

Конструкции специального
назначения на основе каучукового
бетона

МОНОГРАФИЯ

Ю.М. БОРИСОВ, Ю.Б. ПОТАПОВ,
Д.Е. БАРАБАШ, А.Э. ПОЛИКУТИН,
Д.В. ПАНФИЛОВ, С.А.ПИНАЕВ

Воронеж 2013

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Воронежский государственный архитектурно-строительный университет»

**Конструкции специального назначения на основе
каучукового бетона**

Монография

Воронеж 2013

УДК 624.01-036.4

ББК

К 65

Рецензенты:

Е.В. Королев, д.т.н., профессор, проректор ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет» по учебной работе

В.Т. Перцев, д.т.н., профессор, профессор кафедры технологии строительных материалов, изделий и конструкций

Конструкции специального назначения на основе каучукового бетона: монография / Ю.М. Борисов и др. – Воронежский ГАСУ – Воронеж 2013 – 54 с.

Монография посвящена проблеме проектирования, расчета и полимерных материалов на основе каучукового бетона и предназначена для научных работников, инженеров строителей, специалистов в области полимерных материалов. Основана на научных исследованиях, проведенных сотрудниками Воронежского ГАСУ под руководством профессора Ю.М.Борисова.

Авторский коллектив:

Борисов Юрий Михайлович, д.т.н., профессор, ректор Воронежского ГАСУ

Потапов Юрий Борисович, д.т.н., профессор кафедры строительных конструкций, оснований и фундаментов Воронежского ГАСУ

Барабаш Дмитрий Евгеньевич, д.т.н., профессор кафедры строительных конструкций, оснований и фундаментов Воронежского ГАСУ

Поликутин Алексей Эдуардович, к.т.н., доцент кафедры строительных конструкций, оснований и фундаментов Воронежского ГАСУ

Панфилов Дмитрий Вячеславович, к.т.н., доцент, заведующий кафедрой строительных конструкций, оснований и фундаментов Воронежского ГАСУ

Пинаев Сергей Александрович, к.т.н., доцент кафедры строительных конструкций, оснований и фундаментов Воронежского ГАСУ

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
1. КАУЧУКОВЫЕ БЕТОНЫ (КАУТОНЫ).....	6
2. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ	9
2.1. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ИЗ КАУТОНА	9
2.1.1. Прочность наклонных сечений из каутона.....	10
2.1.2. Трещиностойкость наклонных сечений каутоновых элементов	16
2.2. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ИЗ ФИБРОКАУТОНА.....	23
2.2.1. Прочность нормальных сечений фиброкаутоновых элементов	23
2.2.2. Трещиностойкость нормальных сечений фиброкаутоновых элементов	31
2.3. ДВУХСЛОЙНЫЕ КАУТОНО-БЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ	33
2.3.1. Прочность нормальных сечений каутоно-бетонных элементов.....	34
2.3.2. Трещиностойкость нормальных сечений каутоно-бетонных элементов	37
3. СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ.....	40
3.1. Расчет несущей способности сжатых элементов из каутона.....	40
3.2. Расчет трещиностойкости сжатых элементов из каутона.....	48
4. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ ЭЛЕМЕНТОВ	
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ КАУТОНА.....	50
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	51
Библиографический список.....	52

Введение

Обеспечение сохранности зданий и сооружений в течение заданного срока эксплуатации, увеличение межремонтного периода и надежности строительных конструкций является одним из главных направлений повышения эффективности капитальных вложений в условиях рыночных отношений. Элементы строительных конструкций часто работают в сложных условиях под воздействием агрессивных сред различного характера, при этом применение традиционных материалов (железобетона и стали) без дополнительных мер защиты неэффективно. Перспективным путем решения данной проблемы является выполнение таких конструкций из эффективных композиционных материалов, например, полимербетонов – материалов, у которых в качестве связующего используют полимеры различной природы.

В практике строительства широкое применение получили полимербетоны на основе фурановых, эпоксидных, полиэфирных, карбамидных и других смол. Однако промышленное производство этих смол в России за последние годы резко сократилось, либо оказалось полностью за пределами государства (фурановые), в результате чего стоимость их резко возросла. В этой ситуации решение вопросов, связанных с защитой строительных конструкций от агрессивного воздействия среды возможно при применении альтернативных видов промышленно выпускаемых полимеров, например, диеновых олигомеров, принадлежащих к классу жидких каучуков.

1. КАУЧУКОВЫЕ БЕТОНЫ (КАУТОНЫ)

К классу новейших видов композиционных материалов, связующим для которых служат полимеры, относят разработанные в Воронежском государственном архитектурно-строительном университете под руководством проф. Потапова Ю.Б. каучуковые бетоны – каутоны. В каутонах в качестве связующего используют олигодиены (диеновые углеводороды различной микроструктуры), принадлежащие к классу жидких каучуков и способные под воздействием специально подобранных отверждающих систем образовывать пространственно сшитые полимеры. Следует отметить, что жидкие каучуки выпускаются отечественными и зарубежными предприятиями в постоянно увеличивающихся объемах. Это делает их перспективным, бездефицитным и в сравнении с используемыми в производстве полимербетонов смолами более дешевым сырьем.

