных и искусственных факторов на строительные материалы, из которых состоят строительные конструкции – детали фасадов, крыш, трубопроводы и другие элементы зданий и сооружений. Известно несколько видов коррозии, которые проявляются различным образом у разных материалов. В качестве важнейших могут быть названы:

- поверхностная коррозия – равномерное разрушение материала по всей его поверхности;
- избирательная (селективная) коррозия – воздействие на какую-либо часть или элемент строительной конструкции;
- точечная (язвенная) коррозия, встречающаяся в основном в металле трубопроводов и элементов фасадов;
- стрессовая (разрывная) коррозия, появляющаяся у металлов и органических строительных материалов.

Эрозия является физическим воздействием, имеющим, как правило, естественные причины:

- воздействие воды – вымывание растворимых компонентов из растворов, бетонов и других материалов;
- деформации, возникающие от переменного набухания-высыхания материала, замораживания-оттаивания;
- давление в местах скопления воды и водяных паров;
- воздействие температурных деформаций – образование трещин в результате температурных напряжений;
- разрушение вследствие попеременного растяжения и сжатия;
- воздействие абразивных процессов – воздействие песка, дождя, пыли в форме уноса частиц строительного материала;
- воздействие света – разрушение, происходящее от ультрафиолетового облучения, а в отдельных случаях в результате инфракрасного (теплого) облучения.

Эрозионная коррозия объединяет элементы коррозии и эрозии, причем в зависимости от обстоятельств, степень воздействия эрозии или коррозии может меняться.

Клименко Е.В. в [92] утверждает, что арматура в железобетонных конструкциях в значительной мере защищена от коррозии бетоном. Однако во многих случаях – недостаточный защитный слой, пористый или поврежденный бетон – арматура может быть повреждена коррозией. Поскольку продукты коррозии (ржавчина) в несколько (2...3) раз занимают больший объем, чем арматурная сталь, то они создают значительное радиальное давление на окружающий бетон. В итоге вдоль арматурных стержней возникают трещины.

Можно сделать вывод, что коррозия арматуры наступает, когда вследствие прогрессирующей карбонизации пассивный слой на поверхности арматуры полностью или частично растворяется.

Во многих работах [209, 210, 211, 217-219, 226, 228...230 и др.] освещено влияние ширины раскрытия трещин в бетоне на скорость коррозии арматуры. Большинство из авторов приходит к выводу, что чем больше трещины в железобетонных конструкциях, тем скорость коррозии арматуры выше.

Алексеев С.Н. [5] приходит к выводу, что коррозионные повреждения снижают срок эксплуатации конструкций и для обеспечения требуемой долговечности необходимо либо облагораживать среду, в которой эксплуатируются конструкции, либо повышать стойкость к воздействию агрессивных веществ, либо обеспечить полную изоляцию от неблагоприятной среды.

Бондаренко В.М. и Ягупов Б.А. занимались оценкой остаточного ресурса силового сопротивления железобетонных элементов поврежденных коррозией. В их работах [41...44, 198...200] приводятся уравнения состояния силового сопротивления, развития деформаций ползучести и накопления повреждений, уравнения, описывающие кинематику развития повреждений во времени и другие.

Барашиков А.Я. [26] делает акцент на том, что со временем под действием агрессивной среды изменяется напряженно-деформированное состояние (НДС) железобетонных конструкций, связанное с коррозионным повреждением. Автор провел экспериментальные исследования железобетонных балок при одновременном действии агрессивной среды и нагрузки. Рассмотренные экспериментальные исследования позволяют определить деформации железобетонных балок с коррозионными повреждениями с учетом фактора времени.

Подвальный А.И. в своих исследованиях [51, 138, 139] делает вывод, что на коррозионную стойкость влияют все составляющие компоненты структуры бетона.

Блихарским З.Я. [37...39] были выполнены исследования железобетонных балок с коррозионными повреждениями, полученными при одновременном действии агрессивной среды и нагрузки во времени. В работе [38] отмечается, что у таких элементов возможно возобновление полной несущей способности при условии использования обоймы наращиванием нового бетона и обеспечением совместной работы нового и старого бетонов без наращивания сечения рабочей арматуры.

Отличительной особенностью исследований Бондаря В.О. [40] является то, что в отличие от других ученых, он рассматривает влияние коррозионных повреждений на рабочую арматуру, а не на защитный слой бетона.

Интересными с точки зрения рассмотрения вопросов реконструкции являются исследования Böttcher J. [212]. Рассматриваются конкретные случаи коррозионных повреждений различных элементов.

Kys K. [220] описывает самые распространенные причины повреждений железобетонных конструкций и приводит характеристику каждого вида повреждения.

Грунау Э. [71] рассматривает как одну из причин коррозии биологические воздействия. Приводится пример разрушений, которым подвергаются обои, обойные клеи и краски, в состав которых входят органические вещества, а также древесина (ДВП, ДСП-бетон). Эти биологические воздействия должны быть вовремя выявлены и исключены.

Polder R.B. [221] изучал особенности эксплуатации морских береговых сооружений и влияние на них коррозии.

В целом возможные способы защиты строительных конструкций учтены в СНиП 2.03.11-85 [165], где сказано, что защиту строительных конструкций следует осуществлять применением коррозионностойких для данной среды материалов и выполнением конструктивных требований (первичная защита), нанесением на поверхности конструкций металлических, оксидных, лакокрасочных, металлизационно-лакокрасочных и мастичных покрытий, смазок, пленочных, облицовочных и других материалов (вторичная защита), а также применением электрохимических способов.

Обычно цемент, входящий в состав бетона становится с годами прочнее, но иногда, наоборот, ухудшает свои свойства. Нередко оба эти явления можно наблюдать в разных местах одного и того же сооружения.

Изучению дефектов в строительных конструкциях и способам их устранения, а так же решениям относительно их усиления посвящены труды Альбрехта Р. [7], Альсухайджи С.А. [9], Байды Д.Н. [14], Бамбуры А.Н. [21], Бондаренко С.В. [45, 46], Валового О.И. [50], Вырового В.Н. [61, 62], Гимадетдинова К.И. [66], Голышева А.Б. [68], Гроздова В.Т. [70], Дорофеев В.С. [79, 80], Каганаса М.А. [88], Кара Дамура А.Х. [89], Килимника Л.Ш. [90], Клименко Е.В. [92], Ле Минь Лонга [106], Литвинова И.М. [108], Лоссье А. [109], Мальганова А.И. [112], Мартьянова В.В. [114], Онуфриева Н.М. [124, 125], Пецольда Т.М. [131], Рабиновича Е.А. [146], Руфферта Г. [161], Стеблянка Л.В. [173], Тьерри Ю. [181], Физделя И.А. [184...186], Ягупова Б.А. [201], Anclade C. [210], Sues R.H. [227], Emmons P.H. [214], Fu X. [216] и др.

В работе [92] автор отмечает, что каждый дефект в строительных конструкциях является отклонением от технических требований и может вызвать нарушение нормальной работы сооружения. Один дефект может повлечь за собой появление ряда других нарушений. Правильно поставленная диагностика на ранней стадии позволяет предупредить возможность развития дефектов и ограничиться при этом выполнением незначительных работ по их устранению.

Внешние дефекты в основном принадлежат к числу сравнительно легко поддающихся исправлению, в то время как глубинные (внутренние) дефекты могут потребовать выполнения специальных работ для их устранения. Приводится подробное описание возможных внешних дефектов. Каждый дефект характеризуется причинами, его вызвавшими, размерами, объемом

повреждений и прогнозом его возможного развития. К основным видам относятся: раковины, пустоты, сколы, выколы и вспучивания, трещины и деформации.

При плановых ремонтных работах особое внимание должно уделяться существующим дефектам, способам их ликвидации, наличию коррозий бетона и арматуры при воздействии агрессивных сред, попеременного замораживания и оттаивания, механических повреждений. При обследовании конструкции необходимо уточнять геометрические размеры, расчетные схемы.

В [222] изложены способы расчета усиливаемых железобетонных конструкций. Основное внимание уделено устойчивости внецентренно сжатых элементов и усилению конструкций путем изменения граничных условий. Приводятся алгоритмы, учитывающие предысторию нагружения, нелинейный характер деформирования, ползучесть. Бондаренко С.В. выделяет три основных способа усиления конструкций:

- изменение конструктивной схемы;
- изменение напряженного состояния конструктивного элемента;
- увеличение поперечных размеров элементов (наращивание сечений).

Руфферт Гюнтер в своей работе [161] очерчивает круг проблем, связанных с причинами возникновения дефектов конструкций и способами ремонтно-восстановительных работ. Главной из причин возникновения дефектов автор считает воздействие агрессивной среды. Так же высказывается мнение относительно снижения количества арматуры в железобетонных элементах, в силу того, что в большей части случаев причиной выхода конструкций из строя является коррозия арматуры. Работа носит общий ознакомительный характер, обобщает практику ФРГ. В основном рассмотренные примеры относятся к монолитному строительству, что на данный момент является актуальным в связи с увеличением объемов монолитных конструкций. Недостатком является отсутствие конкретных рекомендации относительно расчета элементов конструкций, имеющих повреждения.

Гроздов В.Т. в [70] раскрывается смысл таких понятий как „авария“, „аварийное состояние“, „предаварийное состояние“. Автор утверждает, что большинство аварий зданий и сооружений можно предотвратить путем наблюдения за ними, фиксации признаков аварийного состояния и принятию мер по их ликвидации.

Работы [112...114] посвящены решению практических задач, возникающих при реконструкции зданий и сооружений. Основой являются результаты многолетней работы авторов по обследованию и оценке технического состояния. В [113] наглядно представлены характерные дефекты в железобетонных колоннах (табл. 1.1).

Практические расчеты при различных случаях повреждений освещены в [14, 66, 89, 90, 106, 114, 173].

В труде [66] автор рассматривает часто встречающееся на практике повреждение – нарушение сцепления арматуры с бетоном. Он отмечает, что в

нормативных документах [35] отсутствуют рекомендации по учету влияния нарушения сцепления на прочность сжатых элементов. Автор предлагает методику поверочных расчетов, которые позволяют с достаточной точностью определить прочность эксплуатируемых сжатых конструкций при различных степенях нарушения сцепления бетона с арматурой. Вопрос коррозионного влияния на сцепление бетона с арматурой освещен в трудах зарубежных ученых Fu X., Chung D.D.L. [216].

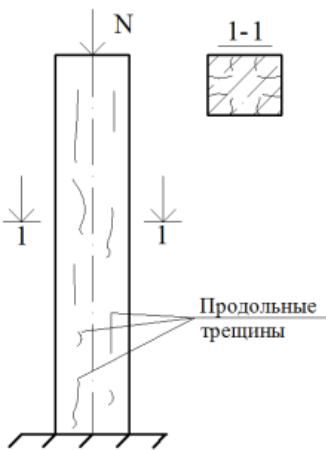
Еще один возможный случай повреждения рассматривает Килимник Л.Ш. Автор анализирует возможные повреждения после землетрясений. В [90] отмечено, что разрушения и повреждения при внецентренном сжатии и изгибе наиболее часто встречаются в колоннах, ригелях, элементах обвязок и узловых сопряжений каркасных зданий. В зависимости от степени повреждения образуются и раскрываются трещины, оголяется арматура, выкрашивается бетон, выпучиваются отдельные стержни.

Каганас М.А. [88] рассматривает еще один фактор, вызывающий физико-химическое повреждение железобетона – это электрический ток. Автор исследует язвенные образования на опорах электропередач, которые могут достигать значительных размеров.

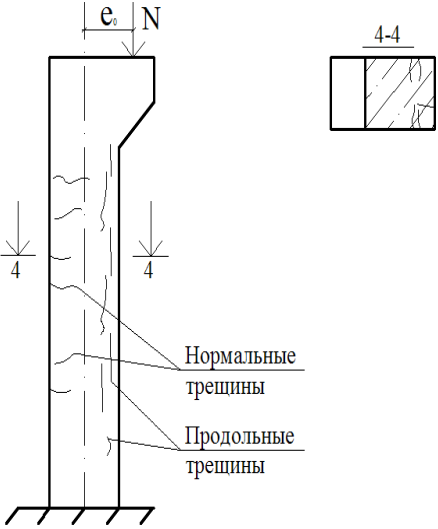
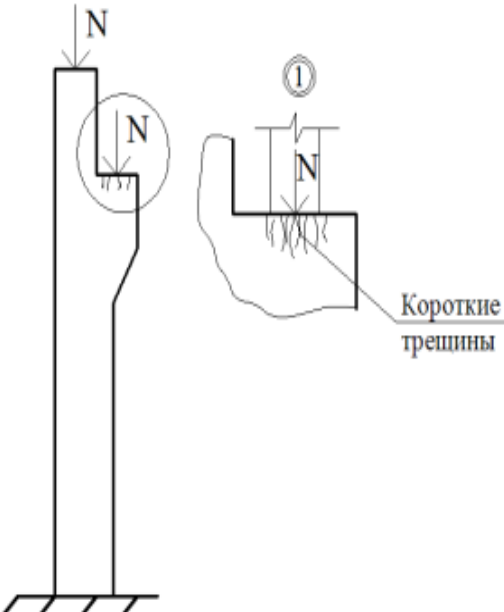
Мартыанов В.В. [114] в публикации рассмотрел решение такого вопроса, как определение прогиба внецентренно сжатого элемента с частичным повреждением защитного слоя бетона. Автором предложен алгоритм определения жесткости и прогибов таких элементов. Так же изучением влияния повреждения защитного слоя занимался Ле Минь Лонг. Его работа [106] посвящена построению научных принципов расчета сжатых железобетонных элементов, которые имеют различные повреждения защитного слоя. Автором проанализировано влияние оголения арматуры на распределение напряжений в ней. На основе проведенных исследований установлена эмпирическая зависимость между деформациями арматуры и бетона и разработана методика определения напряжений и деформаций в арматуре при повреждении защитного слоя бетона.

Таблица 1.1.

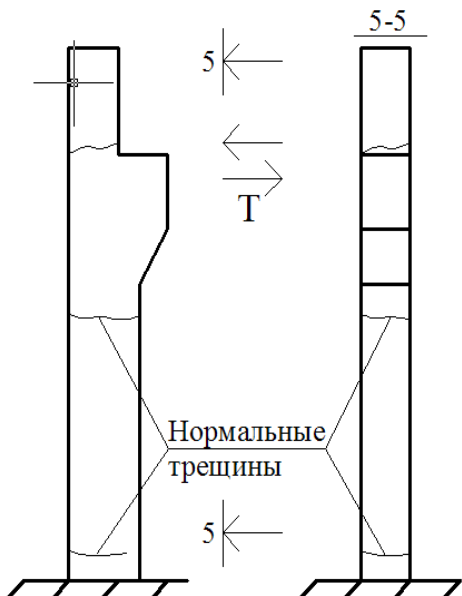
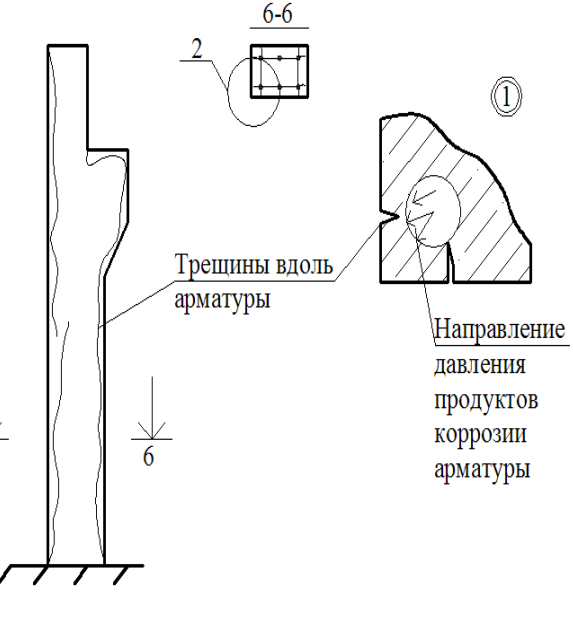
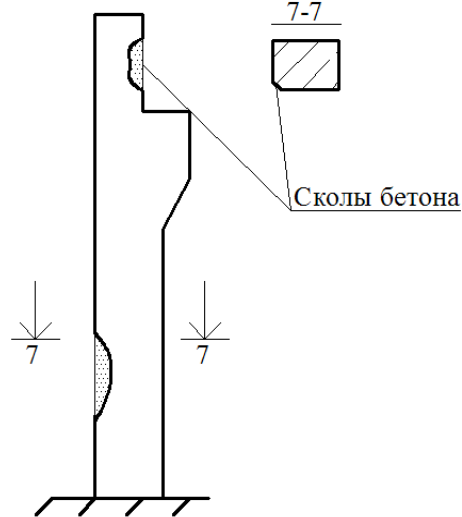
Характерные дефекты и повреждения железобетонных колонн

	Причина повреждения: продольные трещины по всему сечению свидетельствуют о перегрузке при центральном сжатии и снижении прочности бетона. Трещины в сжатой зоне при внецентренном сжатии говорят об увеличении эксцентриситета и уменьшении диаметра сжатой арматуры вследствие коррозии. Мероприятия по устранению: усиление колонны согласно расчету.
---	---

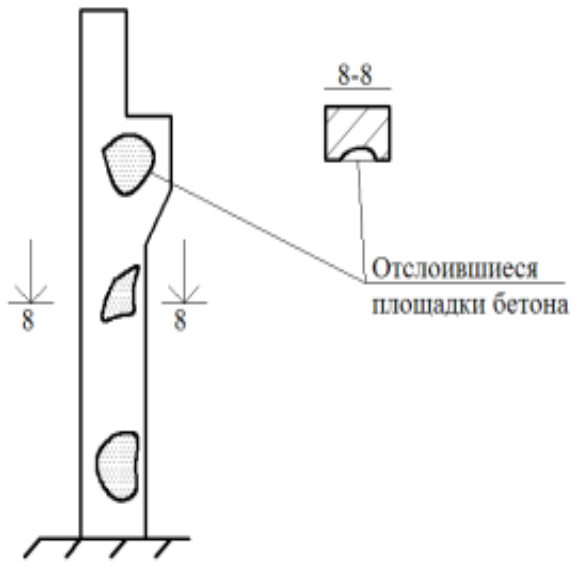
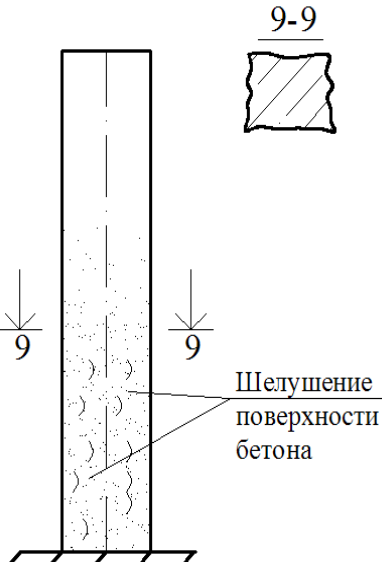
Продолжение таблицы 1.1.

	Причина повреждения: нормальные трещины в растянутой зоне и продольные трещины в сжатой зоне свидетельствуют о перегрузке при больших эксцентриситетах, увеличение e_0, снижение прочности бетона, уменьшении диаметра растянутой и сжатой арматуры вследствие коррозии. Мероприятия по устранению: усиление колонны согласно расчету.
	Причина повреждения: усадочные трещины, усадочные деформации бетона. Мероприятия по устранению: затирка или шпаклёвка поверхностных трещин. Инъектирование глубоких трещин.
	Причина повреждения: короткие трещины в местах опирания балок свидетельствуют о местном смятии бетона при перегрузке, снижении прочности бетона, отсутствии косвенного армирования Мероприятия по устранению: усиление повреждённых участков.

Продолжение таблицы 1.1.

	Причина повреждения: нормальные трещины, большая гибкость из плоскости возникают при действии продольного торможения, неправильного складирования и перевозки, температурно-влажностных деформаций бетона. Мероприятия по устранению: усиление колонны согласно расчету.
	Причина повреждения: Трещины вдоль арматуры, ржавые подтёки говорят о коррозии арматуры вследствие разрушения защитного слоя бетона и воздействия агрессивных сред. Мероприятия по устранению: Восстановление защитного слоя бетона. Защита арматуры от коррозии. Усиление колонны согласно расчёту.
	Причина повреждения: сколы бетона возникают при механических повреждениях при перевозке и эксплуатации, коррозии арматуры, огненных воздействий Мероприятия по устранению: восстановление сколотых участков. Защита от коррозии. Усиление согласно расчету.

Продолжение таблицы 1.1.

	Причина повреждения: отслоение площадок бетона происходит при огневом воздействии при пожаре, давлении новообразований (солей, льда). Мероприятия по устранению: восстановление повреждённых участков. Усиление колонны согласно расчету.
	Причина повреждения: воздействие агрессивных сред. Попеременное замораживание-оттаивание бетона или увлажнение-высыхание. Мероприятия по устранению: защита от агрессивного действия среды. Восстановление поверхности бетона.

Стеблянко Л.В. [173] разработана методика расчета и программный комплекс для определения прочности железобетонных стен ослабленных дефектами и повреждениями с характерным размещением.

В [210, 227] выделены основные характеристики дефектов и повреждений, а так же даются рекомендации относительно определения надежности работы поврежденных элементов.

Труд Байды Д.Н. [14] посвящен определению остаточной прочности частично поврежденных железобетонных балок под действием разрушающих нагрузок. В работе предлагается считать такие элементы частично разрушенными. Автором предложена методика определения остаточной несущей способности, учет которой при усилении может быть целесообразен.

Вопросы долговечности и технического состояния зданий и сооружений отображены в трудах Заволоки М.В. [82], Клименко Е.В. [92...97], Колотилкина Б.М. [123], Кривошеева П.И. [103], Матвеевой Е.П. и

Мешечкина В.В. [115], Савицкого Н.В. [163], Тамразяна А.Г. [175], Худолея Е.Ю. [192], Frangopol D.M. [215].

В трудах этих и других ученых рассматриваются отдельные вопросы оценки технического состояния и влияние различных факторов.

Так в работах Клименко Е.В. подчеркивается, что в настоящее время работа по определению и прогнозированию технического состояния строительных конструкций и сооружений проводится на интуитивном уровне. Предложен подход к определению технического состояния, который базируется на прогнозировании изменения геометрических характеристик и характеристик прочности материалов. Это система позволяет формализовать осмотр зданий и сооружений. Также в работах описаны принципы усиления конструкций и защиты их от коррозии.

Савицкий Н.В. [163] приводит общий анализ причин наиболее часто вызывающих отказ строительных конструкций (таблица 1.2).

Эти данные показывают, что человеческие ошибки возникают с гораздо большей частотой, чем большие отклонения прочности материала и нагрузок. Автором предложена модель, следуя которой возможно предотвратить возникновение наиболее грубых ошибок.

Таблица 1.2.

Количественная оценка причин отказов строительных объектов

Причины аварии	Доля в общем числе
Неточное проектирование	0,2330
Неточное исполнение	0,3689
Небрежная эксплуатация	0,3495
Другие причины	0,0485

Колотилкин Б.М. в работе [99] утверждает, что с момента возведения здания все элементы и конструкции постепенно снижают свои качества. Надежность и долговечность конструкции зависит от интенсивности разрушительных процессов. Основной характеристикой зданий является долговечность. Под этим термином понимается срок, в течение которого, несмотря на принимаемые меры, здание под воздействием сил природы и в результате его эксплуатации изнашивается, ветшает и приходит в состояние, при котором дальнейшая эксплуатация становится невозможной, а ремонт и восстановление экономически нецелесообразным.

Матвеева Е.П. и Мешечкина В.В. в [151] дают свое представление о физическом износе. Так, под физическим износом конструкции и зданий подразумевается ухудшение технического состояния, приводящее к потере прочностных, эксплуатационных и других качеств. Так же высказывается мнение, что восстановлению (ремонту) должны подвергаться только сменяемые конструкции, срок службы которых менее нормативного срока несменяемых конструкций. В свою очередь, несменяемые конструкции при наличии физического износа должны подвергаться восстановительным реконструктивным работам, обеспечивающим восстановление или увеличение

несущей и эксплуатационной способности. В результате использования новых материалов и технологий восстановительные работы могут существенно повысить уровень надежности и долговечности конструкций и зданий в целом. На долговечность в первую очередь влияет уровень технической эксплуатации, экологическое состояние окружающей среды, капитальность зданий и качество выполнения строительно-монтажных работ. Неправильная эксплуатация, воздействия на конструкции различных факторов, в том числе внешней среды приводит к необходимости проведения внеплановых ремонтных работ.

В целом реконструкция и усиление может потребоваться при неправильной эксплуатации, техническом перевооружении производственных предприятий, увеличению этажности и т.д. Во многих предприятиях старое физически изношенное и морально устаревшее оборудование заменяют более современным. Это может привести к увеличению нагрузок на несущие строительные конструкции зданий, изменению характера их воздействия, например, появлению динамических нагрузок, изменению условий работы конструкции и тем самым к необходимости усиления.

Наконец, причинами необходимости усиления конструкций могут явиться ошибки при проектировании, например неполный учет действующих нагрузок, несоответствие выбранной расчетной схемы действительному напряженно-деформированному состоянию конструкции, недостатки при производстве работ, выразившиеся в плохом качестве сварки арматуры, бетонирования, анкеровки стержней, несоответствии принятого класса или диаметра стержней арматуры и класса бетона по проекту.

Причин возникновения повреждений множество. Необходимо правильно и своевременно определять эти причины во избежание аварийных ситуаций. Каждый из видов повреждений нуждается в индивидуальном изучении для принятия правильного решения о дальнейшей судьбе поврежденных элементов.

1.3. Сжатые стержневые железобетонные элементы

1.3.1. Общие положения расчета.

Сжатые железобетонные элементы широко применяются в строительной практике. Это колонны, элементы ферм, стойки, столбы и др. В процессе эксплуатации в ряде случаев они теряют свои первоначальные свойства и разрушаются. Эти изменения являются следствием воздействия многих физико-механических и химических факторов. Поэтому, очень важно правильно и своевременно принимать решения относительно реконструкции, модернизации, методов усиления повреждённых элементов.

В связи с этим возникает ряд проблем, которые требуют решения. Одной из них является проблема усовершенствования и создания новых методов определения несущей способности повреждённых железобетонных элементов, то есть расчета их остаточной прочности, на основе которой принимается та или иная схема усиления. Это является более рационально, так как затраты на усиление не всегда оправданы.

Состояние отдельных конструкций зданий и сооружений определяются степенью их повреждения и износа. Оценка технического состояния конструкций проводится с целью установления опасности разрушения, а также возможности дальнейшего использования конструкции. Это обследование проводится на основе натурного осмотра, инструментальных исследований, а также проверочных расчетов и испытаний.

Действующие нормативные документы по вопросам обследований, паспортизации, безопасной и надёжной эксплуатации промышленных зданий и сооружений [129] действуют в Украине с 1997 года и в связи с отсутствием аналогичных норм для жилых, общественных и большинства зданий, распространяются и на них.

В целом нормативные документы [195] определение технического состояния зданий и сооружений рекомендуют выполнять по наихудшему техническому состоянию отдельных несущих или ограждающих конструкций. Часто это приводит к неоправданному занижению эксплуатационных качеств зданий или сооружений в целом и преждевременному прекращению их эксплуатации [110].

Так как нормы проектирования часто допускают наличие в железобетонных конструкциях трещин с шириной раскрытия до 0,3...0,4 мм при действии полной нагрузки, то их появление в таких случаях не вызывает опасений о нормальной эксплуатации конструкции. Наличие трещин с шириной раскрытия более 0,4 мм свидетельствует о перегрузке конструкции, в результате чего проявляются остаточные (пластические) деформации в арматуре или имеет место нарушение сцепления арматуры с бетоном. Раскрытие трещин, что измеряются десятками миллиметров, наблюдается в конструкциях при разрыве арматуры или полной потере сцепления. Эти конструкции считаются аварийными. К конструкциям в аварийном состоянии стоит отнести железобетонные элементы с продольными трещинами, выколами бетона, лещадками в сжатой зоне [92].

При обследовании реальных железобетонных конструкций, наиболее распространенным повреждением их от действия внешней агрессивной среды является коррозия и уменьшение площади поперечного сечения рабочей (сжатой или растянутой) арматуры. В зависимости от направленности действия среды, положения конструкции и элементов конструктивной защиты можно наблюдать как равномерное, так и не равномерное повреждение арматурных стержней.

Таким образом, основными повреждениями сжатых железобетонных конструкций во время эксплуатации являются:

- равномерное уменьшение площади арматуры по поперечному сечению;
- неравномерное уменьшение площади арматуры в растянутой (менее сжатой) или сжатой зоне;
- снижение прочности бетона, как правило, равномерное по всему поперечному сечению;
- разрушение (резкое уменьшение прочности) бетона в части поперечного сечения [110].

При отсутствии в конструкциях дефектов и повреждений, которые снижают их несущую способность, а также при отсутствии недопустимых прогибов конструкций и раскрытия в них трещин проверочные расчеты разрешается выполнять, исходя из проектных геометрических размеров поперечного сечения конструкции, класса бетона по прочности, класса арматурной стали, армирования и расчетной схемы конструкции [92].

Исходя из выше сказанного, исследования в этой области актуальны. Необходимо разработать рекомендации по определению остаточной прочности поврежденных сжатых стержневых железобетонных элементов (колонн, столбов, элементов ферм).

Впервые железобетонные конструкции начинают применять под влиянием зарубежного опыта и собственной практической необходимости. В основном это было промышленное и гидротехническое строительство. До 30-х годов прошлого века железобетонные элементы рассчитывались как сочетание двух линейно деформируемых материалов. С развитием строительства все очевиднее становились недостатки такого метода расчета. И в 1931 г. Лолейт А.Ф. выдвинул принципы новой теории расчета железобетона по разрушающим усилиям. Со временем эта идея нашла продолжение и развитие в едином методе расчета конструкций по предельным состояниям, который был положен в основу норм проектирования бетонных и железобетонных конструкций – СНиП II.81-62.

Недостатком данного нормативного документа было то, что он предполагал одновременное достижение пределов прочности бетоном R_{np}^H и арматурой σ_m . На самом деле, такое возможно только лишь в том случае, если предельные деформации бетона ε'_{up} , соответствующие напряжениям R_{np}^H равны или более деформации ε_m при которой наступает текучесть продольной арматуры. Рассмотрением этого вопроса занимались такие ученые, как Смирнов Н.В. и Гамаюнов В.И. [172].

Некоторые из авторов [10, 30, 130] приходят к выводу, что результаты расчета по методике СНиП II.81-62 приводят к перерасходу материалов.

Накопленные в период 1962...1983 гг. знания ложатся в основу последующего нормативного документа – СНиП 2.03.01-84, который также основывается на методе предельных состояний, но со значительным рядом уточнений, дополнений и учетом практики проектирования. Этот нормативный документ также имел недостатки. Например, расчет сжатых элементов предполагал исчерпание несущей способности элемента только вследствие разрушения бетона сжатой зоны или текучести растянутой арматуры. Исчерпание несущей способности по причине потери устойчивости не были описаны. Этот вопрос освещен в работах [28, 171].

СНиП 2.03.01-84 предлагает следующий расчет сжатых элементов. Расчет сечений в общем случае (рис. 1.3) должен производиться из условия:

$$N\bar{e} \leq R_b S_b - \sum \sigma_{si} S_{si}; \quad (1.1)$$

В формуле (1.1): e – расстояние продольной силы N до оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, и проходящей через центр тяжести сечения растянутого стержня, наиболее удаленного от указанной прямой; S_b –

статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно указанной оси; S_{si} – статический момент площади сечения i -го стержня продольной арматуры относительно указанной оси; σ_{si} – напряжение в i -м стержне продольной арматуры, определяемое согласно указаниям настоящего пункта.

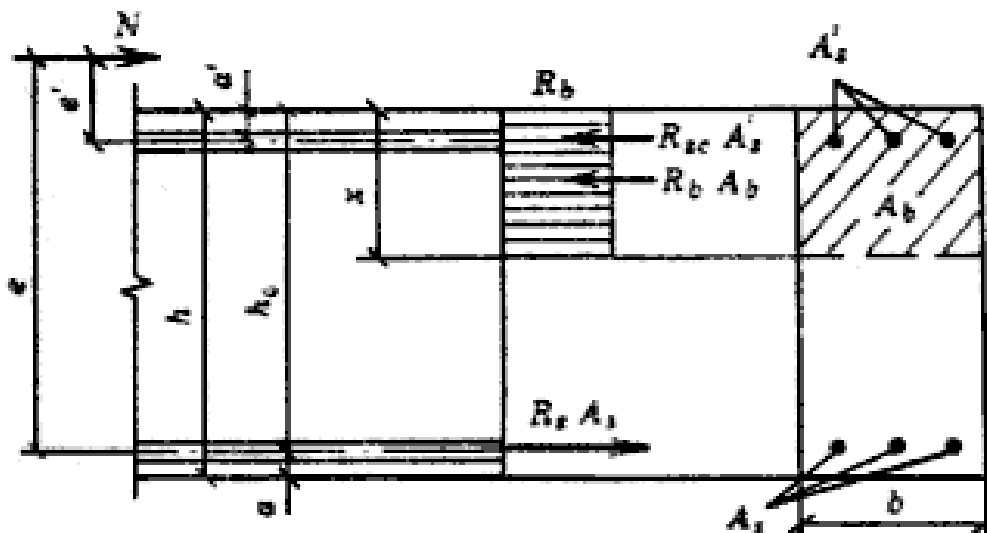


Рис. 1.3. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности.

Высота сжатой зоны x и напряжение σ_{si} определяются из совместного решения уравнений:

$$R_b A_b - \sum \sigma_{si} A_{si} \pm N = 0; \quad (1.2)$$

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right) + \sigma_{spi}. \quad (1.3)$$

В СНиП 2.03.01-84* „Бетонные и железобетонные конструкции“ учет дефектов и повреждений обеспечивается уменьшением сечений, влиянием на прочность и деформативные характеристики бетона, на его сцепление с арматурой, на эксцентриситет поперечной силы. Для сильно поврежденных конструкций (при разрушении 50% и более сечения бетона или 50% и более площади сечения рабочей арматуры) элементы усиления следует рассчитывать на полную действующую нагрузку, при этом усиливаемая конструкция в расчете не учитывается. Но опыт показывает, что такие элементы обладают частичной несущей способностью. Задачей для последующего изучения является определение остаточной несущей способности поврежденных элементов с целью выбора более экономичного варианта усиления либо полной замены элемента.

В новом ДБН В.1.2-14-2009 нашли отображение идеи деформационной модели сечения Евростандартов [213]. Наибольшее количество споров в кругах ученых вызывало очертание диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$. Впервые в результате практического эксперимента Талем К.Э. [174] и Дегтеревым В.В. [74] было выявлено реальную диаграмму деформирования бетона с ниспадающей ветвью. В 1955 году Таль К.Э. в своей работе [174] указывает, что обнаруженное им

явление объясняется плавным перераспределением усилий с бетона на арматуру и отсутствием резкого нарастания напряжений (перераспределение усилий с более слабых мест на места с ненарушенной структурой), которое происходит в неармированном бетоне.

В 1958 г. Рюшем Г. на совещании по расчету строительных конструкций была высказана научно обоснованная идея относительно оценки предельных критических деформаций бетона при сжатии. Сущность его доклада [162] сводилась к решению следующего вопроса: до какой предельной деформации можно применять кривые распределения напряжений. Ответ на этот вопрос, по мнению автора, может быть найден в результате анализа зависимости изгибающих моментов, воспринимаемых сечением, от значений краевой деформации бетона. Однако этот способ оценки предельных деформаций изложен в декларативной форме и без дополнительных уточнений и доработок реализовать на практике не возможно. Такое же мнение было высказано и в публикации Гвоздева А.А. и Байкова В.Н. [64].

В последующие годы уделялось большое внимание уточнению и аналитическому описанию диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$, с ниспадающим участком. Можно выделить работы Байкова В.Н. [18], Бамбуры А.Н. [22...24], Беглова А.Д. [27], Берга О.Я. [31...33], Гвоздева А.А. [64, 65], Дорофеева В.С. [81], Ильина О.Ф. [87], Михайлова В.В. [116], Рогового С.И. [152], Рубена Г.К. [158], Яшина А.В. [206...208] и др.

Однако в работе [12] автором точно подмечено, что для получения и описания нисходящей ветви функции $\sigma_b - \varepsilon$ применяют специальные приёмы испытаний бетонных призм, что вносит субъективный фактор в оценку деформативных возможностей бетона. Перенесение зависимостей, полученных при таких испытаниях, является некорректным, так как работа железобетона является результатом совместной работы арматуры и бетона этого элемента.

К преимуществам нелинейного подхода Пахомов Р.И. [129] относит то, что применение уравнения механического состояния позволяет учитывать нелинейность деформирования и, как следствие, учитывать криволинейность эпюры напряжений сжатого бетона, что отвечает реальной физической модели работы бетона как неоднородного материала. Такой характер деформирования бетона в границах ниспадающей ветви дает возможность учитывать процесс релаксации напряжений бетона и их перераспределение с более деформированных на менее деформированные и менее напряженные участки сечения, а также на продольную арматуру, напряжения которой при такой релаксации могут существенно увеличиваться.

Сжатые железобетонные элементы широко применяются в строительной практике. Ныне действующие ДБН В.2.6.-2011 требует рассчитывать такие элементы с учетом нелинейности деформирования железобетона. Такой метод является наиболее точным, так как отвечает реальной физической модели работы бетона как неоднородного материала.

Общий случай определения несущей способности, кривизны, перемещений, перераспределения усилий в статически неопределенных конструкциях необходимо исходить из напряженно-деформированного

состояния железобетонных сечений, определенного на основании использования нелинейной диаграммы „напряжения-деформации“ (рис.1.5).

Эта зависимость может быть представлена в виде уравнения типа (1.4) или (1.5):

$$\frac{\sigma_c}{f_{ck,cd}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta'} \quad (1.4)$$

где:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}$$

ε_{cl} – деформации при максимальных напряжениях при расчете по первой группе предельных состояний принимаются $\varepsilon_{cl,cd}$, по второй группе предельных состояний – $\varepsilon_{cl,ck}$ по таблице 3.1 [34]; $k = 1,05 E_c \times \varepsilon_{cl,cd} / f_{cd}$ и $k = 1,05 E_c \times \varepsilon_{cl,ck} / f_{ck, prism}$ соответственно при расчете по первой и второй группе предельных состояний; E_c – начальный модуль деформации.

$$\sigma_c = f_{ck,cd} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k; \quad (1.5)$$

где a_k – коэффициенты полинома, которые определяются с использованием параметров, приведенных в таблице 3.1 [34].

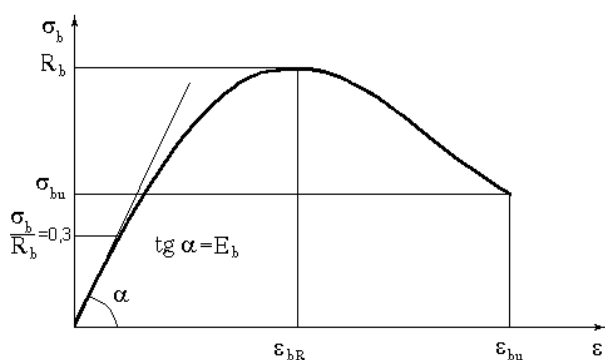


Рис. 1.5. Диаграмма „напряжения-деформации“ бетона.

ДБН В.2.6.-201, п. 5.14 недостатки предлагает учитывать эффект от влияния возможных недостатков в геометрии ненагруженной конструкции. Нормативный документ требует пытаться учесть неблагоприятные эффекты как можно большего количества недостатков. При расчете железобетонных элементов на сжатие необходимо учитывать случайный эксцентриситет. В п. 5.2 предлагается учет недостатков от возможных отклонений в геометрии конструкции, размещении нагрузок учитывать с помощью введения коэффициентов надежности по материалу. Таким образом, исчерпывающих ответов, относительно повреждений, в нормативном документе нет.

1.3.2. Центральные сжатые элементы.

Над изучением работы центрально сжатых железобетонных элементов трудились большое количество ученых: Аксенов В.Н. [3], Аль-надфе Н. [8], Артемчук А.А. [10], А. Эль Луз [1], Бабич В.И. [12], Байков В.Н. [19], Бекирова М.М. [28], Беликов В.А. [30], Боровских А.В. [47], Дегтерев В.В. [73],

Довгальук В.И. [76], Додонов М.И. [77], Кусакин А.П. [105], Маданян С.А. [110], Нурмаганбетов Е.К. [123], Отсмаа В.А. [126], Першаков В.Н. [130], Писанко Г.Н. [134], Рискинд Б.Я. [150], Сапожников Н.Я. [165], Слезингер И.Н. [171], Уткин В.С. [183], Фомица Л.Н. [187], Ходжаев А.А. [189], Чихаладзе Э.Д. [194], Щелкунов В.Г. [197] и др.

Определением надежности сжатых железобетонных элементов занимались Уткин В.С. [183] и Сапожников Н.Я. [165].

В работе [165] автор представил статистические результаты многочисленных испытаний надежности центральных и внецентренно сжатых элементов. Установлено, что надежность внецентренно сжатых элементов существенно ниже, чем центрально сжатых. С увеличением эксцентриситетов и гибкости надежность внецентренно сжатых образцов уменьшается. Самая низкая надежность отмечалась во внецентренно сжатых элементах с большими эксцентриситетами. Автор приходит к выводу, что для реализации заданного уровня надежности на стадии проектирования необходимо разработать систему коэффициентов к расчетным сопротивлениям арматуры и бетона, учитывающих специфику конструкции.

Уткин В.С. в [183] рассматривает случаи, когда приходится выявлять надежность работы сжатых элементов при известном значении сжимающей нагрузки N . Для решения такой задачи обычно просматривают документацию или путем вскрытия арматуры определяют её диаметр и класс. Однако если на арматуре имеются коррозионные повреждения, то определение её диаметра измерением дает нечеткий результат. Прочность бетона, определяемая неразрушающими методами, дает лишь приближенное значение. Автором предложен алгоритм расчета, который позволит получить информацию о расчетной надежности колонны и принять то или иное решение о безопасности и о необходимости усиления и т.д.

Прочности сжатых элементов уделили внимание такие ученые, как: Альнадфе Н. [8], Отсмаа В.А. [126], Рискинд Б.Я. [150], Чихаладзе Э.Д. [194].

Напряженно-деформируемое состояние сжатого железобетона рассматривается в работах [8, 19, 77, 123, 134, 171, 187, 197, 189].

Писанко Г.Н. [134] исследует процессы деформирования бетона, влияние макроструктуры на его поведение под нагрузкой. Автором описывается, что при возрастании статической сжимающей нагрузки в бетоне происходят последовательные процессы уплотнения, разуплотнения и разрушения структуры. Результатом работы является следующий вывод: несущая способность бетона определяется преимущественно прочностными свойствами цементного камня, характер же процесса деформирования и развития микроразрушений бетона во многом обусловлен присутствием в нем заполнителя. Деформативность бетона в большей мере, нежели его прочностные показатели, зависит от макроструктуры материала. Поэтому, начальный модуль упругости и характер развития деформаций по мере роста нагрузки не могут быть однозначно связаны с прочностью материала.

Интересны так же исследования Ходжаева А.А. [189]. Приведенные автором данные, относительно коротких и гибких железобетонных колонн

сплошного и комплексного сечения показали, что предварительные многократно повторные воздействия в ряде случаев изменяют несущую способность железобетонных колонн при последующем нагружении до разрушения. В процессе повторных нагружений повышаются деформации бетона на каждом цикле, возрастает прогиб конструкции, что влечет за собой увеличение изгибающего момента.

Так же много внимания было уделено рассмотрению вопросов, связанных с армированием сжатых железобетонных элементов [1, 47, 73, 76, 105, 110, 150].

Отдельно хочется рассмотреть работу [189]. Автор исследует поперечное армирование и его влияние на НДС. Поперечное армирование существенно изменяет напряженно-деформируемое состояние сжатых элементов в зоне его размещения, создавая эффект работы бетона в обойме. Деформации бетона защитного слоя достигают предельных значений раньше, чем в ядре. Исследовано влияние шага поперечного армирования в пределах 20, 25, 30 d в центрально и внецентренно сжатых стержнях. Увеличение шага поперечного армирования в указанных пределах снизило прочность образцов на 2...4%.

Значительное количество научных трудов посвящено изучению сжатых элементов различных составов и классов бетонов [3, 10, 30, 130].

Артемчук А.А. в [10] приводит результаты использования высокопрочной арматуры в сжатых элементах из мелкозернистого бетона. В результате исследований выявлено, что при испытании бетонов на мелких песках их деформации достигают 80%, что позволяет рекомендовать использование высокопрочных сталей. Опытные разрушающие усилия оказались выше теоретических, подсчитанных по СНиП 2.03.01-84*.

Аксенов В.Н. в [3] рассматривает работу железобетонных колонн из высокопрочного бетона. Изучалось влияние гибкости колонн на несущую способность, эксцентриситета приложения внешней нагрузки и предварительное напряжение арматуры. Главными результатами работы автора являются следующие выводы: снижение прочности, обусловленное повышением эксцентриситета, в колоннах из высокопрочных бетонов происходит быстрее, чем в образцах из бетонов средней прочности. У опытных образцов из высокопрочного бетона наблюдается более слабая степень зависимости несущей способности от гибкости. Предварительное растяжение арматуры, как в коротких, так и в гибких стойках ведет к снижению прогиба по сравнению с аналогичным образцом без предварительного напряжения арматуры. Влияние предварительного напряжения на трещиностойкость внецентренно сжатых стоек из высокопрочного бетона не столь значительно, как для бетонов средней прочности.

Центральное сжатие очень подробно рассмотрено в трудах отечественных ученых и учених ближнего зарубежья. Работа сжатых элементов рассматривается во всех возможных аспектах. Но отсутствуют работы, которые бы учитывали возможное повреждение. Так же к недостаткам можно отнести, что большая часть современных исследований работы железобетонных конструкций носит описывающий характер, и посвящена

каким-то приближительным методам расчета, с помощью, например, введения коэффициентов условий работы, учета влияния окружающей среды и т.д.

1.3.3. Внецентренно сжатые элементы.

Изучением внецентренно сжатых элементов занималось большое количество ученых: Алиева Ж.И. [6], Бабич С.В. [13], Байков В.Н. [15...17], Баклушев Е.В. [20], Бамбура А.Н. [25], Беликов В.А. [29], Бурлаченко П.И. [48, 49], Веретенников В.И. [57], Гвоздев А.А. [63], Гусаков В.Н. [72], Дегтярев В.В. [75], Изотов Ю.Л. [85, 86], Кириакиди Г.И. [91], Кормер Б.Г. [101], Краковский М.Б. [102], Кудрявцев А.А. [104], Лекишвили Г.Л. [107], Маилян Д.Р. [111], Морин А.Л. [118, 119], Пирадов А.Б. [132, 133], Попов Н.Н. [143], Роговой С.И. [153, 155], Руденко В.В. [159, 160], Сигалов Э.Е. [170], Узун И.А. [182], Холмянский М.М. [190, 191], Шатохин В.И. [195], Шестаков Л.П. [196], Яковлев С.К. [202].

Большинство работ по изучению внецентренно сжатых элементов – это работы, посвященные рассмотрению таких вопросов, как определение несущей способности и прочности элементов [16, 101, 132, 160, 155], влияния различных факторов, таких как класс и состав бетона [6, 29, 104, 118-119], форма сечения [57], гибкость элементов [20, 63, 75], армирование [49, 85, 196], различных режимов нагрузок [15, 143, 159, 195, 202] на прочностные характеристики железобетона.

Напряженно-деформируемое состояние внецентренно сжатых элементов рассмотрено в трудах [17, 72, 111, 133, 182, 190-191].

Ученые, работающих в области изучения влияния различных факторов на несущую способность внецентренно сжатых элементов, приходят к выводу, что одним из важнейших является эксцентриситет приложения внешней нагрузки [13, 20, 48, 49, 86, 107, 153, 159, 160].

Морин А.Л. [118-119] занимался исследованием несущей способности и деформативности внецентренно сжатых железобетонных элементов из высокопрочного бетона. Исследования автора показали эффективность применения конструкций из бетона М 600...800. Эффективность выражается в снижении веса сборных элементов, уменьшении стоимости, сокращении расхода бетона и экономии стали. Предложено выделять три случая внецентренного сжатия: относительно большой эксцентриситет, относительно малый эксцентриситет (арматура растянута), самый малый эксцентриситет (арматура сжата). Автор приходит к выводу, что характер напряженного состояния внецентренно сжатых элементов из высокопрочного бетона зависит от эксцентриситета нагружения.

Веретенников В.И. [57] изучал влияния размеров и формы сечения элементов на НДС и диаграмму деформирования бетона при внецентренном сжатии. Он приходит к выводу, что на НДС сжатой части железобетонных элементов могут влиять их форма, геометрические размеры, армирование и некоторые другие факторы. В подходах к учету этих факторов при расчете конструкций много предположительного, что связано с недостаточной изученностью вопроса, несовершенством методики экспериментальных исследований и т.д. В ходе эксперимента на внецентренное сжатие автором

испытывались образцы с прямоугольной, ромбовидной и сегментной формой поперечного сечения. Проведенные исследования показали, что независимо от формы сечения при уменьшении высоты образцов, испытанных с треугольной эпюрой деформаций, коэффициент полноты эпюры напряжений возрастает. При этом при равных значениях условной высоты сжатого бетона наибольшее значение полноты эпюры имели образцы с ромбовидной формой сечения. При любой форме с уменьшением высоты сечения образцов наблюдается увеличение ε_b^{max} . Наибольшие деформации реализуются для сегментных и ромбовидных образцов и достигают $1,5 \dots 2 \varepsilon_0$.