В каутонах первых составов в качестве связующего использовали отечественный полибутадиеновый каучук марки СКДН-Н. В результате проведенных исследований было определено количественное содержание компонентов вулканизирующей системы для матрицы каучукового бетона, найдено оптимальное содержание вулканизатора, ускорителя и активатора. На уровне каучукового связующего выявлено качественное влияние вида наполнителя на свойства каучукового бетона, а также установлены границы количества наполнителя в составе каутона и его влияние на физико-механические характеристики каучукового связующего. Были проведены исследования каутона на химическую стойкость, которые показали, что каутон обладает практически универсальной химической стойкостью. Определены основные технологические параметры, режимы изготовления изделий и конструкций из каутона.

При дальнейшем исследовании каутона на основе каучука марки СКДН-Н, выявлено влияние наполнителей различной природы, в том числе техногенных отходов, на структуру и свойства каутона. Для исследованных составов каутона получены значения прочности при сжатии – 93 МПа, прочность на растяжение при изгибе – 22 МПа, модуль упругости – 19200 МПа, коэффициент Пуассона – 0,2...0,3. Установлено, что при длительном действии сжимающей нагрузки при уровне напряжения, составляющего 72...76 % от кратковременной прочности, разрушение не наступает, то есть каутон на основе каучука марки СКДН-Н обладает затухающей ползучестью и может использоваться как конструкционный материал.

Разработаны и исследованы каутоны на основе жидкого каучука марки ЭСКДП-Н (сополимер бутадиена с пипериленом) для оперативного ремонта аэродромных покрытий. В ходе проводимых исследований определен состав

полимерной матрицы композиции и установлены ее прочность при сжатии 25,5 МПа и прочность на растяжение 5,3 МПа. Определены границы термостойкости.

Решая задачу расширения ассортимента низкомолекулярных каучуков, применяемых при производстве высокопрочных и химически стойких изделий и конструкций, были разработаны и исследованы эффективные композиты на основе полибутадиенового олигомера смешанной микроструктуры марки ПБН.

Для композитов на основе каучука ПБН разработана и исследована каучуковая матрица. Изучено влияние количества вводимого в композицию каучука. Установлено, что эффективные границы его содержания находятся в пределах (8...11) % по массе. Доказана эффективность наполнения каучукового связующего техногенными отходами.

Разработан и исследован каучуковый бетон – каутон ПБН. Получены его прочностные характеристики при: сжатии 103,0 МПа, изгибе 27,2 МПа и растяжении 19,5 МПа, а также модуль деформации при сжатии – 27200 МПа; изгибе – 22500 МПа и коэффициент Пуассона – 0,27.

Изучена коррозионная стойкость каутона и установлены коэффициенты химической стойкости в воде (1,0), водном растворе едкого натрия (0,97), а также кислот: серной (0,95), соляной (0,81), азотной (0,81), молочной (0,95).

Экспериментально доказана возможность создания на основе каутона ПБН армированных изделий и конструкций.

Изучена сопротивляемость каутона ПБН длительно приложенным сжимающим нагрузкам, получены кривые ползучести образцов каутона при сжатии, графики зависимости полных деформаций от напряжений, определены значения коэффициента длительности ($k_{дл} = 0,77...0,78$), нормативные и расчетные характеристики с учетом длительного приложения нагрузки.

Сравнительный анализ основных физико-механических и химических характеристик каутонов ЭСКДП-Н, СКДН-Н и ПБН показывает, что показатели последних значительно выше. Объясняется это главным образом различной природой применяемого каучука и разными принципами его структурообразования. Физико-механические и химические характеристики каутонов на основе жидких каучуков марок ЭСКДП-Н, СКДН-Н и ПБН приведены в табл.1.

С учетом комплекса факторов представляется наиболее перспективным к применению в строительстве каутон на основе полибутадиенового олигомера смешанной микроструктуры марки ПБН. В пользу данного выбора говорит также и тот факт, что ПБН промышленно выпускается заводом синтетического каучука СК-2 г. Воронежа, то есть данный каучук для нашего региона является местным сырьем.

Дальнейшим шагом в развитии вновь созданных строительных материалов является разработка на их основе высокоэффективных строительных конструкций и изделий. Следует отметить незначительный объем исследований направленных на изучение элементов и конструкций, выполненных из каутона. Имеющиеся работы посвящены изучению совместной работы каутона и арматуры, исследованию коротких центрально и внецентренно сжатых элементов, а также исследованию прочности, трещиностойкости и деформативности нормальных и наклонных сечений изгибаемых элементов. Также проведены исследования гибких сжатых дисперсно- армированных каутоновых элементов.