Бабич С.В. в публикации [13] рассматривает внецентренно сжатые элементы с переменными эксцентриситетами по длине. Он утверждает, что для сжатых элементов стержневых систем с переменным эксцентриситетом (моментом) по их длине СНиП 2.03.01-84* игнорирует схему его загрузки и вследствие этого дает заниженное значение несущей способности и завышает площадь сечения рабочей арматуры. С целью выяснения влияния схемы загрузки на несущую способность внецентренно сжатых элементов был проведен эксперимент, результаты которого показали, что экспериментальная несущая способность превышает несущую способность вычисленную по методике СНиП 2.03.01-84* в 1,11-2,31 раза. То есть, по мнению автора, такие элементы можно рассчитывать по вышеупомянутому нормативному документу, применив некоторые дополнения.

Изотов Ю.Л. в статье [85] изучает влияние значительного насыщения сечений изгибаемых или внецентренно сжатых элементов, испытывающих по своей длине знакопеременную нагрузку. В целях унификации поперечного сечения отдельные их участки армируются двойной арматурой. Согласно расчету по СНиП 2.03.01-84*, эти участки могут иметь значительное насыщение рабочей арматурой, которое, как показано в статье, не обеспечивает несущую способность элемента. В статье рассмотрены результаты испытания ригеля рамы сельскохозяйственного здания, который испытывает внецентренное сжатие. Поскольку бетон сжатой зоны поперечного сечения ригеля до приложения нагрузки имеет нарушения сплошности материала, прочность бетона сжатой зоны элемента меньше предельной прочности. Несущая способность такого элемента будет ниже расчетной. Наличие усадочных трещин, идущих вдоль стержней арматуры, еще более усугубляют работу сжатой зоны сечения. Наблюдалось преждевременное разрушение таких ригелей с подобным насыщением сжатой зоны поперечного сечения рамы. Разрушение рамы произошло от раздавливания сжатой зоны. При растягивающих напряжениях в бетоне сечение элемента пронизывается микротрещинами, при значительном насыщении железобетонных элементов продольной арматурой.

В этой связи сжатая зона сечения равномерно пронизана взаимно перпендикулярно направленными усадочными микротрещинами.

Кормер Б.Г. в публикации [101] описывает новые практические методы экспертной экспресс-оценки несущей способности железобетонных строительных конструкций на стадии проектирования, разработанные на

основании СНиП 2.03.01-84*. Для проверки прочности нормальных сечений внецентренно сжатых элементов предложен способ, основанный на применении таблицы безразмерных коэффициентов несущей способности. Таблица составлена для элементов симметричного сечения с ненапрягаемой арматурой из мягких сталей, сосредоточенной у наиболее сжатой и у наиболее растянутой граней элемента при расположении силы в плоскости симметрии сечения. Таблица является универсальной и может применяться для расчета элементов любой формы, при симметричном и не симметричном армировании.

Такой способ определения несущей способности является удобным, сокращает расчеты, но его применение невозможно при расчете сжатых элементов, которые имеют повреждения.

Краковский М.Б. в [102] при оценке надежности нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов прямоугольного элемента сравнивал значения несущей способности, одно из которых определено вероятностным расчетом с обеспеченностью 0,9986, а второе – детерминированным расчетом по СНиП 2.03.01-84*.

Используя методы статистического моделирования, задавали реализацию призмной прочности бетона в соответствии с принятым законом распределения. Автор предлагает корректировку, которая приведет к более экономичному проектированию внецентренно сжатых элементов, поскольку в большинстве случаев при расчете по предлагаемым уточненным формулам.

Баклушев Е.В. в работе [20] приходит к выводу, что колонны с различной гибкостью не равнонадежны. К этому выводу автор приходит на основании предварительного анализа результатов испытания внецентренно сжатых элементов. Так, надежность расчета по СНиП 2.03.01-84* для выборки элементов с малой и средней гибкостью выше, чем для элементов с большей гибкостью.

При анализе надежности расчета из двух факторов лишь гибкость влияет на $C = N_{разр}/N_{расч}$. Зависимость C от относительного эксцентриситета незначительна. C зависит, в основном, от изменения относительного эксцентриситета приложения нагрузки. При увеличении гибкости повышается роль арматуры в работе внецентренно сжатых элементов.

Полученные результаты позволяют разработать предложения по корректировке расчета внецентренно сжатых элементов в зависимости от их гибкости для достижения равнонадежности во всем диапазоне изменения гибкости. Представляется целесообразным принять надежность элементов с гибкостью $\lambda = 18...24$. Тогда в колоннах малой и средней гибкости ($\lambda < 18$) отмечаются неучтенные резервы надежности.

Яковлевым С.К. [202] в результате экспериментально-теоретических исследований разработана методика расчета несущей способности внецентренно сжатых элементов из условия приспособляемости. Эта методика интересна тем, что в СНиП 2.03.01-84* отсутствуют методики расчета с учетом приспособляемости образцов.

Как показано выше, рассмотрение работы внецентренного сжатия изучено многими учеными, с различных сторон. Тем не менее, существует еще

много вопросов, которые требуют разрешения. Проблема расчета внецентренно сжатых элементов, имеющих какие-либо повреждения, в трудах недостаточно. Отсутствуют какие-либо рекомендации относительно расчета таких элементов и их дальнейшей работы.

1.3.4. Кососжатые элементы.

В строительной практике очень часто встречаются железобетонные элементы, работающие в условиях сложного напряженного состояния, в частности, на косое внецентренное сжатие. Это колонны жилых и промышленных зданий, стойки эстакад, опоры мостов, водонапорных башен, различные элементы ферм, подкосы, столбы и другие элементы. Также косое сжатие может возникнуть и в других сжатых элементах вследствие следующих факторов: появления дополнительных эксцентриситетов из-за смещений конструкций от проектного положения, при реконструкции зданий с изменением их объемного или конструктивного решения либо вследствие повреждения элемента, в результате которого элемент, который по проектному решению должен работать на центральное или внецентренное сжатие, начинает работать кососжато.

Первые публикации относительно изучения работы кососжатых элементов конструкций датируются 30-ми годами прошлого века. Большинство этих работ носило описательный, чисто теоретический характер. Основой для этих работ служили теории упругого бетона, расчет основывался на методике расчета (Гольденблат И.И., Франк Б.Д., Попович А.А., Стребейко Н.В., Шавельский А.Е., Загера В., Тернера О., Нольте Л., Бреслера Б.). В итоге эти работы, не будучи подкрепленными экспериментальными исследованиями, искажали истинную картину работы элементов, и не давали возможности выявить действительное состояние элементов под нагрузкой.

В 70...80-х годах появляется много работ, изучающих кососжатые элементы, основанных на расчете по разрушающим нагрузкам и по предельным состояниям.

В настоящее время интерес представляют работы таких ученых, как: Бабич В.И. [11], Блинников В.А. [36], Вахненко П.Ф., Клименко В.И., Клименко Е.В., Митрофанов В.П., Торяник М.С., Фалеев Л.В. [52...56, 177...180], Павликов А.Н. [127, 128], Пахомов Р.И. [129], Плевко В.С. [135, 137], Редкин А.В. [147, 148], Роговой С.И. и Губий Н.Н. [151, 154, 156], Ромашко В.М. и Гомон С.С. [157], Саркисов Д.Ю. [136, 166...168] и др.

На Украине у истоков современных методов расчета кососжатых элементов легли труды Торяника М.С. Они базировались на условиях равновесия и действительном напряженно-деформируемом состоянии. Эти работы носят экспериментально-теоретический характер, подкреплены многочисленными экспериментами на элементах с прямоугольным, тавровым, Г-образным сечением. Темы, изучаемые Торяником М.С., получили свое логическое продолжение в трудах его учеников Вахненко П.Ф., Бабича В.И., Руденко Ю.М., Павликова А.Н. и др. Исследовались зависимости несущей способности от различных факторов, таких как: прочность бетона, процент

армирования, величины эксцентриситетов, формы сечения элементов, расположению арматуры по сечению.

Ряд работ [11, 52, 179, 56, 177] имеют достаточно ценные рекомендации относительно расчета кососжатых элементов и определения основных нормативных величин. В результате опытов было выявлено, что кососжатые элементы, как и сжатые элементы, разрушаются по двум характерным схемам в зависимости от величины эксцентриситета. При этом несущая способность определяется: по первой схеме – несущей способностью арматуры растянутой зоны (элементы с относительно большими эксцентриситетами приложения силы); по второй – прочностью бетона сжатой зоны (с относительно малыми эксцентриситетами). В работах были сделаны выводы, что разграничение между случаями относительно больших и относительно малых эксцентриситетов определяется отношением статических моментов. Как и в первом, так и во втором случае при разрушении колонн наблюдается выкол бетона сжатой зоны. Для установления точной границы между относительно большими и относительно малыми эксцентриситетами необходима постановка экспериментов с промежуточными значениями. Все эти заключения были сделаны для элементов различной формы сечения. Каких-либо рекомендаций, относительно работы кососжатых поврежденных элементов, в вышеперечисленных работах, нет.

Интересной является монография [177]. В ней приводится классификация работы косых внецентренно сжатых элементов: сжатая зона сечения треугольник, трапеция или пятиугольник. Автором предложены монограммы для каждого из трех случаев, которые позволяют упростить нахождение положения нейтральной линии, тем самым позволяют охарактеризовать НДС сечений элементов. Так же в работе рассмотрена работа элементов с сечением различной формы.

В работе Бабича В.И. [11] рассмотрена работа гибких кососжатых элементов. Результатом его экспериментально-теоретических исследований являются следующие заключения относительно НДС состояния кососжатого сечения: положение и угол наклона нейтральной линии являются функциями эксцентриситетов внешней силы и внутренних усилий элемента. С увеличением нагрузки положение нейтральной линии не остается постоянным, она смещается, уменьшая сжатую зону бетона. При нагрузках, близких к разрушающим, наблюдается резкое перемещение нейтральной линии. Угол наклона нейтральной линии при прочих равных условиях оказывает весьма существенное влияние на несущую способность кососжимаемого элемента. Наибольшая несущая способность будет в том случае, когда нейтральная линия параллельна меньшей стороне сечения элемента. Так же приведенные результаты исследований позволяют узнать истинное напряженно-деформируемое состояние, а именно определить равнодействующую усилий бетона сжатой зоны и точку ее приложения. По этим данным и по положению нейтральной линии определялась форма эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны – эпюра имеет криволинейное очертание, при этом на участке бетона вблизи нейтральной оси кривая имеет вогнутость вниз, а величина напряжений

незначительна. В предельном состоянии форма эпюры напряжений в жатой зоне бетона близка к прямоугольнику.

В работах [53, 54] авторами рассмотрена методика расчета кососжатых железобетонных элементов прямоугольного сечения, которая основывается на НДС в стадии I или II с криволинейной эпюрой напряжений в сжатой и растянутой зонах и переменным модулем деформации бетона по высоте сечения. Так же предлагаются приближенные формулы для определения прогиба.

В работах Павликова А.Н. [127, 128] и его учеников существенно развиты основы расчета косоизгибаемых и кососжатых железобетонных элементов с учетом нелинейной работы бетона.

Анализ литературных данных, показал, что работа железобетонных элементов на косое сжатие освещена в трудах многих ученых, но ни в одной из этих работ не учитывается возможное повреждение железобетонного элемента и его влияние на НДС таких элементов. Ни в одном из прошлых действующих или действующих в настоящее время нормативных документах нет рекомендаций относительно оценки остаточной несущей способности элементов с повреждениями. На сегодняшний день не существует разработанных алгоритмов расчета элементов, испытующих сложное напряженное состояние, усложненное повреждениями.

1.4. Выводы по разделу

1. Большую часть современных жилых и промышленных зданий и сооружений составляют железобетонные строения. Железобетон как строительный материал является одним из самых долговечных. В силу различных факторов (химические и механические воздействия, биологические воздействия, перегрузка, изменение расчетной схемы и т.д.) в железобетонные конструкции появляются повреждения. Чтобы правильно принять решение относительно дальнейшей эксплуатации конструкции необходимо иметь четкое представление каковы причины повреждений, что на практике является не всегда легко разрешимой задачей, так как может иметь место влияние нескольких факторов одновременно. Необходимо правильно и своевременно определять эти причины во избежание аварийных ситуаций. Каждый из видов повреждений нуждается в индивидуальном изучении для принятия правильного решения о дальнейшей судьбе поврежденных элементов. Вторым вопросом, требующим разрешения в подобной ситуации, является определение остаточной несущей способности элементов с некоторыми повреждениями. Однако действующие нормативные документы приводят только общие рекомендации, рассмотрение конкретных случаев в них отсутствует. В целом нормативные документы [195] определение технического состояния зданий и сооружений рекомендуют выполнять по наихудшему техническому состоянию отдельных несущих или ограждающих конструкций. Часто это приводит к неоправданному занижению эксплуатационных свойств зданий или сооружений в целом и преждевременному прекращению их эксплуатации [110].

2. Ныне действующие ДБН В.2.6.-2011 требуют рассчитывать такие элементы с учетом нелинейности деформирования железобетона. Такой метод является наиболее точным, так как отвечает реальной физической модели работы бетона как неоднородного материала.

3. Сжатые железобетонные элементы широко применяются в строительной практике. Это колонны, элементы ферм, стойки, столбы и др.

4. Центральное сжатие и внецентренное сжатие очень подробно рассмотрено в трудах отечественных ученых и учених ближнего зарубежья. Работа сжатых элементов рассматривается во всех возможных аспектах. Но отсутствуют работы, которые бы учитывали возможное повреждение. Также к недостаткам можно отнести, что большая часть современных исследований работы железобетонных конструкций носит описывающий характер, и посвящена каким-то приближенным методам расчета, с помощью, например, введения коэффициентов условий работы, учета влияния окружающей среды и т.д.

5. Анализ литературных данных, показал, что работа железобетонных элементов на косое сжатие освещена в трудах многих ученых, но, ни в одной из этих работ не учитывается возможное повреждение железобетонного элемента и его влияние на НДС таких элементов. Ни в одном из действующих ранее или действующих в настоящее время нормативных документах нет рекомендаций относительно оценки остаточной несущей способности элементов с повреждениями. На сегодняшний день не существует разработанных алгоритмов расчета элементов, испытующих сложное напряженное состояние, усложненное повреждениями.

В целом анализ современных исследований показал, что над изучением причин возникновения повреждений, способов усиления, методов расчетов работало много ученых. На данный момент, работа кососжатых элементов изучена достаточно полно. Существуют методики определения основных расчетных характеристик, но анализ показал, что отсутствует единая методика расчета поврежденных железобетонных элементов, испытывающих сложное напряженное состояние – косое сжатие. Таким образом, расчеты не могут дать истинного представления о напряженно-деформируемом состоянии и работе элемента в целом. Нет так же экспериментальных исследований, на основе которых можно разработать методику расчета подобных элементов. Поэтому, необходимы дополнительные исследования для оценки НДС поврежденных железобетонных элементов.

С учетом вышесказанного, сформулированы следующие **задачи исследований**:

- разработать методику экспериментальных и теоретических исследований поврежденных железобетонных элементов, работающих на косое сжатие;
- выполнить экспериментальные исследования прочности и деформативности поврежденных кососжатых железобетонных конструкций;

- изучить влияние выбранных факторов варьирования на несущую способность поврежденных элементов;
- провести анализ полученных результатов исследований и сравнить теоретические и экспериментальные величины прочности поврежденных железобетонных колонн;
- проверить правильность расчета поврежденных железобетонных колонн с помощью ПК ЛИРА 9.6, сравнив со значениями, полученными при натурном эксперименте;
- разработать предложения по расчету кососжатых железобетонных элементов с повреждениями.

РАЗДЕЛ 2. МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

2.1. Материалы и конструкции исследуемых образцов

Для реализации поставленной цели работы в лабораторных условиях в рабочем зале лаборатории кафедры строительных конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры было изготовлено серию железобетонных колонн и соответствующих им бетонных призм и кубиков.

Экспериментальные образцы представляют собой железобетонные колонны с размерами $1200 \times 200 \times 250$ мм (рис. 2.1, а). Бетон класса В 15, защитный слой – 20 мм. Армирование выполнено в виде вязаных каркасов с рабочей арматурой А 400 Ø 16 мм и поперечными хомутами из арматуры А 240 с Ø 6 мм (рис. 2.1, б). Было изготовлено 17 колонн согласно плана-матрицы эксперимента (табл. 2.2), 3 бетонные призмы $600 \times 150 \times 150$ мм и 6 бетонных кубов с стороной ребра 150 мм.

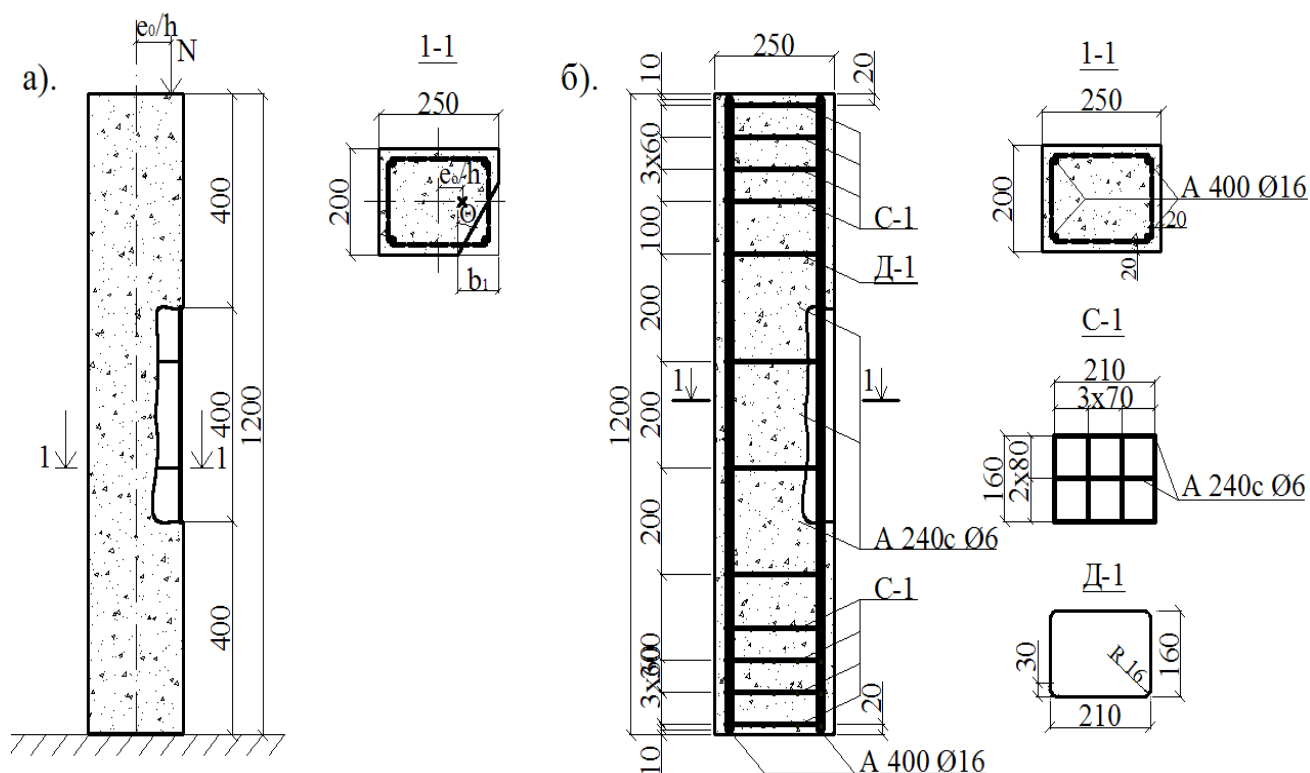


Рис. 2.1. Экспериментальный образец: а – общий вид; б – схема армирования.

2.2. Планирование эксперимента.

Планирование эксперимента – одно из необходимых мероприятий, которое должно предшествовать натурному эксперименту. Оно дает возможность получать максимально возможный объем новой информации в ходе проведения эксперимента при минимальных расходах ресурсов (уменьшая

количество опытных установок и образцов, сокращая сроки работы, не привлекая специалистов определенного уровня и т.п.). Так же планирование эксперимента позволяет избежать систематических ошибок, возникающих от скрытого влияния неконтролируемых переменных. Одним из важных этапов планирования является выбор плана эксперимента.

В настоящей монографии изучается работа поврежденного железобетонного элемента, который испытывает сложное напряженное состояние. Повреждение находится в средней трети пролета (рис. 2.1, а). Проанализировав труды и публикации по теме работы, для изучения были выбраны следующие факторы варьирования: угол откола бетона θ , высота откола b_l и относительный эксцентриситет приложения силы e/h (рис. 2.1,б). Первые два фактора характеризуют параметры повреждения сечения.

Проанализировав рекомендации [2, 59, 60, 117, 121] был выбран трехфакторный трехуровневый план эксперимента. Факторы варьирования и уровни представлены в таблице 2.1. Трехфакторному плану эксперимента соответствует матрица эксперимента, представленная в таблице 2.2. Образцы под номером 16, 17 являются близнецами образца 15 (0 0 0).

Приняты условные обозначения колонн, соответствующие их комбинации в матрице эксперимента. В таблице 2.3 приводится подробное описание всех вариантов поврежденного сечения на расстоянии 0,6 м от торца. Так, маркировка +1-1+1 означает, что колонна имеет угол откола бетона $\theta = 60^\circ$, высоту откола $b_l = 25$ мм и сила прикладывается с относительным эксцентриситетом $e_o/h = 1$.

Таблица 2.1.

Факторы варьирования для трехфакторной модели эксперимента

Факторы У серии, которые исследуются		Уровни варьирования			Интервал варьирования
код	натуральные значения	«-1»	«0»	«1»	
1	2	3	4	5	6
X ₁	Угол откола θ , градусы	0	30	60	30
X ₂	Высота откола b_l , см	2,5	7,5	12,5	5
X ₃	Относительный эксцентриситет, e_o/h	0	1/2	1	1/2

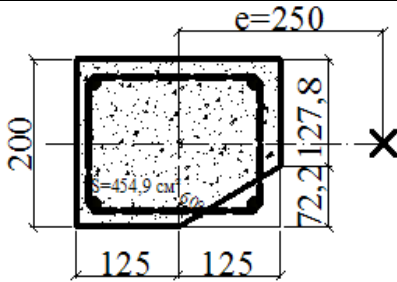
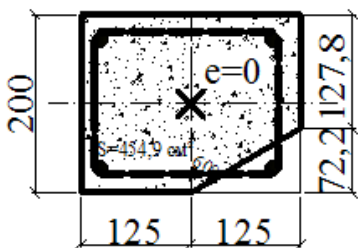
Таблица 2.2.

Матрица планирования эксперимента

Точка плана №	X_1	X_2	X_3
1	+1	+1	+1
2	+1	+1	-1
3	+1	-1	+1
4	+1	-1	-1
5	-1	+1	+1
6	-1	+1	-1
7	-1	-1	+1
8	-1	-1	-1
9	+1	0	0
10	-1	0	0
11	0	+1	0
12	0	-1	0
13	0	0	+1
14	0	0	-1
15	0	0	0
16	0	0	0
17	0	0	0

Таблица 2.3

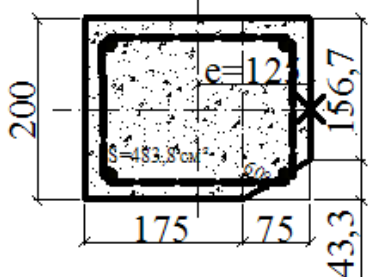
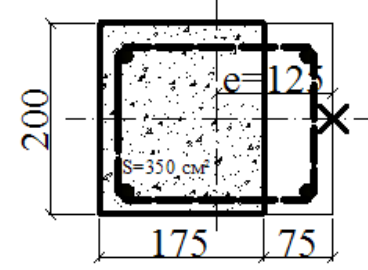
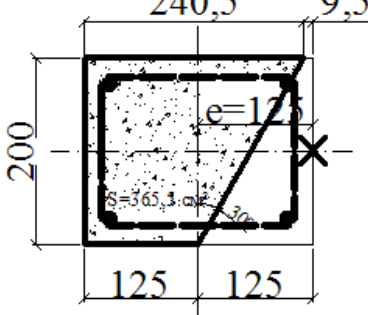
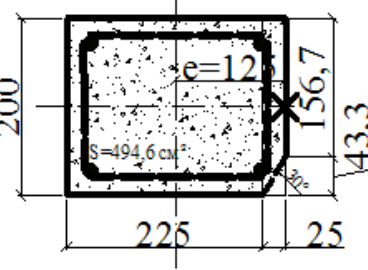
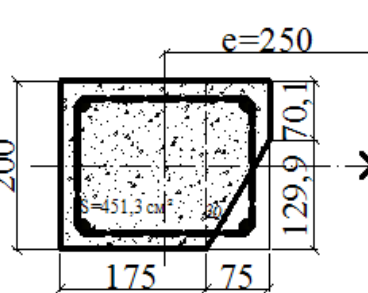
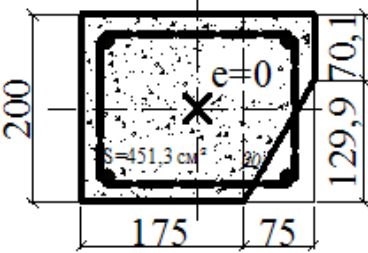
Характеристика центрального сечения колонны

№ п/п	Маркировка	Эскиз	Характеристика
1	2	3	4
1	+1+1+1		Угол откола $\Theta = 60^\circ$; Высота откола $b_I = 125$ мм; Относительный эксцентриситет $e_o/h = 1$;
2	+1+1-1		Угол откола $\Theta = 60^\circ$; Высота откола $b_I = 125$ мм; Относительный эксцентриситет $e_o/h = 0$;

Продолжение таблицы 2.3

1	2	3	4
3	+1-1+1		Угол откола $\Theta = 60^0$; Высота откола $b_I=25$ мм; Относительный эксцентриситет $e_o/h = 1$;
4	+1-1-1		Угол откола $\Theta = 60^0$; Высота откола $b_I=25$ мм; Относительный эксцентриситет $e_o/h = 0$;
5	-1+1+1		Угол откола $\Theta = 0^0$; Высота откола $b_I=125$ мм; Относительный эксцентриситет $e_o/h = 1$;
6	-1+1-1		Угол откола $\Theta = 0^0$; Высота откола $b_I=125$ мм; Относительный эксцентриситет $e_o/h = 0$;
7	-1-1+1		Угол откола $\Theta = 0^0$; Высота откола $b_I=25$ мм; Относительный эксцентриситет $e_o/h = 1$;
8	-1-1-1		Угол откола $\Theta = 0^0$; Высота откола $b_I=25$ мм; Относительный эксцентриситет $e_o/h = 0$;

Продолжение таблицы 2.3

9	+1 0 0		Угол откола $\Theta = 600^\circ$; Высота откола $b_1 = 75$ мм; Относительный эксцентриситет $e_o/h = 1/2$;
10	-1 0 0		Угол откола $\Theta = 00^\circ$; Высота откола $b_1 = 75$ мм; Относительный эксцентриситет $e_o/h = 1/2$;
11	0 +1 0		Угол откола $\Theta = 30^\circ$; Высота откола $b_1 = 125$ мм; Относительный эксцентриситет $e_o/h = 1/2$;
12	0 -1 0		Угол откола $\Theta = 30^\circ$; Высота откола $b_1 = 25$ мм; Относительный эксцентриситет $e_o/h = 1/2$;
13	0 0+1		Угол откола $\Theta = 30^\circ$; Высота откола $b_1 = 75$ мм; Относительный эксцентриситет $e_o/h = 1$;
14	0 0 -1		Угол откола $\Theta = 30^\circ$; Высота откола $b_1 = 75$ мм; Относительный эксцентриситет $e_o/h = 0$;

Продолжение таблицы 2.3

15	0 0 0		Угол откола $\Theta = 30^0$; Высота откола $b_1=75$ мм; Относительный эксцентриситет $e_0/h = 1/2$;
----	-------	--	---

2.3. Изготовление опытных образцов.

Последовательность проведения натурного эксперимента была следующей: подготовительный период, изготовление арматурных каркасов, изготовление моделей повреждений, монтаж каркасов на проектные места, бетонирование, уход за бетоном и дальнейшее испытание готовых образцов.

Подготовительный этап заключался в изготовлении опалубки из бакелитовой водостойкой фанеры. Перед бетонированием формы смазывались техническим маслом (рис. 2.2).

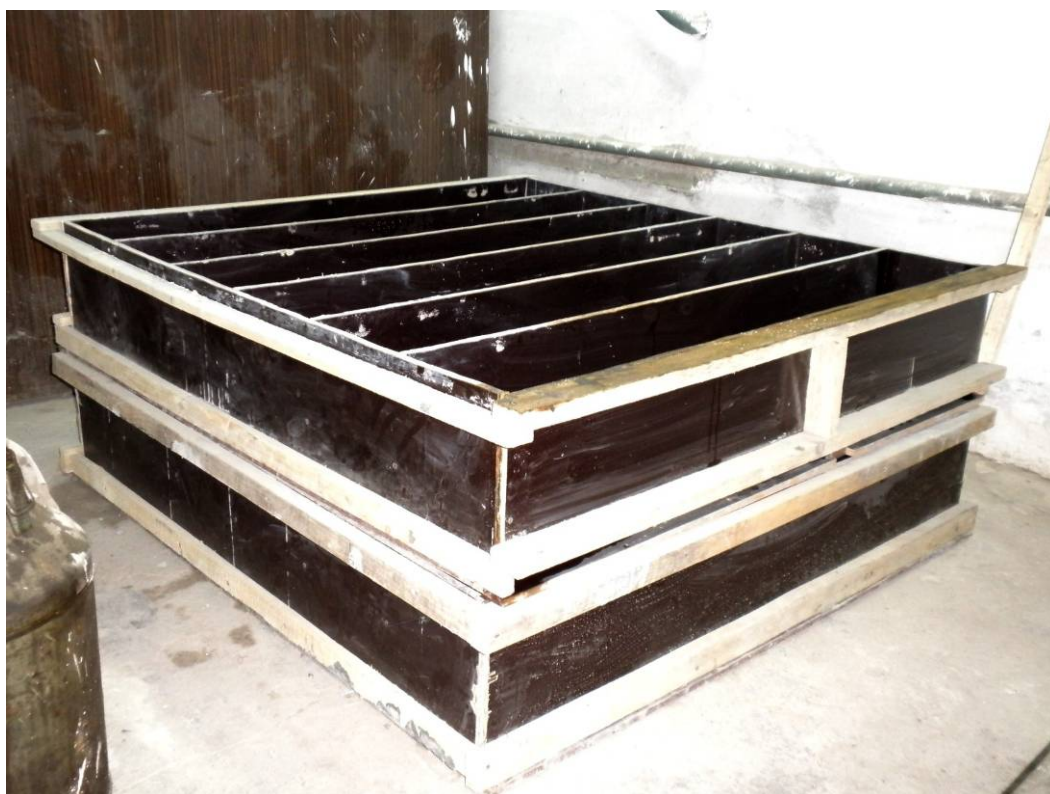


Рис. 2.2. Опалубка для изготовления образцов.

Для создания макетов повреждения на образцах использовался экструдированный пенополистирол. Наряду с нулевой капиллярностью и очень малым водопоглощением, экструдированный пенополистирол благодаря своей структуре обладает необычайно высокой прочностью на сжатие. Данный материал предназначен для применения в контакте с бетоном, штукатуркой или

другими покрытиями. Готовые модели повреждений вскрывались краской (рис.2.3).



Рис. 2.3. Модель повреждения из пенополистирола.

Армирование выполнялось в виде пространственных вязаных каркасов с рабочей арматурой А 400 Ø 16 мм и поперечными хомутами из арматуры А 240с Ø 6 мм (рис. 2.6). Предварительно на стержнях рабочей арматуры выполнялась установка тензометров. Для испытаний использовались тензорезисторы КФ 5. Они предназначены для измерения деформаций и для использования в качестве чувствительных элементов измерительных преобразователей.

Монтаж тензорезисторов выполнялся с соблюдением следующей технологии [149]: каждый арматурный стержень в месте наклеивания тензорезистора зачищался шлифовальной машиной, затем напильником и мелкой наждачной бумагой. После зачистки места наклейки тензорезисторов очищались от пыли и обезжиривались ацетоном.

Следующим этапом подготовки была грунтовка поверхности, которая образует промежуточный клеевой слой, повышающий адгезию при последующей наклейке резисторов. В нашем случае использовался клей БФ-2, который является термоактивным. Поэтому, в течение 10 часов он подвергался нагреву при температуре 140...160 °С (рис.2.4).

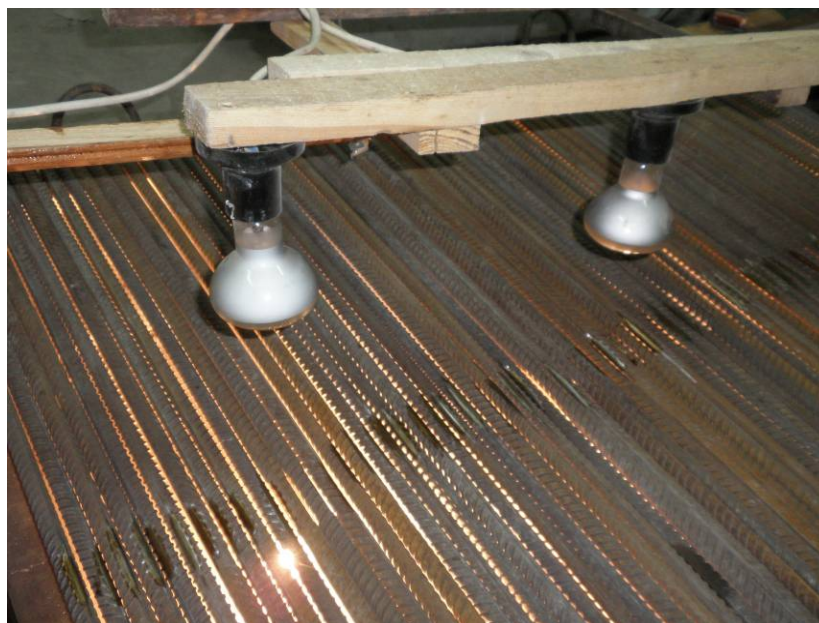


Рис. 2.4. Полимеризация клея БФ-2.

На подготовленные участки кистью наносился тонкий слой клея Cіanofіx, одновременно такой же слой наносят на контактную поверхность основы тензорезистора.

К наклеенному датчику припаивались проводки. Место припайки вскрывалось лаком. Весь датчик герметизировался во избежание попадания влаги при бетонировании (рис.2.5).

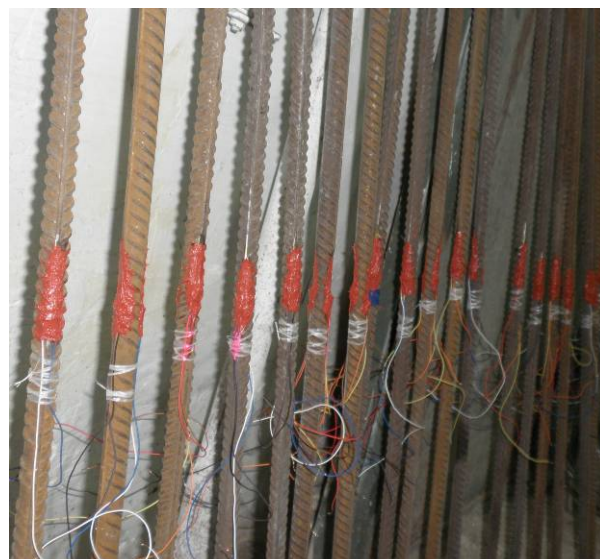
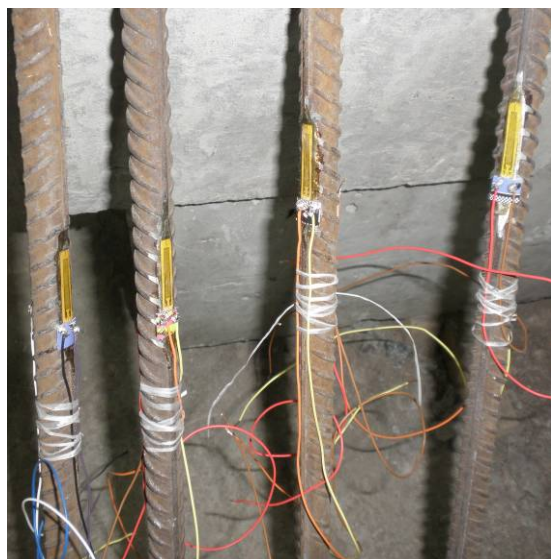


Рис.2.5. Приклеивание и гидроизоляция датчиков на рабочей арматуре.

Армирование не являлось вариативным фактором, оно одинаково во всех образцах. Перед бетонированием на каркасы в проектных местах монтировались модели повреждений (рис. 2.7).



Рис.2.6. Пространственные армокаркасы.



Рис.2.7. Монтаж моделей повреждений на проектные места.

Процесс бетонирования заключался в подаче, укладке и разравнивание в опалубке бетонной смеси. Бетонирование выполнялось с помощью готового бетонного раствора (рис. 2.8) из бетоносмесительного узла ООО „УКРЕКСІМПРОДУКТ ОТГМ“, г. Одесса, ул. Преображенская, 5/1. Использовался бетон класса В 15 ПЗ (М200). Осадка конуса составляла 50...100 мм. Характеристика компонентов:

- 1). Песок – из карьера в Вознесенском районе. Модуль крупности песка составлял 2,5 Наличие глинистых, илистых частиц – 1%.
- 2). Цемент – ООО „Одесский цементный завод“, М 200.
- 3). Щебень гранитный – фракция 5...20 мм.



Рис.2.8. Забетонированные образцы.

В течение последующих 7 суток были обеспечены благоприятные условия для твердения бетона: производилось увлажнение поверхности бетона путем распыления необходимого количества воды. Для удержания влаги открытую поверхность свежееуложенного бетона покрывали древесными опилками (рис. 2.9). Эти мероприятия позволили избежать появления усадочных трещин при твердении.

Распалубка железобетонных образцов, кубов и призм осуществлялась на 10 сутки после бетонирования (рис.2.10).

Для наклейки датчиков на бетон была выполнена подготовка. Она состоит в обработке поверхности путем зачистки и выравнивания поверхности, заделки пор и раковин. Далее наносятся разметочные риски.

После зачистки места наклейки тензорезисторов очищали от пыли и обезжиривают ацетоном, после чего протирали тампоном, смоченным этиловым спиртом для удаления следов влаги с поверхности. Датчики клеились на клей CianoFix.



Рис.2.9. Уход за бетоном.



Рис. 2.10. Железобетонные колонны.

2.4. Методика испытания железобетонных колонн

Для определения несущей способности экспериментальных колонн была использована следующая методика.

Испытания железобетонных элементов выполнялось на гидравлическом прессе типа 2ПГ-500, шкала 2 на 500 тс. Общий вид установки для испытаний представлен на рисунке 2.11.



Рис. 2.11. Общий вид установки для испытания колонн.

Нагрузка на колонну передавалась через шарнир, установленный на металлическом оголовке, представленном на рисунке 2.12.

Нагрузка прикладывалась ступенями $\Delta F = 0,1 F_{max}$ с выдержкой на каждой ступени по 10 минут. Деформации бетона и арматуры фиксировались на отметке 0,6 м тензорезисторами типа КФ-5 с базой основы 50 мм.

На рис. 2.13 представлена схема расположения датчиков на образце 1-1-1. На схеме тензорезисторы 0...9 наклеены на бетон, 10...14 – на арматуру (при бетонировании и уплотнении опытных образцов часть датчиков на арматуре была повреждена, на схемах указаны только рабочие тензорезисторы). Расположение датчиков на других образцах приведено в приложении А.

Для измерения выходных сигналов тензорезисторных датчиков и обработки результатов измерений была использована многоканальная измерительная тензометрическая система для статических испытаний ВПП- 8.

В журнале наблюдений фиксировались моменты появления трещин, ширина их раскрытия, характер разрушения образца, выполнялась фото фиксация. Критерием разрушения принимали не способность опытного образца воспринимать возрастающие нагружения.

Результаты измерений представляются в табличной форме (формат *.xls, совмещенный с MS EXEL).



Рис.2.14. Система ВПП – 8.

Расчет в программном комплексе позволяет рассмотреть характер распределения напряжений, деформаций, в целом изучить картину напряженно-деформированного состояния конструкции, экономя время и средства на проведения испытаний.

В основу расчета положен метод конечных элементов с использованием в качестве основных неизвестных перемещений и поворотов узлов расчетной схемы. В связи с этим идеализация конструкции выполнена в форме, приспособленной к использованию этого метода, а именно: система представлена в виде набора тел стандартного типа (стержней, пластин, оболочек и т.д.), называемых конечными элементами и присоединенных к узлам.

Тип конечного элемента определяется его геометрической формой, правилами, определяющими зависимость между перемещениями узлов конечного элемента и узлов системы, физическим законом, определяющим зависимость между внутренними усилиями и внутренними перемещениями, и набором параметров (жесткостей), входящих в описание этого закона и др.

Узел в расчетной схеме метода перемещений представляется в виде абсолютно жесткого тела бесконечно малых размеров. Положение узла в пространстве при деформациях системы определяется координатами центра и углами поворота трех осей, жестко связанных с узлом. Узел представлен как объект, обладающий шестью степенями свободы – тремя линейными смещениями и тремя углами поворота.

Все узлы и элементы расчетной схемы нумеруются. Основная система метода перемещений выбирается путем наложения в каждом узле всех связей. Условия равенства нулю усилий в этих связях представляют собой разрешающие уравнения равновесия, а смещения указанных связей – основные неизвестные метода перемещений.

2.6. Выводы по разделу

1. Для достижения поставленных целей исследований выполнено планирование эксперимента, отобраны факторы варьирования, изготовлено серию железобетонных колонн с повреждениями.

2. Проведены подготовительные работы к испытаниям, разработана методика экспериментальных исследований изготовленных образцов.

3. Разработана методика построения и расчета поврежденных колонн в ПК ЛИРА.

РАЗДЕЛ 3. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

3.1. Результаты эксперимента в программном комплексе ЛИРА 9.6

Построение расчетной схемы осуществлялось путем создания модели образца из объемных конечных элементов. Арматурный каркас задавался физически нелинейными пространственными стержневыми конечными элементами (КЭ) 210 типа. Бетон задавался физически нелинейным универсальным пространственным 8-узловым изопараметрическим КЭ 236 типа с размером грани от 1 до 2 см.

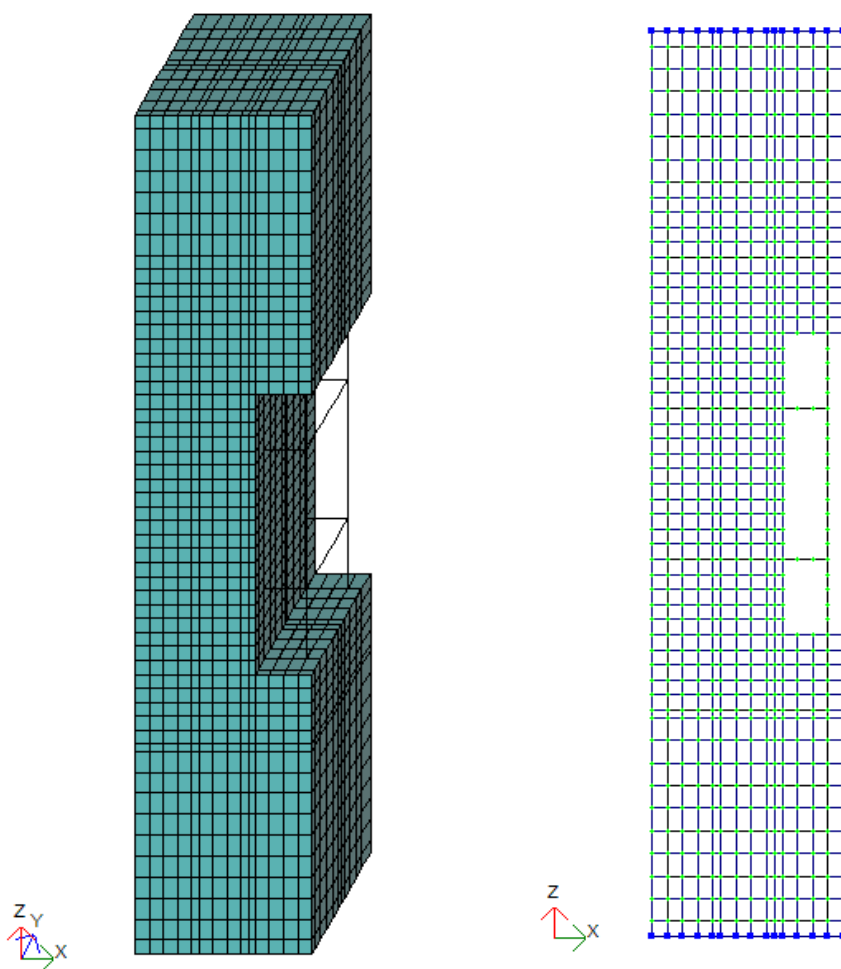


Рис. 3.1. Модель колонны, разбитая на конечные элементы.

Количество конечных элементов в схеме порядка 10 тысяч. Расчет производился с учетом нелинейного деформирования материалов. Для арматуры принимался кусочно-линейный закон деформирования №14, в основу которого положена диаграмма Прандля с физическим пределом текучести. Для бетона принимался аналогичный закон деформирования №14, в основу которого заложена нелинейная диаграмма для сжатого бетона σ - ϵ с ниспадающей кривой и для растянутого бетона (зависимости (1.4), (1.5)).

Модель колонны в узлах основания на отметке 0,00 м закреплена от перемещения в направлении осей x , y , z , на отметке 1, 20 м – по осям x , y (рис. 3.1).

Характерные изополя напряжений для образцов представлены на рисунках 3.2....3.7.

Таблица 3.1

Результаты лабораторного и численного экспериментов

№ п/п	Маркировка образца	Несущая способность N_{exp} , Т	Несущая способность $N_{лира}$, Т	$\frac{N_{лира}}{N_{exp}}$
1	-1-1-1	65,20	60	0,9202
2	-1-1 1	14,00	3	0,2143
3	-1 1-1	30, 0	28	0,9333
4	1-1-1	81,10	67	0,8261
5	-1 1 1	7,90	3	0,3797
6	1-1 1	14,5	3,3	0,2275
7	1 1-1	55,2	43	0,7789
8	1 1 1	12,3	5	0,4065
9	1 0 0	23,3	18	0,7725
10	-1 0 0	15,1	12	0,7947
11	0 1 0	21,3	16	0,7511
12	0-1 0	31,35	22	0,7017
13	0 0 1	12,67	5	0,3946
14	0 0-1	60,9	47	0,7715
15	0 0 0	22,8	18	0,7895
16	0 0 0	23,1	18	0,7792
17	0 0 0	21,9	18	0,8219

Моделирование центрально сжатых образцов $e = 0$ и образцов с эксцентриситетом приложения силы на грани $e = 0,125$ м показало хорошую сходимость с экспериментальными данными. Было отмечено схожий характер разрушения образцов, напряжения и несущая способность. Среднеквадратическое отклонение по результатам расчета в ПК ЛИРА для рассматриваемых образцов:

$$\bar{N}_{лира} = \frac{367}{12} = 30,58 \text{тс}; \quad (3.1)$$

$$\bar{N}_{exp} = \frac{451,25}{12} = 37,6 \text{тс}; \quad (3.2)$$

$$\frac{\bar{N}_{exp}}{\bar{N}_{лира}} = 1,2296; \quad (3.3)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left(\frac{N_{exp}}{N_{лира}} - \frac{\bar{N}_{exp}}{\bar{N}_{лира}} \right)^2} = 0,055; \quad (3.4)$$

Коэффициент вариации:

$$\nu = \sqrt{\frac{\sigma}{\bar{N}_{exp}/\bar{N}_{лира}}} = 6,8. \quad (3.5)$$

Несущая способность образцов №2 -1-11, №5 -111, №6 1-11, № 8 111, №13 001 с эксцентриситетом приложения силы $e = 0,250$ м отличается от результатов, полученных при натурном эксперименте в несколько раз. Это связано со сложностями в моделировании приложения внешней силы: поскольку эксцентриситет выходит за пределы сечения, то нагрузка прикладывалась через смоделированную пластину, которая обладает такими же прочностными характеристиками, как и колонна и минимальной толщиной. В результате этого у верхнего основания колонны при приложении нагрузки наблюдалось смещение пластины и недопустимые местные деформации, на чем расчет прекращался.

Исходя из этого можно сделать вывод, что использованная в данной научной работе методика построения экспериментальных образцов в программном комплексе применима только для центрально сжатых колонн либо для внецентренно сжатых с эксцентриситетом не выходящим за сечение колонны.

Образцы с эксцентриситетом $e = 0,250$ м в расчет среднеквадратического отклонения не учитываем, поскольку имеет место значительный разброс экспериментальных данных.

Величина несущей способности в используемом программном комплексе ниже экспериментальной в среднем на 6,8%.