Таблица 1

Физико-механические и химические характеристики каутонов

Свойства	Показатели каутонов		
	ПБН	СКДН-Н	ЭСКДП-Н
Прочность при сжатии, МПа	60...120	76,9...100,3	25,5
Прочность при растяжении, МПа	8...25	13...18	5,5
Модуль упругости, $\times 10^4$ МПа	1,2...3,5	1,5...1,8	–
Коэффициент длительности при сжатии	0,77...0,78	0,72...0,76	–
Коэффициент Пуассона	0,18...0,35	0,2...0,3	–
Теплостойкость, °С	90...100	100...110	–
Морозостойкость, число циклов замораживания – оттаивания, не менее	500	500	300
Истираемость, г/см ²	0,15...0,5	0,25...0,79	0,2
Водопоглощение, мас. %	0,05	0,05	1,5
Усадка, мм/м	0,17...0,21	–	0

Коэффициент химической стойкости в:			
воде	1,0	1,0	—
30%-ном растворе серной кислоты	0,95	0,95	—
5%-ном растворе соляной кислоты	0,81	—	—
3%-ном растворе азотной кислоты	0,81	0,8	—
10%-ном растворе молочной кислоты	0,95	—	—
10%-ном растворе едкого натрия	0,97	0,95	—

2. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

2.1. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ИЗ КАУТОНА

Предварительные исследования показали, что на основе каутонов возможно создание высокоэффективных армированных строительных конструкций. Однако их внедрению в производство должны предшествовать исследования, направленные на изучение работы армокаутонa при разных эксплуатационных режимах и напряженно-деформированном состоянии. В частности, необходимым для гарантии работоспособности изгибаемых строительных конструкций, выполненных из любого вида бетона, является изучение работы их наклонных сечений. Правомерно это и для конструкций из каутонa. В связи с этим нами были проведены исследования прочности и трещиностойкости наклонных сечений изгибаемых элементов, выполненных из каутонa с целью обеспечения возможности их расчета.

На данный момент проведено большое количество исследований и разработано определенное количество методов расчета, посвященных наклонным сечениям изгибаемых элементов. Однако, все существующие наработки в этой области непригодны для выполнения расчета наклонных сечений изгибаемых элементов, выполненных из каутонa.

Обобщение результатов исследований многих авторов свидетельствует об отсутствии научной проработки положений в области расчета наклонных сечений изгибаемых элементов, выполненных из каутонa. В связи с этим возникает необходимость в корректировке существующих с целью применения их для каутоновых изгибаемых элементов.

За основу был взят метод расчета, заложенный в нормах для железобетонных конструкций.

2.1.1. Прочность наклонных сечений из каутона

Прочность наклонных сечений изгибаемых элементов с ненапрягаемой арматурой зависит от многих факторов: вида материала, продольного и поперечного армирования, относительного пролета среза.

Ниже рассматривается влияние каждого из перечисленных факторов на прочность наклонных сечений изгибаемых каутоновых элементов, и даются на основе проведенных экспериментов рекомендации по их учету при расчете наклонных сечений каутона на поперечную силу.

При расчете несущей способности изгибаемых железобетонных элементов по методике СНиП 2.03.01-84* физико-механические свойства материала учитываются коэффициентами φ_{b2} и φ_{b4} . В связи с этим для изучения применимости данного метода к расчету изгибаемых элементов, выполненных из каутона, определяли коэффициенты φ_{b2} и φ_{b4} с учетом существующих особенностей в физико-механических свойствах каутона.

Значения экспериментальных коэффициентов φ_{b2}^{exp} и φ_{b4}^{exp} для каутона определяли по опытным предельным поперечным силам. Значения коэффициента φ_{b2}^{exp} определяли, решая обратную задачу по следующей методике. Сначала находили усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S}, \quad (2.1)$$

где R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры; A_{sw} – площадь регулярно размещенной вдоль конструкции поперечной арматуры на участке длиной S ; S – расстояние между поперечной арматурой.

Затем определяли поперечную силу, воспринимаемую поперечными стержнями:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c, \quad (2.2)$$

где c – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента.

И вычисляли экспериментальное значение поперечной силы Q_k^{exp} , воспринимаемой каутоном по формуле:

$$Q_k^{exp} = Q^{exp} - Q_{sw}. \quad (2.3)$$

После этого экспериментальное значение коэффициента φ_{b2}^{exp} определяли по формуле:

$$\varphi_{b2}^{\text{exp}} = \frac{Q_k^{\text{exp}} \cdot c}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}, \quad (2.4)$$

а значения $\varphi_{b4}^{\text{exp}}$ находили из выражения:

$$\varphi_{b4}^{\text{exp}} = \frac{Q_k^{\text{exp}} \cdot c}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}. \quad (2.5)$$

Установлено, что значения указанных коэффициентов для каутоновых балок с продольной арматурой класса А-V и без поперечной арматуры оказались самыми высокими. Применение продольной арматуры класса А-III ведет к уменьшению коэффициентов $\varphi_{b2}^{\text{exp}}$ и $\varphi_{b4}^{\text{exp}}$. Кроме того, значение данных коэффициентов зависит от величины пролета среза. При его увеличении в балках с поперечной арматурой коэффициент $\varphi_{b2}^{\text{exp}}$ уменьшается вне зависимости от класса продольной арматуры. В балках без поперечной арматуры при увеличении пролета среза коэффициент $\varphi_{b4}^{\text{exp}}$ увеличивается.

Статистическую обработку полученных экспериментальных значений коэффициентов $\varphi_{b2}^{\text{exp}}$ и $\varphi_{b4}^{\text{exp}}$ производили на ЭВМ.

Рекомендуемые значения φ_{b2}^k приняты близкими к полученным средним значениям. Рекомендуемые значения φ_{b4}^k , учитывая опасность внезапного разрушения балок без поперечной арматуры, приняты по нижней границе доверительного интервала с надежностью 0,95. Аналогичным образом назначались коэффициенты φ_{b2} и φ_{b4} в СНиП 2.03.01-84*. Рекомендуемые значения φ_{b2}^k и φ_{b4}^k сведены в табл 2.

Таблица 2

Рекомендуемые значения φ_{b2}^k и φ_{b4}^k

Показатели	Значения, при классе продольной арматуры:	
	А-V	А-III
<i>Элементы с поперечной арматурой</i>		
Рекомендуемое значение φ_{b2}^k	1,25	1,2
<i>Элементы без поперечной арматуры</i>		
Рекомендуемое значение φ_{b4}^k	1,5	1,2

Сравнение экспериментальной и расчетной прочности наклонных сечений каутоновых балок с учетом уточненных коэффициентов φ_{b2}^k и φ_{b4}^k для балок с продольной арматурой класса А-V показано на рис. 2.1, для балок с продольной арматурой класса А-III – на рис. 2.2.

Оценка влияния пролета среза

Анализ расчетных данных по прочности наклонных сечений каутоновых балок, полученных по формулам СНиП 2.03.01-84* с учетом коэффициентов, учитывающих вид бетона (φ_{b2}^k и φ_{b4}^k), в целом отражает характер изменения прочности в зависимости от величины пролета среза (рис. 2.1, 2.2). Однако, при некоторых значениях пролета среза теоретическая прочность отличается от экспериментальной. Это объясняется тем, что методика расчета прочности наклонных сечений, заложенная в СНиП 2.03.01-84*, не учитывает в явном виде величину пролета среза, от которой прочность наклонных сечений зависит в значительной степени. В связи с этим необходимо вводить в расчет коэффициент K_{a1} , учитывающий в полной мере величину пролета среза.

Поскольку для балок испытанных серий (при разных схемах армирования) разница между теоретической и экспериментальной прочностями проявляется при разных пролетах среза, определено 4 значения опытного коэффициента K_{a1}^{exp} для каждой из принятых схем армирования. Экспериментальные значения K_{a1}^{exp} определяли как отношение опытного значения поперечной силы Q^{exp} к теоретическому ее значению Q_1^t , определяемому по нормам с учетом предложенных ранее коэффициентов φ_{b2}^k и φ_{b4}^k .

Аналитические зависимости коэффициентов K_{a1} для четырех схем армирования представляют собой полиномы третьей степени, в качестве переменной в которых выступает относительный пролет среза a/h_0 .

Поскольку экспериментальные исследования наклонных сечений изгибаемых элементов, выполненных из каутона, проводили на балках с относительным пролетом среза от 1 до 3, следует ограничить значение коэффициентов K_{a1} за указанными пределами условием:

$$0,9 \leq K_{a1} \leq 1,6. \quad (2.6)$$

Аналитические зависимости коэффициентов K_{a1} имеют вид:
для балок с продольной арматурой класса А-V с поперечной арматурой:

$$K_{a1} = -0,09 \cdot \left(\frac{a}{h_0}\right)^3 + 0,63 \cdot \left(\frac{a}{h_0}\right)^2 - 1,39 \cdot \left(\frac{a}{h_0}\right) + 1,95; \quad (2.7)$$

для балок с продольной арматурой класса А-V без поперечной арматуры:

$$K_{a1} = -0,06 \cdot \left(\frac{a}{h_0}\right)^3 + 0,43 \cdot \left(\frac{a}{h_0}\right)^2 - 0,68 \cdot \left(\frac{a}{h_0}\right) + 1,26; \quad (2.8)$$

для балок с продольной арматурой класса А-III с поперечной арматурой:

$$K_{a1} = -0,15 \cdot \left(\frac{a}{h_0}\right)^3 + 0,93 \cdot \left(\frac{a}{h_0}\right)^2 - 1,78 \cdot \left(\frac{a}{h_0}\right) + 2,02; \quad (2.9)$$

для балок с продольной арматурой класса А-III без поперечной арматуры:

$$K_{a1} = 0,29 \cdot (a/h_0)^3 - 1,62 \cdot (a/h_0)^2 + 2,73 \cdot (a/h_0) - 0,31; \quad (2.10)$$