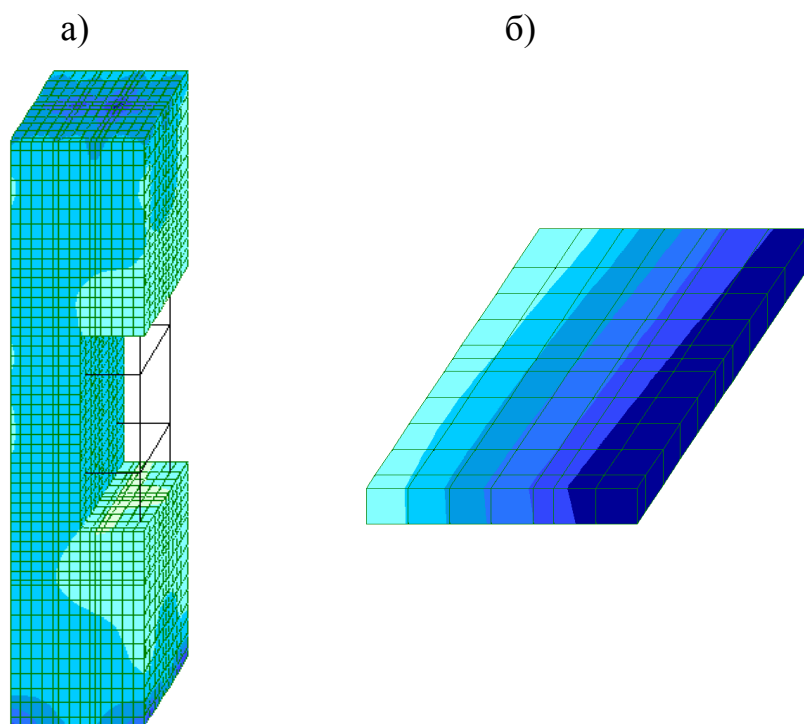
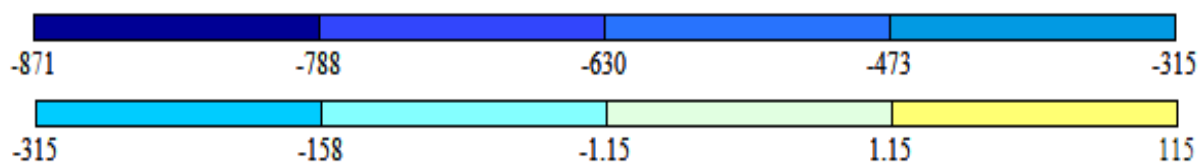
В центрально сжатых поврежденных образцах предельные напряжения и деформации в бетоне фиксировались в центральном сечении на отметке 0,6 м, т.е. посередине высоты. На участках с оголенными арматурными стержнями наблюдалось уменьшение напряжений в бетоне и перераспределении их на рабочую арматуру (рис. 3.14). Во внецентренно сжатых образцах, так же, как и при натурном эксперименте, наблюдается разрушение образцов вследствие растяжения растянутой грани колонны. В этой же области были зафиксированы предельные напряжения и деформации бетона (рис. 3.16...3.17).

При изготовлении опытных колонн для определения прочностных характеристик бетона было изготовлено 6 стандартных кубов с размерами граней $150 \times 150 \times 150$ мм и 3 бетонных призмы с размерами $150 \times 150 \times 600$ мм.

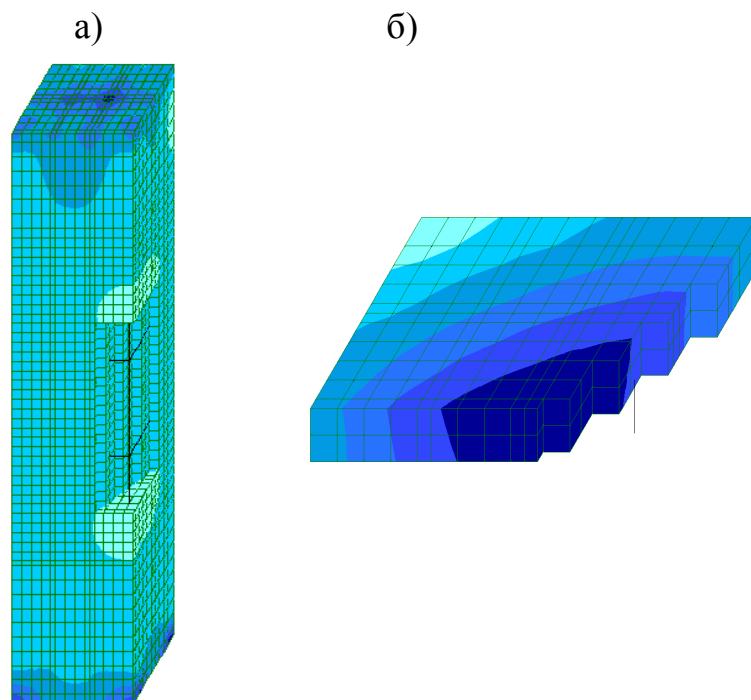
Нагружение производилось с постоянной скоростью возрастания напряжений ($0,6 \pm 0,04$ МПа/с). При испытании (рис. 3.8) разрушенный кубик приобретал форму усеченных пирамид, сомкнутых малыми основаниями. Средняя кубиковая прочность бетона составляет $f_{cm, cube} = 14,2$ МПа.

Испытание призм (рис. 3.9) позволило установить призмную прочность на сжатие, а обработка результатов измерения приборов (механических индикаторов и электротензодатчиков) – экспериментальную зависимость $\sigma_b - \varepsilon_b$, которая была положена в основу расчета в ПК ЛИРА.

Результаты измерений электротензодатчиков аналогичны результатам индикаторов. Средняя призмная прочность составляла $f_{ck} = 8,67$ МПа. Соотношение $f_{cm, cube} / f_{ck} = 14,2 / 8,67 = 1,64$ или обратное соотношение $f_{ck} / f_{cm, cube} = 8,67 / 14,2 = 0,61$.

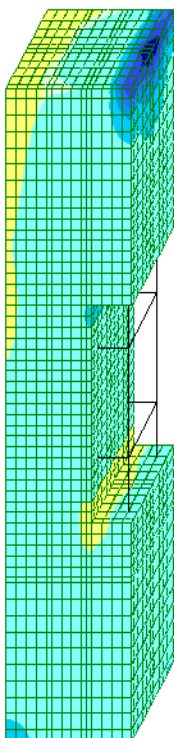


**Рис. 3.2. Изополя напряжений в центрально сжатой колонне К -11-1:
а – общий вид, б – изополя напряжений в центральном сечении.**



**Рис. 3.3. Изополя напряжений в центрально сжатой колонне К 00-1:
а – общий вид, б – изополя напряжений в центральном сечении.**

а)



б)

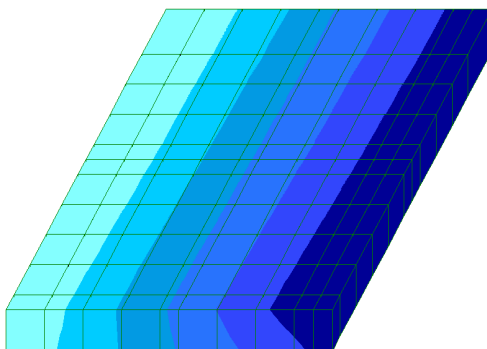
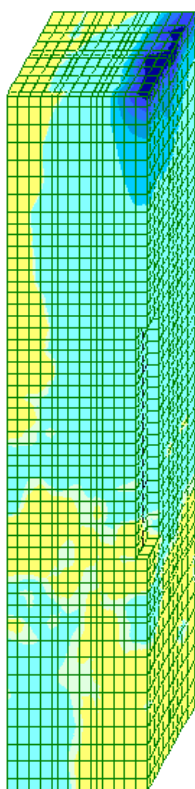


Рис. 3.4. Изополя напряжений во внецентренно сжатой колонне ($e_0/h = 1/2$)
К -100: а – общий вид, б – изополя напряжений в центральном сечении.

а)



б)

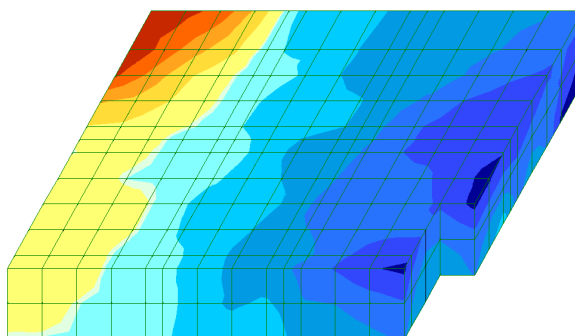
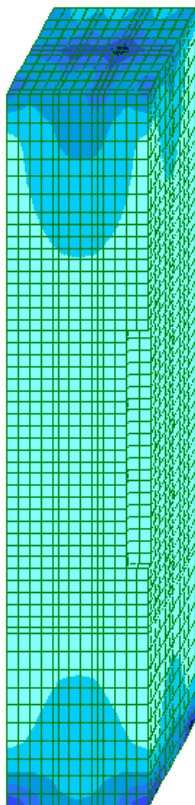


Рис. 3.5. Изополя напряжений во внецентренно сжатой колонне ($e_0/h = 1/2$)
К 0 -10: а – общий вид, б – изополя напряжений в центральном сечении.

а)



б)

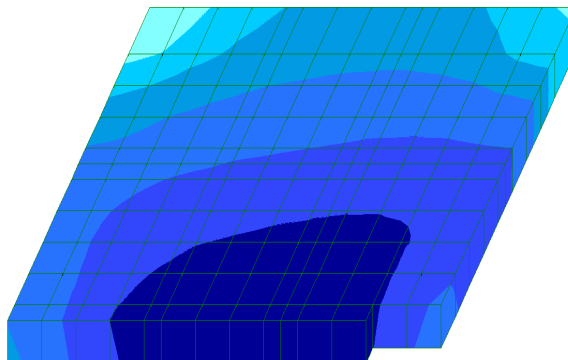
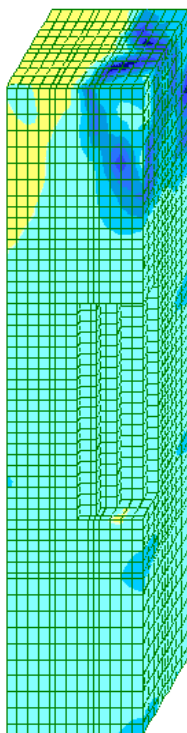


Рис. 3.6. Изополя напряжений в центрально сжатой колонне К 1-1-1:
а – общий вид, б – изополя напряжений в центральном сечении.

а)



б)

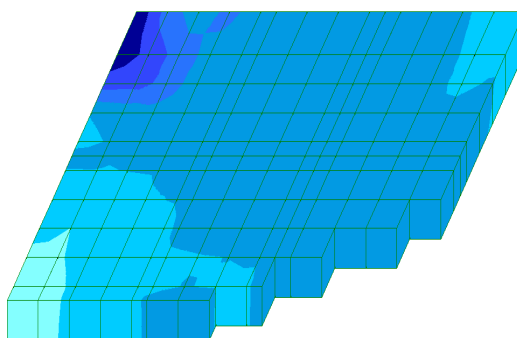


Рис. 3.7. Изополя напряжений во внецентренно сжатой колонне ($e_0/h = 1$) К 111: а – общий вид, б – изополя напряжений в центральном сечении.

3.2. Результаты натурного эксперимента



Рис. 3.8. Разрушение опытных кубиков.

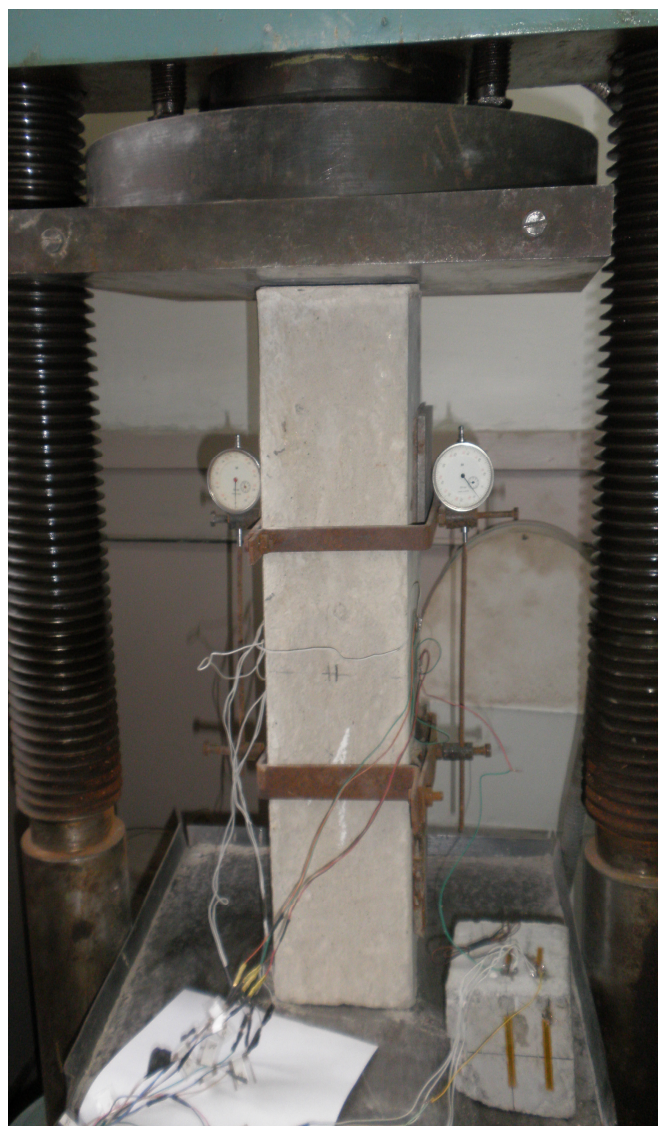


Рис. 3.9. Испытание бетонных призм.

3.2.1. Прочностные и деформативные характеристики опытного бетона. Призменная и кубиковая прочность.

На рисунке 3.10 представлен график зависимости относительных деформаций бетона от уровня нагружения. По результатам, изображенным на графике видно, что зависимость имеет нелинейный характер. Это означает, что физическая нелинейность в работе бетона существенна.

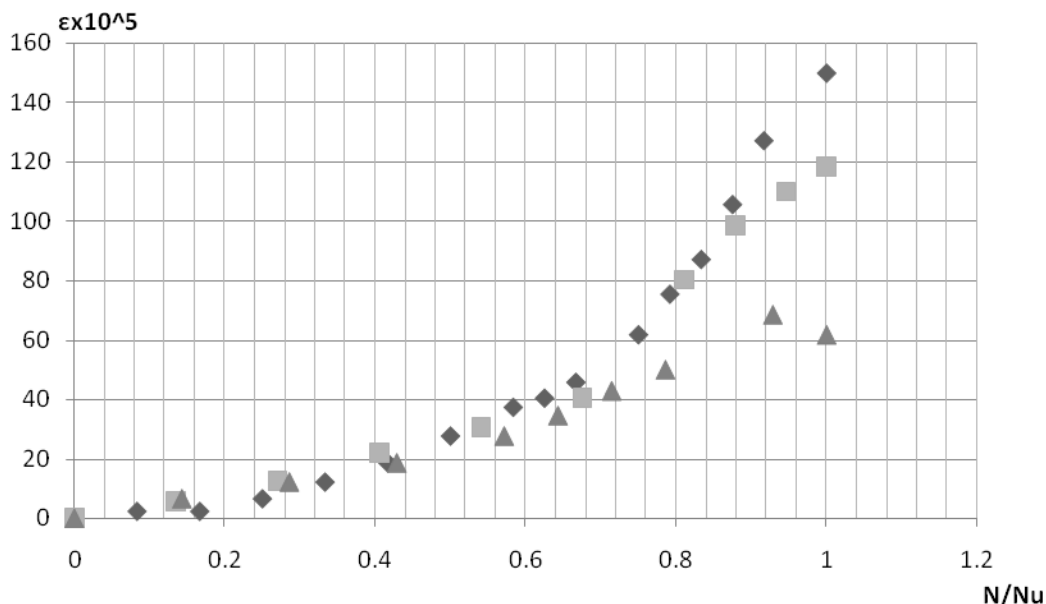


Рис. 3.10. Зависимость относительных деформаций бетона призм от уровня нагружения.

3.2.2. Испытание экспериментальных образцов. Характер разрушения колонн.

При испытании 17 опытных образцов были замечены определенные закономерности. На характер разрушения в большей части влияла точка приложения силы, то есть, третий фактор варьирования. Можно выделить 3 основные картины разрушения.

Центрально сжатые образцы колонн (-1-1-1, -1 1-1, 1-1-1, 1 1-1, 00-1) имели наибольшую несущую способность среди всех исследуемых. При нагрузке $\approx 0,4F_{разр.}$ фиксировались появление наклонных волосяных трещин у верхнего и нижнего основания оголовка (рис. 3.12), которые с последующими ступенями продолжали свое раскрытие. При увеличении нагрузки наблюдались мелкие отколы бетона, отслаивание пластинок бетона, возникновение новых мелких волосяных трещин (рис. 3.11).

Часть бетона, находящаяся непосредственно над повреждением, скалывалась. Образование трещин показано на рисунке 3.13.

В образцах с оголенной арматурой наблюдалось её искривление вследствие потери устойчивости и достижения границы текучести арматуры (рис. 3.14).

Деформации бетона и арматуры достигали предельных значений в центральном сечении.

Образцы с относительным эксцентриситетом приложения силы $e_0/h = 1/2$ (1 0 0, -1 0 0, 0 1 0, 0-1 0, 0 0 0) разрушались с образованием множества мелких трещин на растянутой грани колонны. Возникновение первых трещин начиналось с нагрузки $\approx 0,4-0,5 F_{разр}$. Первые волосяные трещины возникали у основания верхнего оголовка, затем у основания нижнего. С последующим повышением нагрузки наблюдалось возникновение мелких горизонтальных трещин на растянутой грани колонны, отслоение бетонных пластинок на более сжатой грани, что свидетельствовало о том, что сечение сжимается неравномерно (рис. 3.15).



Рис. 3.11. Отслаивание пластинок бетона на образцах: а – 0 0-1; б – 1-1-1.

а)



б)



Рис.3.12. Образование трещин у основания оголовка: а – образец 1-1-1; б – образец 1 1-1.



Рис. 3.13. Скол бетона над повреждением.



Рис. 3.14. Искривление стержней арматуры образцов: а – -1-1-1; б – -1 1-1.

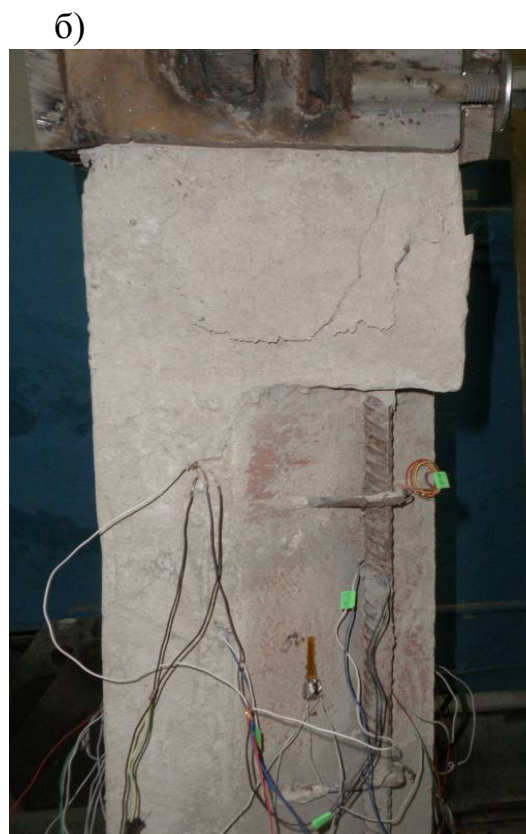
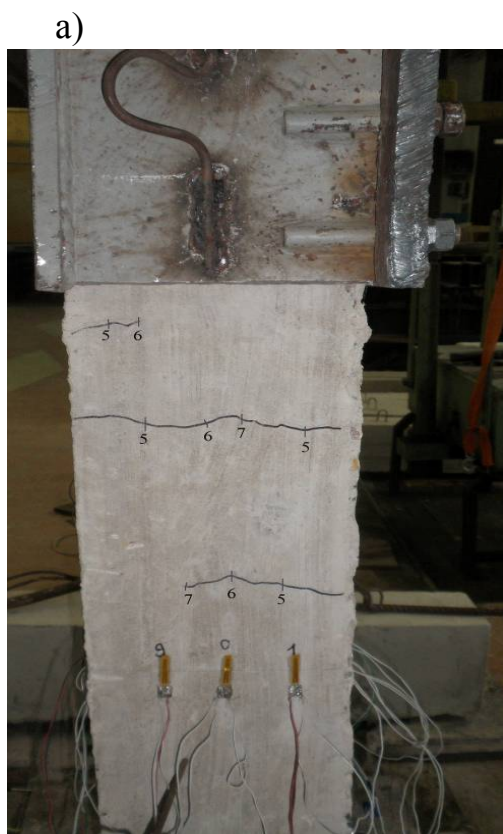


Рис. 3.15. Типичное разрушение образцов с относительным эксцентриситетом $e_0/h = 1/2$: а – 100; б – 000.

При разрушении образцов с оголенными арматурными стержнями наблюдался их изгиб.

Опытные образцы с относительным эксцентриситетом $e_0/h = 1$ (-1-1 1, -1 1 1, 1-1 1, 111, 001) показали наименьшую несущую способность. Картина разрушения отличается от предыдущих тем, что максимальные деформации приходились не на центральное сечение, а на приопорную зону. Разрушение образцов происходило непосредственно под оголовком (рис. 3.16), в центральном же сечении фиксировались относительно небольшие деформации, как в бетоне, так и в арматуре. Трещины возникали под оголовком и у его основания, в ходе испытания их появление невозможно было зафиксировать. На видимой части образца фиксировались множественные волосяные трещины на растянутой грани колонны (рис. 3.17).



Рис.3.16. Типичный характер разрушения образцов с $e_0/h = 1$.

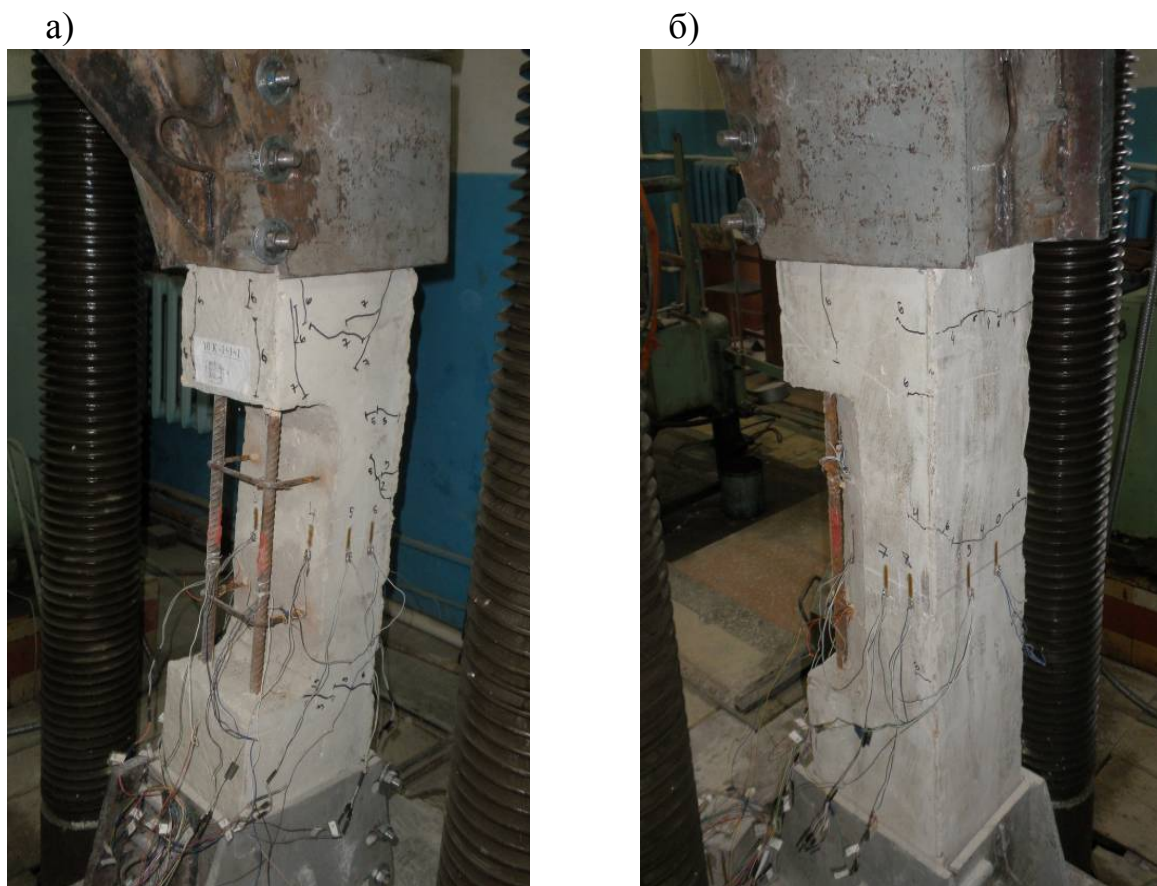


Рис.3.17. Трещины в образцах с относительным эксцентриситетом $e_0/h = 1/2$:
а – -111; б – 111.

3.2.3. Напряженно-деформируемое состояние железобетонных колонн.

При проведении экспериментальных исследований согласно принятой методики испытаний проводилось измерение относительных деформаций на отметке 0,6 м. Разрушающие нагрузки, полученные при натурном эксперименте представлены в таблице 3.1.

Экспериментальные величины деформаций колонн поданы в виде характерных графиков на рис. 3.18...3.23.

На рисунках 3.18, 3.20, 3.22 представлены графики относительных деформаций для колонн с плоским повреждением, на 3.19, 3.21, 3.23 – с повреждениями под углом. Относительные деформации остальных образцов приведены в приложении Б.

Таким образом, проведенные экспериментальные исследования позволяют получить представление о работе поврежденных конструкций рассматриваемого вида. На данном этапе представляется возможность описать НДС конструкций и разработать расчетную базу для дальнейшего использования. При этом предпосылки расчета обосновываются экспериментальными данными, полученными как в натурном (лабораторном), так и в численном экспериментах.

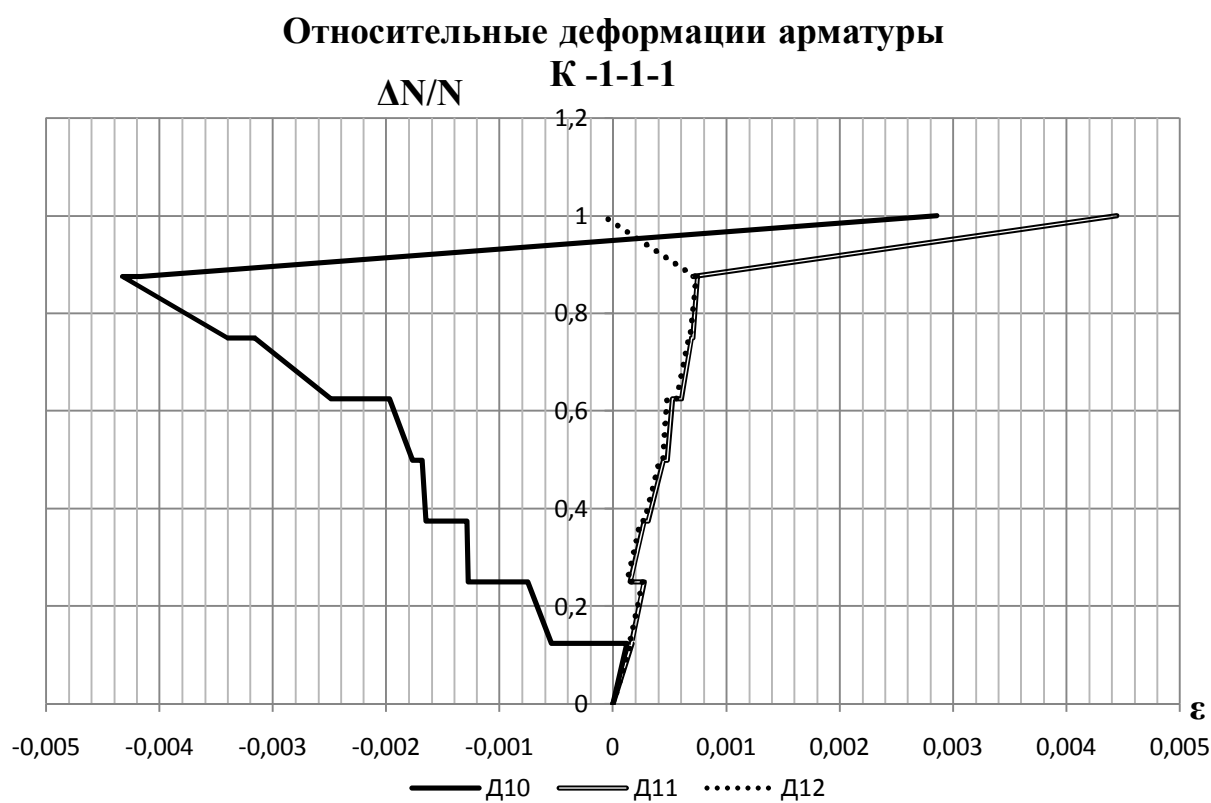
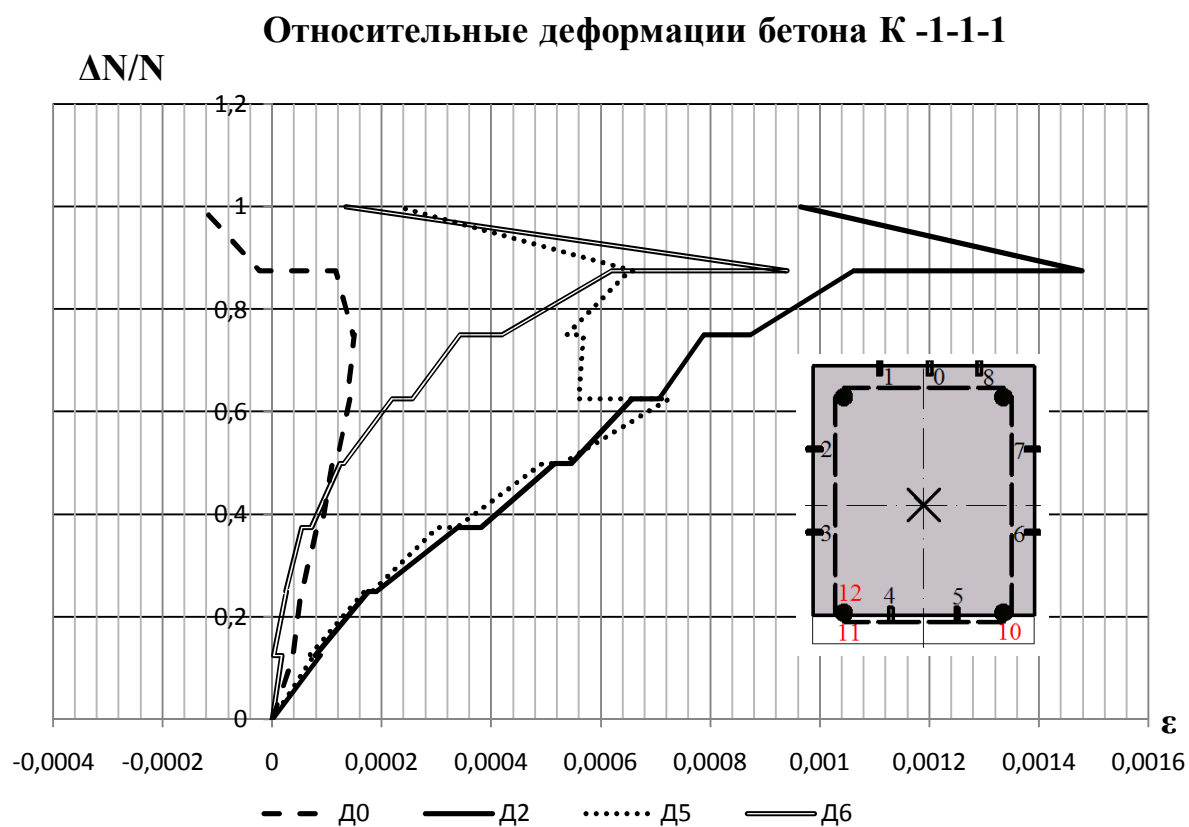
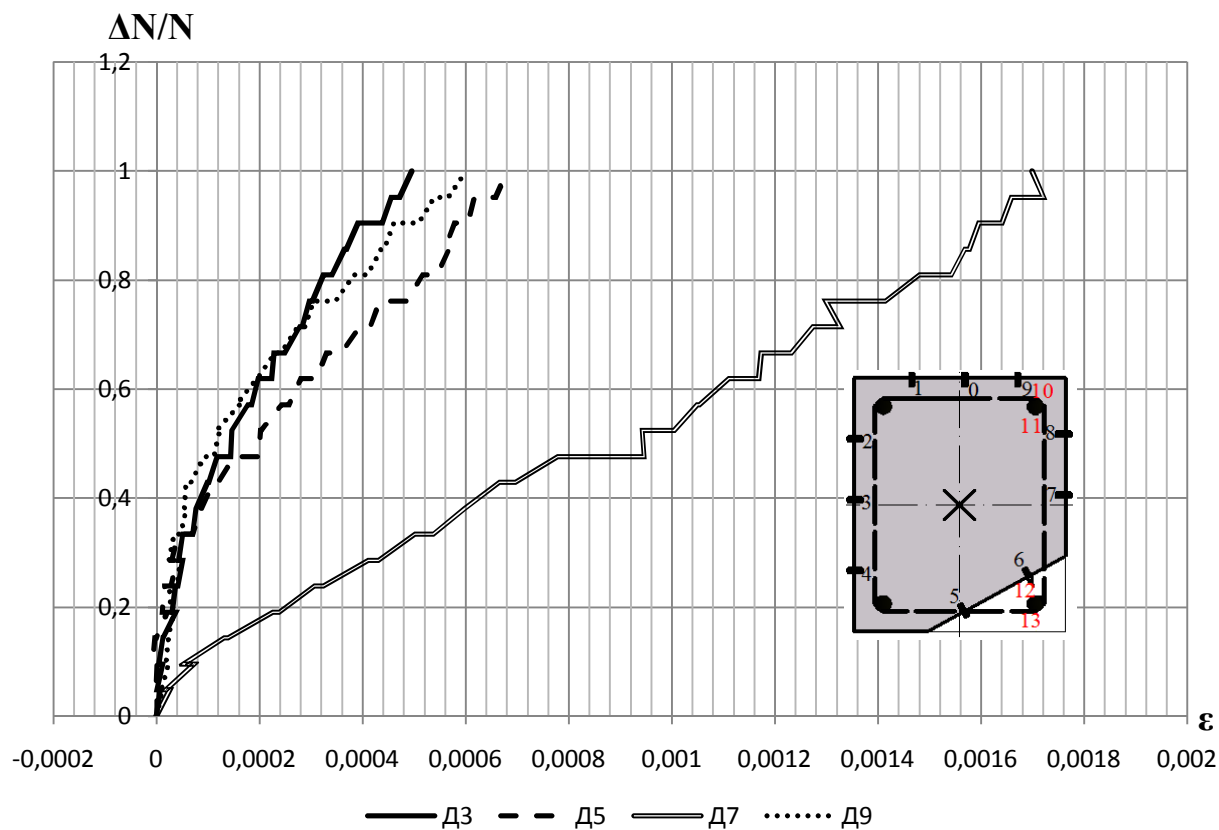


Рис. 3.18. Относительные деформации в центрально сжатом образце с плоским повреждением.

Относительные деформации бетона К 00-1



Относительные деформации арматуры К 00-1

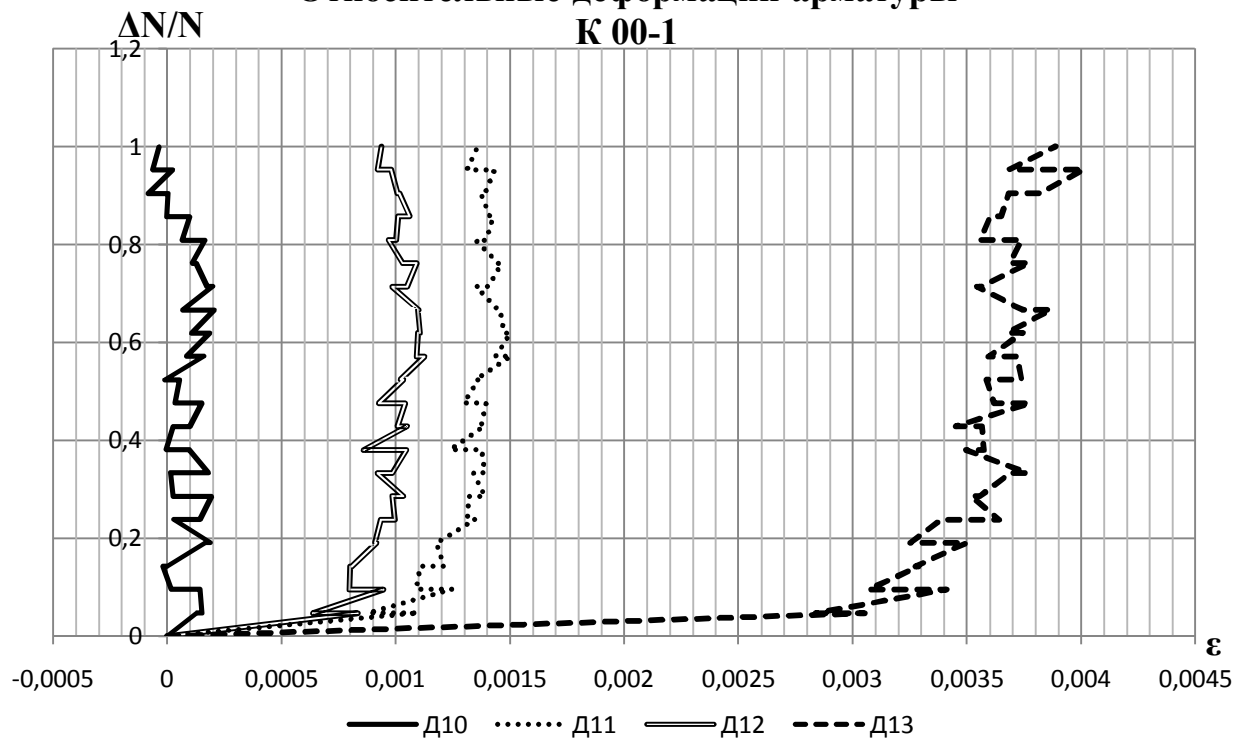
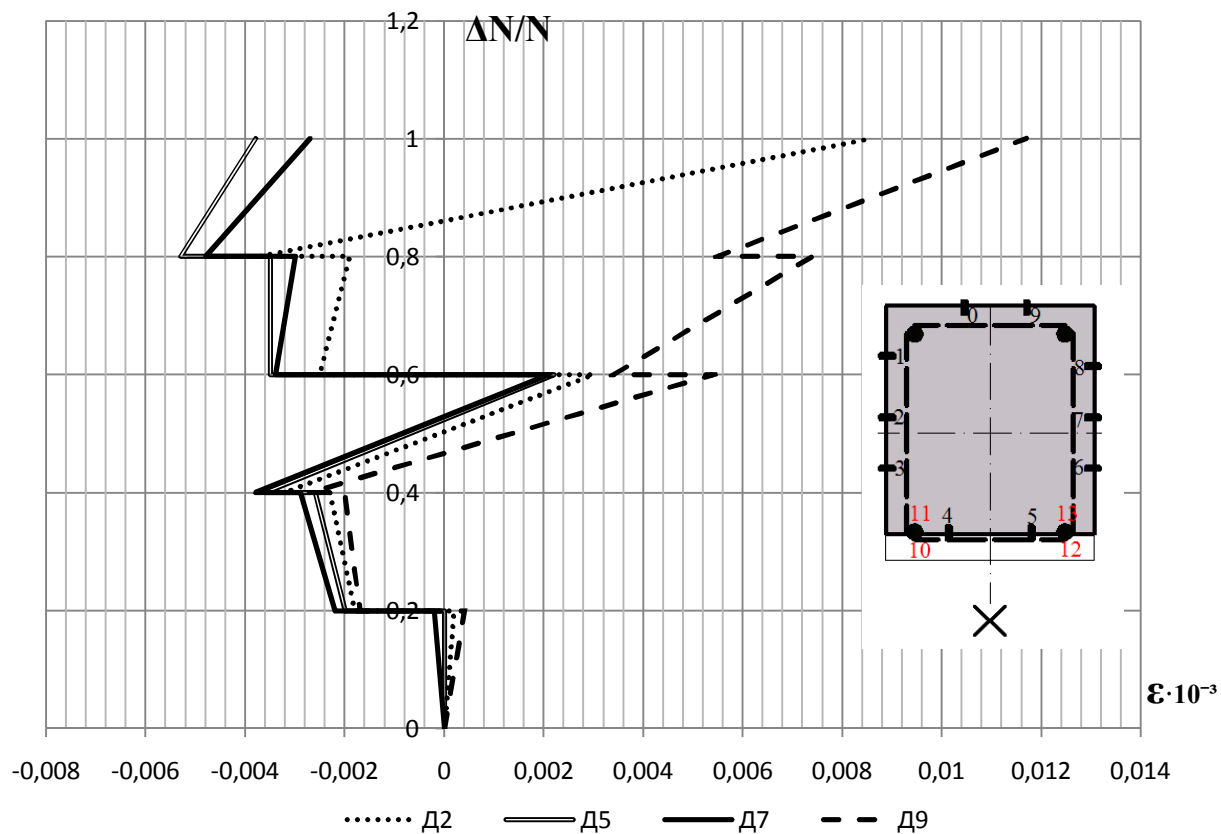


Рис. 3.19. Относительные деформации в центрально сжатом образце с повреждением под углом.

Относительные деформации бетона К -1-11



Относительные деформации арматуры К -1-11

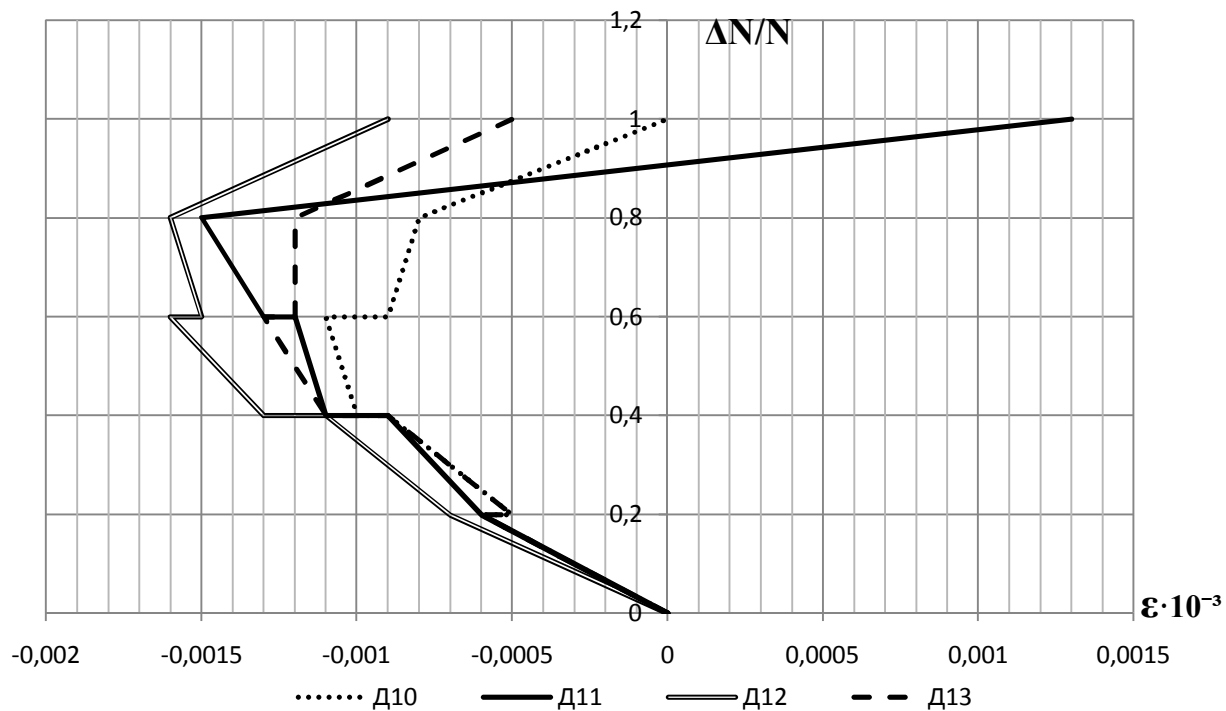
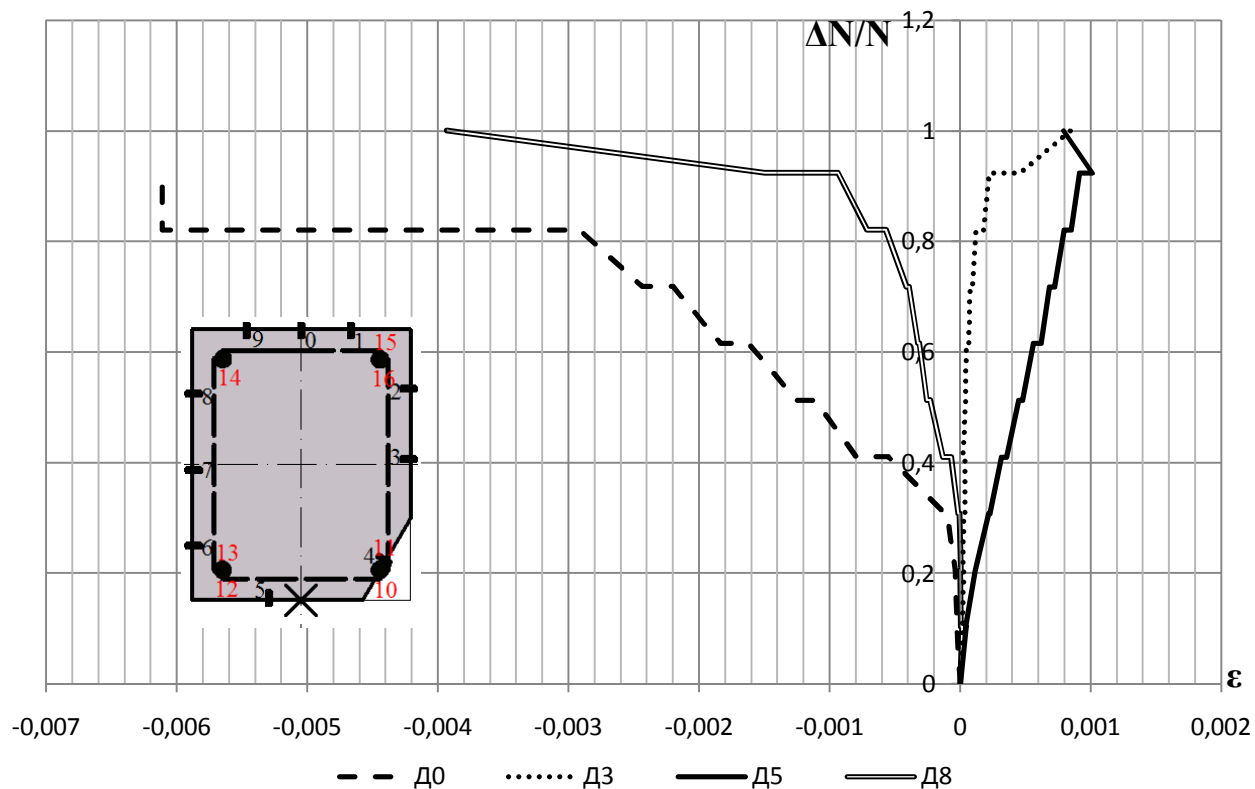


Рис. 3.20. Относительные деформации во внецентренно сжатых образцах ($e_0/h = 1/2$) с плоским повреждением.