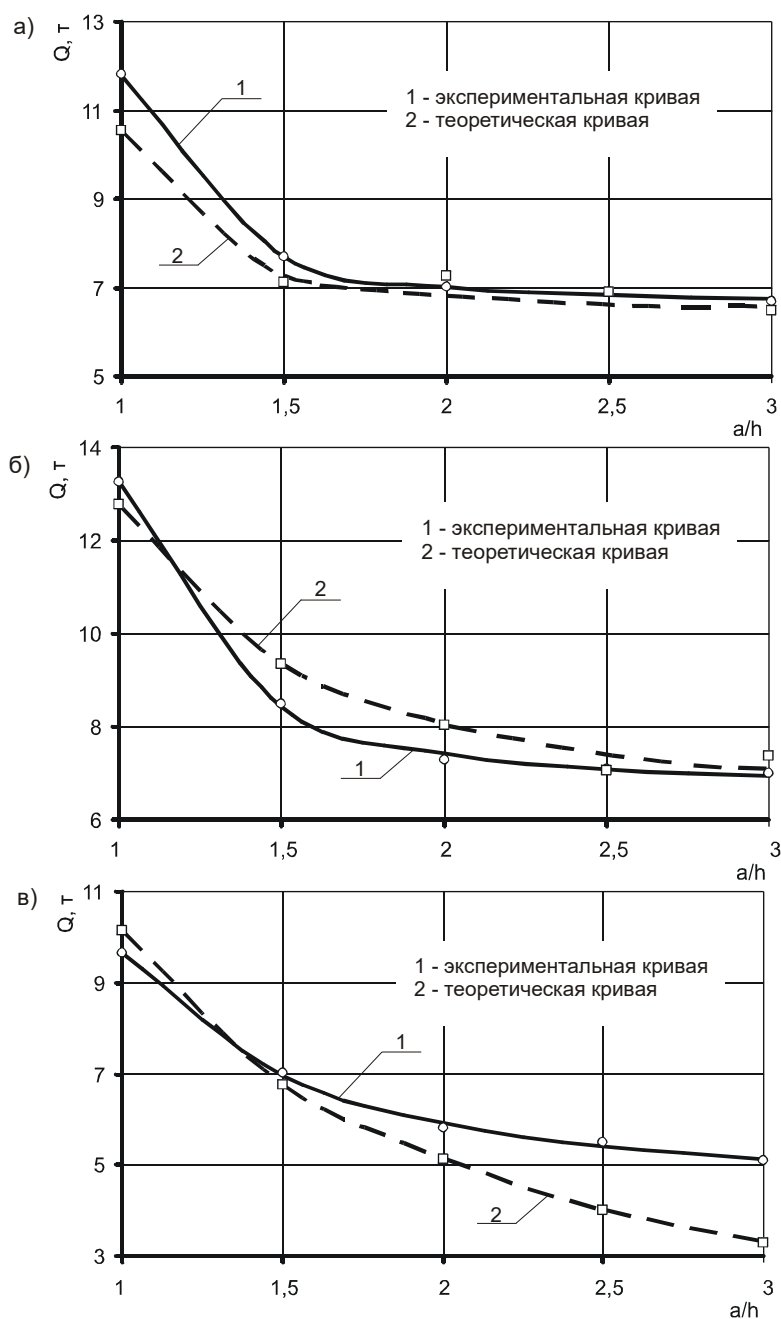


Рис. 2.1. Значения экспериментальной и теоретической поперечной силы при разрушении по наклонным сечениям каутоновых балок по уточненной методике СНиП 2.03.01-84* с учетом рекомендуемых значений φ_{b2}^k и φ_{b4}^k с продольной арматурой класса А-V при шаге поперечной арматуры:

- а) 5 см;
- б) 3 см;
- в) без поперечной арматуры.

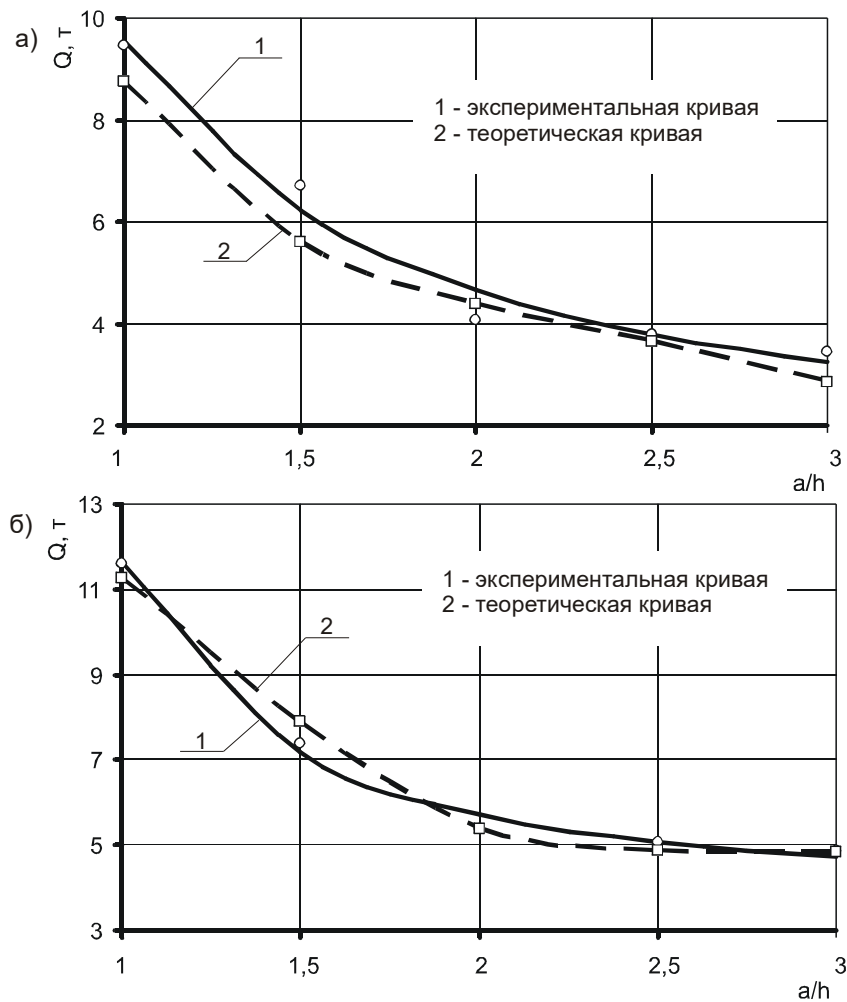


Рис. 2.2. Значения экспериментальной и теоретической поперечной силы при разрушении по наклонным сечениям каутоновых балок по уточненной нами методике СНиП 2.03.01-84* с учетом рекомендуемых значений φ_{b2}^k и φ_{b4}^k с продольной арматурой класса А-III при шаге поперечной арматуры:

- а) без поперечной арматуры;
- б) 5 см.

Для определения прочности наклонных сечений каутоновых изгибаемых элементов с учетом величины пролета среза необходимо теоретическую несущую способность, определенную по методике СНиП 2.03.01-84* с учетом рекомендуемых коэффициентов φ_{b2}^k и φ_{b4}^k , умножить на коэффициент K_{a1} , полученный по формулам (2.7 ... 2.10) в зависимости от схемы армирования элемента. Сравнение значений теоретической и экспериментальной несущей способности для балок с разными схемами армирования и пролетами среза с учетом вышеизложенных рекомендаций представлено на рис. 2.3, 2.4.

Из рис. 2.3 и 2.4 видно, что комплексный учет влияния пролета среза коэффициентом K_{a1} совместно с уточненными коэффициентами φ_{b2}^k и φ_{b4}^k в полной мере отражает изменение прочности наклонных сечений балок, выполненных из каутона. При этом максимальное отклонение

расчетной несущей способности от экспериментальной составило 8,6 % в балке с продольной арматурой класса А-III, без поперечной арматуры и при пролете среза 24 см. Минимальное – 0,2 % в балке с продольной арматурой А-V, без поперечной арматуры и при пролете среза 36 см. Среднее значение отклонения теоретической несущей способности от экспериментальной составило 2,6 %.

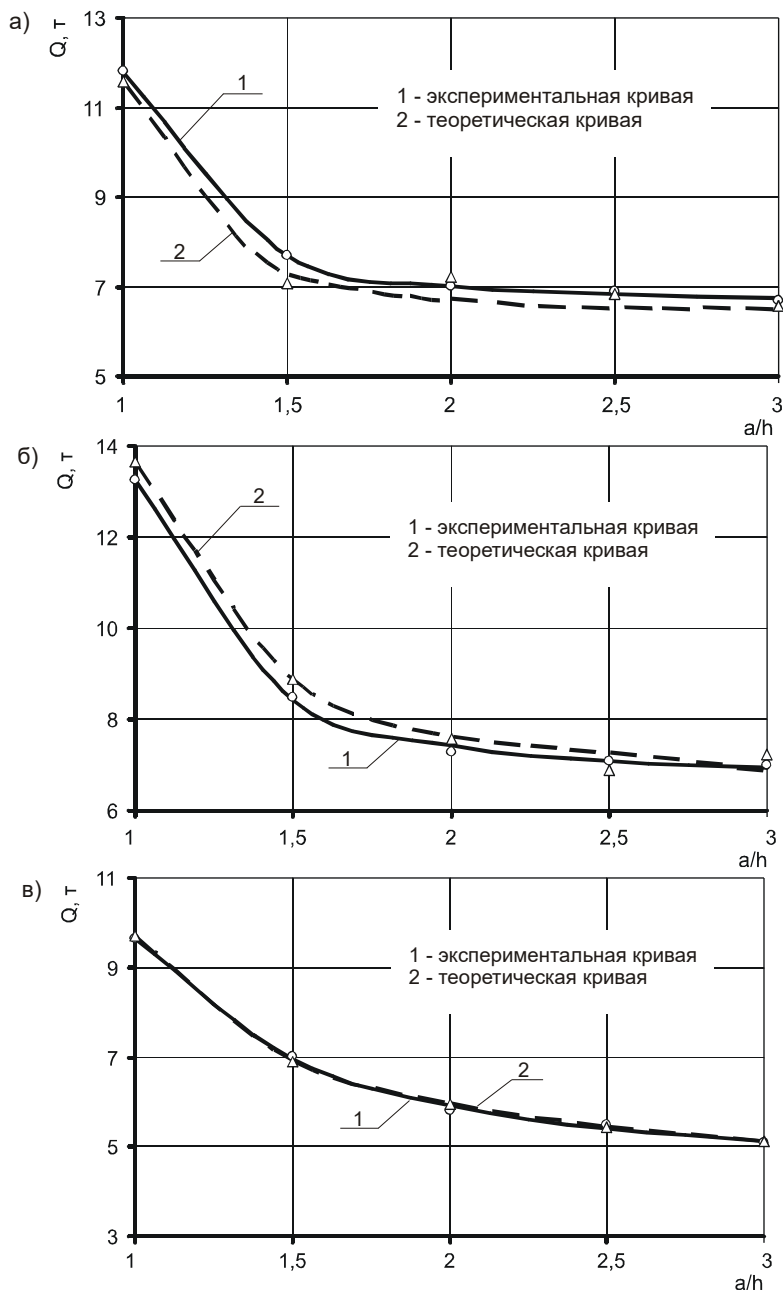


Рис. 2.3. Значения экспериментальной и расчетной поперечной силы при разрушении по наклонным сечениям каутоновых балок по уточненной методике СНиП 2.03.01-84* с учетом рекомендуемых значений φ_{b2}^k , φ_{b4}^k и Ka с продольной арматурой класса А-V при шаге поперечной арматуры:

- а) 5 см;
- б) 3 см;
- в) без поперечной арматуры.