Относительные деформации бетона К 100



Относительные деформации арматуры К 100

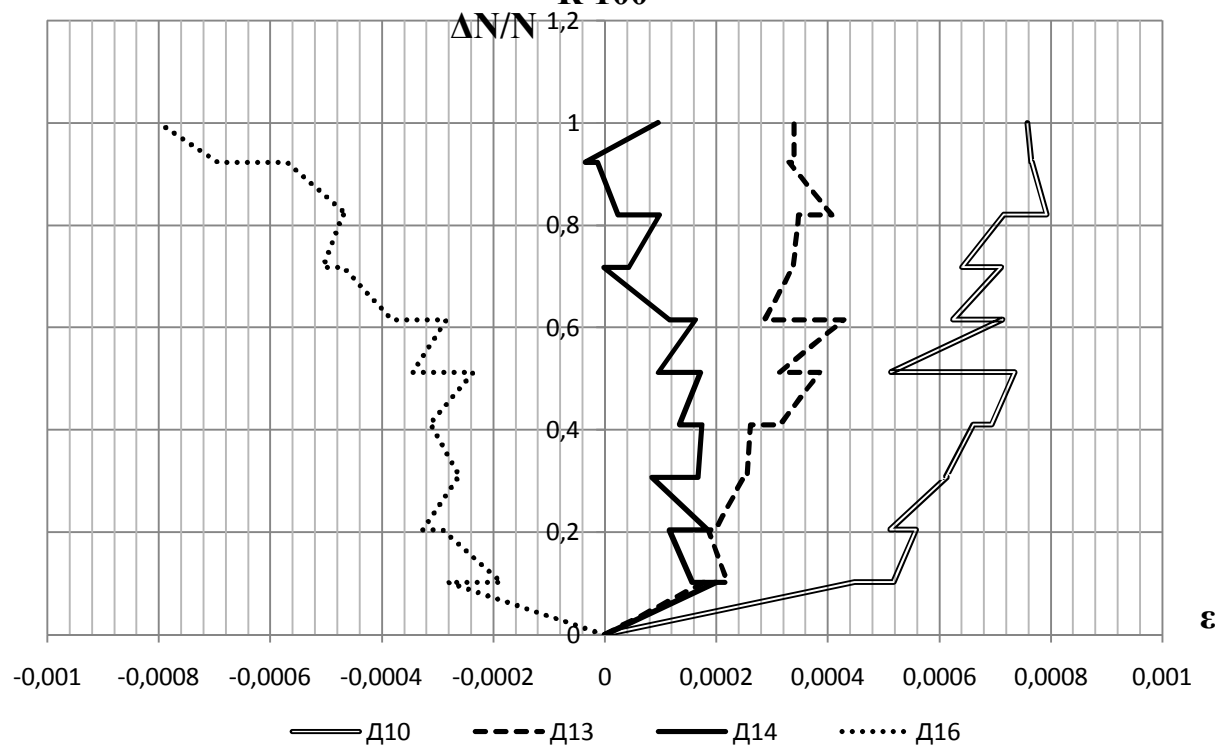


Рис. 3.21. Относительные деформации во внецентренно сжатых образцах ($e_0/h = 1/2$) с повреждением под углом.

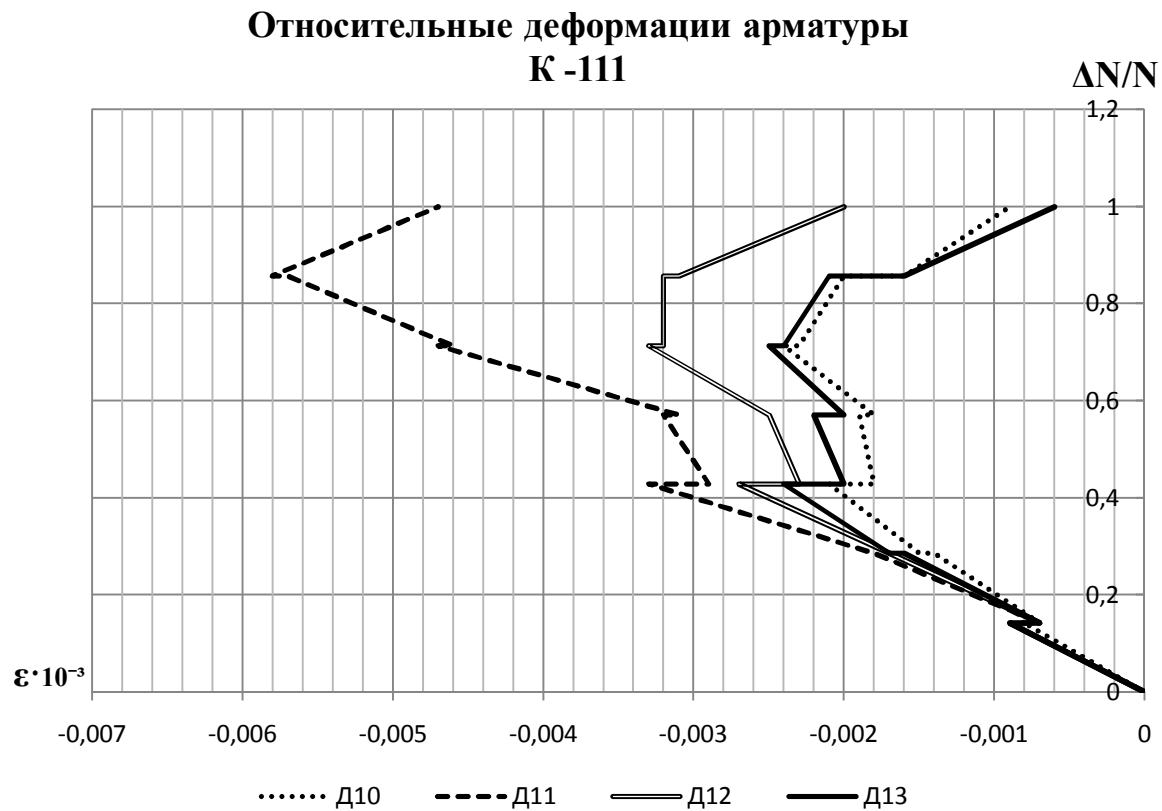
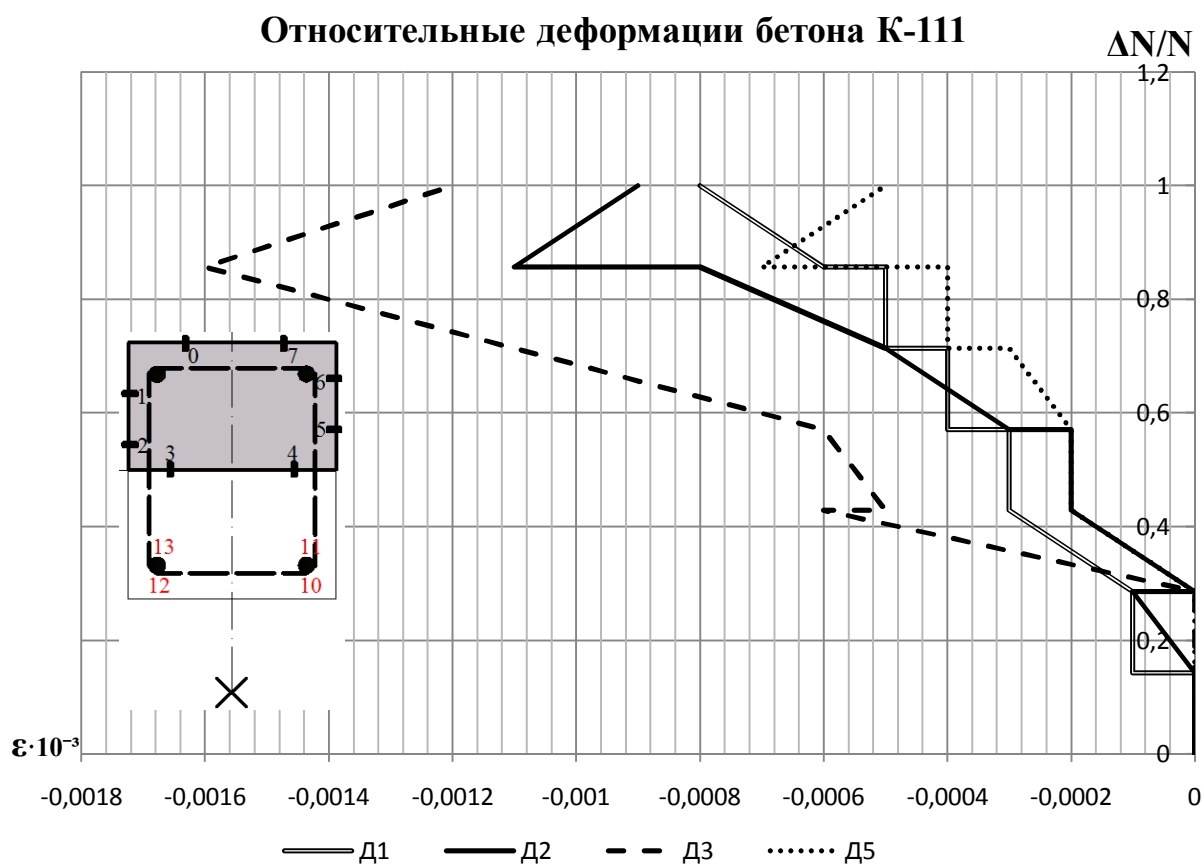
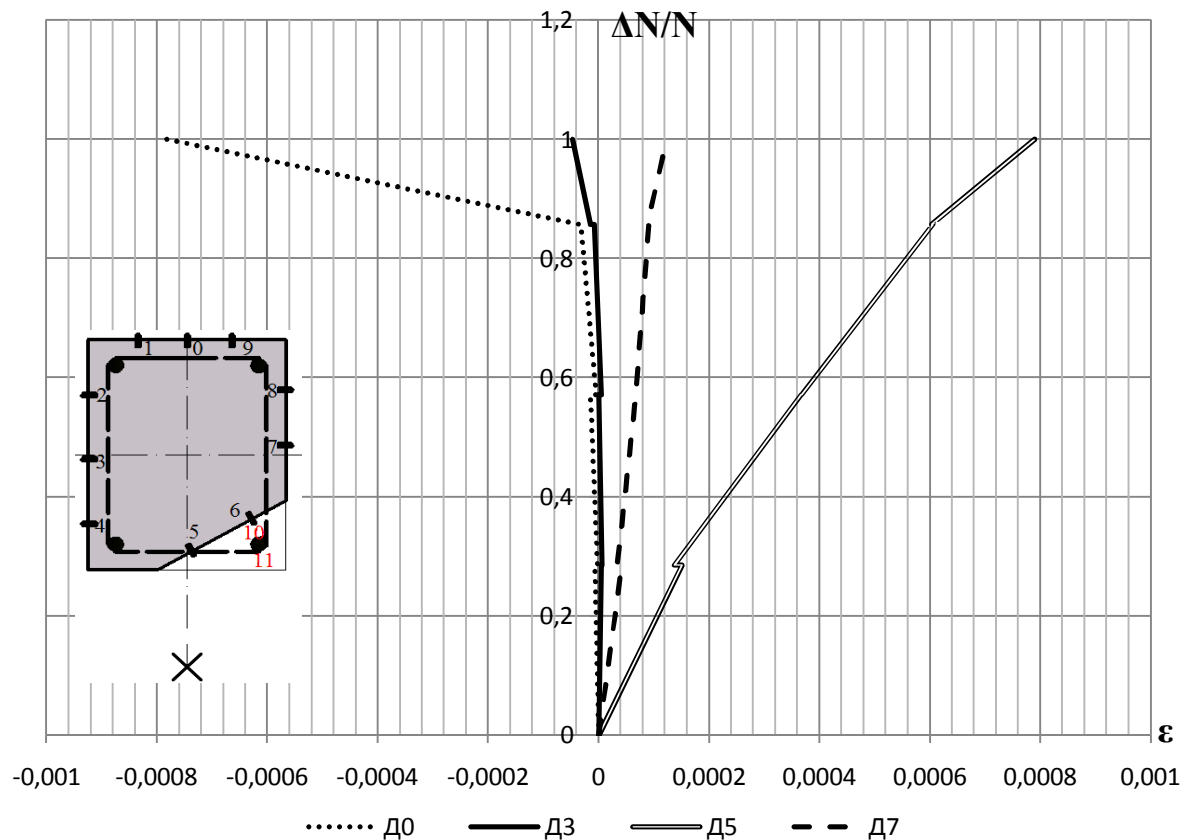


Рис. 3.22. Относительные деформации во внецентренно сжатых образцах ($e_0/h = 1$) с плоским повреждением.

Относительные деформации бетона К 001



Относительные деформации арматуры К 001

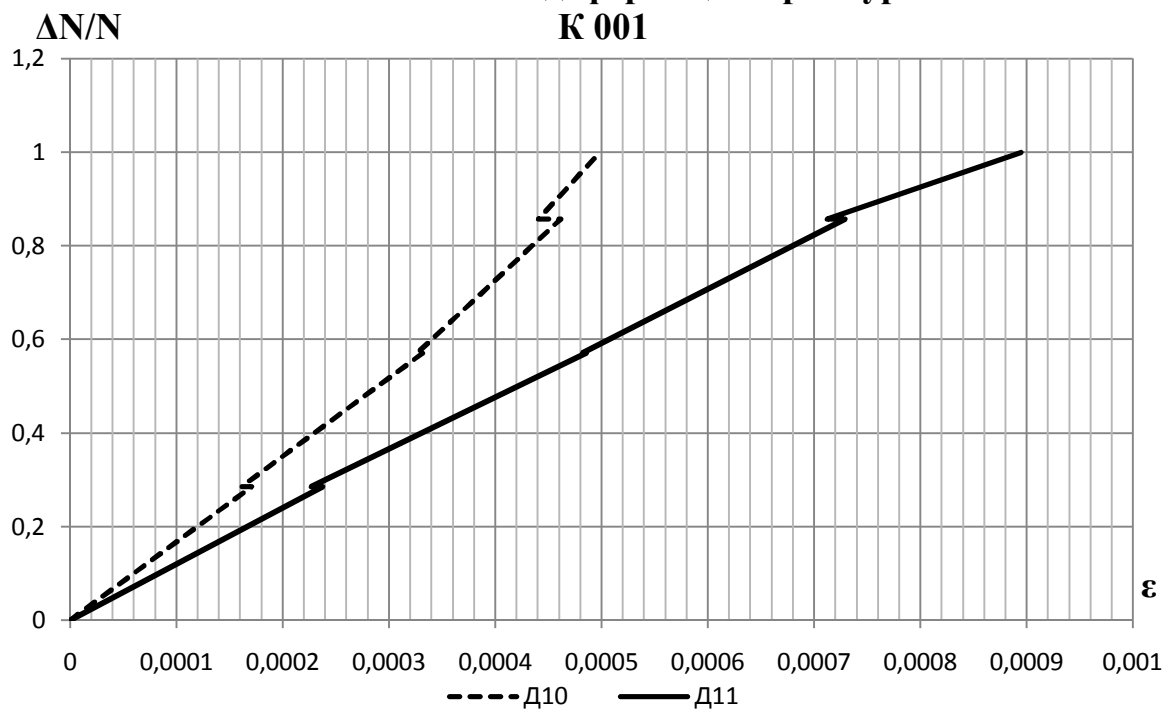


Рис. 3.23. Относительные деформации во внецентренно сжатых образцах ($e_0/h = 1$) с повреждением под углом.

3.3. Экспериментально-статистическое моделирование результатов эксперимента с помощью ПК COMPEX

Для анализа экспериментально-статистических моделей применялась система COMPEX, разработанная на кафедре ПАТСМ Одесской государственной академии строительства и архитектуры (1991-2000 гг.).

В программном комплексе были рассчитаны трехфакторные экспериментально-статистические модели исследуемых факторов варьирования по методу наименьших квадратов с последовательным регрессионным анализом. После построения моделей производится анализ влияния каждого фактора на исследуемый образец. Заключаящим этапом является построение одно-, двух- и трехмерных диаграмм с изоповерхностями.

Модель для анализа результатов имеет вид:

$$N = b_0 + b_1 \cdot x_1 + b_2 \cdot x_2 + b_3 \cdot x_3 + b_{12} \cdot x_1 \cdot x_2 + b_{23} \cdot x_2 \cdot x_3 + b_{13} \cdot x_1 \cdot x_3 + b_{11} \cdot x_1^2 + b_{22} \cdot x_2^2 + b_{33} \cdot x_3^2. \quad (3.6)$$

Используя коэффициенты, полученные при расчете в ПК COMPEX с учетом вычисленной погрешности эксперимента, получаем:

$$N = 23,4 + 5,41 \cdot x_1 - 7,94 \cdot x_2 - 23,1 \cdot x_3 + 1,66 \cdot x_1 \cdot x_2 - 4,52 \cdot x_1 \cdot x_3 + 6,59 \cdot x_2 \cdot x_3 - 4,35 \cdot x_1^2 + 2,77 \cdot x_2^2 + 13,23 \cdot x_3^2. \quad (3.7)$$

Из уравнения (3.7) можно сделать вывод, что наиболее значимым является третий фактор варьирования – это эксцентриситет приложения внешней силы, при увеличении эксцентриситета несущая способность колонн резко падает. Первые два фактора – параметры повреждения (угол и высота откола) также являются значимыми, но не в такой мере, как эксцентриситет. При увеличении первого фактора несущая способность увеличивается, а при увеличении второго фактора – уменьшается. В рассмотренном случае имеет место совместное влияние факторов. Из модели для анализа видно, что есть зависимость между факторами.

На рис. 3.24 показана зависимость несущей способности сжатого поврежденного железобетонного бетонного элемента от факторов варьирования. В результате анализа можно сделать следующие выводы:

- при увеличении угла откола несущая способность железобетонных образцов увеличивается. При угле откола $\theta=0^\circ$ она минимальна, при $\theta=60^\circ$ – максимальная;
- с увеличением высоты откола несущая способность образца падает. При высоте откола равной $b_f=25$ мм наблюдаются максимальные значения несущей способности, а при $b_f=125$ мм – минимальные;
- с увеличением относительного эксцентриситета наблюдается резкое падение несущей способности. Наибольшая несущая способность образца наблюдалась тогда, когда сила приложена

центрально, а минимальная – когда сила приложена с относительным эксцентриситетом $e_0/h=1$.

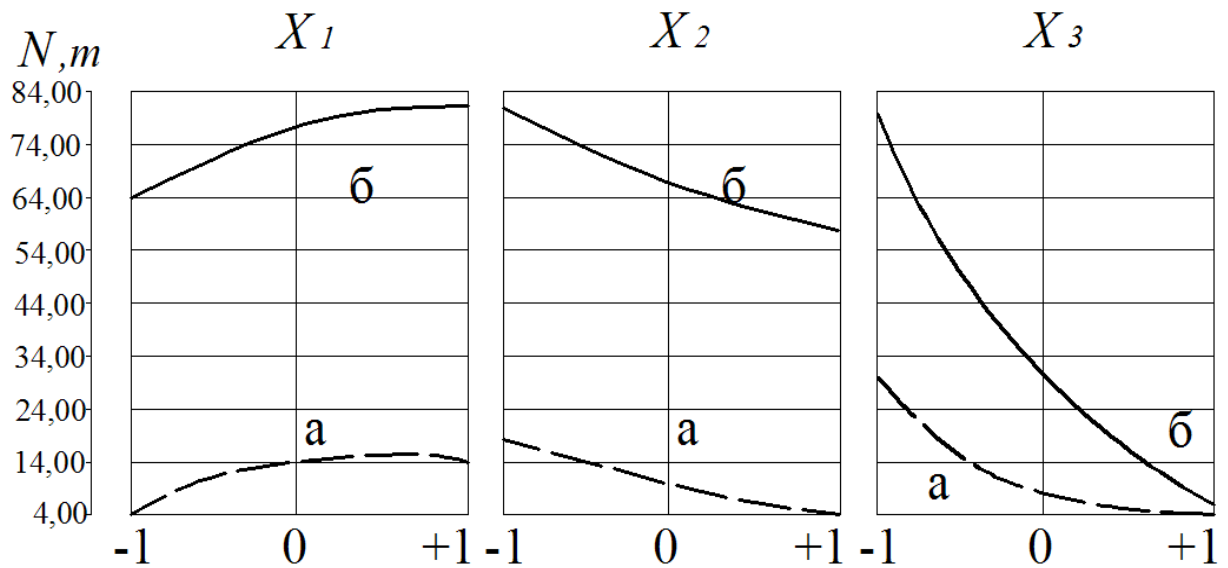


Рис. 3.24. Однофакторные графики зависимости: а – минимум функции; б – максимум функции.

В целом, одномерные зависимости не противоречат модели (3.7), а только подтверждают ранее изложенные выводы. На рис. 3.24 видно, что влияние первых двух факторов менее значимое, чем третьего, их значения изменяются незначительно и плавно.

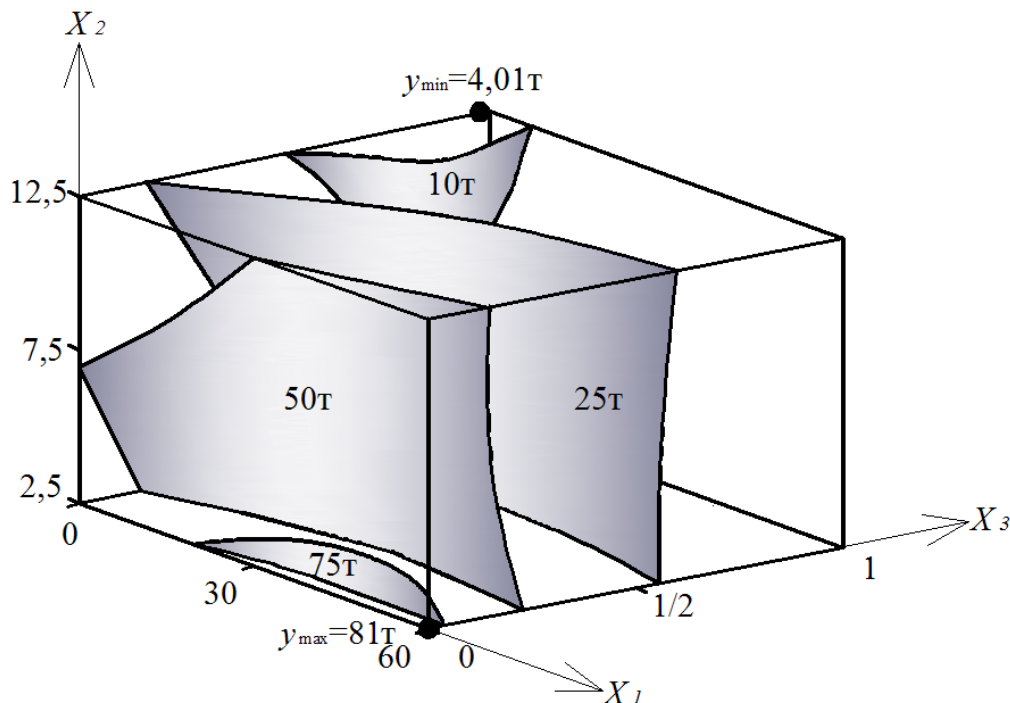


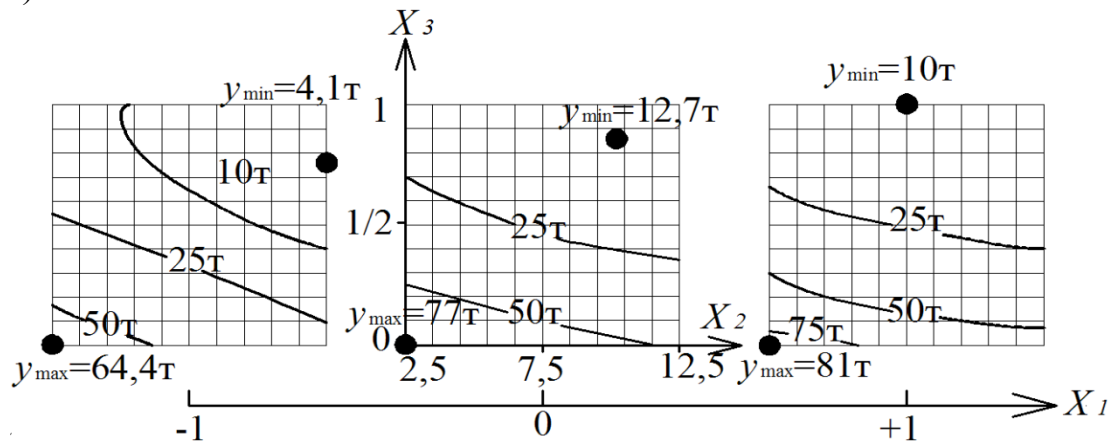
Рис. 3.25. Трехмерный график зависимости исследуемых факторов.

Двумерные графики зависимости выбранных факторов варьирования представлены на рисунке 3.26. Трехфакторная объемная диаграмма (рис. 3.25) иллюстрирует совместное влияние всех выбранных факторов. Так, наибольшая

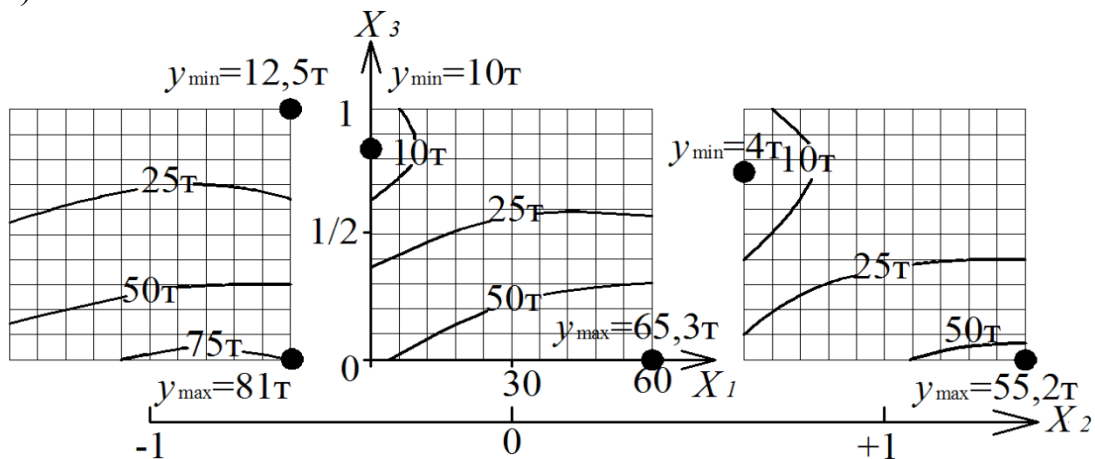
несущая способность $N=81$ тс будет наблюдаться при угле откола $\Theta=60^\circ$, высоте откола $b_I=2,5$ мм, относительном эксцентриситете $e_0/h=0$. Наименьшая несущая способность будет наблюдаться при следующей комбинации факторов: $\Theta=0^\circ$, $b_I=12,5$ мм, $e_0/h=1$.

Таким образом, можно сделать вывод, что исследуемые факторы влияют на величину воспринимаемой нагрузки. Как показывает статистический анализ, наибольшее влияние имеет точка приложения внешней нагрузки.

а)



б)



в)

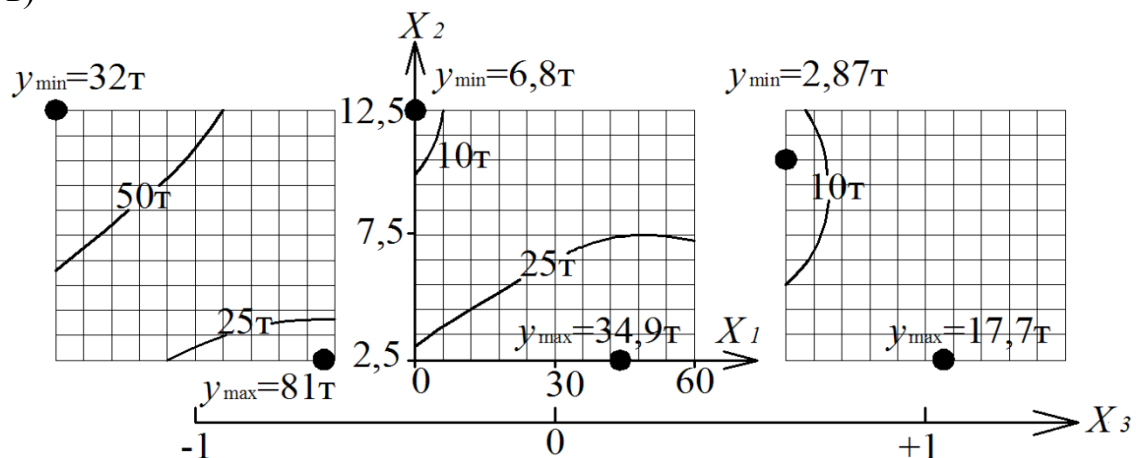


Рис. 3.26. Двухмерные графики зависимости: а – при постоянном угле откола; б – при постоянной высоте откола; в – при постоянном эксцентриситете.

3.4. Выводы по разделу

1. Используемая в данной монографии методика построения экспериментальных образцов в программном комплексе применима только для центрально сжатых колонн либо для внецентренно сжатых с эксцентриситетом, не выходящим за сечение колонны. Результаты расчета являются достаточно точными для предварительного определения несущей способности и прогнозирования характера разрушения образцов. Величина несущей способности в используемом программном комплексе ниже экспериментальной в среднем на 6,8%.

Образцы с эксцентриситетом $e = 0,250$ м в расчет среднеквадратического отклонения не учитываем, так как имеет место значительный разброс экспериментальных данных.

2. Испытание поврежденных железобетонных колонн позволило ознакомиться с действительной работой таких конструкций и изучить их напряженно-деформируемое состояние.

3. Для анализа экспериментально-статистических моделей применялась система COMPEX. Построены одно-, двух- и трехмерные диаграммы с изоповерхностями, которые позволяют оценить влияние каждого фактора, как в отдельности, так и совместно. Установлено, что наиболее значимым является третий фактор – относительный эксцентриситет. При увеличении первых двух факторов несущая способность увеличивается. Так же имеет место совместное влияние факторов.

4. Проведенные экспериментальные исследования позволяют получить представление о работе поврежденных конструкций рассматриваемого вида. На данном этапе представляется возможность описать НДС конструкций и разработать расчетную базу для дальнейшего использования.

РАЗДЕЛ 4. РАСЧЕТ ПОВРЕЖДЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН

4.1. Основные предпосылки

Действующий ныне ДБН В.2.6.-2011 [34] в общем случае для определения несущей способности, перемещений, перераспределения усилий в статически неопределимых конструкциях предлагает определять напряженно-деформированное состояние железобетонных сечений исходя из нелинейной диаграммы „напряжения–деформации“, изображенном на рисунке 1.5, которая описывается уравнениями (1.4) или (1.5). Так же допускается применение упрощенной зависимости „напряжения–деформации“ бетона, если они являются эквивалентными или более консервативными (результаты расчета дают больший запас). Также нормы в п.п. 3.1.6.2 при выполнении поверочных расчетов прямоугольных сечений, или близких к нему, допускают равномерный характер распределения нормальных напряжений в сжатой зоне (рис. 4.1).

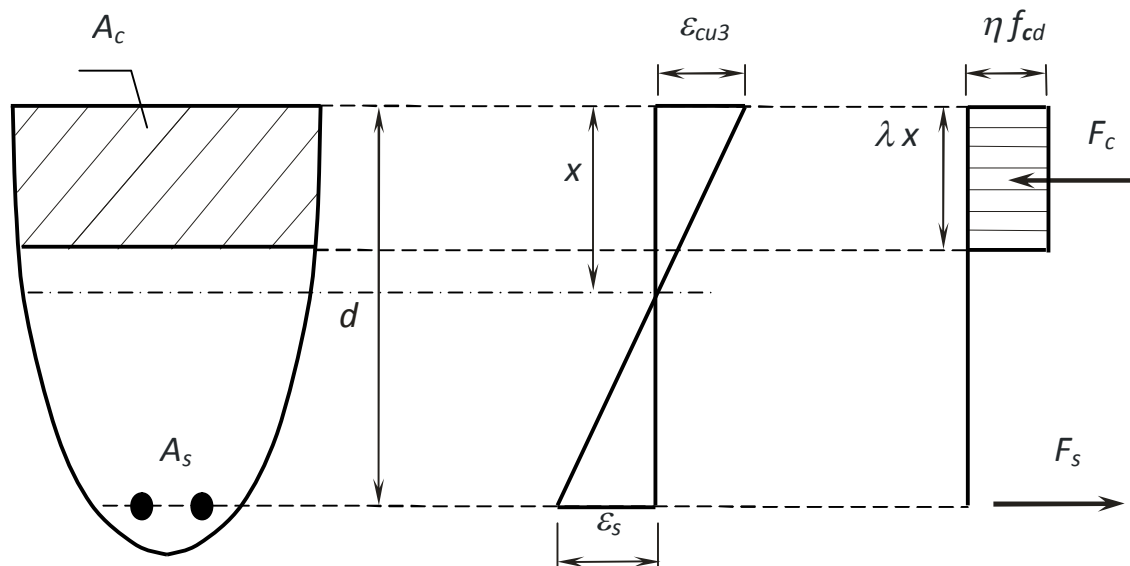


Рис. 4.1. Равномерный характер распределения напряжений в сжатой зоне.

Коэффициент, определяющий расчетную высоту сжатой зоны бетона принимается равным $\lambda=0,8$, а коэффициент, учитывающий влияние различных факторов на прочность бетона рекомендовано принимать $\eta=1,0$.

Так как рассматриваемые железобетонные колонны являются поврежденными в ходе эксплуатации, то их расчет можно рассматривать как поверочный, а следовательно, возможно применение упрощенной предпосылки о равномерном распределении напряжений по высоте сжатой зоны. Таким образом, можно сформулировать основные предпосылки расчета:

1. Принимается гипотеза плоских сечений, т.е. после деформирования сечения остаются плоскими, а по высоте сечения деформации изменяются по линейной зависимости.

2. Сопротивление бетона растяжению принимают равным нулю, усилия в растянутой зоне полностью воспринимаются арматурой.

3. Сопротивление бетона сжатию представляется напряжениями, равными f_{cd} и равномерно распределенными по сжатой зоне бетона.

4. Напряжения в арматуре определяют в зависимости от высоты сжатой зоны бетона.

5. Растягивающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления растяжению f_t .

6. Сжимающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления сжатию f_{yd} .

В ходе расчета необходимо определить неизвестные величины предельной нагрузки N , высоту сжатой зоны x , напряжения в арматуре σ_{si} .

При рассмотрении случая косого внецентренного сжатия дополнительным принимается условие, что точка приложения внешней силы, равнодействующей сжимающих усилий в бетоне и арматуре и равнодействующей усилий в растянутой арматуре должны лежать на одной прямой [35] п.п. 3.28 (рис. 4.2).

$I-I$ – плоскость, параллельная плоскости действия изгибающего момента, или плоскость, проходящая через точки приложения продольной силы и равнодействующих внутренних сжимающих и растягивающих усилий;

1 – точка приложения равнодействующей усилий в сжатой арматуре и в бетоне сжатой зоны;

2 – точка приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре.

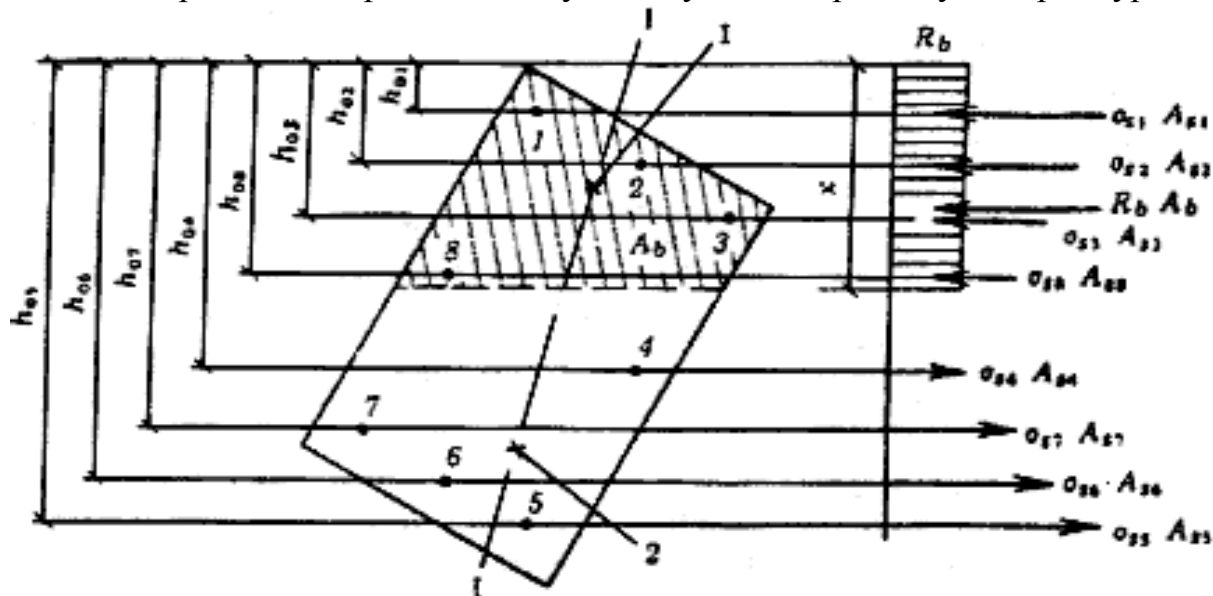


Рис. 4.2. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси железобетонного элемента, в общем случае расчета по прочности.

Так как в [34] нет конкретных рекомендаций относительно определения положения нейтральной линии, то воспользуемся рекомендациями пособия [144] п. 3.76.: при расчете элементов на косое внецентренное сжатие рекомендует подбирать положение прямой, ограничивающей сжатую зону, последовательным приближением из уравнений (1.2) и (1.3), принимая угол наклона этой прямой γ постоянным и равным углу наклона нейтральной оси, определенной как для упругого материала.

4.2. Расчет поврежденных элементов с учетом предпосылок

Учитывая вышесказанное, расчет можно представить в виде следующего алгоритма (рис. 4.3):

1. Постановка целей расчета: нахождение x , N , σ_{si} , γ .
2. Для нахождения четырех неизвестных величин необходимо составить четыре уравнения. Первое уравнение – уравнение параллельности силовых плоскостей, второе и третье – сумма моментов сил и проекция всех сил на одну из осей, четвертое – эмпирическая формула для нахождения напряжений в арматурных стержнях.

$$tg\gamma = \frac{Ne_y}{Ne_x} \cdot \frac{I_x}{I_y}; \quad (4.1)$$

$$Ne \leq f_{cd}S_b - \sum \sigma_{si}S_{si}; \quad (4.2)$$

$$N = f_{cd}A_c - \sum \sigma_{si}A_{si}; \quad (4.3)$$

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right). \quad (4.4)$$

3. Тангенс угла наклона нейтральной линии – это фактически произведение отношений проекции эксцентриситета на оси x и y на отношение моментов инерции поврежденного сечения, которые определяем как моменты инерции сложного составного сечения. Определив тангенс угла наклона нейтральной линии θ находим величины $\xi_i = \frac{x}{h_{oi}}$, где h_{oi} – расстояние от оси, проходящей через центр тяжести сечения рассматриваемого i -го стержня и параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, до наиболее удаленной точки сжатой зоны сечения (рис. 4.2).

4. Выражаем напряжения в арматуре σ_{si} как функцию от x воспользовавшись формулой (4.4).

5. Приравняв второе и третье уравнение методом последовательного подбора и уточнения, определяем величины x и N .

6. Зная высоту сжатой зоны можно найти величины напряжений в арматуре в численном виде, подставив значение x в уравнения напряжений σ_{si} .

7. Если напряжения в арматуре превышают предельные значения, то принимаем, что напряжения равны f_{yd} и f_t и пересчитываем с учетом этой поправки.

Значения предельных нагрузок, полученных по приведенному методу расчета, приведены в таблице 4.1.

Проведя сравнение величин, полученных в результате расчета по вышеизложенной методике со значениями предельных нагрузок, полученными при эксперименте, можно сделать вывод, что между величинами имеются значительные расхождения, следовательно, расчет по [34] с примененными предпосылками является некорректным относительно поврежденных колонн.

Поэтому, необходимо разработать методику расчета, которая могла бы в полной мере отобразить реальную работу поврежденных железобетонных колонн.

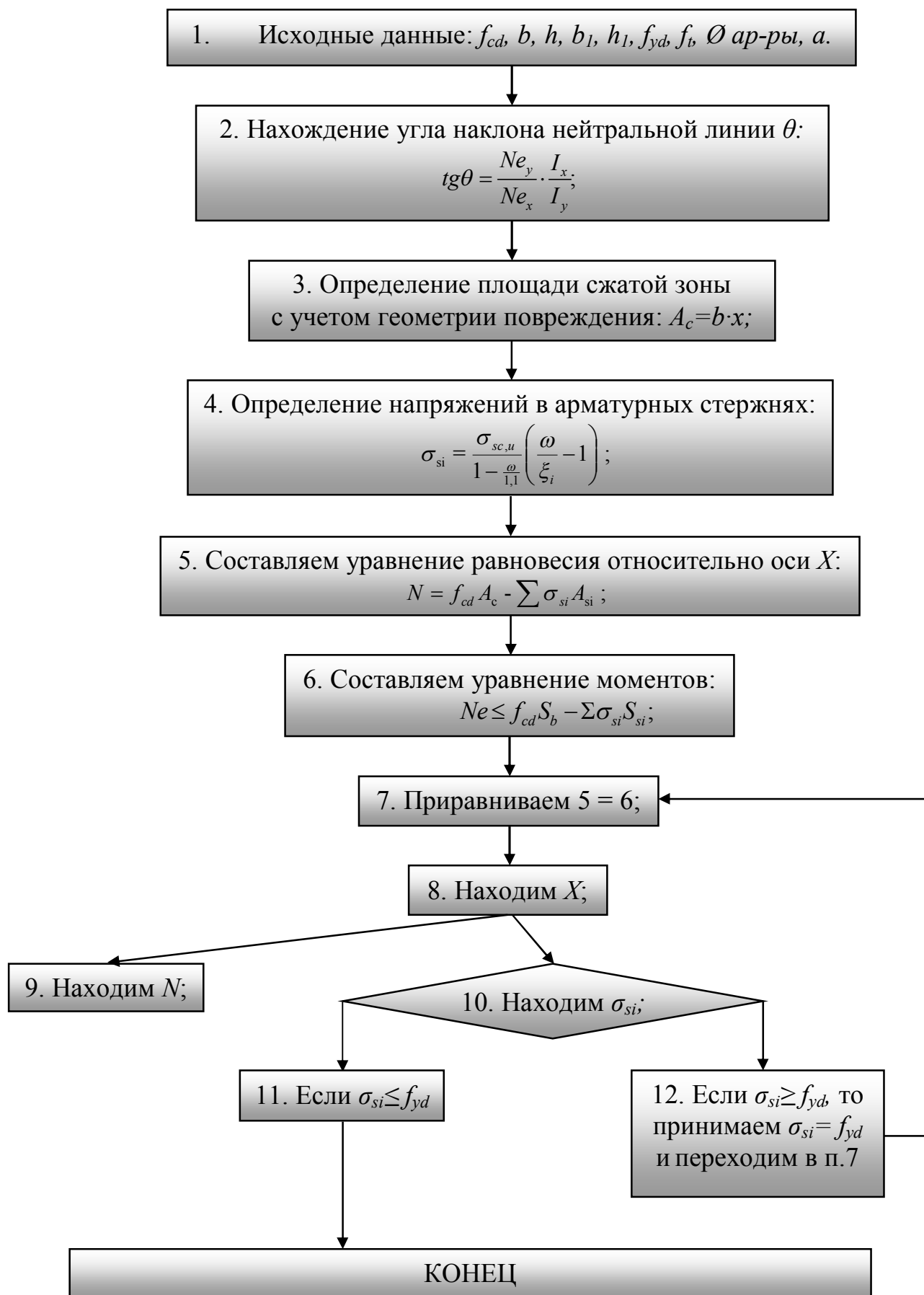


Рис. 4.3. Алгоритм нахождения неизвестных x , N , σ_{si} , θ .

Таблица 4.1.

Сопоставление опытных и теоретических несущей способности колонн

№ п/п	Маркировка образца	Несущая способность N_{exp} , тс	Несущая способность $N_{\text{дбн}}$, тс	$\frac{N_{\text{дбн}}}{N_{\text{exp}}}$
1	-1-1-1	65,20	92,76	1,4227
2	-1-1 1	14,00	25,18	1,7985
3	-1 1-1	30, 0	60,14	2,0046
4	1-1-1	81,10	31,4	0,3872
5	-1 1 1	7,90	11,97	1,5151
6	1-1 1	14,5	5,6	0,3862
7	1 1-1	55,2	44,5	0,8061
8	1 1 1	12,3	10,6	0,8617
9	1 0 0	23,3	21,81	0,9360
10	-1 0 0	15,1	20,7	1,3708
11	0 1 0	21,3	10,09	0,4737
12	0-1 0	31,35	21,7	0,6921
13	0 0 1	12,67	19,47	1,5367
14	0 0-1	60,9	62,99	1,0343
15	0 0 0	22,8	31,6	0,7215
16	0 0 0	23,1	31,6	1,3679
17	0 0 0	21,9	31,6	1,4429

4.3. Предложения относительно расчета поврежденных железобетонных колонн

Вышеизложенный расчет по [34] показал, что необходимо внести определенные коррективы.

Значительное влияние на несущую способность опытных образцов оказывают оголенные стержни. Учесть это влияние необходимо с помощью введения коэффициентов, уменьшающих несущую способность оголенной арматуры.

В задачах с плоскими повреждениями положение нейтральной линии фиксируется только одной неизвестной величиной x – высотой сжатой зоны, в то время как в задачах с косым фронтом повреждения добавляется еще одна неизвестная величина – угол наклона нейтральной линии γ . Значения этой величины определялось с позиции упругой работы материала по формуле (4.1), что не совсем корректно с точки зрения работы железобетона.

Поэтому, в дальнейшем необходимо учесть эти факторы. Для расчета принимаем те же предпосылки с учетом вышеизложенных замечаний.

4.3.1. Работа оголенных арматурных стержней.

Для того чтобы расчет отображал реальную работу поврежденной конструкции необходимо ввести некоторые коррективы и уточнения. В первую очередь необходимо учесть гибкость оголенной арматуры.

Среди экспериментальных образцов больше половины имели участки с оголенной арматурой, а 3 из них имели повреждения, при которых были оголены 2 арматурных стержня.

При нагрузках, близких к разрушающим, в образцах с оголенными стержнями наблюдалась потеря устойчивости арматуры в направлении к центру сечения железобетонного образца (рис. 4.4...4.5). Наличие поперечного армирования в виде хомутов препятствовало изгибу наружу.

Поэтому, при дальнейших расчетах таких образцов необходимо учитывать влияние потери устойчивости оголенных арматурных стержней.

Исходя из случая закрепления концов коэффициент приведения длины равен $\mu=1/2$, следовательно, напряжения, возникающие в поперечном сечении сжатого стержня от критической нагрузки (4.5) найдем по формуле (4.6)

$$P_{кр} = \frac{\pi^2 EI_{min}}{(\mu l)^2}; \quad (4.5)$$

$$\sigma_{кр} = \frac{P_{доп}}{F}; \quad (4.6)$$

$$P_{доп} = \frac{P_{кр}}{[n_y]}; \quad (4.7)$$

где: $[n_y]$ – нормативный коэффициент запаса устойчивости. Для стали он колеблется в пределах от 1,8 до 3;

F – площадь сечения арматурного стержня.

Критические напряжения для оголенного стержня класса АIII, Ø 16 мм, $l=400$ мм, будут равны $\sigma_{кр} = 262,92$ МПа, гибкость стержня $\lambda = 50$.

При дальнейших расчетах обходимо учитывать найденные критические напряжения оголенных стержней для более точных результатов расчета.

4.3.2. Расчетные случаи.

В данной работе плоским считается такое повреждение, когда фронт его параллелен одной из главных осей сечения, т.е. угол наклона повреждения равен нулю (рис. 4.7, а). В том случае, когда повреждение не параллельно ни одной из главных осей сечения, т.е. угол наклона линии фронта повреждения не равен нулю, считаем, что имеет место косое повреждение.

Оголенный стержень представим в виде схемы (рис. 4.6).

Принципиального отличия в расчете поврежденных элементов с разными фронтами повреждений нет, способ универсален. Плоское повреждение является частным случаем ($\Theta=0$). Очевидно, что в случай плоского повреждения проще определяются геометрические характеристики сечения и статические моменты.