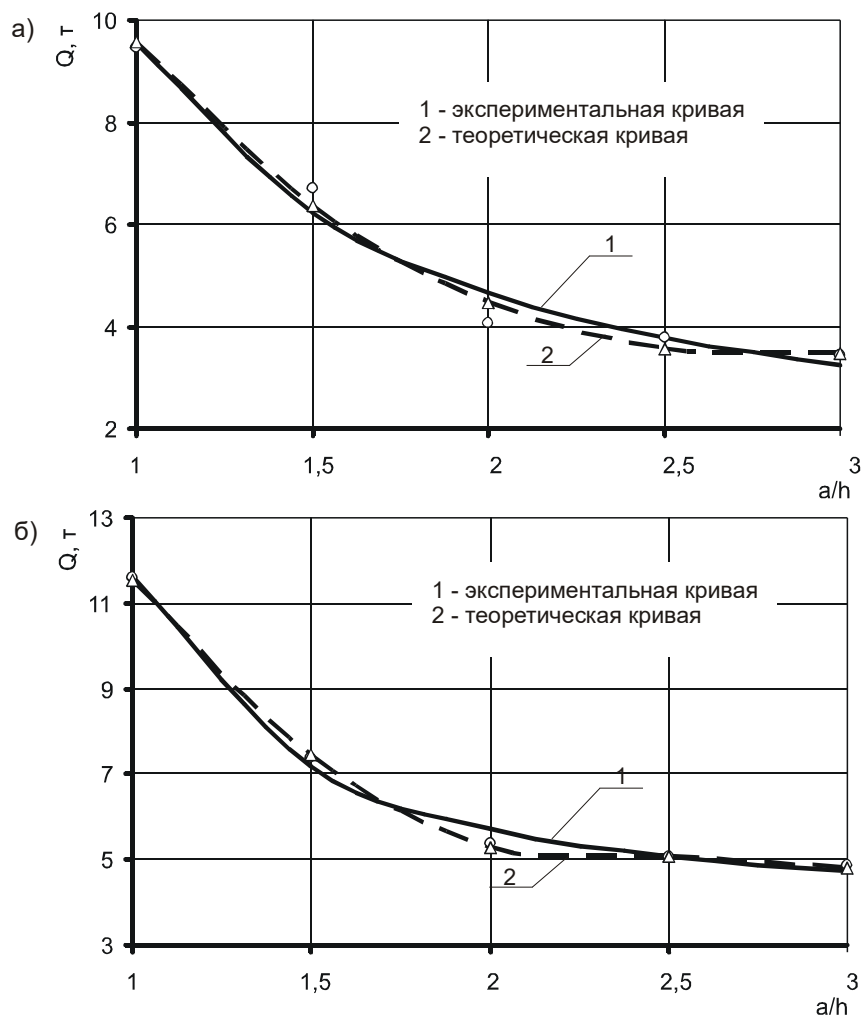


Рис. 2.4. Значения экспериментальной и расчетной поперечной силы при разрушении по наклонным сечениям каутоновых балок по уточненной методике СНиП 2.03.01-84* с учетом рекомендуемых значений $\varphi_{b2}^k, \varphi_{b4}^k$ и Ka с продольной арматурой класса А-III при шаге поперечной арматуры:

- а) без поперечной арматуры;
- б) 5 см.

2.1.2. Трещиностойкость наклонных сечений каутоновых элементов

Предварительные исследования показывают, что существует возможность использовать соответствующую методику СНиП 2.03.01-84* при определении трещиностойкости наклонных сечений каутоновых элементов. Однако данный метод требует разработки уточняющих положений, которые учитывают своеобразие физических свойств каутоновых композиций. С целью адаптации методики СНиП 2.03.01-84* (расчет по образованию наклонных трещин) к элементам из каутона нами были определены по предельным поперечным силам опытные значения коэффициента φ_{b3}^{exp} (учитывающего вид бетона). Значения коэффициента φ_{b3}^{exp} определяли, решая обратную задачу по формуле:

$$\varphi_{b3}^{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{crc}}^{\text{exp}}}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0}. \quad (2.11)$$

Значения экспериментальной поперечной силы $Q_{\text{crc}}^{\text{exp}}$ при образовании наклонной трещины определяли при помощи тензодатчиков, наклеенных на поверхность балок.

Статистическую обработку полученных экспериментальных значений коэффициента $\varphi_{b3}^{\text{exp}}$ проводили на ЭВМ, по результатам которой установлено рекомендуемое значение коэффициента φ_{b3}^k , равное 0.4 для балок с поперечной арматурой и без нее, с продольной арматурой классов А-III и А-V. Полученное значение коэффициента φ_{b3}^k значительно отличается от рекомендуемых в СНиП 2.03.01-84* φ_{b3}^k для тяжелого бетона.