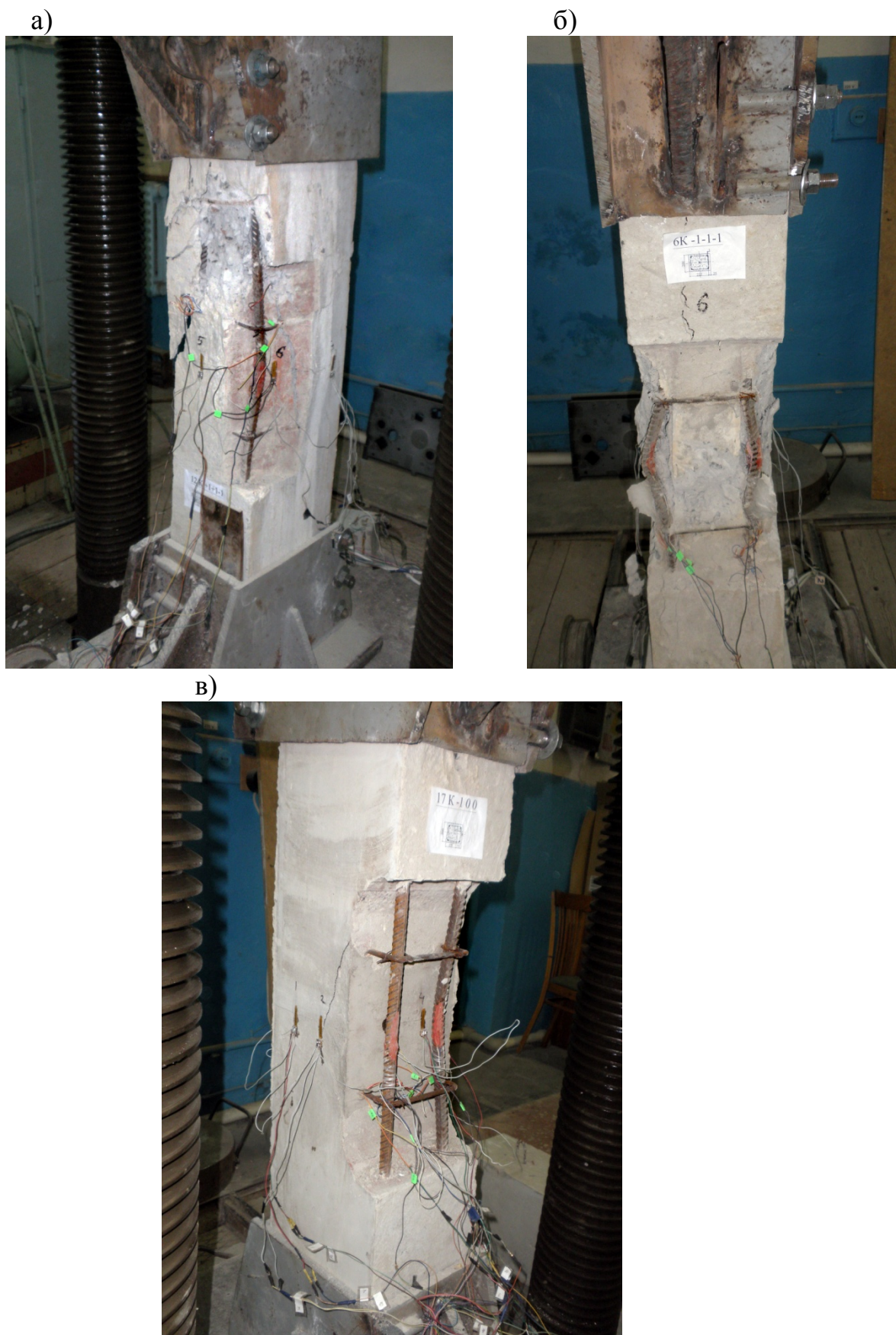


Рис. 4.4. Потеря устойчивости оголенных арматурных стержней: а – образец 11-1; б – образец -1-1-1; в – образец -100.

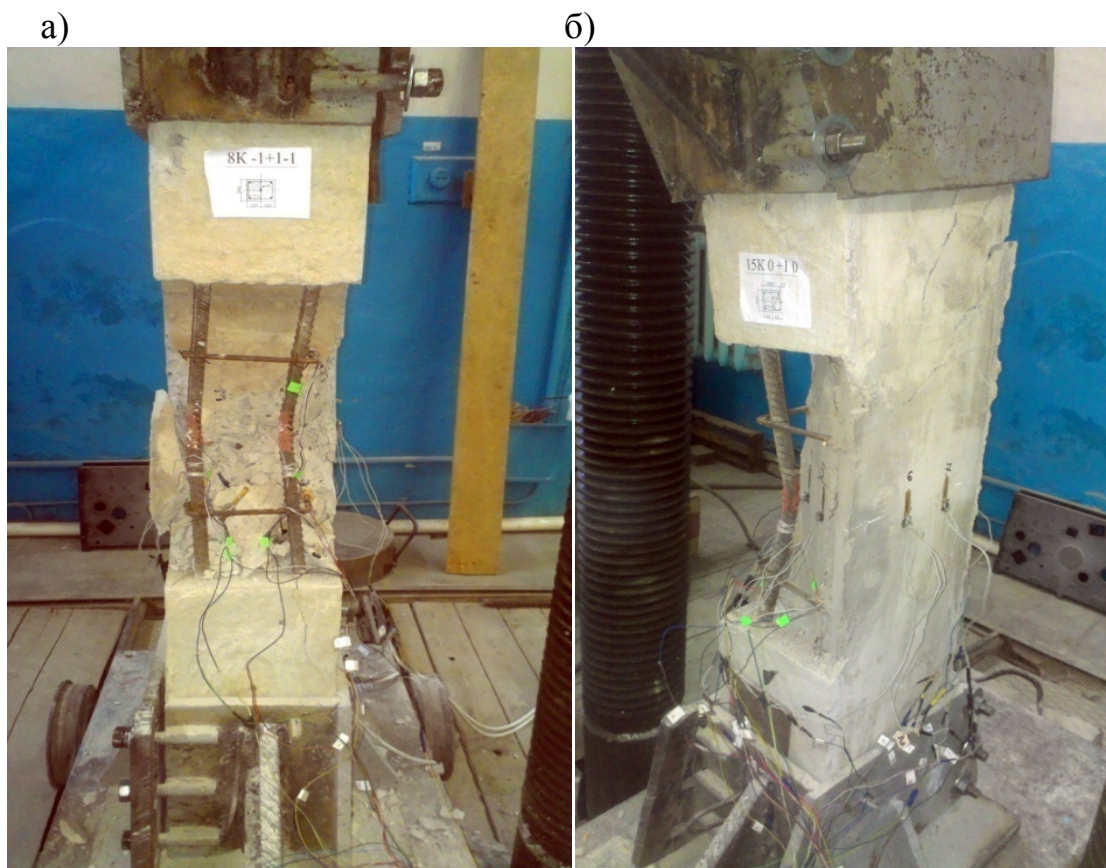


Рис. 4.5. Потеря устойчивости оголенных арматурных стержней:
а – образец 010; б – образец -11-1.

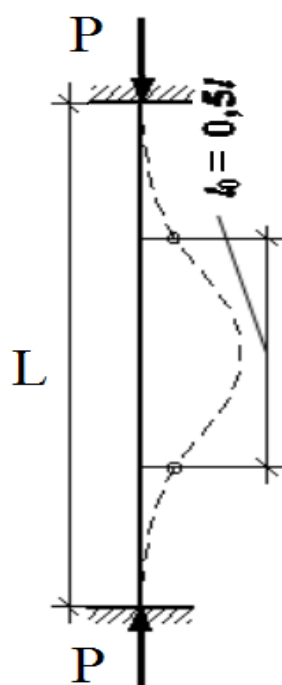


Рис. 4.6. Схема изгиба оголенного стержня.

Таким образом, можно подытожить и выделить *основные предпосылки расчета*:

1). Напряжения в сжатой зоне бетона распределяются равномерно с интенсивностью ηf_c .

2). Принимается гипотеза плоских сечений, т.е. после деформирования сечения остаются плоскими, а по высоте сечения деформации изменяются по линейной зависимости.

3). Внешнее сжимающее усилие приложено в центре масс сжатой зоны бетона.

4). Работа растянутого бетона в восприятии внешних усилий не учитывается.

5). Фронт повреждений имеет прямолинейное очертание.

6). Напряжения в арматуре определяются в зависимости от относительной высоты сжатой зоны бетона. Учитывается оголенность арматурных стержней.

7). Условие параллельности силовых плоскостей.

Последнюю предпосылку далее рассмотрим

подробнее.

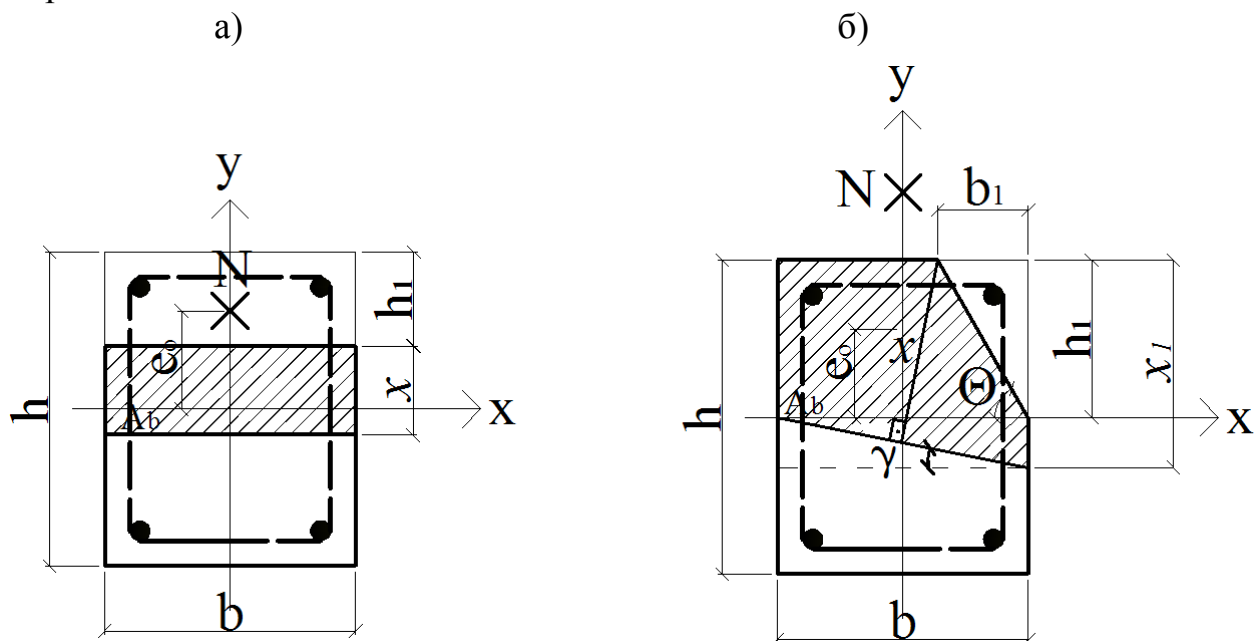


Рис. 4.7. Поперечное сечение: а – случай плоского повреждения; б – случай косого повреждения.

4.3.3. Параллельность силовых плоскостей.

Одной из задач расчета была реализация предпосылки, предложенной в [35], п. 3.28*, в которой идет речь о том, что при косом внецентренном сжатии требуется соблюдение дополнительного условия параллельности плоскости

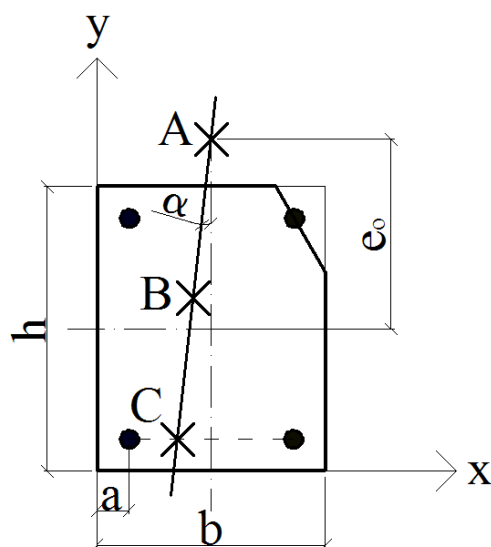


Рис. 4.8. Условие параллельности силовых плоскостей.

действия моментов внешних и внутренних сил – условия, что точка приложения внешней силы, равнодействующей сжимающих усилий в бетоне и арматуре и равнодействующей усилий в растянутой арматуре должны лежать на одной прямой (рис. 4.8).

Чтобы описать положение прямой необходимо определить положение точек. Точка A – точка приложения силы, имеет известные координаты $(\frac{b}{2}; \frac{h}{2} + e_0)$. Точка B – точка приложения равнодействующей сжатого бетона N_c и сжатой N'_s арматуры, её координаты обозначим как $(x_b; y_b)$.

Точка C – точка приложения равнодействующей растянутой арматуры, её координаты можно описать как $(x_c; a)$. Так как точки лежат на одной прямой, то описав положение точки C можно найти положение точки B .

Рассмотрим рисунок 4.9. В арматурных 3, 4 стержнях действуют силы равные соответственно N_{s3} и N_{s4}

$$N_{s3} = \sigma_3 \cdot A_3; \quad (4.8)$$

$$N_{s4} = \sigma_4 \cdot A_4. \quad (4.9)$$

Обозначим расстояние от центра арматурного стержня 3 до точки C как некую величину m , тогда расстояние до центра 4 стержня будет $(b_a - m)$, где b_a – расстояние между центрами арматурных стержней.

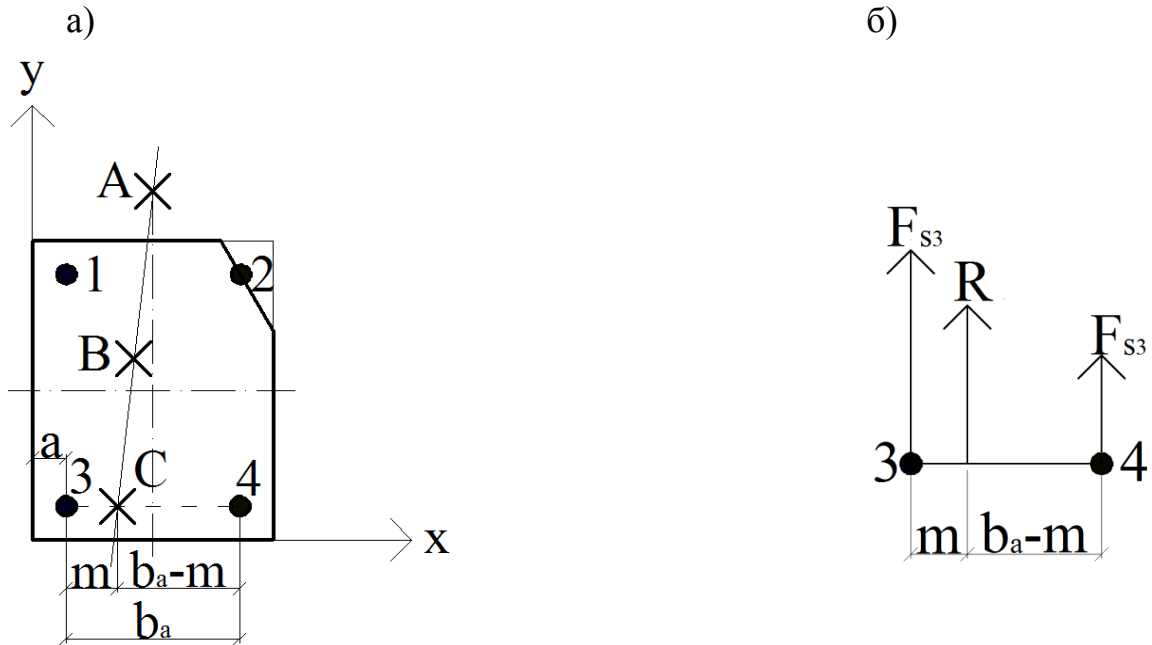


Рис.4.9. Определение координат равнодействующей растянутой арматуры.

Силы, действующие в стержнях 3 и 4 рассматриваем как пару сил, т.е. справедливо следующее выражение (рис. 4.9, б)

$$N_{s3} \cdot m = N_{s4} \cdot (b_a - m); \quad (4.10)$$

откуда найдем величину m

$$m = \frac{b_a \cdot N_{s3}}{N_{s3} + N_{s4}}. \quad (4.11)$$

Таким образом, абсцисса точки C будет равна

$$x_c = a + m. \quad (4.12)$$

Как указывалось ранее, точка B является точка приложения равнодействующей сжатого бетона и сжатой арматуры:

$$N_{\bar{R}} = N'_s + N_c. \quad (4.13)$$

По аналогии центры тяжести сжатого бетона и арматуры, а так же их равнодействующая, лежат на одной прямой (рис. 4.10).

Обозначим расстояние от первого стержня до центра тяжести сжатой арматуры как n (рис. 4.11, а).

Величину определим n по аналогии с растянутой арматурой:

$$N_{s1} = \sigma_1 \cdot A_1; \quad (4.14)$$

$$N_{s2} = \sigma_2 \cdot A_2; \quad (4.15)$$

$$n = \frac{b_a \cdot N_{s2}}{N_{s1} + N_{s2}}. \quad (4.16)$$

Абсцисса центра тяжести сжатой арматуры будет равна:

$$x_s' = a' + n; \quad (4.17)$$

Ордината y_s' равна защитному слою бетона a' .

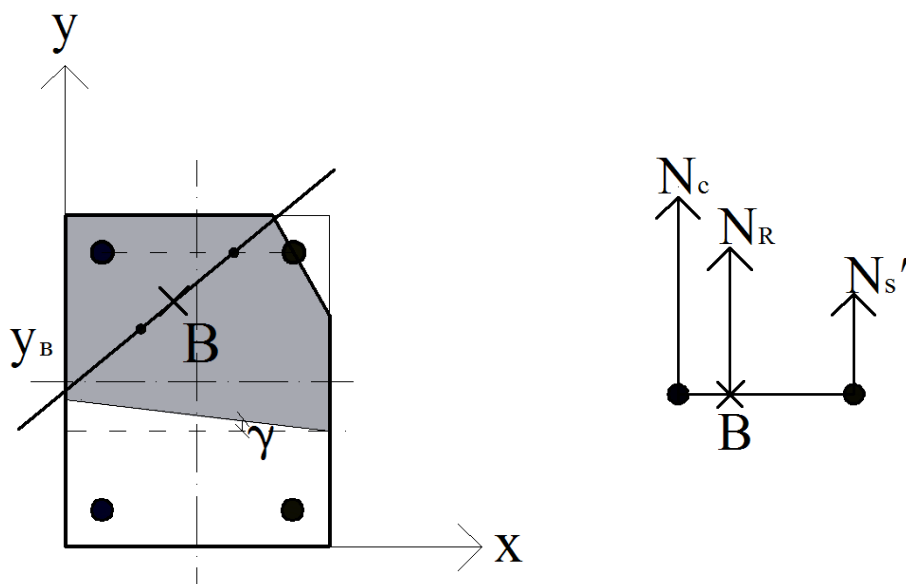


Рис.4.10. Положение координат равнодействующих сжатого бетона и сжатой арматуры.

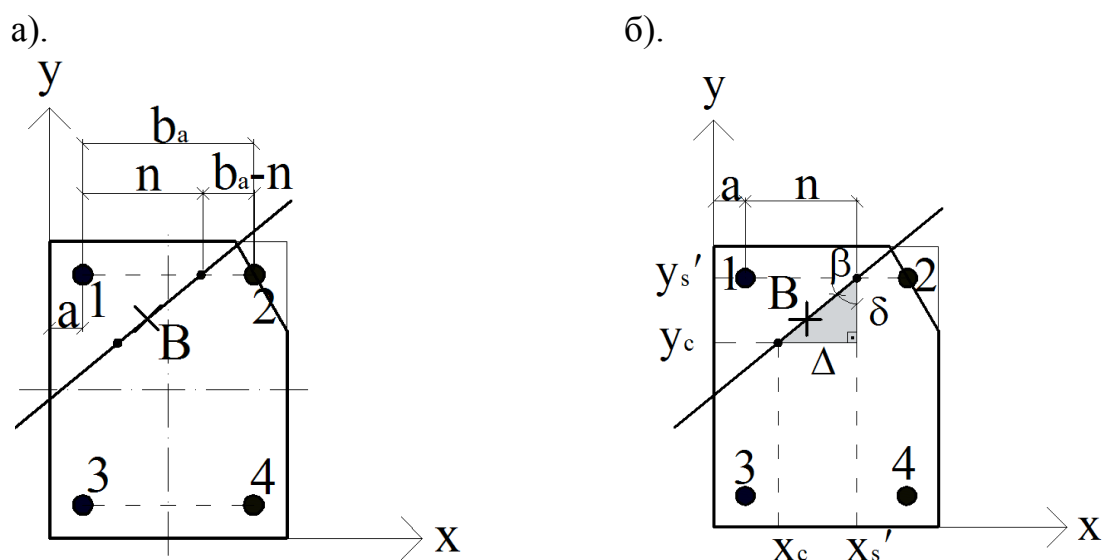


Рис. 4.11. Определение координат равнодействующих сжатого бетона и сжатой арматуры.

Найдем координаты центра тяжести сжатой зоны бетона. На рис. 4.11,б рассмотрим треугольник, образованный прямой, проходящей через точки равнодействующих сжатой зоны под углом β . Прилежащий и противоположный катеты назовем соответственно δ и Δ .

Ордината центра тяжести сжатой зоны бетона

$$y_c = h'_0 - \delta. \quad (4.18)$$

Абсцисса центра тяжести сжатой зоны бетона:

$$x_c = x'_s - \Delta. \quad (4.19)$$

Величину катета Δ найдем из тангенса β :

$$\Delta = \operatorname{tg} \beta \cdot \delta. \quad (4.20)$$

Учитывая выражения (4.16...4.20) координаты центра тяжести сжатой зоны бетона

$$\begin{cases} y_c = h_0 - \delta; \\ x_c = (n + a) - tg\beta \cdot \delta; \end{cases} \quad (4.21)$$

Таким образом, выразив необходимые неизвестные величины можно составить систему уравнений. Искомые величины:

1. x_l – высота сжатой зоны сечения;
2. N – несущая способность образца;
3. γ – угол наклона нейтральной линии;
4. β – угол наклона прямой, проходящей через точки равнодействующих сжатой зоны бетона и сжатой арматуры;
5. δ – неизвестный катет треугольника.

Две последние величины необходимы для определения положения центра тяжести сжатой зоны бетона (4.20).

Для нахождения 5 искомых величин необходимо 5 уравнений.

1. Уравнение равновесия относительно оси x

$$N - f_{cd} \cdot A_c + \sum \sigma_{1-4} \cdot A_{1-4} = 0. \quad (4.22)$$

2. Уравнение суммы моментов относительно оси x

$$N \cdot e - f_{cd} \cdot A_c \cdot x_c - \sigma_{1-2} \cdot A_{1-2} \cdot h_0 + \sigma_{3-4} \cdot A_{3-4} \cdot a' = 0; \quad (4.23)$$

3. Уравнение суммы моментов относительно оси y

$$N \cdot \frac{b}{2} - \sigma_1 \cdot A_1 \cdot a' - \sigma_2 \cdot A_2 \cdot (b - a') + \sigma_3 \cdot A_3 \cdot a + \sigma_4 \cdot A_4 \cdot (b - a') - f_{cd} \cdot A_c \cdot y_c = 0; \quad (4.24)$$

4. Статический момент относительно сжатой зоны бетона, ось x (рис.4.14, а): $S_{x1} = A_1 y_1 - A_2 y_2;$ (4.25)

5. Статический момент относительно сжатой зоны бетона, ось y (рис.4.14, б):

$$S_{y1} = A_1 x_1 - A_2 x_2. \quad (4.26)$$

В уравнении (4.22...4.24) напряжения в арматуре определяем по формуле (4.4).

В (4.4) неизвестным является величина относительной высоты сжатой зоны $\xi_i = \frac{x}{h_{oi}}$, где h_{oi} – расстояние от оси, проходящей через центр масс сечения рассматриваемого i -го стержня и параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, до наиболее удаленной точки сжатой зоны сечения. Определить величины h_{oi} возможно из геометрии сечения.

Ниже приведено определение величин относительной высоты сжатой зоны для сечения, когда $b_1 < b$. В случае, когда $b_1 = b$, определение величин h_{oi} производится аналогично предыдущему случаю с учетом параметров повреждения.

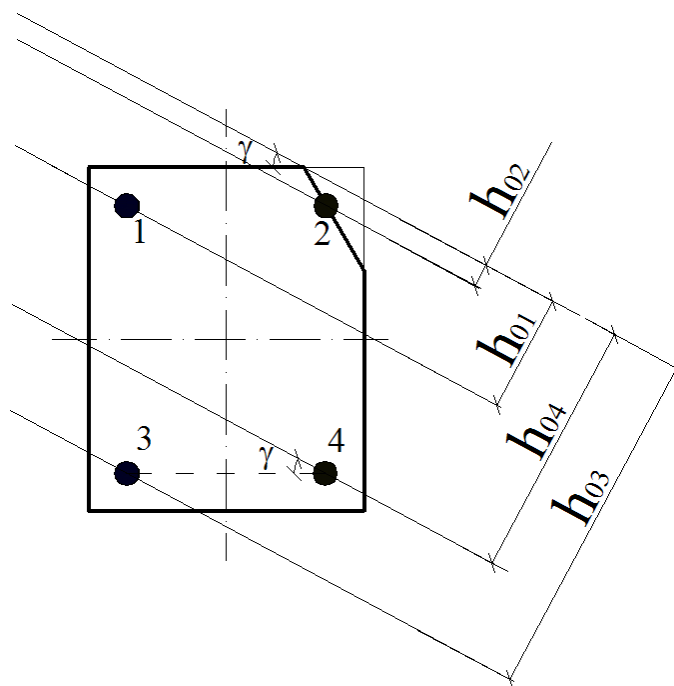


Рис. 4.12. К определению величины h_{oi} .

Ниже приведено определение величин относительной высоты сжатой зоны для сечения, когда $b_1 < b$. В случае, когда $b_1 = b$, определение величин h_{oi} производится аналогично предыдущему случаю с учетом параметров повреждения.

Определение h_{01} (рис. 4.13, а). Высота h_1 соответствует отрезку FM , который необходимо найти.

1. Рассмотрим треугольник $\triangle MPN$. $PN = a'$, тогда

$$MP = PN \cdot \operatorname{tg} \gamma. \quad (4.27)$$

2. В $\triangle KLM$. $LT = b_2$

$$KL = LT \cdot \operatorname{tg} \gamma. \quad (4.28)$$

3. $\triangle KFM$:

$$KM = a - MP + KL; \quad (4.29)$$

$$FM = KM \cdot \cos \gamma. \quad (4.30)$$

Подставив получаем

$$h_{01} = (a' - a' \cdot \operatorname{tg} \gamma + b_2 \cdot \operatorname{tg} \gamma) \cdot \cos \gamma. \quad (4.31)$$

Определение h_{02} (рис. 4.13, б). Высота h_{02} соответствует отрезку FM , который необходимо найти.

1. Рассмотрим треугольник $\triangle KDE$.

$$KD = DE \cdot \operatorname{tg} \gamma, \quad (4.32)$$

где DE – расстояние от центра масс арматуры до фронта повреждения; определяется из геометрических характеристик сечения. Пусть $DE = b_{s2}$.

$$FK = FD - DE \cdot \operatorname{tg} \gamma, \quad (4.33)$$

где: $FD = a'$.

2. $\triangle FMK$

$$FM = FK \cdot \cos \gamma. \quad (4.34)$$

Подставив получаем:

$$h_{02} = (a' - b_{s2} \cdot \operatorname{tg} \gamma) \cdot \cos \gamma. \quad (4.35)$$

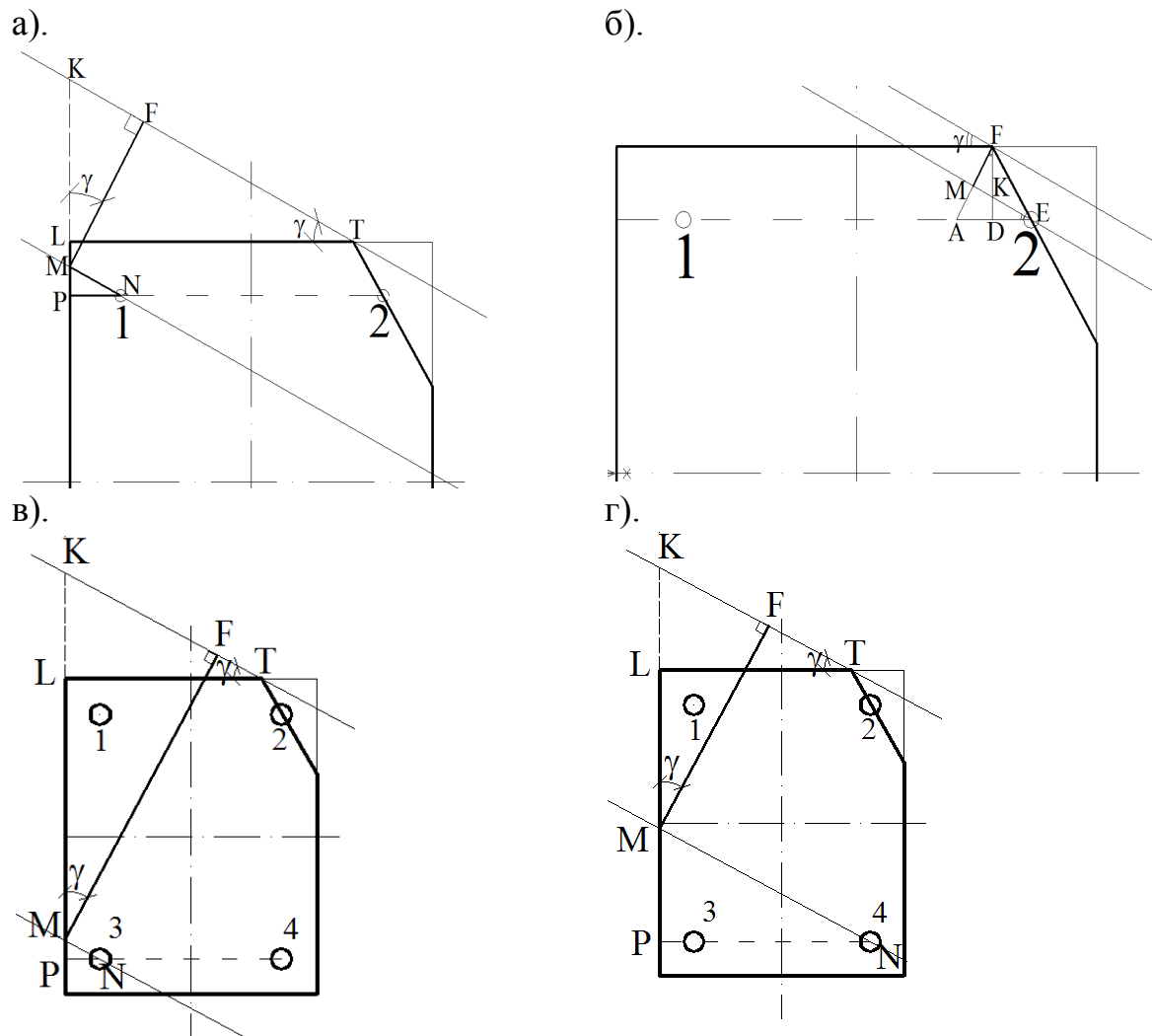


Рис. 4.13. Определение величин h_{01-04} .

Определение h_{03} (рис.4.13, в). Высота h_{03} соответствует отрезку FM , который необходимо найти.

1. Рассмотрим треугольник ΔMPN : $PN=a'$.

$$MP = PN \cdot tg\gamma. \quad (4.36)$$

2. ΔKLT . $LT = b_2 = b - b_1$

$$KL = LT \cdot tg\gamma. \quad (4.37)$$

3. ΔKFM

$$FM = FK \cdot \cos\gamma; \quad (4.38)$$

$$KM = h_0 - PN \cdot tg\gamma + LT \cdot tg\gamma, \quad (4.39)$$

где h_0 –расстояние до сжатых арматурных стержней 1 и 2;

$$h_0 = h - a'. \quad (4.40)$$

Подставив получаем

$$h_{03} = (h_0 - a' \cdot tgj + b_2 \cdot tgj) \cdot \cos j; \quad (4.41)$$

Определение h_{04} (рис.4.13, з). Высота h_{04} соответствует отрезку FM , который необходимо найти.

1. Рассмотрим треугольник ΔMPN . $PN=b-a$.

$$MP = PN \cdot tgj; \quad (4.42)$$

$$2. \quad \Delta KLT. LT = b_2 = b - b_1 :$$

$$KL = LT \cdot \operatorname{tg} j; \quad (4.43)$$

$$3. \quad \Delta KFM$$

$$FM = KM \cdot \cos j; \quad (4.44)$$

$$KM = h_0 - PN \cdot \operatorname{tg} j + LT \cdot \operatorname{tg} j; \quad (4.45)$$

Подставив получаем

$$h_{04} = (h_0 - (b - a') \cdot \operatorname{tg} j + b_2 \cdot \operatorname{tg} j) \cdot \cos j. \quad (4.46)$$

Для решения системы уравнений (4.22...4.26) был использован метод Ньютона, создан алгоритм решения системы в *Microsoft Office Excel*.

Пошаговый алгоритм решения представлен на рис. 4.15.

Статические моменты в формулах (4.25, 4.26) определяются исходя из геометрии сечения и параметров повреждения путем разбиения сечения на простые фигуры (рис.4.14).

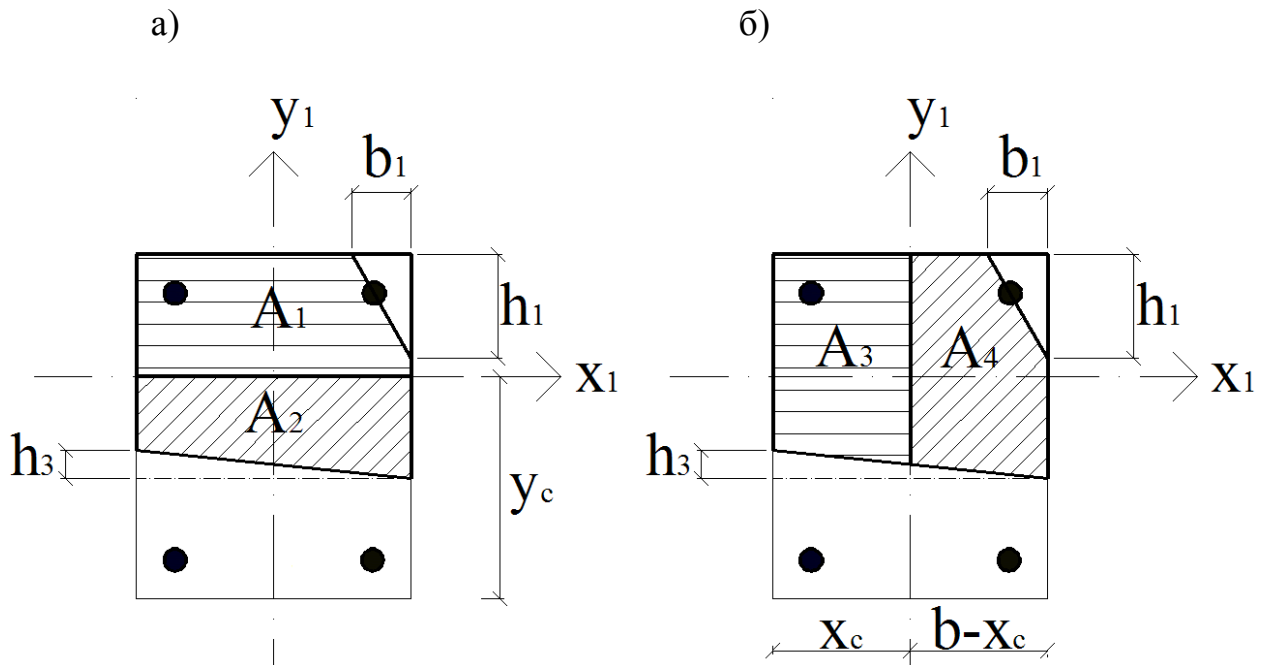


Рис. 4.14. Определение статических моментов сжатой зоны бетона:
а – относительно оси x_I ; б – относительно оси y_I .

Из геометрических характеристик сечения можно найти величину x – высоту сжатой зоны, перпендикуляр к нейтральной линии от наиболее сжатой точки сечения (рис.4.7, б)

$$x = x_1 \cdot \cos \theta - b_1 \cdot \sin \theta; \quad (4.47)$$

Таким образом, решив систему уравнений (4.22...4.24), получаем значение пяти неизвестных величин. Зная высоту сжатой зоны x определяем величину напряжений, действующих в арматурных стержнях по формуле (4.4). Если напряжения больше предельных $\sigma_{si} \leq f_{yd}$, то принимаем, что $\sigma_{si} = f_{yd}$, и производим пересчет с учетом этой поправки. Так же необходимо учесть, что значение искомых величин N , x , δ – величины положительные и не могут быть

меньше нуля, поэтому, из полученных корней уравнений выбираем подходящие.

Значения предельных нагрузок, полученных по приведенному методу расчета, приведены в таблице 4.2.

Таблица 4.2.

Результаты расчета по предлагаемой методике

№ п/п	Маркировка образца	Несущая способность N_{exp} , тс	Несущая способность $N_{\text{теор.}}$, тс	$\frac{N_{\text{теор.}}}{N_{\text{exp}}}$
1	-1-1-1	65,20	65,10	0,9984
2	-1-1 1	14,00	17,10	1,2214
3	-1 1-1	30, 0	29,56	0,9853
4	1-1-1	81,10	82,00	1,0110
5	-1 1 1	7,90	8,07	1,0215
6	1-1 1	14,5	10,68	0,7365
7	1 1-1	55,2	50,58	0,9163
8	1 1 1	12,3	13,82	1,1235
9	1 0 0	23,3	21,81	0,9360
10	-1 0 0	15,1	14,40	0,9536
11	0 1 0	21,3	20,47	0,9610
12	0-1 0	31,35	29,77	0,9496
13	0 0 1	12,67	10,82	0,8539
14	0 0-1	60,9	61,54	1,0105
15	0 0 0	22,8	23,50	1,0307
16	0 0 0	23,1	23,50	1,0173
17	0 0 0	21,9	23,50	1,0730

Среднеквадратическое отклонение по результатам теоретического расчета

$$\bar{N}_{\text{теор}} = \frac{506,22}{17} = 29,77 \text{ т}; \quad (4.48)$$

$$\bar{N}_{\text{exp}} = \frac{512,62}{17} = 30,15 \text{ т}; \quad (4.49)$$

$$\frac{\bar{N}_{\text{exp}}}{\bar{N}_{\text{теор}}} = 1,0127; \quad (4.50)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left(\frac{N_{\text{exp}}}{N_{\text{теор}}} - \frac{\bar{N}_{\text{exp}}}{\bar{N}_{\text{теор}}} \right)^2} = 0,1053; \quad (4.51)$$

Коэффициент вариации

$$\nu = \sqrt{\frac{\sigma}{\bar{N}_{\text{exp}} / \bar{N}_{\text{теор}}}} = 0,1066; \quad (4.52)$$

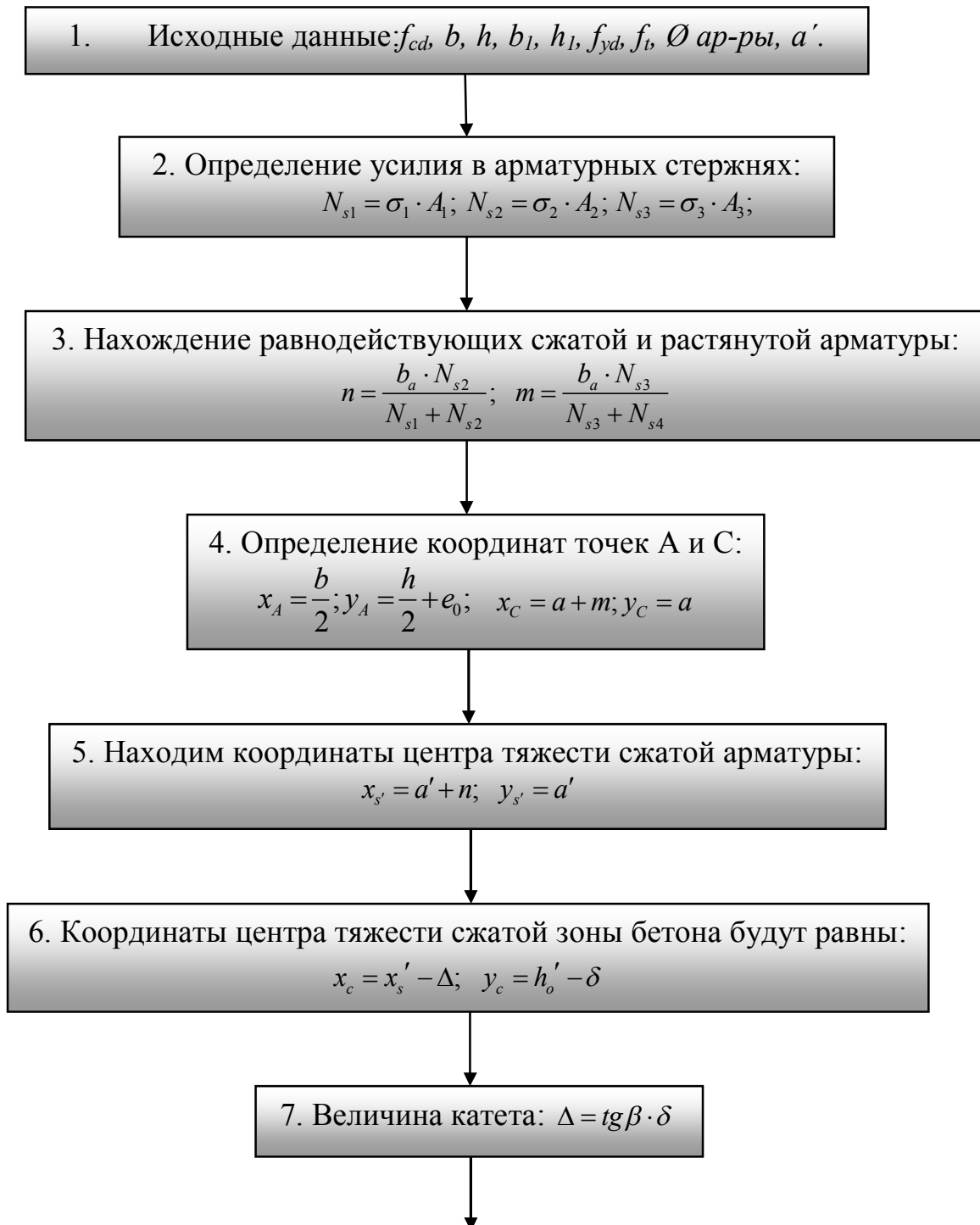


Рис. 4.15. Алгоритм нахождения неизвестных (часть1).

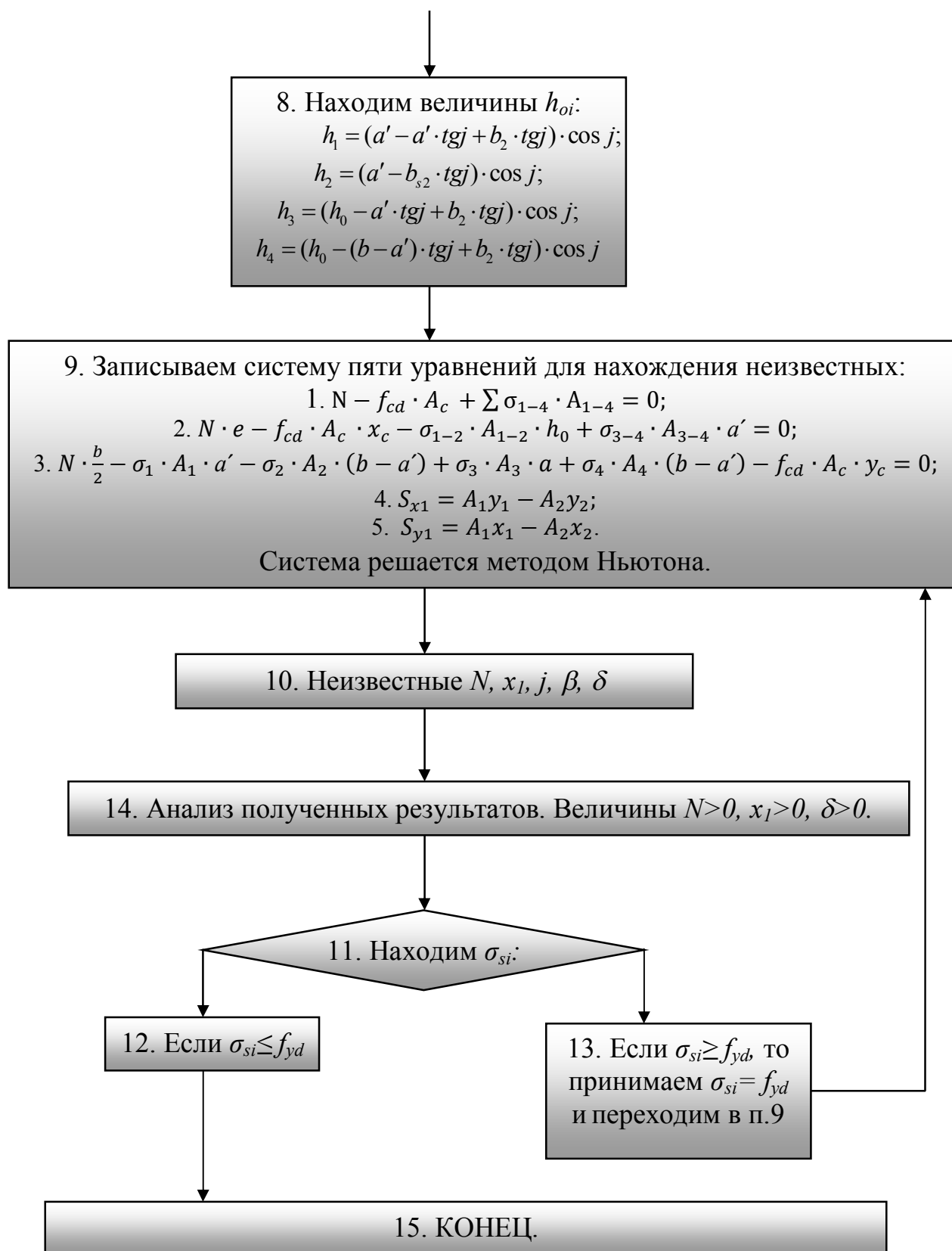


Рис. 4.15. Алгоритм нахождения неизвестных (часть 2).

Таким образом, приведенный метод расчета является достаточно точным и может быть применен для расчета поврежденных сжатых элементов, погрешность составляет 10,66%.

4.4. Выводы по разделу

1. Сформулированы основные предпосылки расчета поврежденных сжатых элементов.

2. Выполнен расчет по действующим нормативным документам, который показал, что является некорректным в отношении элементов с рассматриваемыми повреждениями.

3. Приведены предложения, учет которых позволит приблизить расчет к истинной работе конструкции. Так, необходимо учитывать работу оголенных арматурных стержней, а также особенности работы железобетона как неупругого материала. Это касается определения положения нейтральной линии и следовательно, высоты сжатой зоны бетона.

4. Выделены основные расчетные случаи и описаны их отличия.

5. Разработан метод расчета, который учитывает условие параллельности силовых плоскостей: точка приложения внешней силы, равнодействующей сжимающих усилий в бетоне и арматуре и равнодействующей усилий в растянутой арматуре должны лежать на одной прямой.

6. Создан алгоритм расчета поврежденных сжатых и кососжатых элементов, следуя которому можно найти неизвестные величины задачи.

7. Расчет по вышеизложенной методике показал расхождение с экспериментальными значениями около 11%. Таким образом, метод применим для определения несущей способности поврежденных колонн, рассматриваемых в данной монографии.

ГЛАВА 5. ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДА РАСЧЕТА ПОВРЕЖДЕННЫХ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

5.1. Пример расчета поврежденного элемента

Рассмотрим расчет элемента с косым фронтом повреждения на примере образца К 0-10.

Колонна высотой 1,2 м, сечение 0,2 м×0,25 м. Повреждение находится в средней трети и его параметры следующие (рис. 5.1, а): высота откола $b_1=0,025$ м, угол откола $\theta=30^\circ$. Прочность бетона $f_{cd} = 8,67$ МПа. Армирование выполнено в виде вязаного каркаса. Продольная арматура – 4 стержня класса А400С Ø16 ($f_{yd} = 365$ МПа). Защитный слой $a=0,02$ м. Внешняя нагрузка приложена с эксцентриситетом равным $e=0,125$ м. Необходимо определить несущую способность поврежденной колонны.

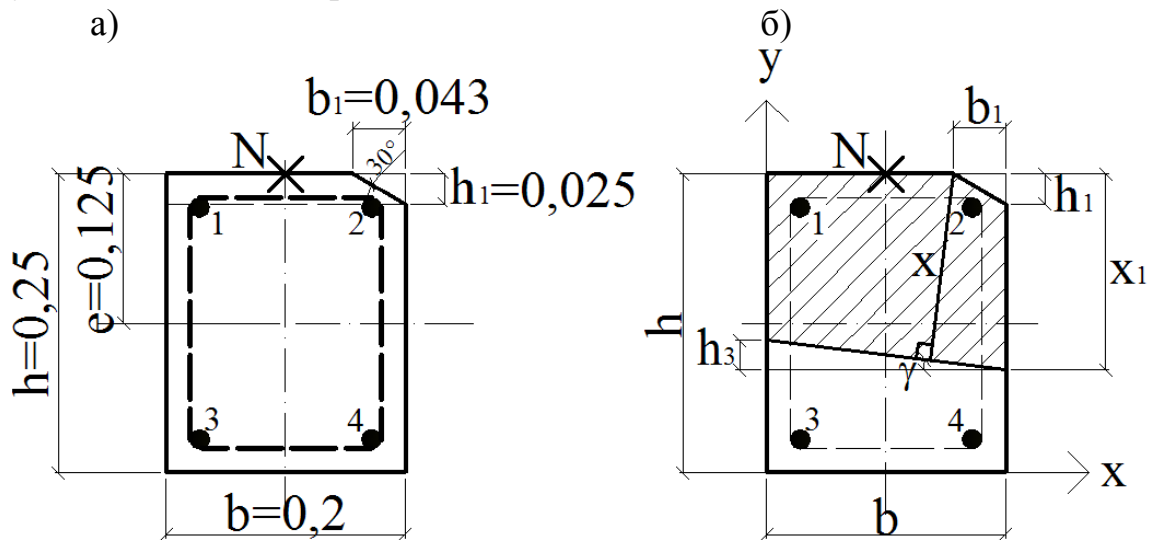


Рис.5.1. К примеру расчета: среднее поврежденное сечение колонны К 0-10.

Для нахождения несущей способности колонны необходимо записать 5 уравнений равновесия (4.22...4.25)

- 1). $N - f_{cd} \cdot A_c + \sum \sigma_{1-4} \cdot A_{1-4} = 0$;
- 2). $N \cdot e - f_{cd} \cdot A_c \cdot x_c - \sigma_{1-2} \cdot A_{1-2} \cdot h_0 + \sigma_{3-4} \cdot A_{3-4} \cdot a' = 0$;
- 3). $N \cdot \frac{b}{2} - \sigma_1 \cdot A_1 \cdot a' - \sigma_2 \cdot A_2 \cdot (b - a') + \sigma_3 \cdot A_3 \cdot a + \sigma_4 \cdot A_4 \cdot (b - a') - f_{cd} \cdot A_c \cdot y_c = 0$;
- 4). $S_{x1} = A_1 y_1 - A_2 y_2$;
- 5). $S_{y1} = A_1 x_1 - A_2 x_2$.

В уравнениях (4.22, 4.23) A_c – площадь сжатой зоны бетона (рис. 5.1, б).

$$A_c = b \cdot x_1 - \frac{1}{2} b_1 \cdot h_1 - \frac{1}{2} b^2 \cdot \operatorname{tg} j; \quad (5.1)$$

$$A_c = 0,2 \cdot x_1 - \frac{1}{2} 0,0433 \cdot 0,025 - \frac{1}{2} 0,2^2 \cdot \operatorname{tg} j.$$

Напряжения в арматурных стержнях σ_{1-4} определяем следующим образом: так как арматурные стержни 1 и 2 находятся непосредственно близко

к точке приложения внешней силы, то логичным будет предположение, что напряжения в этих стержнях при действии разрушающей нагрузки будут предельными, то есть принимаем, что $\sigma_{1-2} = f_{yd} = 365$ МПа. Напряжения в стержнях σ_{3-4} могут не достигать предельных значений, их величины выразим с помощью формулы (4.4)

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right),$$

где: $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,7806$; а относительную высоту сжатой зона определим как

$$\xi_i = \frac{x}{h_{03} - h_{04}}.$$

Так как величина $b_1 < b$, то для определения h_{oi} можно воспользоваться (4.41) и (4.46):

$$h_{03} = (h_0 - a' \cdot \operatorname{tg} j + b_2 \cdot \operatorname{tg} j) \cdot \cos j;$$

$$h_{04} = (h_0 - (b - a') \cdot \operatorname{tg} j + b_2 \cdot \operatorname{tg} j) \cdot \cos j;$$

$$b_2 = 0,2 - 0,0433 = 0,1567 \text{ м};$$

$$h_0 = 0,25 - 0,028 = 0,222 \text{ м};$$

$$h_{03} = (0,222 - 0,028 \cdot \operatorname{tg} j + 0,1567 \cdot \operatorname{tg} j) \cdot \cos j;$$

$$h_{04} = (0,222 - (0,2 - 0,028) \cdot \operatorname{tg} j + 0,1567 \cdot \operatorname{tg} j) \cdot \cos j;$$

Напряжения в стержнях 3-4 в численном виде запишутся следующим образом:

$$\sigma_{s3} = \frac{400}{1 - \frac{0,7806}{1,1}} \cdot \left(\frac{0,7806 \cdot (0,222 - 0,028 \cdot \operatorname{tg} j + 0,1567 \cdot \operatorname{tg} j) \cdot \cos j}{x_1} - 1 \right);$$

$$\sigma_{s4} = \frac{400}{1 - \frac{0,7806}{1,1}} \cdot \left(\frac{0,7806 \cdot (0,222 - (0,2 - 0,028) \cdot \operatorname{tg} j + 0,1567 \cdot \operatorname{tg} j) \cdot \cos j}{x_1} - 1 \right);$$

В уравнения (4.23, 4.24) входят неизвестные величины координат центра масс сжатой зоны бетона. Они определяются по (4.21)

$$\begin{cases} x_c = (n + a') - \operatorname{tg} \beta \cdot \delta; \\ y_c = h_0 - \delta; \end{cases}$$

Учитывая, что $\sigma_{1-2} = f_{yd} = 365$ МПа, по формуле (4.16)

$$n = \frac{b_a \cdot N_{s2}}{N_{s1} + N_{s2}};$$

$$n = \frac{0,144 \cdot 365}{365 + 365} = 0,072;$$

Запишем координаты центра тяжести масс бетона

$$\begin{cases} x_c = (0,072 + 0,028) - \operatorname{tg} \beta \cdot \delta; \\ y_c = 0,222 - \delta; \end{cases}$$

С учетом выше приведенных уточнений уравнения (4.22...4.24) в численном виде будут иметь вид

$$\begin{aligned}
 1). \quad & N - 8,667 \cdot \left(0,2 \cdot x_1 - \frac{1}{2} 0,0433 \cdot 0,025 - \frac{1}{2} 0,2^2 \cdot tgj \right) - 2 \cdot 365 \cdot 0,000201 + \\
 & + 0,000201 \cdot \left(\frac{400}{1 - \frac{0,7806}{1,1}} \cdot \left(\frac{0,7806 \cdot (0,222 - 0,028 \cdot tgj + 0,1567 \cdot tgj) \cdot \cos j}{x_1} - 1 \right) \right) + 0,000201 \cdot \\
 & \left(\frac{400}{1 - \frac{0,7806}{1,1}} \cdot \left(\frac{0,7806 \cdot (0,222 - (0,2 - 0,028) \cdot tgj + 0,1567 \cdot tgj) \cdot \cos j}{x_1} - 1 \right) \right) = 0; \\
 2). \quad & N \cdot 0,25 - 8,667 \cdot \left(0,2 \cdot x_1 - \frac{1}{2} 0,0433 \cdot 0,025 - \frac{1}{2} 0,2^2 \cdot tgj \right) \cdot \\
 & \cdot \left((0,072 + 0,028) - tg\beta \cdot \delta \right) - 2 \cdot 0,000201 \cdot 0,222 \cdot 365 + 0,000201 \cdot 0,028 \cdot \\
 & \cdot \left(\frac{400}{1 - \frac{0,7806}{1,1}} \cdot \left(\frac{0,7806 \cdot (0,222 - 0,028 \cdot tgj + 0,1567 \cdot tgj) \cdot \cos j}{x_1} - 1 \right) \right) + 0,000201 \cdot 0,028 \cdot \\
 & \cdot \left(\frac{400}{1 - \frac{0,7806}{1,1}} \cdot \left(\frac{0,7806 \cdot (0,222 - (0,2 - 0,028) \cdot tgj + 0,1567 \cdot tgj) \cdot \cos j}{x_1} - 1 \right) \right) = 0; \\
 3). \quad & N \cdot \frac{0,2}{2} - 8,667 \cdot \left(0,2 \cdot x_1 - \frac{1}{2} 0,0433 \cdot 0,025 - \frac{1}{2} 0,2^2 \cdot tgj \right) \cdot (0,222 - \delta) - \\
 & 365 \cdot 0,000201 \cdot 0,028 - 365 \cdot 0,000201 \cdot (0,2 - 0,028) + \\
 & + \left(\frac{400}{1 - \frac{0,7806}{1,1}} \cdot \left(\frac{0,7806 \cdot (0,222 - 0,028 \cdot tgj + 0,1567 \cdot tgj) \cdot \cos j}{x_1} - 1 \right) \right) \cdot 0,000201 \cdot 0,028 + \\
 & + \left(\frac{400}{1 - \frac{0,7806}{1,1}} \cdot \left(\frac{0,7806 \cdot (0,222 - (0,2 - 0,028) \cdot tgj + 0,1567 \cdot tgj) \cdot \cos j}{x_1} - 1 \right) \right) \cdot 0,000201 \cdot \\
 & (0,2 - 0,028) = 0.
 \end{aligned}$$

Что бы записать в численном виде уравнения (4.25, 4.26) необходимо найти статические моменты сжатого бетона. Для этого необходимо найти статические моменты простых фигур, которые образовались при проведении осей $x_I y_I$.

Статический момент относительно оси x_I (рис. 5.2)

$$S_{x1} = A_1 \cdot y_1 - A_2 \cdot y_2 = 0.$$

Ось x_I делит плоскость сжатой зоны на две части. Площадь A_I верхней фигуры (рис.5.2, а) возможно найти, если представить её как разность площадей двух простых фигур – прямоугольника и треугольника (рис.5.2, б)

$$A_1 = A_1^* - A_4;$$

$$A_1 = (h - y_c) \cdot b - \frac{1}{2} \cdot b_1 h_1 = (0,25 - 0,222 + \delta) \cdot 0,2 - \frac{1}{2} \cdot 0,0433 \cdot 0,025;$$

Координата центра масс y_I

$$\begin{aligned}
 y_1 &= \frac{A_1^* \cdot y_1^* - A_4 \cdot y_4}{A_1^* - A_4} = \\
 &= \frac{(h - h_0 + \delta) \cdot b \cdot 0,5 \cdot (h - h_0 + \delta) - 0,5 \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot \left(h - h_0 + \delta - \frac{h}{3} \right)}{(h - h_0 + \delta) - 0,5 \cdot b_1 \cdot h_1} =
 \end{aligned}$$

$$= ((0,25 - 0,222 + \delta) \cdot 0,2 \cdot 0,5 \cdot (0,25 - 0,222 + \delta) - 0,5 \cdot 0,0433 \cdot 0,025 \cdot (0,25 - 0,222 + \delta - \frac{0,25}{3})) / ((0,25 - 0,222 + \delta) - 0,5 \cdot 0,0433 \cdot 0,025).$$

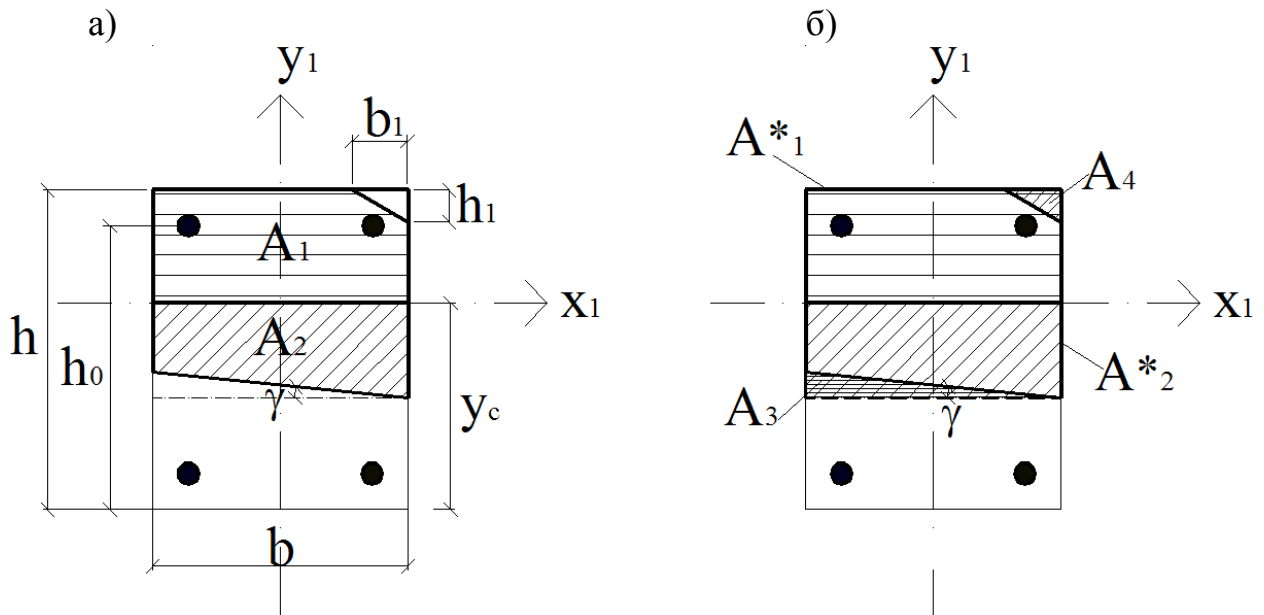


Рис. 5.2. Определение статического момента сжатой зоны бетона относительно оси x_1 .

Площадь фигуры A_2 найдем по аналогии с нахождением площади A_1

$$A_2 = A_2^* - A_3;$$

$$A_1 = (x_1 - (h - y_c)) \cdot b - \frac{1}{2} \cdot b h_3 = (x_1 - 0,25 - 0,222 + \delta) \cdot 0,2 - \frac{1}{2} \cdot 0,2 \cdot 0,2 \cdot \operatorname{tg} \gamma;$$

Величина катета $h_3 = b \cdot \operatorname{tg} \gamma$.

Координата центра масс y_2

$$y_2 = \frac{A_2^* \cdot y_2^* - A_3 \cdot y_3}{A_2^* - A_3} =$$

$$= ((x_1 - h + h_0 - \delta) \cdot b \cdot 0,5 \cdot (x_1 - h + h_0 - \delta) - 0,5 \cdot b^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma \cdot (x_1 - h + h_0 - \delta - \frac{h_3}{3})) / ((x_1 - h + h_0 - \delta) \cdot b - 0,5 \cdot b^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma) =$$

$$= ((x_1 - 0,25 + 0,222 - \delta) \cdot 0,2 \cdot 0,5 \cdot (x_1 - 0,25 + 0,222 - \delta) - 0,5 \cdot 0,2^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma \cdot (x_1 - 0,25 + 0,222 - \delta - \frac{0,025}{3})) / ((x_1 - 0,25 + 0,222 - \delta) \cdot 0,2 - 0,5 \cdot 0,2^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma).$$

Подставляем в формулу в численном виде (4.25)

$$S_{x1} = \left((0,25 - 0,222 + \delta) \cdot 0,2 - \frac{1}{2} \cdot 0,0433 \cdot 0,025 \right) \cdot$$

$$\cdot ((0,25 - 0,222 + \delta) \cdot 0,2 \cdot 0,5 \cdot (0,25 - 0,222 + \delta) - 0,5 \cdot 0,0433 \cdot 0,025 \cdot$$

$$\cdot (0,25 - 0,222 + \delta - \frac{0,25}{3})) / ((0,25 - 0,222 + \delta) - 0,5 \cdot 0,0433 \cdot 0,025) -$$

$$- \left((x_1 - 0,25 - 0,222 + \delta) \cdot 0,2 - \frac{1}{2} \cdot 0,2 \cdot 0,2 \cdot \operatorname{tg} \gamma \right) \cdot$$

$$\cdot ((x_1 - 0,25 + 0,222 - \delta) \cdot 0,2 \cdot 0,5 \cdot (x_1 - 0,25 + 0,222 - \delta) - 0,5 \cdot 0,2^2 \cdot \cdot tg\gamma \cdot (x_1 - 0,25 + 0,222 - \delta - \frac{0,025}{3})) / ((x_1 - 0,25 + 0,222 - \delta) \cdot 0,2 - -0,5 \cdot 0,2^2 \cdot tg\gamma).$$

Статический момент относительно оси y_1 (рис. 5.3)

$$S_{y1} = A_3 \cdot x_3 - A_4 \cdot x_4 = 0.$$

Ось y_1 делит плоскость сжатой зоны на две части. Площадь A_3 левой фигуры (рис.5.3, а) возможно найти, если представить её как разность площадей двух простых фигур – прямоугольника и треугольника (рис.5.2, б)

$$A_3 = A_3^* - A_6$$

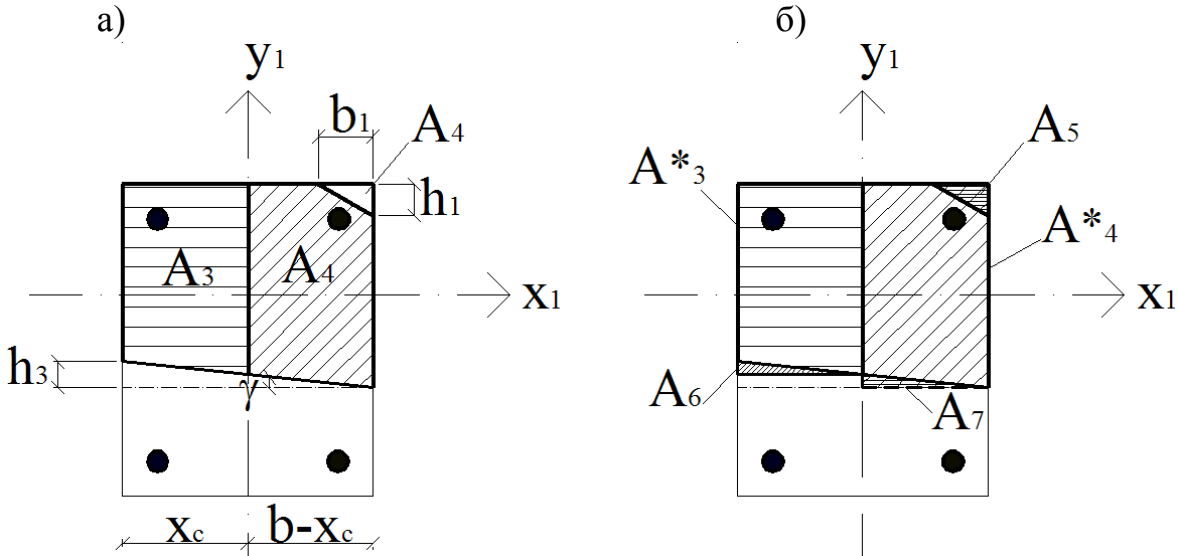


Рис. 5.3. Определение статического момента сжатой зоны бетона относительно оси y_1 .

Для нахождения площадей A_6 и A_7 рассмотрим увеличенный треугольник, что бы найти величины h_4 и h_6 (рис. 5.4)

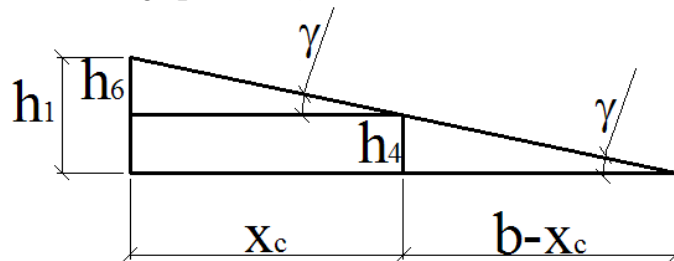


Рис.5.4. Величины h_4 и h_6 .

$$h_4 = h_3 \cdot (b - x_c) = b \cdot tg\gamma \cdot (b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta);$$

$$h_6 = \frac{x_c \cdot h_3}{b} = tg\gamma \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta)$$

$$A_3 = (x_1 - h_4) \cdot x_c - \frac{1}{2} \cdot x_c \cdot h_6 = (x_1 - (b \cdot tg\gamma \cdot (b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta)) \cdot (0,1 - -tg\beta \cdot \delta) - \frac{1}{2} \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) \cdot tg\gamma \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta);$$

Координата центра масс x_3

$$x_3 = \frac{A_3^* \cdot x_3^* - A_6 \cdot x_6}{A_3^* - A_6} =$$

$$\begin{aligned}
&= \left((0,5 \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) \cdot (x_1 - btg\gamma \cdot (b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta))) \cdot \right. \\
&(0,1 - tg\beta \cdot \delta) - \frac{2}{3} \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) \cdot 0,5 \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) \cdot tg\gamma \cdot \\
&\left. (0,1 - tg\beta \cdot \delta) \right) / ((x_1 - btg\gamma \cdot (b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta)) \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) - 0,5 \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) \cdot \\
&tg\gamma \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta)) = \\
&= \left((0,5 \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) \cdot (x_1 - 0,2tg\gamma \cdot (0,2 - 0,1 + tg\beta \cdot \delta))) \cdot \right. \\
&(0,1 - tg\beta \cdot \delta) - \frac{2}{3} \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) \cdot 0,5 \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) \cdot tg\gamma \cdot \\
&\left. (0,1 - tg\beta \cdot \delta) \right) / ((x_1 - 0,2tg\gamma \cdot (0,2 - 0,1 + tg\beta \cdot \delta)) \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) - \\
&0,5 \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) \cdot tg\gamma \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta)).
\end{aligned}$$

Найдем площадь фигуры A_4 :

$$\begin{aligned}
A_4 &= A_4^* - A_5 - A_7; \\
A_4 &= (b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) \cdot x_1 - \frac{1}{2} \cdot b \cdot tg\gamma \cdot (b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) \cdot \\
(b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) &= (0,2 - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) \cdot x_1 - \frac{1}{2} \cdot 0,2 \cdot tg\gamma \cdot \\
(0,2 - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) &\cdot (0,2 - 0,1 + tg\beta \cdot \delta)
\end{aligned}$$

Координата центра масс x_4 :

$$\begin{aligned}
x_4 &= \frac{A_4^* \cdot x_4^* - A_5 \cdot x_5 - A_7 \cdot x_7}{A_4^* - A_5 - A_7} = \\
&= ((b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) \cdot x_1 \cdot 0,5 \cdot (b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) - 0,5 \cdot b \cdot tg\gamma \cdot \\
&\cdot (b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) \cdot (b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) \cdot \frac{b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta}{3} - 0,5 \cdot \\
&\cdot b_1 \cdot h_1 \cdot \left(b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta - \frac{b_1}{3} \right)) / ((b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) \cdot x_1 \\
&- 0,5 \cdot b_1 \cdot h_1 - 0,5 \cdot b \cdot tg\gamma \cdot (b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) \\
&\cdot (b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta)) \\
&= ((0,2 - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) \cdot x_1 \cdot 0,5 \cdot (0,2 - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) - 0,5 \cdot 0,2 \\
&\cdot tg\gamma \cdot (0,2 - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) \cdot \\
&(0,2 - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) \cdot \frac{0,2 - 0,1 + tg\beta \cdot \delta}{3} - 0,5 \cdot 0,0433 \cdot 0,025 \cdot \\
&\left(0,2 - 0,1 + tg\beta \cdot \delta - \frac{0,043}{3} \right)) / ((0,2 - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) \cdot x_1 - 0,5 \cdot \\
&0,043 \cdot 0,025 - 0,5 \cdot 0,2 \cdot tg\gamma \cdot (0,2 - 0,1 + tg\beta \cdot \delta) \cdot (0,2 - 0,1 + tg\beta \cdot \delta)).
\end{aligned}$$

Подставляем в формулу в численном виде (4.26)

$$\begin{aligned}
S_{y1} &= \left((x_1 - (b \cdot tg\gamma \cdot (b - 0,1 + tg\beta \cdot \delta)) \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) - \frac{1}{2} \cdot \right. \\
&(0,1 - tg\beta \cdot \delta) \cdot tg\gamma \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta)) \cdot ((0,5 \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) \cdot (x_1 - 0,2tg\gamma \cdot \\
&\cdot (0,2 - 0,1 + tg\beta \cdot \delta)) \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) - \frac{2}{3} \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) \cdot 0,5 \cdot \\
&(0,1 - tg\beta \cdot \delta) \cdot tg\gamma \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta)) / ((x_1 - 0,2tg\gamma \cdot (0,2 - 0,1 + tg\beta \cdot \\
&\delta)) \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) - 0,5 \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta) \cdot tg\gamma \cdot (0,1 - tg\beta \cdot \delta))) - ((0,2 -
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& -0,1 + \operatorname{tg} \beta \cdot \delta) \cdot x_1 - \frac{1}{2} \cdot 0,2 \cdot \operatorname{tg} \gamma \cdot (0,2 - 0,1 + \operatorname{tg} \beta \cdot \delta) \cdot (0,2 - 0,1 + \operatorname{tg} \beta \cdot \\
& \delta)) \cdot (((0,2 - 0,1 + \operatorname{tg} \beta \cdot \delta) \cdot x_1 \cdot 0,5 \cdot (0,2 - 0,1 + \operatorname{tg} \beta \cdot \delta) - 0,5 \cdot 0,2 \cdot \\
& \operatorname{tg} \gamma \cdot (0,2 - 0,1 + \operatorname{tg} \beta \cdot \delta) \cdot (0,2 - 0,1 + \operatorname{tg} \beta \cdot \delta) \cdot \frac{0,2 - 0,1 + \operatorname{tg} \beta \cdot \delta}{3} - 0,5 \cdot \\
& 0,0433 \cdot 0,025 \cdot (0,2 - 0,1 + \operatorname{tg} \beta \cdot \delta - \frac{0,043}{3})) / ((0,2 - 0,1 + \operatorname{tg} \beta \cdot \delta) \cdot x_1 - \\
& 0,5 \cdot 0,043 \cdot 0,025 - 0,5 \cdot 0,2 \cdot \operatorname{tg} \gamma \cdot (0,2 - 0,1 + \operatorname{tg} \beta \cdot \delta) \cdot (0,2 - 0,1 + \operatorname{tg} \beta \cdot \\
& \delta))));
\end{aligned}$$

Несмотря на громоздкую запись уравнений, они легко упрощаются. Во избежание механических ошибок для преобразования уравнений применялся пакет прикладных программ *MATLAB*.

Система уравнений решалась методом Ньютона (метод итерационных приближений). Алгоритм для решения был создан в *Microsoft Office Excel*.

Корни подбирались из условия, что такие величины, как $N, x_1, \delta > 0$.

Корни системы уравнений (4.22...4.25) будут следующими:

$$\left\{ \begin{array}{l} x_1 = 0,148 \text{ м;} \\ N = 0,2924 \text{ МН} = 29,8 \text{ тс;} \\ \gamma = 2,1^\circ; \\ \delta = 2,83^\circ; \\ \beta = 0,04559 \text{ м.} \end{array} \right.$$

При $x_1 = 0,148 \text{ м}$, неизвестная x будет равна (4.47):

$$x = 0,148 \cdot \cos(2,1^\circ) - 0,0433 \cdot \sin(2,1^\circ) = 0,1463 \text{ м.}$$

Напряжения в арматурных стержнях 3-4 по (4.4) будут равны:

$$\sigma_3 = 267,7 \text{ МПа} < f_{yd} = 365 \text{ МПа};$$

$$\sigma_4 = 229,4 \text{ МПа} < f_{yd} = 365 \text{ МПа.}$$

Напряжения в стержнях 3-4 не достигают предельного значения. Часть сечения и стержни 1-2 сжаты, часть и стержни 3-4 – растянута (рис .5.5). Такое положение нейтральной линии соответствует действительному НДС, что подтверждается испытанием колонн.

5.2. Результаты сопоставления теоретических и экспериментальных значений остаточной прочности

В ходе написания работы для достижения поставленных целей были выполнены теоретическо-экспериментальные исследования: натурный эксперимент, моделирование в ПК ЛИРА 9.6 и теоретический расчет с учетом предложений авторов.

Сравнение полученных путем расчета по разработанному в данной работе методу определения остаточной несущей способности железобетонных сжатых элементов, поврежденных в процессе эксплуатации, с результатами, полученными при проведении натурного эксперимента экспериментальными показал хорошую сходимость. Статистической обработке подвергались отклонения теоретических значений от опытных. В результате статистической обработки установлено, что коэффициент вариации соотношений

экспериментального значения к теоретическому составляет $\nu = 0,1066$, т.е.

10,66% при среднем значении отношения $\frac{\bar{N}_{\text{exp}}}{\bar{N}_{\text{теор}}} = 1,0127$;

Довольно высокие статистические показатели свидетельствуют о приемлемости разработанной методики расчета, её достоверности и надежности, что позволяет рекомендовать её к внедрению в практику проектирования и строительства.

5.3. Внедрение результатов исследований

5.3.1. Внедрение метода расчета поврежденных элементов в практику реконструкции и проектирования.

При реконструкции общественного здания поселкового совета ТОВ „ПівденьБудсервіс“ в пгт Любимовка, Каховского района, Херсонской области возникла необходимость усиления одной из несущих колонн в подвальном помещении. Колонна была повреждена вследствие механического воздействия передвижной тележки, которую использовали при ремонте системы отопления. В связи с ограниченным бюджетом и конструктивными особенностями здания замена конструктивного элемента была не возможна. Поэтому, возникла необходимость определения остаточной несущей способности поврежденной колонны для принятия решения относительно способа её усиления. Повреждение было не параллельно граням колонны и частично оголяло один арматурный стержень. Расчеты, проведенные с использованием предлагаемой в данной работе методики, позволили обосновать возможность усиления такого вида поврежденного несущего элемента. После выполнения работ по усилению производился мониторинг объекта в течении года, который показал, что каких-либо дефектов или других отклонений от параметров нормальной эксплуатации конструкции нет. Из этого следует, что несущая способность поврежденной конструкции определена надежно.

5.3.2. Внедрение в практику строительства.

ПП „ЮГ-ТРАНС“ были проведены работы по возведению склада по адресу ул. Мелитопольская, 85, г. Каховка, Херсонской области. Здание было запроектировано по каркасной конструктивной схеме (рис. 5.5).

При снятии опалубки с одной из монолитных колонн среднего ряда несущего каркаса была обнаружена пустотная линза, которая образовалась вследствие недостаточного виброуплотнения.

Повреждение было параллельно одной из граней колонны, имело небольшую глубину, но значительную площадь.

Застройщиком для анализа влияния повреждения на несущую способность колонны было принято решение использовать предлагаемые в данной научно-исследовательской работе рекомендации. В результате расчета установлено, что остаточная несущая способность поврежденного элемента

достаточная для восприятия внешней сжимающей силы. Для примера приведем расчет колонны КЗ.

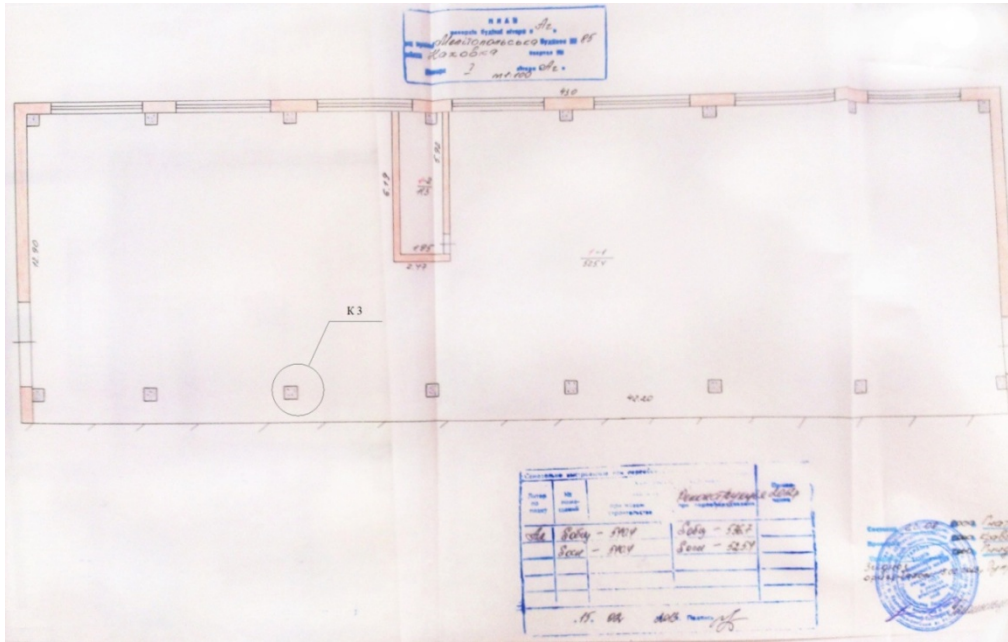


Рис. 5.5. Конструктивная схема здания. Поврежденная колонна КЗ.

Колонна среднего ряда высотой 3 м, сечение 0,3 м×0,3 м. Армирование выполнено в виде вязаного каркаса. Рабочая арматура – 4 стержня класса А400С Ø16 мм ($f_{yd} = 365$ МПа). Класс бетона С 25 ($f_{cd} = 14,5$ МПа). Внешняя нагрузка приложена с эксцентриситетом 0,075 м. Из статического расчета, выполненного проектной организацией, известно, что величина внешней нагрузки составляет 74,3 тс. Глубина повреждения $h_1=0,02$ м. Защитный слой $a=0,02$ м. Необходимо определить остаточную несущую способность поврежденной колонны.

Для этого рассмотрим поврежденное сечение колонны (рис. 5.6).

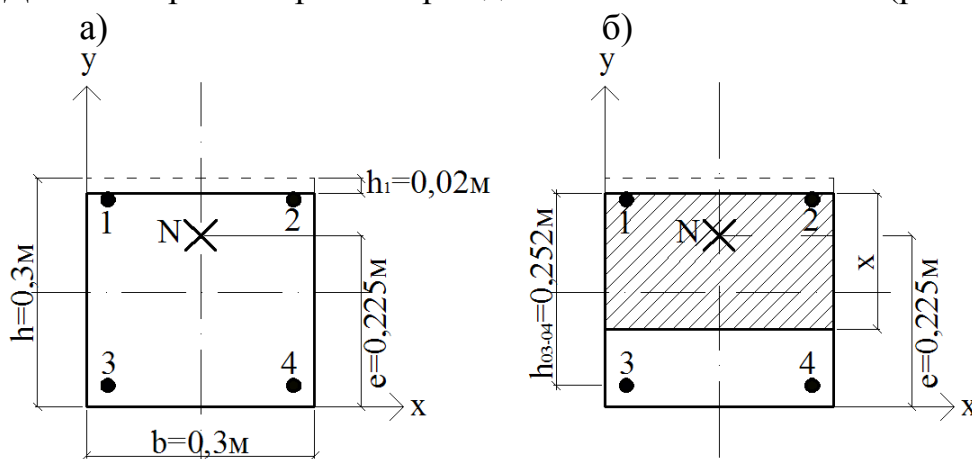


Рис.5.6. К примеру расчета. Поврежденная колонна КЗ.

В рассматриваемых осях эксцентриситет приложения силы будет равен (рис. 5.6, б)

$$e=0,15+0,075=0,225 \text{ м.}$$

Так как фронт повреждения параллелен одной из главных осей, то имеет место плоское повреждение. Для нахождения остаточной несущей способности N необходимо знать величину сжатой зоны сечения x , поэтому, необходимо составить 2 уравнения для нахождения неизвестных.

Напряжения в стержнях 1-2 принимаем равными предельным значениям, а напряжения в стержнях 3-4 выразим с помощью формулы (4.4)

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right),$$

где: $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,734$;

$$\xi_i = \frac{x}{h_{03-04}} = \frac{x}{0,252};$$

Формула (4.4) примет вид:

$$\sigma_{si} = \frac{400}{1 - \frac{0,734}{1,1}} \left(\frac{0,734 \cdot 0,252}{x} - 1 \right).$$

1). Уравнение равновесия относительно оси X

$$N - f_{cd} \cdot A_c + \sum \sigma_{1-4} \cdot A_{1-4} = 0,$$

где

$$A_c = b \cdot x = 0,3 \cdot x;$$

$$N = 14,5 \cdot 0,3 \cdot x + 365 \cdot 365 \cdot 2 - 0,000201 \cdot 2 \cdot \left(\frac{400}{1 - \frac{0,734}{1,1}} \left(\frac{0,734 \cdot 0,252}{x} - 1 \right) \right) = 0.$$

2). Уравнение моментов относительно оси x

$$N \cdot e - f_{cd} \cdot A_c \cdot x_c - \sigma_{1-2} \cdot A_{1-2} \cdot h_0 + \sigma_{3-4} \cdot A_{3-4} \cdot a' = 0,$$

где

$h_{1-2} = 0,272$ м; –расстояние от центра арматурных стержней 1-2 до оси x ;

$$x_c = b - h_1 - \frac{x}{2} = 0,028 - \frac{x}{2}.$$

Уравнение (4.23) примет вид

$$N = (14,5 \cdot 0,3 \cdot x \cdot (0,028 - \frac{x}{2}) + 2 \cdot 365 \cdot 0,000201 \cdot 0,272 - 2 \cdot 0,000201 \cdot 0,028 \cdot \left(\frac{400}{1 - \frac{0,734}{1,1}} \left(\frac{0,734 \cdot 0,252}{x} - 1 \right) \right)) / 0,225;$$

Решаем систему уравнений, приравняв их правые части. Для расчетов применялся *Microsoft Office Excel*. Корни уравнения подбираем из расчета, что величины N и x положительные и больше нуля.

Искомые величины, удовлетворяющие уравнениям:

$x = 0,164$ м;

$N = 81,2$ тс.

Напряжения в стержнях 3-4 по формуле (4.4) равны:

$\sigma_{3-4} = 153,7$ МПа $< f_{yd} = 365$ МПа.

Таким образом, расчет показал, что принятая первоначальная предпосылка о том, что арматурные стержни 1-2 – сжаты, а стержни 3-4 –

растянуты, подтвердилась. Значения напряжений в стержнях 3-4 меньше предельных напряжений в арматуре.

В целом, можно сделать вывод, что остаточная несущая способность поврежденной колонны К 3 достаточна для восприятия внешней нагрузки равной 74,3 тс.

Обследование указанной конструкции после завершения строительства и принятия здания в эксплуатацию на предмет её технического состояния показало, что никаких признаков разрушения или факторов, мешающих нормальной эксплуатации конструкции, нет. Она может нормально эксплуатироваться по назначению.

5.3.3. Внедрение в учебный процесс.

Результаты, полученные в данной научно-исследовательской работе, используются в учебном процессе в Одесской государственной академии строительства и архитектуры при чтении лекций и проведении практических занятий по дисциплине „Строительные конструкции“, преподаваемой студентам направления „Строительство“ (специальности „Городское строительство и хозяйство“ и „Производство строительных материалов, изделий и конструкций“ (3-й курс Строительно-технологического института академии). Проведение указанных занятий выполняется на кафедре Строительных конструкций.

5.7. Выводы по разделу

1. С помощью описанного в монографии метода расчета поврежденных железобетонных элементов была определена несущая способность экспериментальных образцов. Приведен подробный пример расчета одной из испытанных колонн К 0-10. Результаты свидетельствуют о хорошем совпадении с величинами, полученными при натурном эксперименте.

2. Сопоставление теоретических и экспериментальных значений остаточной прочности показало расхождение в среднем на 11%. Это означает, что метод может быть применен в строительной практике.

3. Результаты исследования были применены при реконструкции и проектировании зданий. Расчеты, проведенные с использованием предлагаемой в данной работе методики, позволили обосновать возможность усиления такого вида поврежденного несущего элемента. После выполнения работ по усилению производился мониторинг объекта в течении года, который показал, что каких-либо дефектов или других отклонений от параметров нормальной эксплуатации конструкции нет. Из этого следует, что несущая способность поврежденной конструкции определена надежно.

Также метод расчета был апробирован в строительной практике при проверке остаточной несущей способности одной из колонн промышленного здания, которую недостаточно виброуплотнили, и вследствие чего образовалась пустотная линза. Расчет показал, что такой элемент обладает достаточной несущей способностью и может безопасно эксплуатироваться в дальнейшем.

4. Результаты, полученные в данной научно-исследовательской работе, используются в учебном процессе в Одесской государственной академии строительства и архитектуры при чтении лекций и проведении практических занятий по дисциплине „Строительные конструкции“.

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

1. Работа железобетонных элементов на сжатие и на косое сжатие освещена в трудах многих ученых. Рассматриваются влияние различных факторов, но, возможное повреждение железобетонного элемента и его влияние на напряженно-деформируемое состояние является мало освещенным вопросом. В практике строительства встречаются случаи, когда необходимо определить несущую способность поврежденных колонн или стоек и принять решение относительно их дальнейшей эксплуатации, ремонта или замены, а нормативные документы не дают конкретных методов расчета остаточной несущей способности элементов с повреждениями. Поэтому, существует необходимость в разработке алгоритмов расчета элементов, испытывающих сложное напряженное состояние, усугубленное повреждениями.

2 В данной работе описаны экспериментально-теоретические исследования работы поврежденных колонн. Изготовлены и испытаны 17 железобетонных экспериментальных образца с повреждениями. Проанализировав труды и публикации по теме диссертации, для изучения выбраны следующие факторы варьирования: угол откола бетона θ , высота откола b_l и относительный эксцентриситет приложения силы e/h .

Для анализа влияния выбранных факторов варьирования выполнено экспериментально-статистическое моделирование в ПК COMREX.

Установлено, что наиболее значимым является третий фактор – относительный эксцентриситет. При увеличении первых двух факторов несущая способность увеличивается. Так же выявлено закономерности между совместным влиянием факторов.

3. Разработана методика изготовления образцов с повреждениями, которая наиболее приближена к реальным повреждениям, получаемых при воздействии на колонны различных факторов.

4. В работе описана методика испытаний, которая позволила исследовать напряженно-деформированное состояние поврежденных колонн в зоне действия максимальных напряжений, определить несущую способность таких образцов опытным путем. Для выполнения натурного эксперимента изготовлен специальный металлический оголовок, через который нагрузка передавалась непосредственно на испытываемую колонну. Проводилось измерение относительных деформаций в средней части поврежденного сечения, получены графики зависимости деформаций от действующей нагрузки, что позволило получить истинную картину работы поврежденных железобетонных колонн.

При испытании опытных образцов были замечены определенные закономерности. Описано 3 основных характерных случая разрушения опытных образцов.

5. Выполнен расчет в ПК ЛИРА 9.6, в основу которого положен метод конечных элементов с использованием в качестве основных неизвестных перемещений и поворотов узлов расчетной схемы экспериментальных образцов. В целом, результаты расчета в программном комплексе являются

достаточно точными и пригодны для предварительного определения несущей способности и прогнозирования характера разрушения образцов.

Подобное моделирование позволяет рассмотреть характер распределения напряжений, деформаций, и в целом изучить картину напряженно-деформированного состояния конструкции, экономя время и средства на проведения испытаний.

6. Выполнен расчет по действующим нормативным документам, который показал, что является некорректным в отношении элементов с рассматриваемыми повреждениями. Необходимо учитывать работу оголенных арматурных стержней, а так же особенности работы железобетона как неупругого материала. Это касается определения положения нейтральной линии и следовательно, высоты сжатой зоны бетона. Приведенные предложения позволяют приблизить расчет к истинной работе конструкции.

7. Разработан метод расчета, который учитывает условие параллельности силовых плоскостей: точка приложения внешней силы, равнодействующей сжимающих усилий в бетоне, арматуре и равнодействующей усилий в растянутой арматуре должны лежать на одной прямой. Выделены основные расчетные случаи и описаны их отличия. Создан алгоритм расчета поврежденных сжатых и кососжатых элементов, следуя которому можно найти неизвестные величины задачи.

8. Расчет по вышеизложенной методике показал хорошую сходимость с экспериментальными значениями. Расхождения составляю около 11%. Таким образом, метод применим для определения несущей способности поврежденных колонн, рассматриваемых в монографии.

ПРИЛОЖЕНИЯ

ПРИЛОЖЕНИЕ А.

Схемы размещения тензодатчиков на опытных образцах

Таблица А.1

Характеристика центрального сечения колонны 1-1

№ п/п	Маркировка	Эскиз	Примечание
1	+1+1+1		0-9 – датчики на бетоне, распушка 1; 10-11 – датчики на арматуре, распушка 2.
2	+1+1-1		0-8 – датчики на бетоне, распушка 1; 10-13 – датчики на арматуре, распушка 2.
3	+1-1+1		0-9 – датчики на бетоне, распушка 1; 10-13 – датчики на арматуре, распушка 2.

Продолжение таблицы А.1

4	+1-1-1		0-9 – датчики на бетоне, распушка 1; 10-14 – датчики на арматуре, распушка 2.
5	-1+1+1		0-7 – датчики на бетоне, распушка 1; 10-13 – датчики на арматуре, распушка 2.
6	-1+1-1		0-6 – датчики на бетоне, распушка 1; 10-12 – датчики на арматуре, распушка 2.
7	-1-1+1		0-9 – датчики на бетоне, распушка 1; 10-13 – датчики на арматуре, распушка 2.

Продолжение таблицы А.1

8	-1-1-1		0-8 – датчики на бетоне, распушка 1; 10-12–датчики на арматуре, распушка 2.
9	+1 0 0		0-9 – датчики на бетоне, распушка 1; 10-13–датчики на арматуре, распушка 2.
10	-1 0 0		0-7 – датчики на бетоне, распушка 1; 10-13–датчики на арматуре, распушка 2.
11	0 +1 0		0-8 – датчики на бетоне, распушка 1; 10-15–датчики на арматуре, распушка 2.

Продолжение таблицы А.1

12	0 -1 0		0-9 –датчики на бетоне, распушка 1; 10-12–датчики на арматуре, распушка 2.
13	0 0+1		0-9 –датчики на бетоне, распушка 1; 10-11–датчики на арматуре, распушка 2.
14	0 0 -1		0-9 –датчики на бетоне, распушка 1; 10-13–датчики на арматуре, распушка 2.
15	0 0 0		0-9 –датчики на бетоне, распушка 1; 10-14- датчики на бетон, распушка 2; 20-22–датчики на арматуре, распушка 3.

Продолжение таблицы А.1

16	0 0 0		0-9 –датчики на бетоне, распушка 1; 10-13–датчики на арматуре, распушка 2.
17	0 0 0		0-9 –датчики на бетоне, распушка 1; 10-13–датчики на арматуре, распушка 2.

Относительные деформации бетона и арматуры экспериментальных образцов

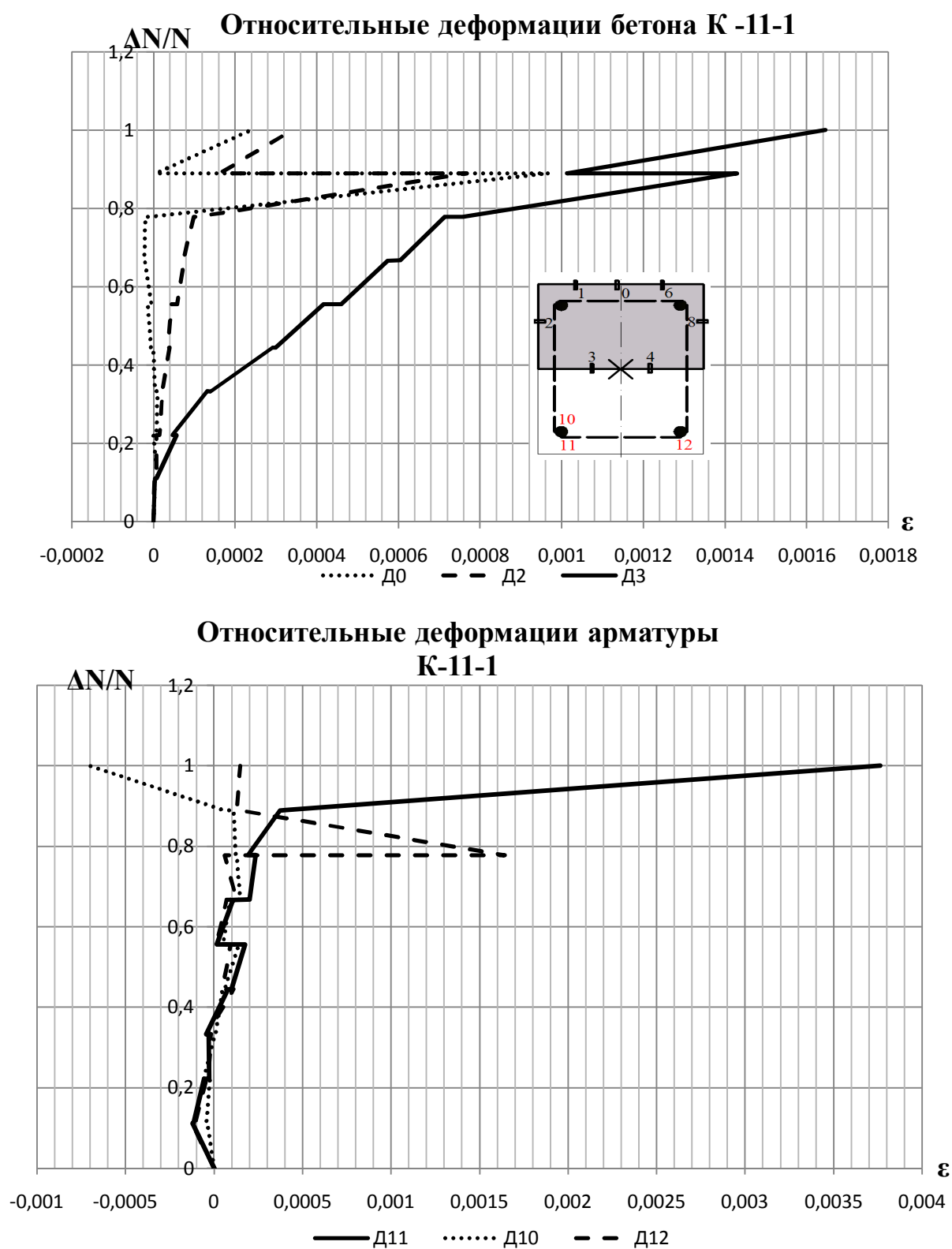


Рис. Б.1. Относительные деформации в центрально сжатом образце с плоским повреждением.

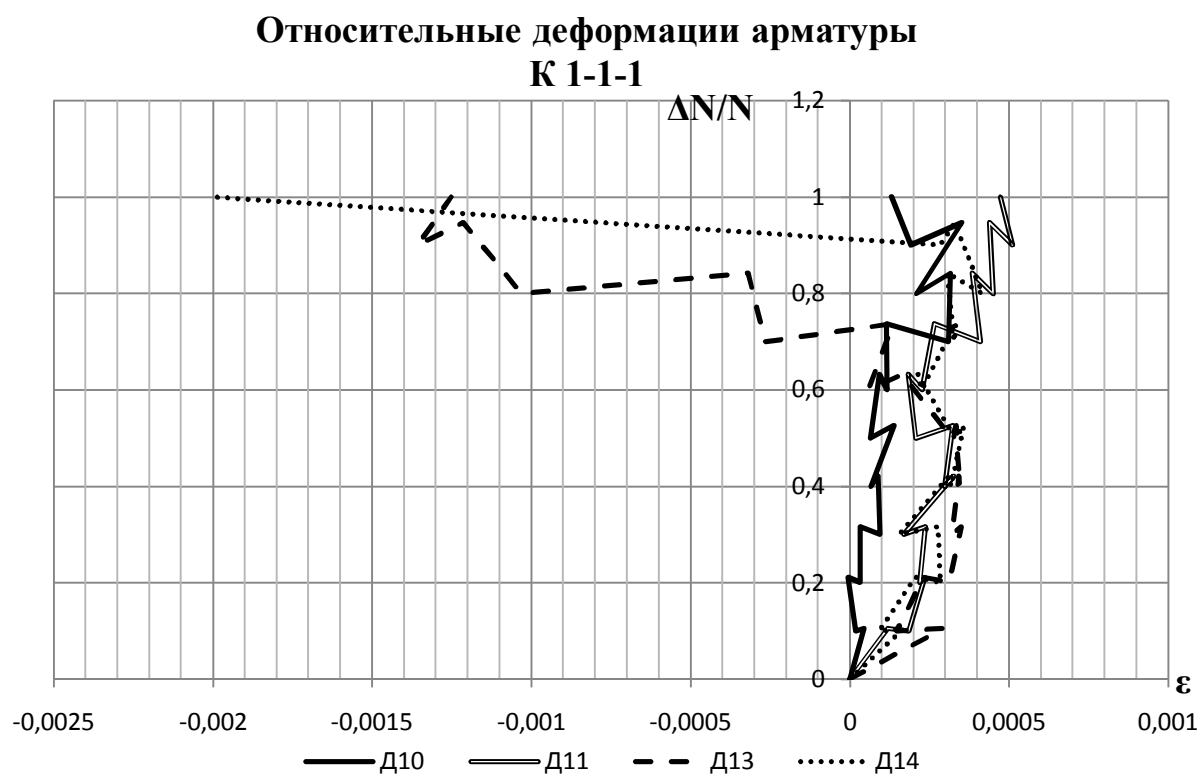
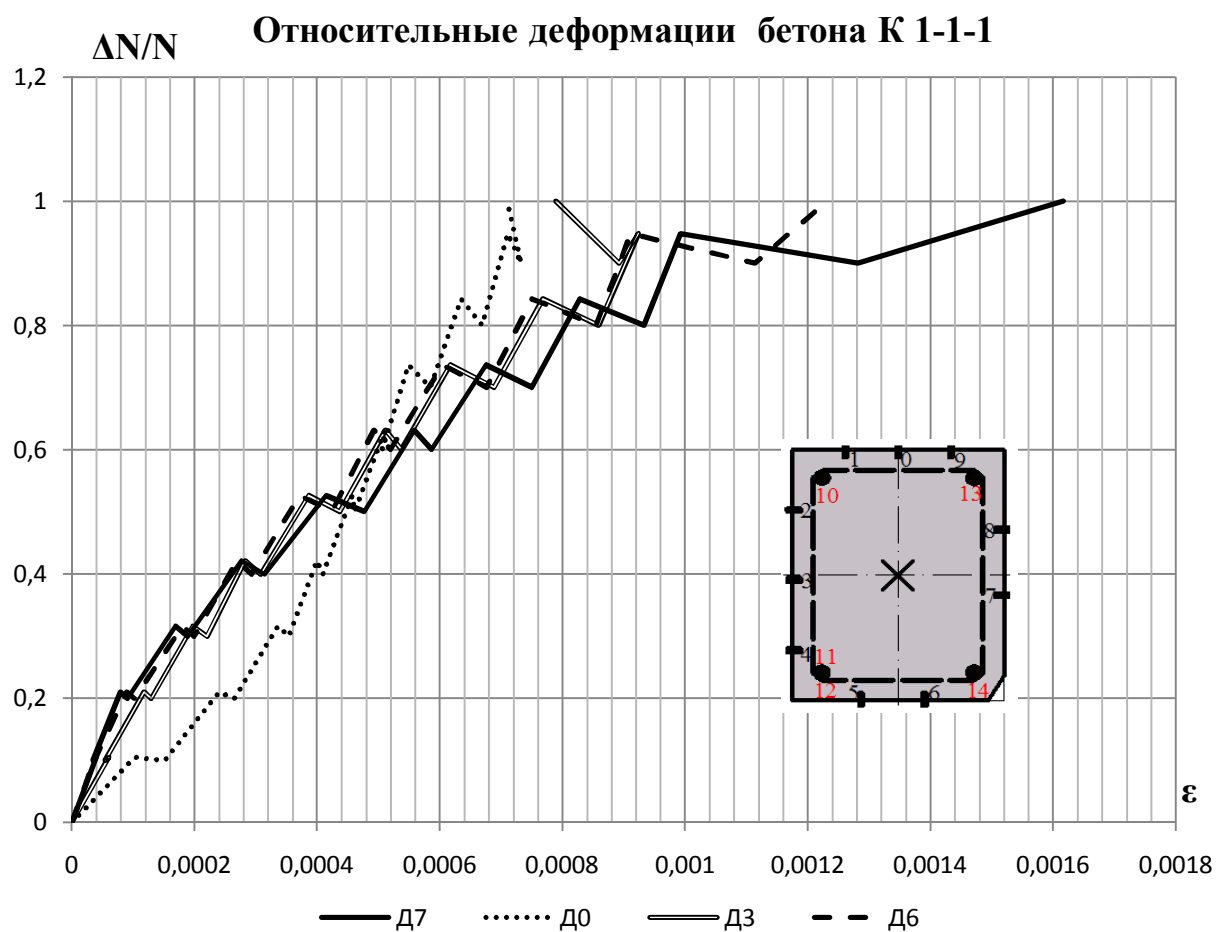


Рис. Б.2. Относительные деформации в центрально сжатом образце с повреждением под углом.

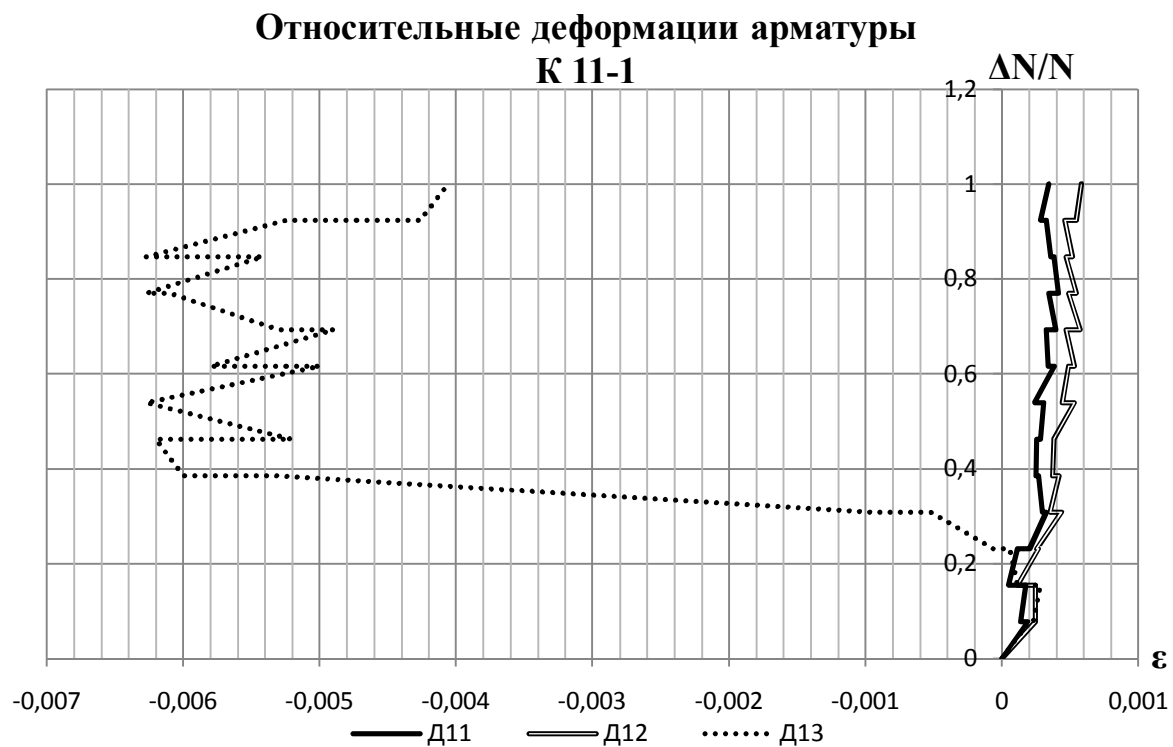
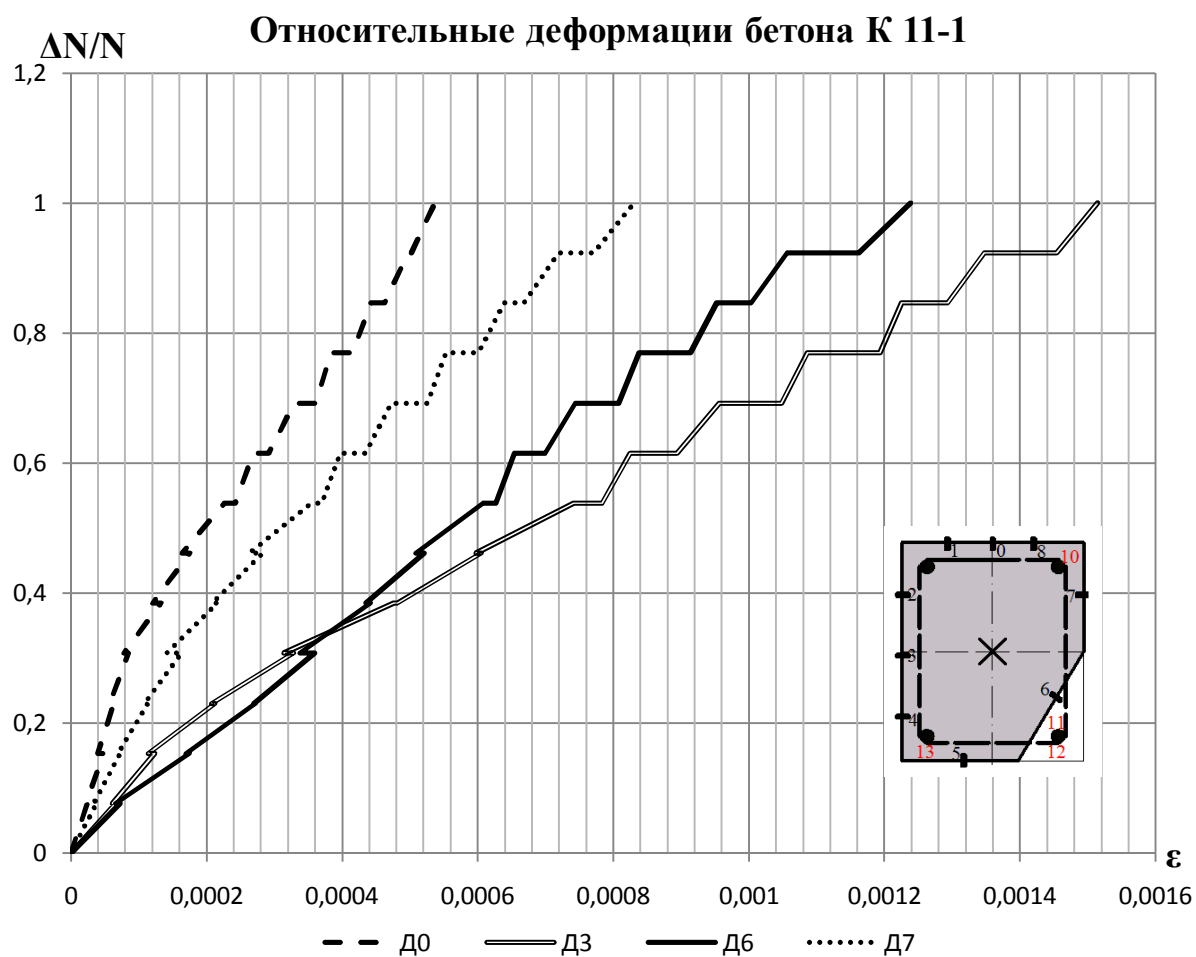


Рис. Б.3. Относительные деформации в центрально сжатом образце с повреждением под углом.

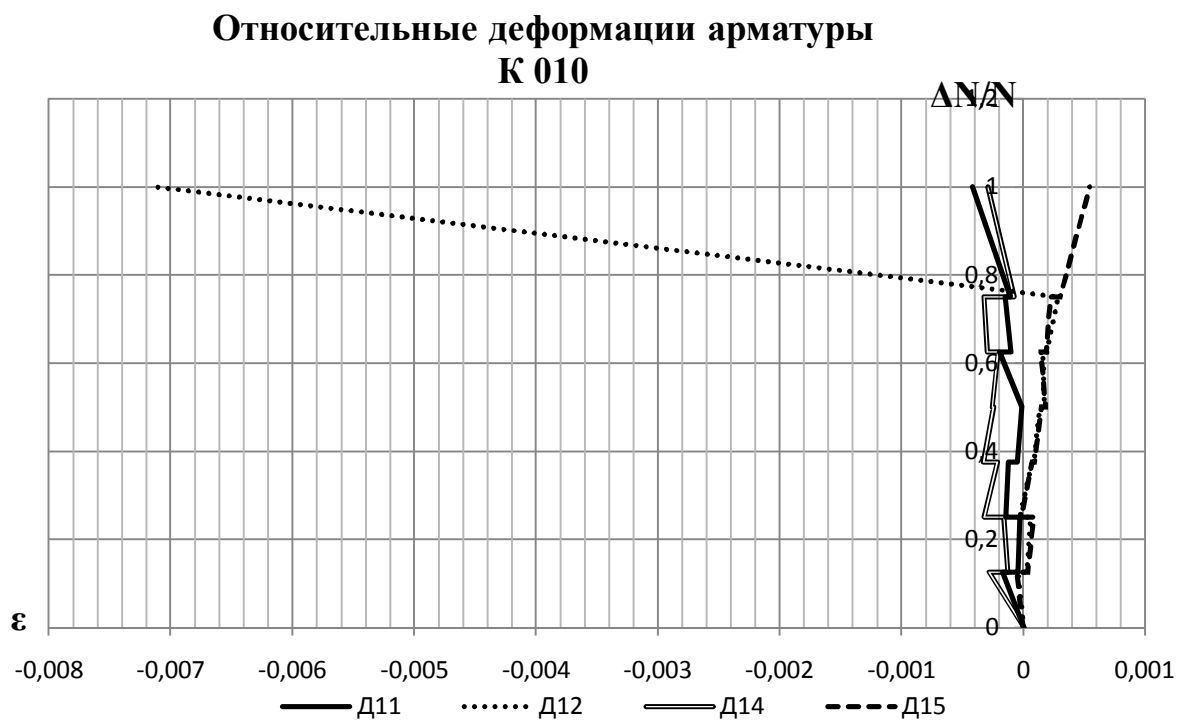
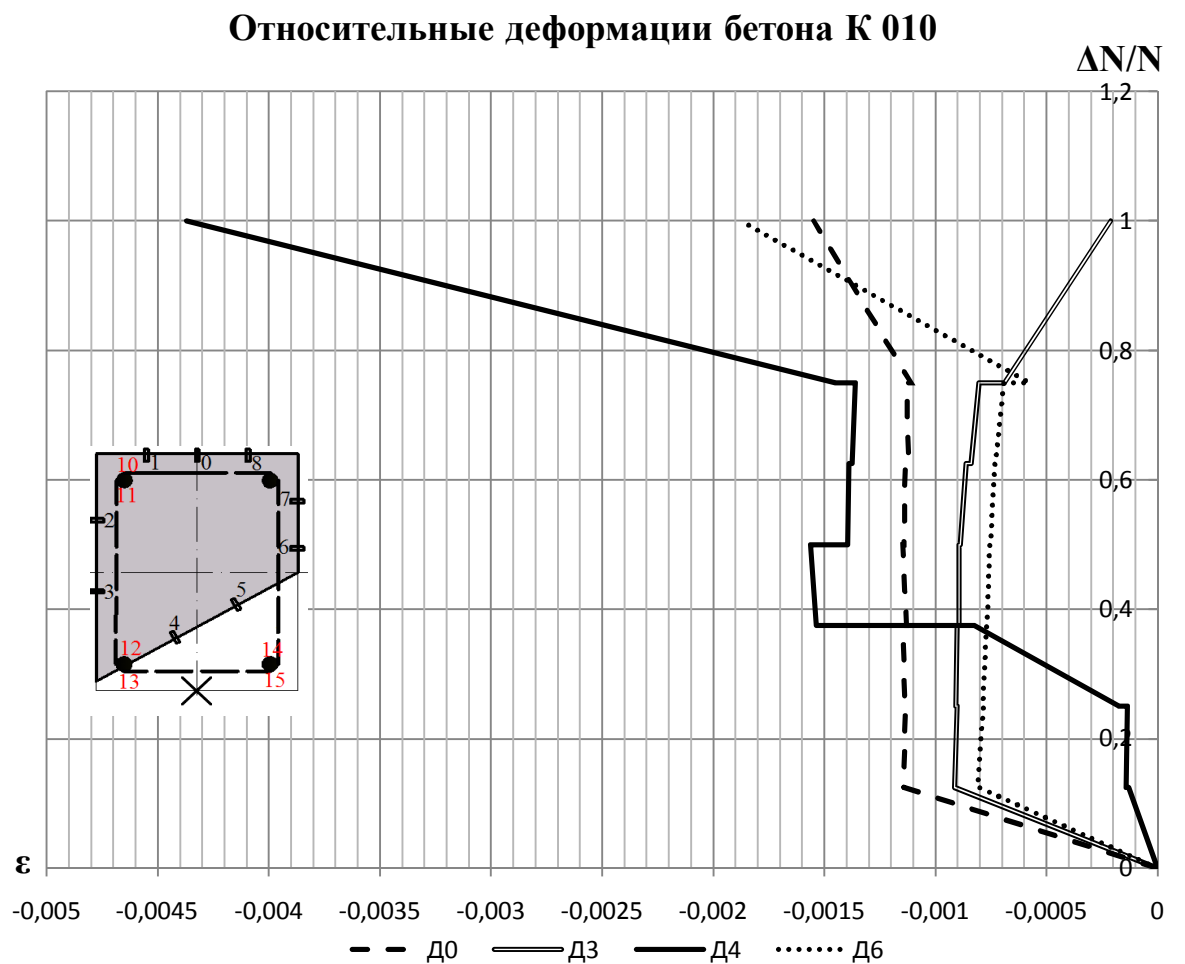


Рис. Б.4. Относительные деформации во внецентренно сжатых образцах ($e_0/h = 1/2$) с повреждением под углом.

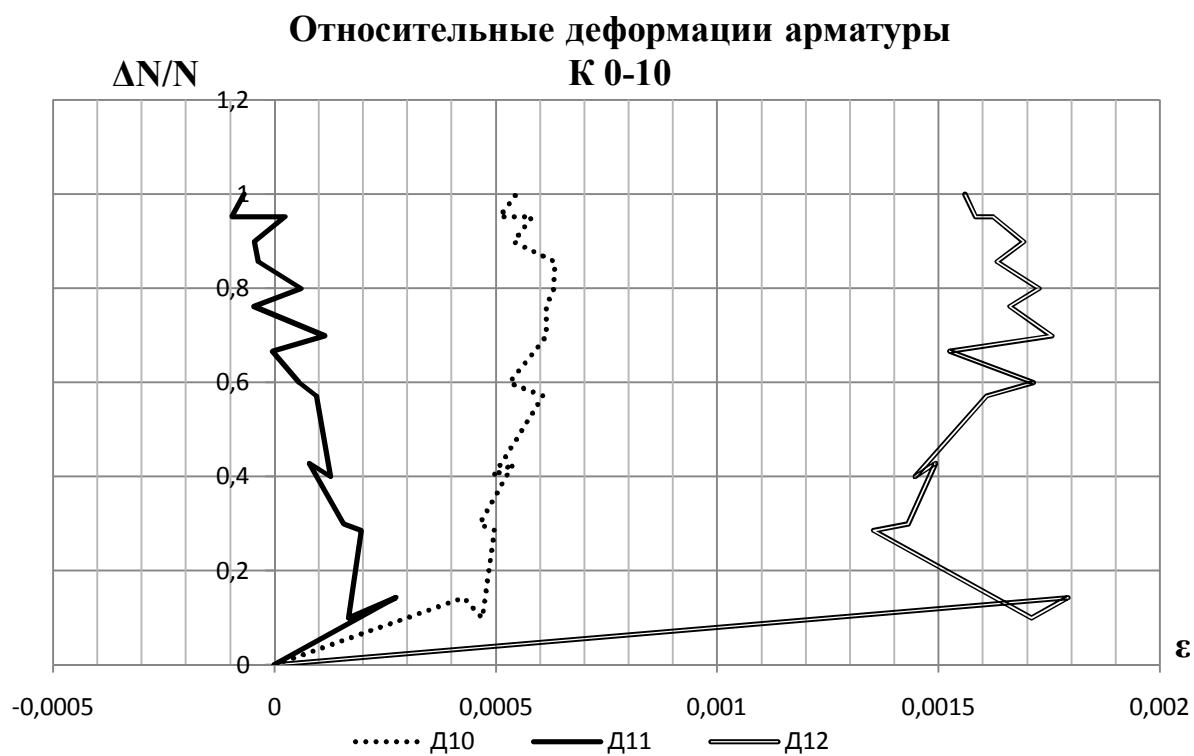
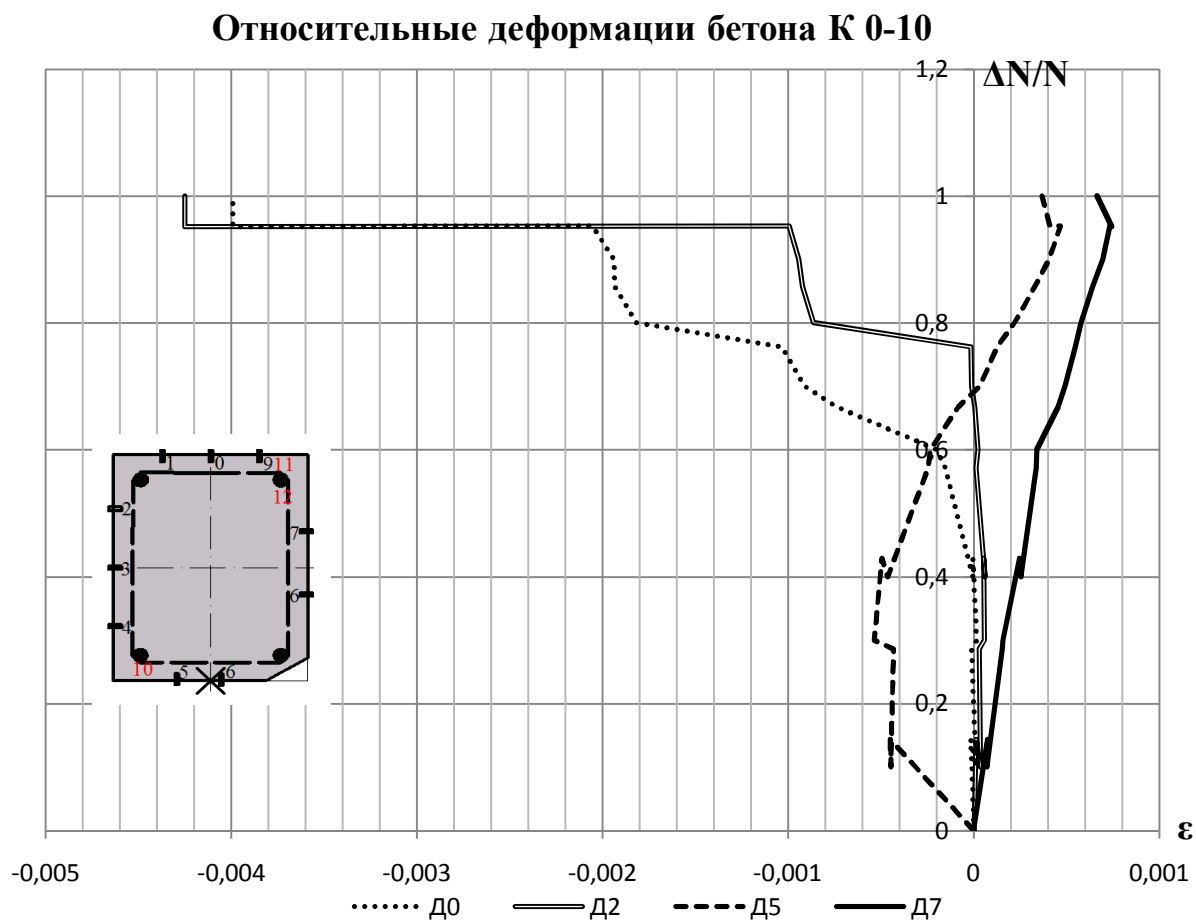
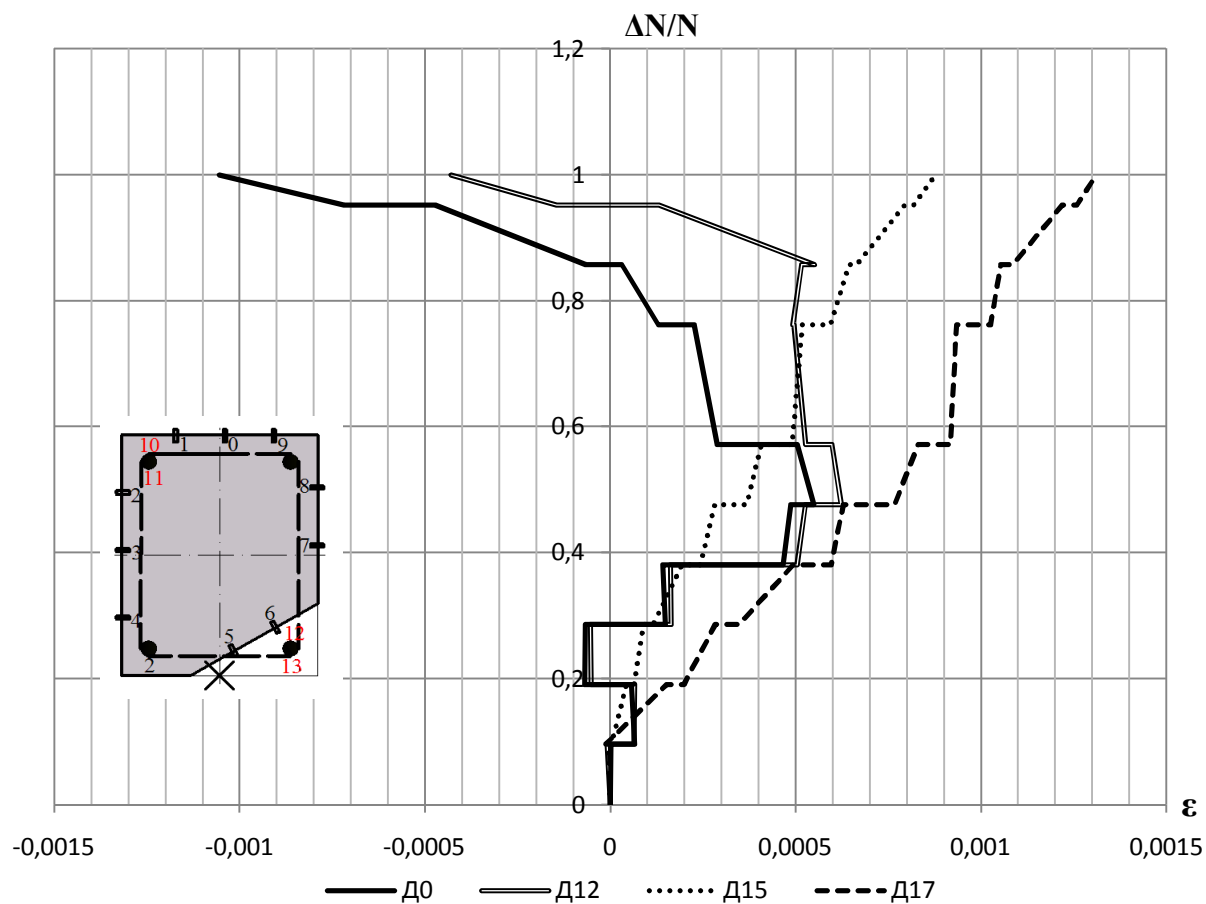


Рис. Б.5. Относительные деформации во внецентренно сжатых образцах ($e_0/h = 1/2$) с повреждением под углом.

Относительные деформации бетона К 000



Относительные деформации арматуры К 000

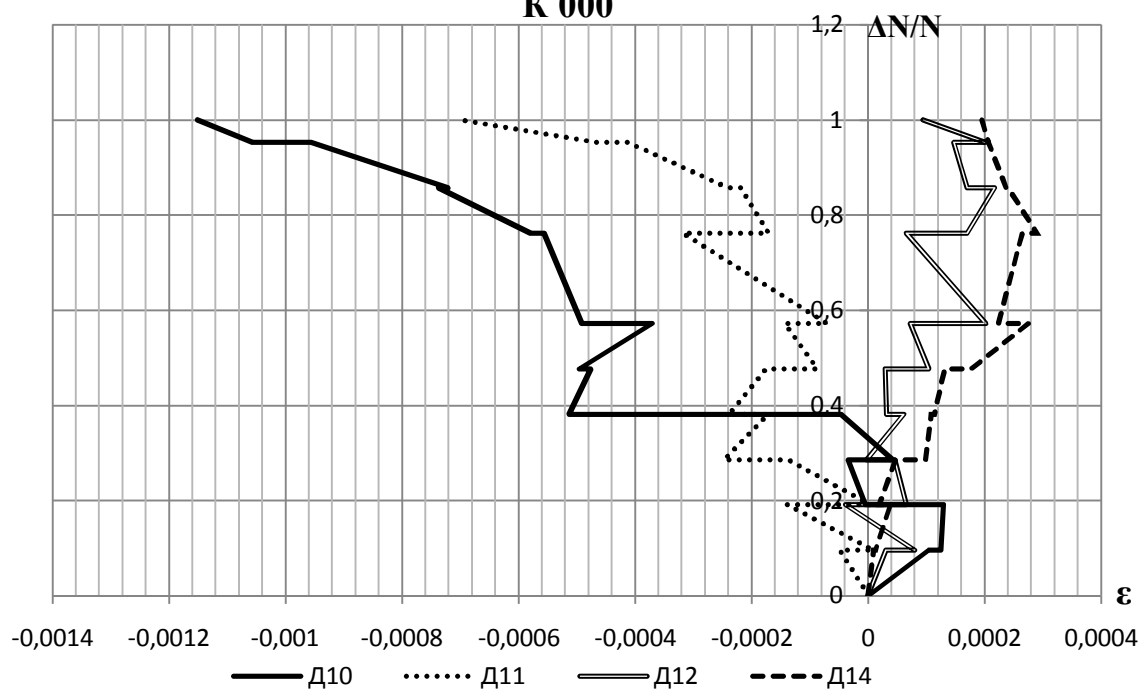
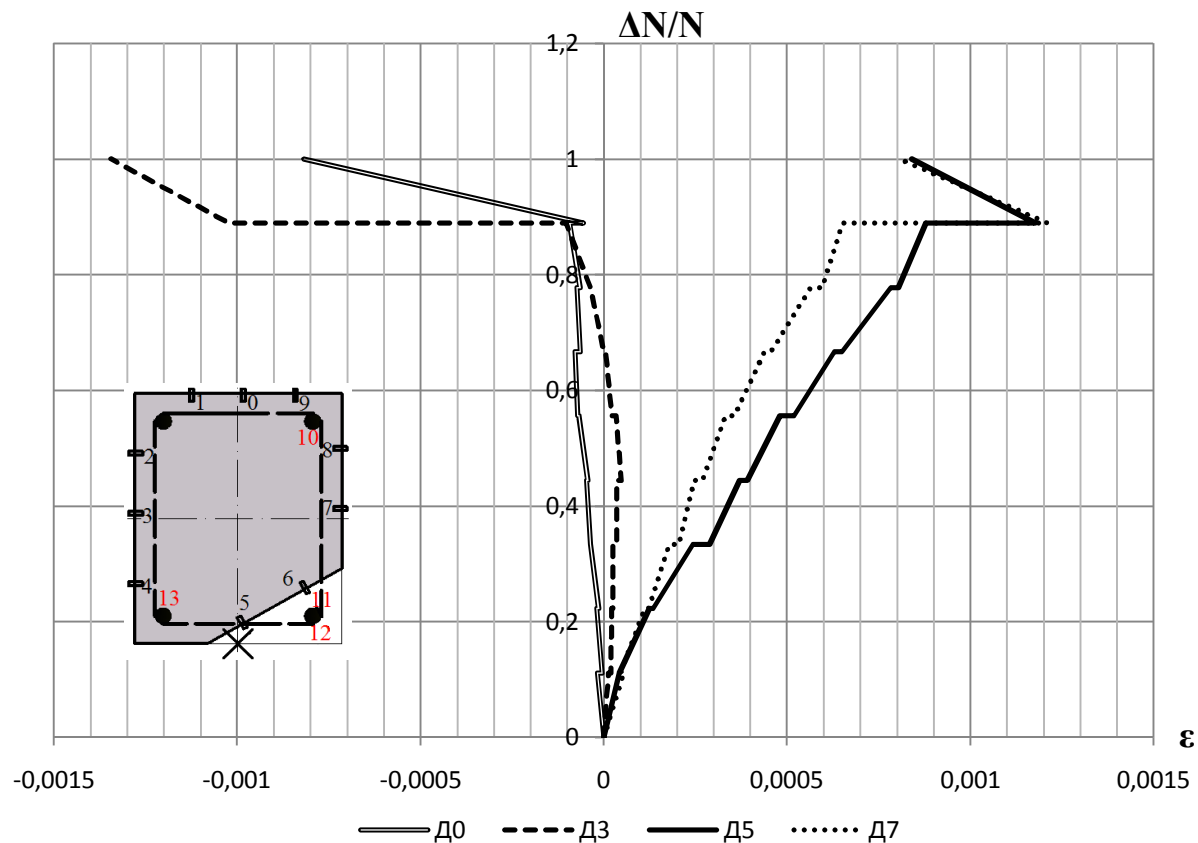


Рис. Б.6. Относительные деформации во внецентренно сжатых образцах ($e_0/h = 1/2$) с повреждением под углом.

Относительные деформации бетона К 000



Относительные деформации арматуры К 000

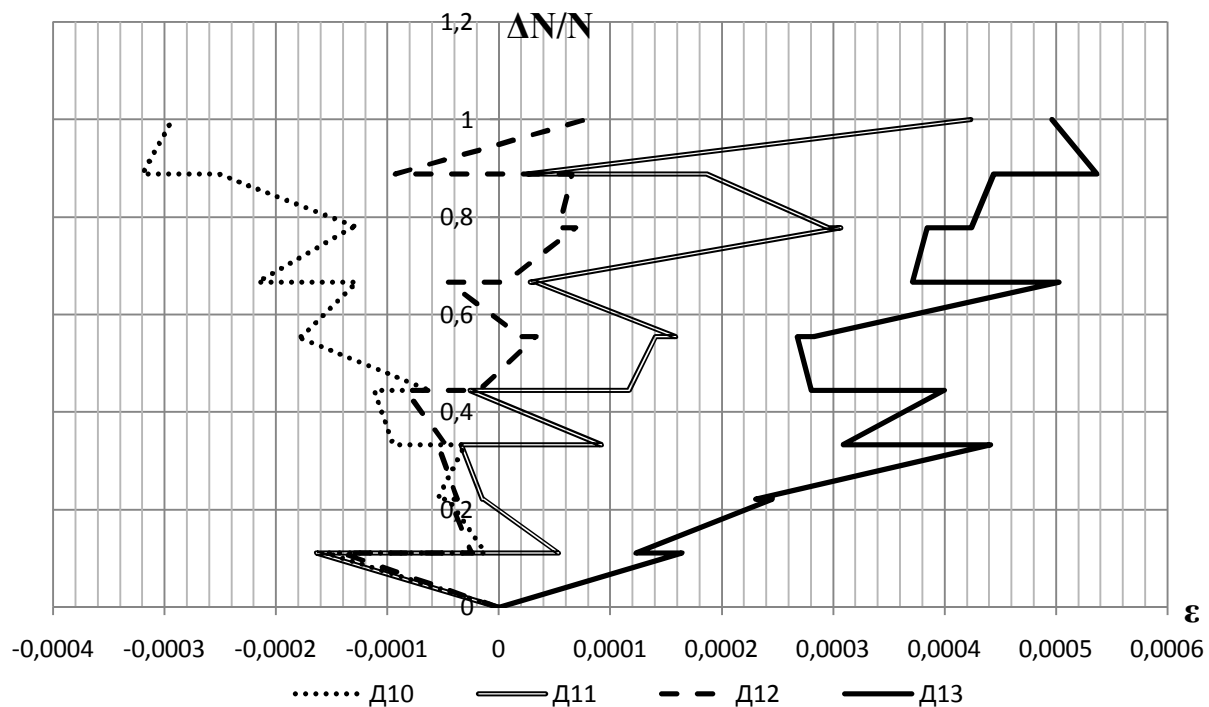
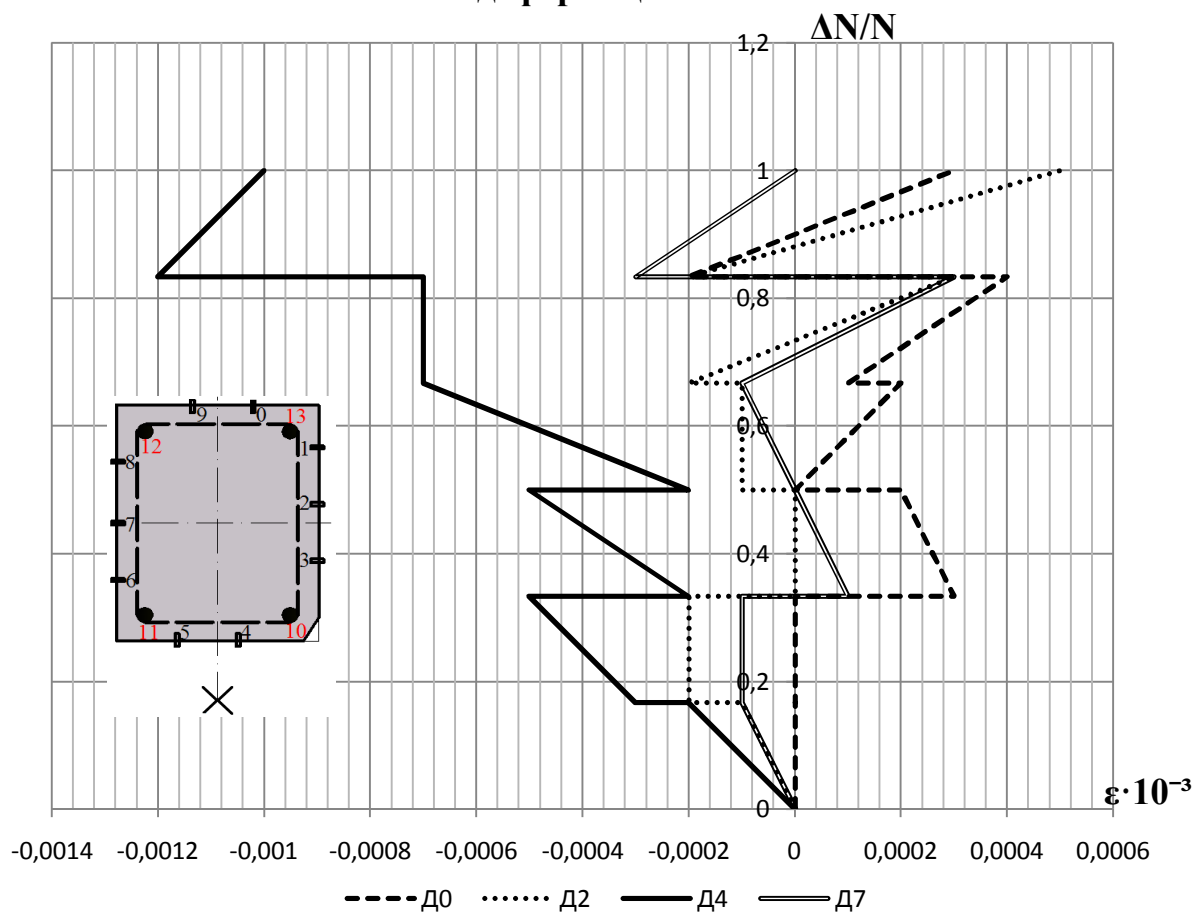


Рис. Б.7. Относительные деформации во внецентренно сжатых образцах ($e_0/h = 1/2$) с повреждением под углом.

Относительные деформации бетона К 1-11



Относительные деформации арматуры К 1-11

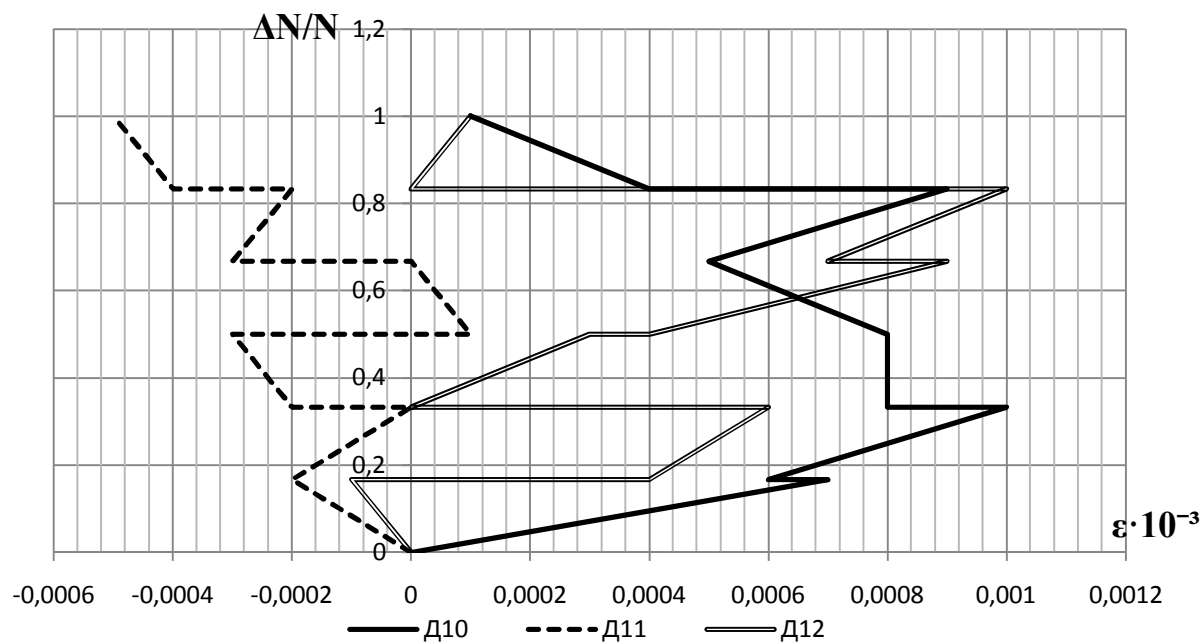
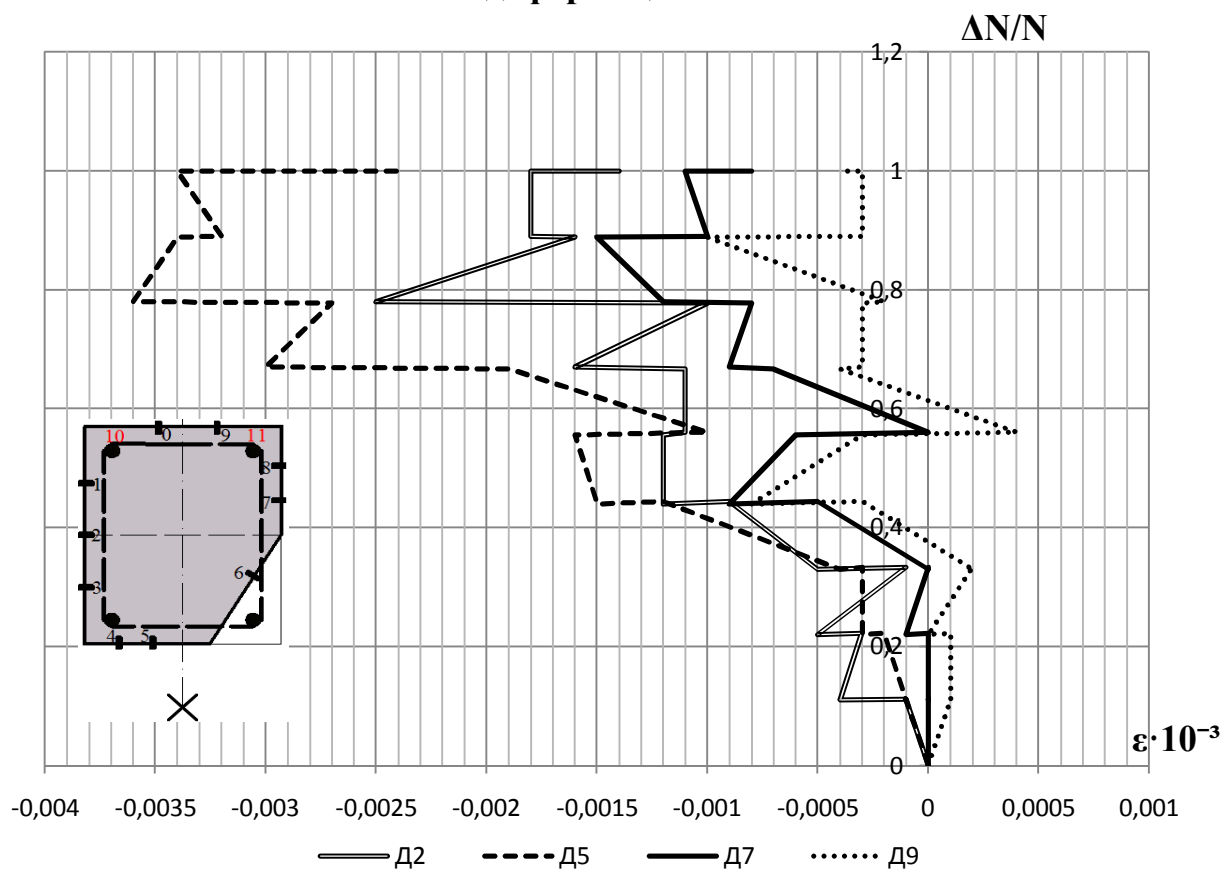


Рис. Б.9. Относительные деформации во внецентренно сжатых образцах ($e_0/h = 1$) с повреждением под углом.

Относительные деформации бетона К 111



Относительные деформации арматуры К 111

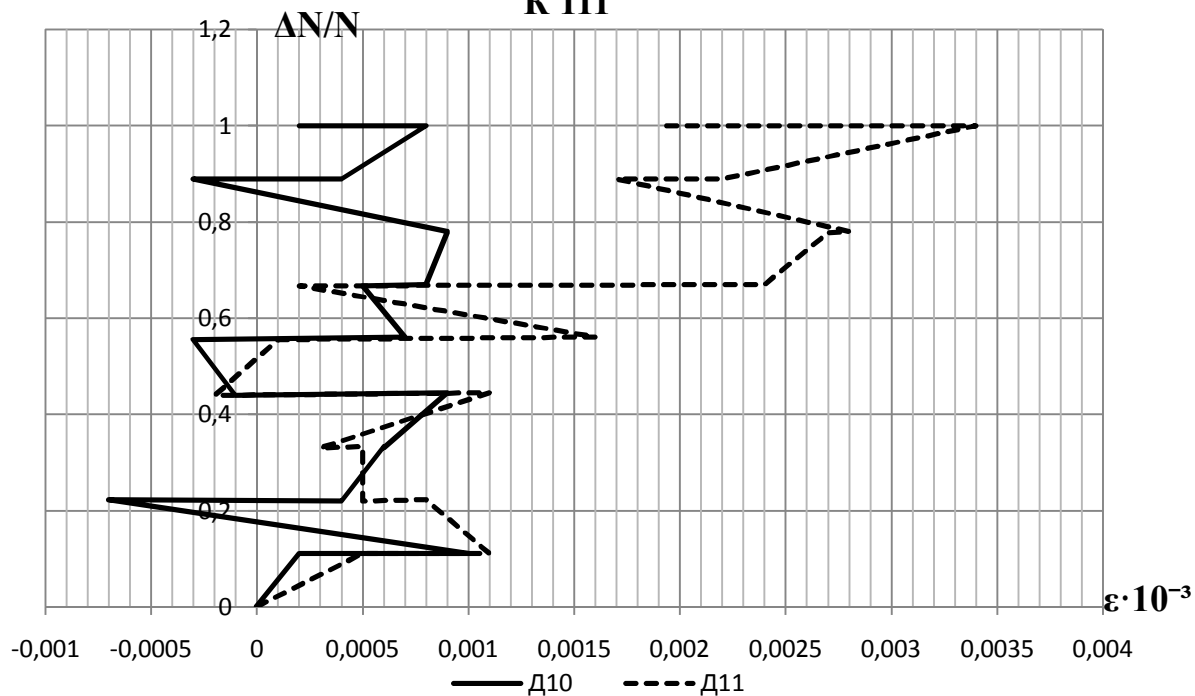


Рис. Б.10. Относительные деформации во внецентренно сжатых образцах ($e_0/h = 1$) с повреждением под углом.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. А. Эль Луз Шаг поперечного армирования в сжатых элементах / А. Эль Луз, Русинов А.И. // Бетон и железобетон. – 1992. – №2. – С.16-18.
2. Адлер Ю. П. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий / Адлер Ю. П., Маркова Е.В., Грановский Ю.В. – М.: Наука, 1976. – 280 с.
3. Аксенов В.Н. Работа железобетонных колонн из высокопрочного бетона / Аксенов В.Н. // Бетон и железобетон. – 2008. – №6. – С.5-8.
4. Алексеев С. Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне / Алексеев С. Н. – М.: Стройиздат, 1968. – 231с.
5. Алексеев С. Н. Проблемы нормирования защиты конструкций от коррозии / Алексеев С. Н. // Бетон и железобетон. – 1988. – №11. – С. 21-22.
6. Алиева Ж.И. Испытание внецентренно сжатых армированных колонн из легкого бетона / Алиева Ж.И., Самедов М.А., Симонов М.З. //Бетон и железобетон. – 1977. – №2. – С. 11-12.
7. Альбрехт Р. Дефекты и повреждения строительных конструкций / Альбрехт Р.; пер. с нем. Е.Ш. Фельдмана – М. : Стройиздат, 1979. – 207 с.
8. Аль-надфе Н. Прочность и деформативность сжатых бетонных и железобетонных элементов при произвольном режиме статического нагружения: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции» / Аль-надфе Набиль – Минск, 1993. – 24с.
9. Альсухайджи С. А. Прочность и деформативность усиленных элементов: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции» / Альсухайджи С. А. – Киев, 1994. – 18 с.
10. Артемчук А.А. Использование высокопрочной арматуры в сжатых элементах из мелкозернистого бетона / Артемчук А.А. // Бетон и железобетон. – 1988. – №10. – С.3-4.
11. Бабич В. И. Экспериментально-теоретические исследования работы гибких железобетонных элементов прямоугольного сечения на косое внецентренное сжатие: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции» / Бабич В. И. – Львов, 1972. – 23 с.
12. Бабич В.І. Залежність між напругами та деформаціями у бетоні бетонних і залізобетонних стержнів за осьового стиску / Бабич В.І., Кочкарьов Д.В. //Бетон и железобетон в Украине. – 2006. – №6. – С. 10-13.
13. Бабич С.В. Исследование и расчет внецентренно сжатых элементов с переменными эксцентриситетами по длине / Бабич С.В. // Бетон и железобетон. – 1999. – №2. – С. 12-14.
14. Байда Д.М. Залишкова несуча здатність залізобетонних балок після їх часткового руйнування: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции» / Байда Д.М. – Київ, 2005. – 20 с.

15. Байков В.Н. Внецентренно сжатые колонны под тяжелые нагрузки / Байков В.Н., Фролов А.К., Ким Л.В., Матков Н.Г. // Бетон и железобетон. – 1989. – №5. – С. 25-26.
16. Байков В.Н. Исследование несущей способности железобетонных балок с односторонней сжатой полкой / Байков В.Н., Димитров З.А., Рахманов А.А. // Бетон и железобетон. – 1980. – №9. – С. 39-41.
17. Байков В.Н. Определение предельного состояния внецентренно сжатых элементов по неупругим зависимостям напряжения – деформации бетона и арматуры / Байков В.Н., Горбатов С.В. // Бетон и железобетон. – 1985. – №6. – С. 13-14.
18. Байков В.Н. Определение предельного состояния внецентренно сжатых элементов по неупругим зависимостям напряжения-деформации бетона и арматуры / Байков В.Н., Горбатов С.В. // Бетон и железобетон. – 1985. – №6. – С. 13-14.
19. Байков В.Н. Особенности разрушения бетона, обусловленные его ортотропным деформированием / Байков В.Н. // Бетон и железобетон. – 1988. – №12. – С.13-15.
20. Баклушев Е.В. Влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки на надежность внецентренно сжатых элементов / Баклушев Е.В. // Бетон и железобетон. – 1992. – №4. – С. 16-17.
21. Бамбура А. Н. Особенности расчета колонн высотного здания, усиленных при реконструкции железобетонными обоймами / Бамбура А. Н., Сазонова И.Р. // Будівельні конструкції: збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2005.– Том 1. – с. 44-49.
22. Бамбура А.М. До аналітичного описання діаграми механічного стану бетону при одноразовому короткочасному деформуванні/ Бамбура А.М. // Будівельні конструкції. – К.:НДІБК, 2002. – №57. – С. 31-34.
23. Бамбура А.М. Про втрату стійкості позацентрово стиснутих елементів з пружно-пластичного матеріалу / Бамбура А.М. //Збірник наукових праць «Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – Львів: Каменяр, 2002. - Вип. 5. – С. 213-218.
24. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / Бамбура А.Н., Гурковский А.Б // Будівельні конструкції – К.:НДІБК, 2003. –№59. – С. 121-130.
25. Бамбура А.Н. Несущая способность внецентренно-сжатых колонн из мелкозернистого бетона / Бамбура А.Н., Шталтовский В.А. // Бетон и железобетон. – 1981. – № 10. – С. 14-15.
26. Барашиков А. Я. Деформативність залізобетонних конструкцій пошкоджених корозією з врахуванням фактору часу / Барашиков А. Я., Бліхарський З. Я. // Будівельні конструкції: збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2003. – Вип. 59. – Книга 1. – с. 257-264.
27. Беглов А. Д. Теория расчета железобетонных конструкций на прочность и устойчивость. Современные нормы и Евростандарты / Беглов А. Д., Санжаровский Р. С. – М.: АСВ; СПб. Изд-во СПбГАСУ, 2006. – 221 с.

28. Бекирова М.М. Несущая способность гибких сжатых железобетонных стоек, имеющих начальные несовершенства: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции» / Бекирова М.М. – Одесса, 1985. – 21с.
29. Беликов В.А. Исследование несущей способности внецентренно сжатых колонн из высокопрочного бетона / Беликов В.А. //Бетон и железобетон. – 1969. – №12. – С. 36-39.
30. Беликов В.А. Сжатые армированные элементы из мелкозернистого бетона / Беликов В.А. // Бетон и железобетон. – 1980. – №11. – С.17-18.
31. Берг О.Я. Исследование физического процесса разрушения бетона под действием статической и многократно повторяющейся нагрузки / Берг О.Я., Писанко Г.Н., Хромец Ю.И. // Тр. ЦНИИС. – М.: Транспорт, 1966. – Вып. 60. – С. 23-31.
32. Берг О.Я. О предельном состоянии бетона по долговечности / Берг О.Я. // Бетон и железобетон. – 1964. – №9. – С. 23-24.
33. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / Берг О.Я. – М.: Госстройиздат, 1961. – 96с.
34. Бетонні та залізобетонні конструкції (II-а ред): ДБН В.2.6.-2011. – [Чинний від 2011-06-01]. – К.: МІНРЕГІОНБУД України, 2009. – 101 с. (Державні будівельні норми України).
35. Бетонные и железобетонные конструкции. СНиП 2.03.01-84*. –[Чинний від 1984-08-20]. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 80 с.
36. Блинников Е.А. Деформативность составных железобетонных элементов при косом внецентренном сжатии: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции» / Блинников Е.А. – Орел, 2008. – 19 с.
37. Бліхарський З. Я. Вплив корозійного середовища на стан залізобетонних димових труб / Бліхарський З. Я., Хміль Р. Є. // Будівельні конструкції та споруди. Вісник Донбаської державної академії будівництва та архітектури. — Макіївка, 2001. – Вип.5(30).– С. 97-101.
38. Бліхарський З. Я. Міцність відновлених залізобетонних балок, пошкоджених внаслідок впливу агресивного середовища / Бліхарський З. Я., Хміль В. Є., Вашкевич Р. В. // Будівельні конструкції: збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2003. – Вип. 59. – Кн. 2. – с. 74-79.
39. Бліхарський З. Я. Розрахунок залишкової несучої здатності нормальних перерізів залізобетонних балок з корозійними пошкодженнями / Бліхарський З. Я., Струк Р.Ф. // Будівельні конструкції: збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2005. – Том 1. – с. 72-76.
40. Бондар В. О. Оцінка залишкового ресурсу по міцності балкових залізобетонних елементів із корозійними враженнями арматури в нормальних тріщинах / Бондар В. О., Степова О. В. //Бетон и железобетон в Украине. – 2009. – №3. – С. 24-29.
41. Бондаренко В. М. К вопросу о предельных состояниях поврежденных коррозией железобетонных конструкций / Бондаренко В. М., Ягунов Б. А. // Бетон и железобетон. – 2010. – №3. – С. 28-31.

42. Бондаренко В. М. Некоторые вопросы несиловых повреждений, конструктивной безопасности и живучести железобетонных сооружений / Бондаренко В. М., Ягупов Б. А. // Бетон и железобетон. – 2007. – №1. – С. 18-21.
43. Бондаренко В. М. О влиянии коррозионных повреждений на силовое сопротивление железобетонных конструкций / Бондаренко В. М., Чупичев О. Б. // Бетон и железобетон. – 1999. – №6. – С. 27-30.
44. Бондаренко В. М. Феноменология кинетики повреждений бетонных и железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивной среде / Бондаренко В. М. // Бетон и железобетон. – 2008. – №2. – С. 25-28.
45. Бондаренко В.М. Проблемы устойчивости железобетонных конструкций./ Бондаренко В.М. Прохоров В.Н., Римшин В.И. // Бюллетень строительной техники. Изд-во. БСТ, 1998. №5.С. 13-16.
46. Бондаренко С. В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий / Бондаренко С. В., Санжаровский Р.С. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с.
47. Боровских А.В. Эффективность применения высокопрочной арматуры в сжатых зонах железобетонных конструкций / Боровских А.В., Ягупов Б.А. // Бетон и железобетон. – 2009. – №1. – С.20-21.
48. Бурлаченко П.И. К расчету сечений внецентренно сжатых элементов / Бурлаченко П.И. // Бетон и железобетон. – 1987. – №4. – С. 29-30.
49. Бурлаченко П.И. О подборе арматуры внецентренно-сжатых элементов прямоугольного профиля / Бурлаченко П.И.// Бетон и железобетон. – 1982. – №8. – С. 25-26.
50. Валоной О.І. Вплив матеріалів підсилення на міцнісні показники дослідних балок / Валоной О.І., Єрьоменко О. Ю. //Бетон и железобетон в Украине. – 2006. – №4. – С. 17-19.
51. Васильев А.И. Комплексное влияние агрессивных факторов среды на коррозию арматуры в защитном слое железобетонных конструкций / Васильев А.И., Подвальный А.М. //Бетон и железобетон. – 2010. – №2. – С. 26-29.
52. Вахненко П.Ф. Граничная высота сжатой зоны при сложных деформациях / Вахненко П.Ф. // Бетон и железобетон. – 1990. – №11. – С. 27-28.
53. Вахненко П.Ф. Исследование деформативности кососжимаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения / Вахненко П.Ф., Клименко В.И., Торяник М.С. // Строительные конструкции. – 1977. – Вып. 30. – С. 90-96.
54. Вахненко П.Ф. Некоторые вопросы жесткости кососжимаемых железобетонных элементов / Вахненко П.Ф., Клименко В.И.// Строительные конструкции. – 1975. – Вып. 26. – С. 14-19.
55. Вахненко П.Ф. Расчет железобетонных тавровых балок по прочности наклонного сечения / Вахненко П.Ф., Клименко Е.В. // Сопротивление материалов и теория сооружений. – 1983. – Вып.43.– С. 104-105.
56. Вахненко П.Ф. Современные методы расчета железобетонных конструкций на сложные виды деформаций / Вахненко П.Ф. – К.: Будівельник, 1992. –

112 с.

57. Веретенников В.И. О влиянии размеров и формы сечения элементов на диаграмму деформирования бетона при внецентренном сжатии / Веретенников В.И. // Бетон и железобетон. – 2000. – №5. – С. 27-30.
58. Викторов А. М. Способы борьбы с щелочной коррозией бетона / Викторов А. М. , Осипов А.Д. // Бетон и железобетон. – 1982. – №1. – С. 46-47.
59. Вознесенский В.А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях / Вознесенский В.А. – М.: Финансы и статистика, 1981. – 263 с.
60. Вознесенский В.А. Численные методы решения строительно-технологических задач на ЭВМ / Вознесенский В.А., Ляшенко Т.В., Огарков Б.Л. – К.: Выща школа, 1989. – 328 с.
61. Выровой В.Н. Влияние технологической наследственности на трещиностойкость строительных композитов / Выровой В.Н., Ширяева Н.О., Макарова С.С. // Труды международной конференции «Защитные строительные конструкции и материалы». – Санкт-Петербург: ПГУПС, 1995. – с. 12-14.
62. Выровой В.Н. Структурообразование и разрушение композиционных строительных материалов // Труды международной конференции «Современные проблемы строительного материаловедения». – Самара: ОГАСА, 1995. – с. 30-31.
63. Гвоздев А.А. К вопросу о несущей способности гибких внецентренно сжатых стержней / Гвоздев А.А., Чистяков Е.А. // Бетон и железобетон. – 1981. – №4. – С. 45.
64. Гвоздев А.А. К вопросу о поведении железобетонных конструкций в стадии, близкой к разрушению / Гвоздев А.А., Байков В.Н. // Бетон и железобетон. – 1977. – №9. – С. 22-24.
65. Гвоздев А.А. Прочность, структурные изменения и деформации бетона / Гвоздев А.А. – М.: Стройиздат, 1978. – 297 с.
66. Гимадетдинов К.И. Прочность сжатых элементов с повреждениями, снижающими сцепление арматуры с бетоном: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции» / Гимадетдинов К.И. – Москва, 1991. – 18с.
67. Глагола І.І. Методи визначення корозійної тривкості, довговічності та антикорозійний захист залізобетонних конструкцій: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 «Будівельні конструкції»/ Глагола І.І. – Київ, 2004. – 20 с.
68. Голышев А. Б. Проектирование усиления несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений / Голышев А. Б., Ткаченко И.Н. – К.: Логос, 2001. – 172 с.
69. Голышев А.Б. Усиление железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований / Голышев А.Б., Кривошеев П.И., Козелецкий П.М., Розенфельд И.А., Ткаченко И.Н. – К.: Логос, 2004. – 219с.

70. Гроздов В.Т. Признаки аварийного состояния несущих конструкций зданий и сооружений / Гроздов В.Т. – Санкт-Петербург: Издательский Дом KN+, 2000. – 48 с.
71. Грунау Э. Предупреждение дефектов строительных конструкций / Грунау Э.; пер. с нем. Ю.М. Веллера – М.: Стройиздат, 1980. – 215с.
72. Гусаков В.Н. О напряженно-деформируемом состоянии тяжелого силикатного бетона при центральном и внецентренном сжатии / Гусаков В.Н., Сафронов В.А. //Бетон и железобетон. – 1972. – №5. – С. 38-41.
73. Дегтерев В.В. Деформативность бетона сжатой зоны в зависимости от формы и характера армирования / Дегтерев В.В.// Бетон и железобетон. – 1986. – №8. – С.42-43.
74. Дегтярев В.В. Некоторые особенности деформирования и разрушения центрально сжатых железобетонных колонн / Дегтярев В.В., Крестников Ю.Н. // Сб.науч.тр. Исследование деформаций, прочности и долговечности бетона транспортных сооружений – М.: Стройиздат, 1969. – С.148–155.
75. Дегтярев В.В. Учет влияния прогиба при расчете гибких внецентренно - сжатых элементов мостовых конструкций / Дегтярев В.В. // Бетон и железобетон. – 1981. – №4. – С. 44.
76. Довгалюк В.И. Исследование работы центрально сжатых железобетонных колонн с косвенной и продольной арматурой / Довгалюк В.И. // Бетон и железобетон. – 1971. – №11. – С.33-35.
77. Додонов М.И. Поперечные напряжения в сжатых бетонных призмах/ Додонов М.И. // Бетон и железобетон. – 1990. – №6. – С.40-42.
78. Дорофеев В.С. Влияние технологической поврежденности на диаграмму деформирования и условия прочности при одноосном и двухосном напряженном состоянии / Дорофеев В.С. // Труды Республиканского научно-технического семинара «Физико-технические и технологические особенности получения малоцементных строительных материалов и конструкций».– К.: Знание, 1992. – 14 с.
79. Дорофеев В.С. Влияние технологической поврежденности на характер разрушения железобетонных балок сельскохозяйственных зданий / Дорофеев В.С., Выровой В.Н., Сайед Бассем // Материалы всесоюзной научно-технической конференции «Использование вторичных ресурсов и местных материалов в сельском строительстве». – Челябинск, 1991. – С. 15-16.
80. Дорофеев В.С. Зависимость модуля деформации бетона от его технологической поврежденности / Дорофеев В.С. // Сборник научно-исследовательских трудов «Ресурсосберегающие решения в производстве строительных материалов и конструкций». – Одесса, 1992. – С.56-59.
81. Дорофеев В.С. Расчет изгибаемых элементов с учетом полной диаграммы деформирования бетона / Дорофеев В.С., Барданов В.Ю. – Одесса: ОГАСА, 2003. – 210 с.

82. Заволока Ю. В. Оценка технического состояния и усиление железобетонных конструкций / Заволока Ю. В., Кобринец В. М., Заволока М. В. – Одесса: Город мастеров, 2000. – 292 с.
83. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009. – [Чинний від 2009-12-01]. – К.: УкрНДІпроектсталь-конструкція, 2009. – 28 с. (Державні будівельні норми України).
84. Защита строительных конструкций от коррозии. СНиП 2.03.11 – 85. – [Чинний від 1986-01-01]. – М.: Госстрой СССР, 1986. – 56 с.
85. Изотов Ю. Л. О предельной величине насыщения арматурой сжатой зоны поперечного сечения изгибаемых и внецентренно сжатых элементов / Изотов Ю. Л. // Бетон и железобетон. – 2007. – №6. – С. 19-20.
86. Изотов Ю. Л. Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения при малых эксцентриситетах / Изотов Ю. Л., Изотова Т. Ю. // Бетон и железобетон. – 2006. – №1. – С. 14-18.
87. Ильин О. Ф. Обобщенная методика расчета прочности нормальных сечений с учетом особенностей свойств различных бетонов / Ильин О. Ф. // Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности. – М.: НИИЖБ, 1980. – С. 47-54.
88. Каганас М. А. Повреждение железобетона переменным током / Каганас М. А. // Бетон и железобетон. – 1969. – №11. – С. 31-33.
89. Кара Дамур А. Х. Влияние технологической поврежденности на свойства бетонных конструкций при малоцикловом нагружении: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции» / Кара Дамур А. Х. – Одесса, 1993. – 14 с.
90. Килимник Л. Ш. Повреждения конструкций при сильных землетрясениях / Килимник Л. Ш. // Бетон и железобетон. – 1979. – №6. – С. 11-13.
91. Кириакиди Г. И. Сопротивление внецентренно-сжатых элементов безраскосных ферм поперечной силе / Кириакиди Г. И., Шеина С. Г. // Бетон и железобетон. – 1978. – №10. – С. 8-9.
92. Клименко Е. В. Технічна експлуатація і реконструкція будівель та споруд / Клименко Е. В. – Полтава.: ПолтНТУ, 2004. – 280 с.
93. Клименко Е. В. Технічний стан будівель та споруд / Клименко Е. В. – Одеса: ОДАБА, 2010. – 284 с.
94. Клименко Е. В. Управління технічним станом сталевих залізобетонних конструкцій / Клименко Е. В., Коваль О. В. // Будівельні конструкції: збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2008. – Вип. 70. – с. 151-157.
95. Клименко Є. В. Деформативний та технічний стан несучих конструкцій стадіону «Ворскла» в м. Полтаві / Клименко Є. В., Погрібний В. В., Довженко О. О. // Будівельні конструкції: збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2004. – Вип. 55. – с. 319-324.
96. Клименко Є. В. До питання надійності залізобетонних конструкцій / Клименко Є. В. // Будівельні конструкції: збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2005. – Том 2. – с. 210-215.

97. Клименко Є. В. До питання прогнозування технічного стану залізобетонних конструкцій / Клименко Є. В. // Будівельні конструкції: збірник наукових праць. – К. : НДІБК, 2003. – Вип.59, Кн.2. – с. 68-73.
98. Ключева Н. В. Предложения к расчету живучести коррозионно повреждаемых железобетонных конструкций / Ключева Н. В. //Бетон и железобетон. – 2008. – №3. – С. 22-25.
99. Колотилкин Б. М. Долговечность жилых зданий / Колотилкин Б. М. – М.: Стройиздат, 1982. – 250с.
100. Коляда В. И. Комплексне вирішення проблеми підвищення міцності, атмосферо-, водо- та корозійної стійкості будівельних конструкцій з бетону, що експлуатуються в складних інженерно-геологічних умовах / Коляда В. И., Баглай А. П., Коляда С.В., Щербина С.П. // Будівельні конструкції: збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2003.– Вип. 59. – Кн. 1.– с. 483-485.
101. Кормер Б.Г. Универсальная таблица для расчета внецентренно сжатых элементов / Кормер Б.Г. // Бетон и железобетон. – 1995. – №3. – С. 13-15.
102. Краковский М.Б. Надежность нормальных сечений внецентренно сжатых прямоугольных железобетонных элементов / Краковский М.Б. //Бетон и железобетон. – 1992. – №2. – С. 9-10.
103. Кривошеев П.І. Науково-технічні проблеми реконструкції будівель та споруд / Кривошеев П.І. // Будівельні конструкції: збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2001.– Вип. 54. – С. 11-17.
104. Кудрявцев А.А. Несущая способность керамзитобетонных колонн при внецентренном сжатии / Кудрявцев А.А., Мамед-Заде А.М. //Бетон и железобетон. – 1968. – №5. – С. 39-40.
105. Кусакин А.П. Применение в сжатых элементах стали повышенной прочности / Кусакин А.П., Кудря А.А., Левин В.М., Шумейко Р.И. // Бетон и железобетон. – 1982. – №12. – С.20.
106. Ле Мінх Л. Вплив локальних пошкоджень захисного шару бетону в стиснутих залізобетонних елементах на напружено-деформований стан арматури: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции» / Ле Мінх Лонг – Харків, 2001. – 22 с.
107. Лекишвили Г.Л. Работа внецентренно сжатых бетонных коротких элементов при малых эксцентриситетах: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции» / Лекишвили Г.Л. – Тбилиси, 1967 – 26 с.
108. Литвинов И. М. Усиление и восстановление железобетонных конструкций / Литвинов И. М. – М., Стройиздат, 1942. – 95 с.
109. Лоссье А. Недостатки железобетона и их устранение / Лоссье А.; пер. с фр. В. Б. Рысс – М.: Госстройиздат, 1958. – 120 с.
110. Маданян С.А. Сжатые железобетонные элементы с механическими соединениями рабочей арматуры / Маданян С.А. // Бетон и железобетон. – 2007. – №4. – С.16-20.
111. Маилян Д.Р. Зависимость предельной деформативности бетона от армирования и эксцентриситета сжимающего усилия / Маилян Д.Р. //Бетон и железобетон. – 1980. – №9. – С. 11-12.

112. Мальганов А. И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий / Мальганов А. И., Плевко В.С., Полищук А.И. – Томск: Изд. Томского ун-та. – 1992. – 456 с.
113. Мальганов А. И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Атлас схем и чертежей / Мальганов А. И., Плевко В.С., Полищук А.И. – Томск: Изд. Томского ун-та., 1990. – 315с.
114. Мартьянов В.В. Розрахунок прогину позацентрово стиснутих залізобетонних елементів з частковим пошкодженням захисного шару бетону / Мартьянов В.В., Овсій М.О. //Коммунальное хозяйство городов. – К: Техника, 2002. – Вып.38. – С. 99-101.
115. Матвеев Е. П. Технические решения по усилению и теплозащите конструкций жилых и общественных зданий / Матвеев Е. П., Мешечкин В. В. – М.: Старая басманная, 1998. – 209 с.
116. Михайлов В.В. Некоторые предложения по описанию диаграммы деформаций бетона при загрузении / Михайлов В.В., Емельянов М.П., Дудолодов Л.С., Матисов В.М. // Изв. вузов. Стр-во и архит. – 1984. – №2. – С. 23-27.
117. Монтгомери Д.К. Планирование эксперимента и анализ данных / Монтгомери Д.К. – Ленингр.: Судостроение, 1980. – 384 с.
118. Морин А.Л. Исследование внецентренно сжатых элементов из бетона высоких марок / Морин А.Л. // Бетон и железобетон. – 1974. – №1. – С. 39-41.
119. Морин А.Л. Исследования несущей способности и деформативности внецентренно сжатых железобетонных элементов из высокопрочного бетона: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: спец. 480 «Строительные конструкции» / Морин А.Л.– Киев, 1969. – 18 с.
120. Москвин В. М. Коррозия бетонных и железобетонных конструкций / Москвин В. М. – М., Стройиздат, 1980. – 536.
121. Налимов В.В. Логические основания планирования эксперимента / Налимов В.В., Голикова Т.И. – М.: Металлургия, 1981. – 152 с.
122. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – [Чинний від 1997-11-27]. – К.: Держ. комітет буд-ва, архіт. та житлової політики України, Держнаглядохоронпраці України, 1997. – 145с.
123. Нурмаганбетов Е.К. Поперечный изгиб сжатых стержневых элементов / Нурмаганбетов Е.К. // Бетон и железобетон. – 1992. – №6. – С.17-19.
124. Онуфриев Н. М. Исправление дефектов изготовления и монтажа сборных конструкций промышленных зданий / Онуфриев Н. М. – Ленингр.: Стройиздат, 1971. – 159 с.
125. Онуфриев, Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений / Онуфриев. Н.М. – Ленингр.: Стройиздат, 1965. – 342 с.
126. Отсмаа В.А. Прочность сжатых железобетонных колонн по наклонным сечениям / Отсмаа В.А. // Бетон и железобетон. – 1992. – №9. – С.20-21.

127. Павліков А.М. Міцність навскісно стиснутих елементів у за критичній стадії / Павліков А.М. // Будівельні конструкції: збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2006.– Вип. 65. – С. 166-171.
128. Павліков А.М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косо завантажених залізобетонних елементів у за критичній стадії / Павліков А.М. – Полтава: ПолтНТУ, 2007. –259 с.
129. Пахомов Р.І. Міцність косо стиснутих залізобетонних елементів з урахуванням не лінійності деформування бетону: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 «Будівельні конструкції»/ Пахомов Р.І.– Полтава, 2007. – 21 с.
130. Першаков В.Н. Несущая способность коротких неармированных керамзитобетонных колонн при сжатии / Першаков В.Н. // Бетон и железобетон. – 1975. – №10. – С.36-37.
131. Пецольт Т.М. Расчет усиления железобетонных конструкций, эксплуатируемых строительных сооружений / Перцольт Т.М., Лазовский Д.Н. // Бетон и железобетон. – 1999. – №1. – С.11-14.
132. Пирадов А.Б. К расчету несущей способности внецентренно сжатых элементов / Пирадов А.Б., Аробелидзе В.И., Хуцишвили Т.Г. //Бетон и железобетон. – 1986. – №1. – С. 43-44.
133. Пирадов А.Б. Напряженно-деформированное состояние внецентренно сжатых элементов / Пирадов А.Б., Аробелидзе В.И., Хуцишвили Т.Г. //Бетон и железобетон. – 1988. – №2. – С. 28-29.
134. а Г.Н. Влияние макроструктуры бетона на процессы деформирования и разрушения при сжатии / Писанко Г.Н., Щербаков Е.Н., Хубова Н.Г. // Бетон и железобетон. – 1972. – №8. – С.31-33.
135. Плевков В.С. Прочность железобетонных колонн пространственно работающих каркасов зданий при динамических воздействиях / Плевков В.С., Балдин И.В., Балдин С.В., Саркисов Д.Ю., Гончаров М.Е. // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения. Материалы международных академических чтений. – Курск, 2007. – С. 123-126.
136. Плевков В.С. Расчет железобетонных элементов при косом внецентренном кратковременном динамическом сжатии, растяжении и изгибе с учетом теории поверхностей относительного сопротивления по прочности и трещиностойкости по программе JVK-MMN / Плевков В.С., Балдин И.В., Саркисов Д.Ю. // Томск. гос. архит.-строит. ун-т – Томск, – Рус. -Деп. в ВИНТИ, 2005. –29 с.
137. Плевков В.С., Саркисов Д.Ю. Динамическая прочность железобетонных элементов при косом внецентренном сжатии // Научные труды общества железобетонщиков Сибири и Урала, 2005.– №8. – С. 113-115.
138. Подвальный А. М. О классификации видов коррозии бетона / Подвальный А. М. //Бетон и железобетон. – 2004. – №2. – С.23-27.
139. Подвальный А. М. Физико-химическая механика – основа научных представлений о коррозии бетона и железобетона / Подвальный А. М. // Бетон и железобетон. – 2000. –№5. – С.22-29.

140. Попеско А. Н. Инженерный метод расчета усиленных железобетонных стержней с коррозионными повреждениями / Попеско А. Н., Анцигин О. Н. //Бетон и железобетон. – 2006. – №2. – С.11-13.
141. Попеско А. Н. Модель расчета железобетонных конструкций с коррозионными повреждениями / Попеско А. Н., Анцигин О. Н., Дайлов А.А. //Бетон и железобетон. – 2009. – №2. – С.17-20.
142. Попеско А. Н. Численный расчет железобетонных стержней при коррозионных воздействиях / Попеско А. Н. //Бетон и железобетон. – 2007. – №3. – С. 25-27.
143. Попов Н.Н. Внецентренно сжатые элементы с продольной высокопрочной арматурой при статическом и динамическом нагружении / Попов Н.Н. //Бетон и железобетон. – 1990. – №10. – С. 32-34.
144. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84), М.: Госстрой СССР, 1986. – 194с.
145. Правила утримання жилих будинків та прибудинкових територій. Наказ Держком України з питань ЖКГ № 76 від 17.05.2005 . – [Чинний від 2006-02-02]. – 60с.
146. Рабинович Е.А. Усиление колонн реконструируемых зданий железобетонными обоймами / Рабинович Е.А., Подлегаев И.М, Царин А.В., Табачишин Я.И., Вишняков Л. И. // Бетон и железобетон. – 1987. – №4. – С.14-15.
147. Редкин А.В. Определение некоторых физико-механических характеристик бетона и арматуры в сжатой зоне сечения косо-сжатого железобетонного элемента в предельном состоянии. – В кн.: Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформаций, и их внедрение в сельскохозяйственное строительство. Тез. докл. респ. конф./ Редкин А.В. – Полтава, 1982.– С. 72-73.
148. Редкин А.В. Определение углов наклона нейтральной линии и плоскости прогибов косо-сжатых элементов различной гибкости с напрягаемой и ненапрягаемой высокопрочной арматурой в предельном состоянии. – В кн.: Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформаций, и их внедрение в сельскохозяйственное строительство. Тез. докл. респ. конф./ Редкин А.В., Жигилий С.М. – Полтава, 1982. – с. 74-75.
149. Ренский А.Б. Тензометрирование строительных конструкций и материалов / Ренский А.Б., Баранов Д.С., Макаров Р.А. – М.: Стройиздат, 1977. – 239 с.
150. Рискинд Б.Я. Прочность сжатых железобетонных стоек с термически упрочненной арматурой / Рискинд Б.Я. // Бетон и железобетон. – 1972. – №11. – С.31-33.
151. Роговий С.І. До оцінки переармування залізобетонних елементів, стиснутих із малими ексцентриситетами / Роговий С.І., Пахомов Р.І. //Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Вип. 7. – Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 2001. – С.54–57.

152. Роговой С.И. Нелинейное деформирование в теории железобетона и расчет прочности нормальных сечений / Роговой С.И. – Полтава: ПНТУ, 2002. – 183 с.
153. Роговой С.И. Определение критического эксцентриситета, соответствующего пределу текучести растянутой арматуры, при внецентренном сжатии / Роговой С.И. // Коммунальное хозяйство городов. – К: Техника, 2001. – Вып.30. – С. 105-108.
154. Роговой С.И. Оценка напряженно-деформированного состояния нормального сечения при малых эксцентриситетах, не превышающих размеров ядра сечения / Роговой С.И., Пахомов Р.И. // Науковий вісник будівництва: Зб. наук. пр. – Х.: ХДТУБА ХОТВ АБУ, 2001. – Вип.14. – С.283-287.
155. Роговой С.И. Оценка прочности нормального сечения железобетонных элементов в общем случае внецентренного сжатия с использованием деформационной модели / Роговой С.И., Пахомов Р.И. // Бетон и железобетон в Украине. – 2006. – №4. – С. 2-8.
156. Роговой С.И. Расчет несущей способности элементов при косом внецентренном сжатии / Роговой С.И., Губий Н.Н. // Бетон и железобетон. – 1993. – №8. – С.23-24.
157. Ромашко В.М. Деформування бетону та арматури косостиснутих елементів при дії мало циклових навантажень / Ромашко В.М., Гомон С.С. // Будівельні конструкції: збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2006. – Вип. 65. – С. 187-192.
158. Рубен Г.К. Описание напряженно-деформированного состояния нормальных сечений изгибаемых элементов на основе полных аналитических диаграмм « σ – ε » материалов/ Рубен Г.К. // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. – Ростов-на-Дону, 1996. – С.15-25.
159. Руденко В.В. Работа внецентренно-сжатых элементов / Руденко В.В. // Бетон и железобетон. – 1981. – №10. – С. 5-6.
160. Руденко В.В. Расчет сечений внецентренно сжатых элементов / Руденко В.В. // Бетон и железобетон. – 1985. – №10. – С. 29-30.
161. Руфферт Г. Дефекты бетонных конструкций / Руфферт Г.; пер. с нем. Зеленцова И.Г. – М.: Стройиздат – 1987. – 111с.
162. Рюш Г. Исследование работы изгибаемых элементов с учетом упругопластических деформаций // Материалы международного совещания по расчету строительных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1961. – С.183-189.
163. Савицкий Н.В. Диагностика железобетонных конструкций с использованием логико-вероятностных методов / Савицкий Н.В., Шевченко Т.Ю., Худолей Е. Ю. // Будівельні конструкції: збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2005. – Том 2. – С. 288-291.
164. Савйовский В.В. Оценка технического состояния строительных конструкций реконструируемых зданий / Савйовский В.В. – Харьков, 2000. – с. 209.

165. Сапожников Н.Я. Надежность сжатых элементов и её нормирование для железобетонных конструкций / Сапожников Н.Я. // Бетон и железобетон. – 1988. – №11. – С.18-20.
166. Саркисов Д.Ю. Программа расчета железобетонных элементов при косом внецентренном статическом и кратковременном динамическом сжатии, растяжении и изгибе // Знания, умения, навыки – путь к созданию новых инженерных решений. Университетская научно-практическая конференция студентов, аспирантов и молодых ученых, посвященная 100-летию со дня рождения Никитина Н. В., выдающегося российского инженера и ученого в области строительных конструкций. – Томск: Изд-во Томского политех. ун-та, 2007. – С. 69-71.
167. Саркисов Д.Ю. Прочность и деформативность железобетонных элементов прямоугольного сечения при косом внецентренном кратковременном динамическом сжатии, растяжении и изгибе / Саркисов Д.Ю. // Вестник ТГАСУ.–2008. – № 3. – С. 134-143.
168. Саркисов Д.Ю. Экспериментальные исследования железобетонных элементов при косом внецентренном кратковременном динамическом сжатии // Состояние современной строительной науки, V международная научно-практическая интернет-конференция, Сборник научных трудов. – Полтава, 2007.– С. 146-149.
169. Семко О. В. Надійність сталевих і сталебетонних стійок із швелерів з корозійними пошкодженнями / Семко О. В., Гасенко А. В. // Будівельні конструкції: збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2008.– Вип. 70. – с. 260-268.
170. Сигалов Э.Е. К определению осредненной жесткости железобетонных внецентренно сжатых стоек с учетом трещин в растянутых зонах / Сигалов Э.Е., Протасов В.А. //Бетон и железобетон. – 1971. – №2. – С. 34-36.
171. Слезингер И.Н.Определение несущей способности железобетонных стоек / Слезингер И.Н., Блох Е.О. // Бетон и железобетон. – 1987. – №2. – С.33-34.
172. Смирнов Н.В. К расчету центрально сжатых железобетонных элементов / Смирнов Н.В., Гамаюнов В.И. // Бетон и железобетон. – 1973. – №11. – С.34-36.
173. Стеблянюк Л.В. Міцність несучих стін залізобетонних баштових споруд при наявності дефектів і пошкоджень: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции» / Стеблянюк Л.В. – Макіївка, 2001. – 19 с.
174. Таль К.Э. О деформативности бетона при сжатии / К.Э. Таль // Сб.науч.тр. Исследование прочности, пластичности и ползучести строительных материалов –М.: Стройиздат, 1955. – С.202-207.
175. Тамразян А. Г. Влияние реологических свойств структуры на долговечность бетона / Тамразян А. Г., Хетагуров А. Т. // Бетон и железобетон. – 2001. – №5. – С. 4-5.

176. Техническая диагностика. Термины и определения. ГОСТ 20911-89. – [Чинний від 1991- 01- 01]. – М.: ГК СССР по управлению качеством продукции и стандартам. – 1989. – 13 с.
177. Торяник М.С. Косое внецентренное сжатие и косой изгиб в железобетоне / Торяник М.С. – К.: Госстройиздат УССР, 1961. – 156 с.
178. Торяник М.С. Прочность и деформативность железобетонных балок, разрушающихся по наклонной трещине / Торяник М.С., Митрофанов В.П. // Бетон и железобетон. – 1970. - №2. – С. 39-41.
179. Торяник М.С. Расчет железобетонных элементов двутаврового сечения на косое внецентренное сжатие с малыми эксцентриситетами / Торяник М.С., Вахненко П.Ф. // Бетон и железобетон. – 1968. – №6. – С. 44-47.
180. Торяник М.С. Экспериментально-теоретические исследования обычных и предварительно напряженных железобетонных элементов при некоторых сложных деформациях / Торяник М.С., Фалеев Л.В., Сердюк Л.И. // Строительные конструкции. – 1972. – Вып. 19. – С. 119-124.
181. Тьерри Ю. Ремонт зданий и усиление конструкций / Тьерри Ю., Залески С.; пер. с пол. Ю. Тьерри – М.: Стройиздат, 1975. – 175 с.
182. Узун И.А. Расчет параметров напряженно-деформированного состояния внецентренно сжатых элементов с применением деформационной модели / Узун И.А., Мишутин Ю.В., Дорожкин В.В. // Будівельні конструкції. – 2003. – Вип.59, Кн.1. – С. 239-244.
183. Уткин В.С. Определение надежности железобетонных элементов при центральном сжатии возможным методом / Уткин В.С. // Бетон и железобетон. – 1998. – №3. – С.18.
184. Физдель И. А. Дефекты бетонных, каменных и других строительных конструкций и методы их устранения / Физдель И.А. – М.: Госстройиздат, 1961. – 224 с.
185. Физдель И. А. Дефекты в конструкциях, сооружениях и методы их устранения / Физдель И. А. – М.: Стройиздат, 1987. – 336 с.
186. Физдель И.А. Дефекты и методы их устранения в конструкциях и сооружениях / Физдель И.А. – М.: Стройиздат, 1970. – 140 с.
187. Фомица Л.Н. Контроль напряженного состояния сжатых элементов железобетонных конструкций / Фомица Л.Н. // Бетон и железобетон. – 1986. – №4. – С.19-21.
188. Хміль Р.С. Міцність, деформативність, тріщиностійкість залізобетонних балок при дії агресивного середовища: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 «Будівельні конструкції»/ Хміль Р.С. – Львів, 2003. – 20 с.
189. Ходжаев А.А. Поведение колонн различной конструкции при повторных нагружениях / Ходжаев А.А. // Бетон и железобетон. – 1996. – №5. – С.14-15.
190. Холмянский М.М. О процессе деформирования бетона и развития одиночных поперечных трещин или разрезов при внецентренном сжатии бетонных элементов / Холмянский М.М. // Бетон и железобетон. – 1998. – №3. – С. 15-17.

191. Холмянский М.М. О процессе деформирования бетона и развития одиночных поперечных трещин или разрезов при внецентренном сжатии бетонных элементов*/ Холмянский М.М. // Бетон и железобетон. – 1998. – №4. – С. 25-27.
192. Худолей С. Ю. Діагностика та оцінка технічного стану залізобетонних конструкцій на основі вибіркового контролю: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 «Будівельні конструкції»/ Худолей С. Ю. – Дніпропетровськ, 2004. – 16 с.
193. Чемпион С. Дефекты и ремонт бетонных и железобетонных сооружений / Чемпион С.– М: Стройиздат, 1967. – 152с.
194. Чихаладзе Э.Д. Расчет сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при осевом сжатии / Чихаладзе Э.Д. // Бетон и железобетон. – 1993. – №1. – С.13-15.
195. Шатохин В.И. Изгиб и внецентренное сжатие железобетонных стержней с двойной арматурой при длительном действии эксплуатационных нагрузок: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции»/ Шатохин В.И.– Одесса, 1966 – 16 с.
196. Шестаков Л.П. Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения / Шестаков Л.П., Крылов М.С. //Бетон и железобетон. – 1988. – №1. – С. 28-29.
197. Щелкунов В.Г. Напряженно-деформируемое состояние сжатого бетона и железобетона / Щелкунов В.Г. – К.: Вища школа, 1983. – 156 с.
198. Ягунов Б. А. Жесткость и прогибы балочных железобетонных конструкций, поврежденных коррозией / Ягунов Б. А., Мигаль Р. Е. // Бетон и железобетон. – 2010. – №5. – С.24-27.
199. Ягунов Б. А. К вопросу о силовом сопротивлении железобетона, поврежденного химкоррозией / Ягунов Б. А., Иванов А.А. // Бетон и железобетон. – 2010. – №4. – С. 22-26.
200. Ягунов Б. А. Расчетные предпосылки комплексной оценки силового сопротивления железобетонных конструкций при интенсивных коррозионных воздействиях / Ягунов Б. А. // Бетон и железобетон. – 2008. – №3. – С.16-18.
201. Ягунов Б.А. К вопросу об усилении железобетонных конструкций / Ягунов Б.А., Степанова В.Ф., Бондаренко В.М. // Бетон и железобетон. – 2008. – №4. – С.17-21.
202. Яковлев С.К. Работа внецентренно сжатых бетонных элементов при повторном статическом нагружении / Яковлев С.К. //Бетон и железобетон. – 1992. – №8. – С. 21-22.
203. Яременко А.Ф. К расчету железобетонных плит с трещинами при длительном действии нагрузок // Строительные конструкции. – К.: Будівельник, 1971. – Вып.18. – С.68 - 79.
204. Яременко А.Ф. Кратковременная и длительная прочность растянуто-сжатых дисков с трещинами /Яременко А.Ф., Гопшенко В.С.// Бетон и железобетон, 1986. – Вып.12. – С.23-24.

205. Яременко А.Ф. Длительное деформирование железобетонных дисков с трещинами /Яременко А.Ф., Мельник А.Я. // Строительные конструкции. – К.: Будівельник, 1970. – Вып.35. – с.40-44.
206. Яшин А.В. О некоторых деформативных особенностях бетона при сжатии / Яшин А.В. //Теория железобетона. – М.: Стройиздат, 1972. – С.131-137.
207. Яшин А.В. Особенности деформаций бетона и железобетона и использование ЭВМ для оценки их влияния на поведение конструкции / Яшин А.В. – М.: Стройиздат, 1969. – С.38-76.
208. Яшин А.В. Теория прочности и деформаций бетона с учетом его структурных изменений и длительности нагружения / Яшин А.В. // Новые исследования элементов железобетонных конструкций при различных предельных состояниях. – М.: НИИЖБ, 1962. – С.102-104.
209. Allan M.L. Probability of corrosion induced cracking in reinforced concrete // Cement and concrete research. – 1995. – № 6. – pp. 1179-1190.
210. Anclade C. Cover cracking as a function of bar corrosion: Part I – Experimental test / Anclade C., Alonso C., Molina F.J // Materials and Structures. – 1993. – №26. –pp. 435-464.
211. Arya C. Influence of crack frequency on reinforcement corrosion in concrete / Arya C., Ofori-Darko F.K. // Cement and Concrete Research. –1996. –№3. – pp. 345-353.
212. Böttcher J. Rekonstruktion von jahrzehntealten Bauwerken in der chemischen Industrie / Böttcher J. // Bauplanung – Bautechnik. – 1984. – №3. – S. 99-100.
213. CEB-FIP Model Code 1990. // Bulletin d'information. Jfc 213/214. –Lausanne, 1993. – 437 p.
214. Emmons P.H. Strengthening concrete structures, Part II. / Emmons P.H., Vaysburd A.M., Thomas J. // Concrete International. –1998. –№4. – pp. 56-60.
215. Frangopol D.M. Reliability of reinforced concrete girders under corrosion attack / Frangopol D.M., Lin K.Y., Estes A.C. // J. Struct. Engrg. ASCE. – 1997. – № 123 (3). – pp. 286-297.
216. Fu X. Effect of corrosion on the bond between concrete and steel rebar / Fu X., Chung D.D.L. // Cement and concrete research. – 1997. – № 12. –pp. 1811-1815.
217. Hammann D.A. Steel Corrosion in Concrete // Materials Protection. – 1967. – № 425. – pp. 19-23.
218. Hirne W.G. The corrosion of steel-random thoughts and wishful thinking // Concrete International. – 1993. –№ 10. – pp. 54-57.
219. Kubicki J. Wpływ korozji stali zbrojeniowej na trwałość konstrukcji żelbetowych / Kubicki J., Zybura A. // Ochrona przed Korozją. – 1998.–№ 6. – pp. 154-161.
220. Kys K. Ermittlung des physischen Zustandes von Stahlbetonkonstruktionen / Kys K.// Bauplanung – Bautechnik. – 1980. – №10. – S. 447-450.
221. Polder R.B. Electrochemical chloride removal from concrete prisms containing chloride penetrated from sea water // Construction and Building Materials. –1996. –№ 1.– pp. 83-88.

222. Riedel W. Betonzusatzmittel und ihr Einfluß auf die Korrosionsbeständigkeit von Zementmörteln / Riedel W., Liebezeit, J.// Baustoffindustrie. – 1976. – №19. – S. 11-15.
223. Riedel W. Die Korrosionsbeständigkeit von Zementen und Betonen in Magnesiumsulfat- und Magnesiumchloridlösungen / Riedel W. // Promotion, Dissertationsschrift, Hochschule für Bauwesen. – Leipzig, 1972.
224. Riedel W. Verfahren zur Erhöhung des Korrosionsschutzes von Beton / Riedel W.// Bauplanung – Bautechnik. – 1978. – №6.– S. 11-13.
225. Scholz E. Beitrag zur korrosionsschutztechnischen Klassifikation Müßiger aggressiver Medien in der Landwirtschaft / Scholz E. // Bauplanung – Bautechnik. – 1978. - №2.– S. 13-14.
226. Suchan M. Odporność korozyjna zbrojenia oraz ocean ubytków korozyjnych w konstrukcjach żelbetowych // Konferencja Naukowo-Techniczna „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji”.– Ustroń, 1998. – pp. 249-261.
227. Sues R.H. Stochastic seismic performance evaluation of structures / Sues R.H., Wen Y.-R., Ang A.H.-S. // Proceedings of the Eighth World conference on Earthquake Engineering – Englewood Cliffs; Prentice-Hall, INC/ 1984; vol. 1. – pp. 377-384.
228. Suzuki K. Mechanism of steel corrosion in cracked concrete / Suzuki K., Ohono Y., Prapartanatorn S., Tamura H. // Proc. of 3rd SCI Int. Symposium on Corrosion of Reinforced Concrete, Elsevier Applied Science, London-New York, 1990. – pp. 12-28.
229. Tsukamoto M. Untersuchung zur Durchlassigkeit von faserfreien und faserverstärkten betonbauteilen mit trennrissen. – Berlin, 1994. – 84 p.
230. Wawrusiewicz A. Ocena stanu korosyjnego zbrojenia betonowych obiektów mostowych w ciągu autostrady. XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane“, Szczecin-Międzyzdroje, 1997. – pp. 59-66.

**Клименко Евгений Владимирович
Крутько Татьяна Анатолиевна**

Работа поврежденных железобетонных колонн

Монография
(російською мовою)

Підписано до друку 13.10.2014 р. . Формат 60x84 1/16.
Ум. друк. арк. 8,02. Зам. № 14-315.
Наклад 300 прим. Друк-різографія.

ISBN978-617-7195-09-1

Видавець і виготовлювач:

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Свідоцтво ДК № 4515 від 01.04.2013 р.

Україна, 65029, м. Одеса, вул. Дідріхсона, 4.
Тел.: (048) 723 63 21. E-mail: t.tipografiya@mail.ru



***Клименко
Евгений Владимирович***

Доктор технических наук, профессор, Заслуженный деятель науки и техники Украины, заведующий кафедрой «Строительные конструкции» Одесской государственной академии строительства и архитектуры.



***Крутько
Татьяна Анатольевна***

Магистр строительства.