Сравнение значений экспериментальной и теоретической поперечной силы образования наклонной трещины в балках, выполненных из каутона, с учетом рекомендуемого значения коэффициента φ_{b3}^k для балок с продольной арматурой класса А-V показано на рис. 2.5, для балок с продольной арматурой класса А-III – на рис. 2.6.

Анализ расчетных данных, полученных при определении значений нагрузки образования наклонной трещины в каутоновых балках по формулам СНиП 2.03.01-84* с учетом принятого значения коэффициента, учитывающего вид бетона (φ_{b3}^k) показывает, что расчетная нагрузка образования наклонной трещины соответствует экспериментальной только при значениях относительного пролета среза: для балок с продольной арматурой класса А-V – $2 \cdot h$, для балок с продольной арматурой класса А-III – $1,75 \cdot h$. При меньших или больших значениях пролета среза расчетная нагрузка образования наклонной трещины не соответствует опытной (рис. 2.5, 2.6). Это объясняется тем, что нормы для железобетонных конструкций не учитывают величину пролета среза – фактора, от которого зависит трещиностойкость наклонных сечений изгибаемых элементов, выполненных из каутона. В связи с этим необходим учет влияния величины пролета среза на трещиностойкость наклонных сечений изгибаемых каутоновых элементов.

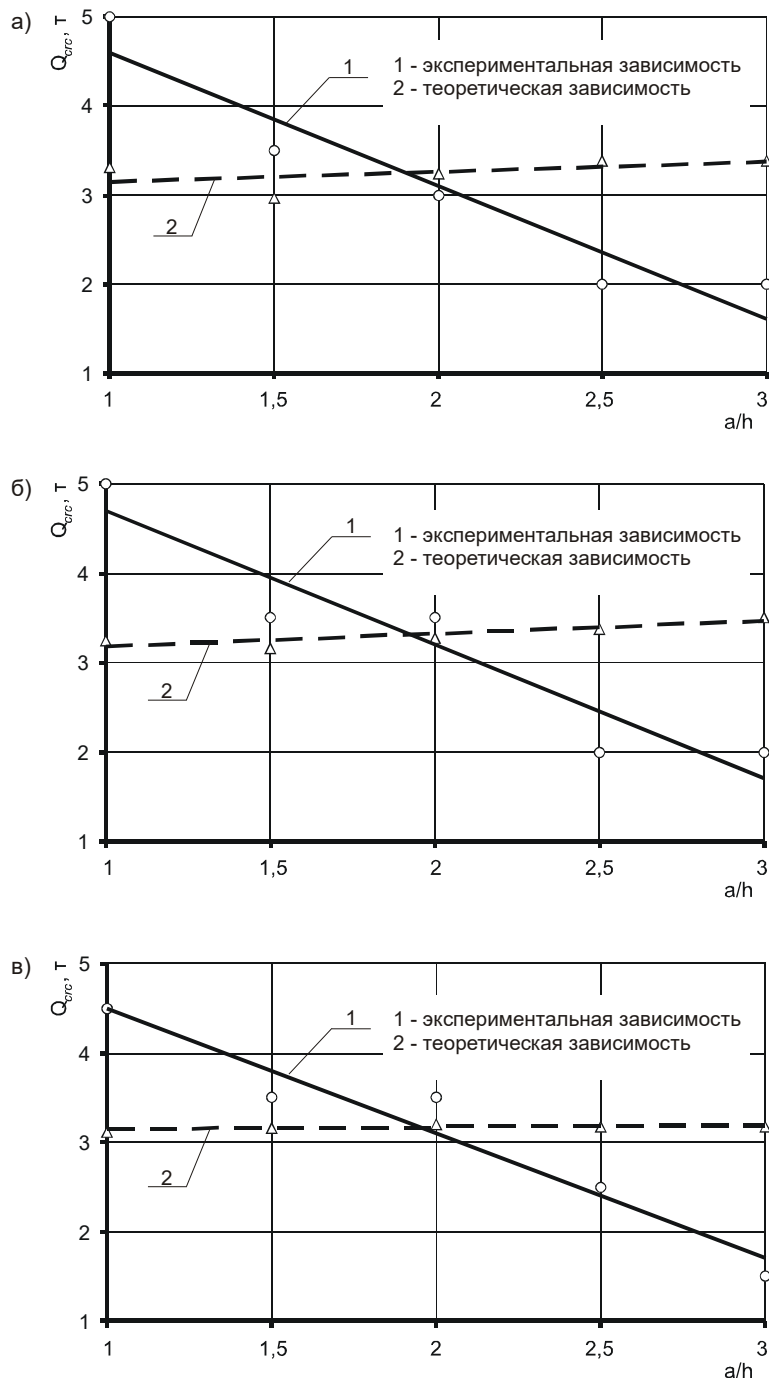


Рис. 2.5. Значения экспериментальной и расчетной поперечных сил при образовании наклонных трещин в каутоновых балках по уточненной методике СНиП 2.03.01-84* с учетом рекомендуемого значения ϕ_{b3}^k с продольной арматурой класса А-V при шаге поперечной арматуры:

- а) 5 см;
- б) 3 см;
- в) без поперечной арматуры.

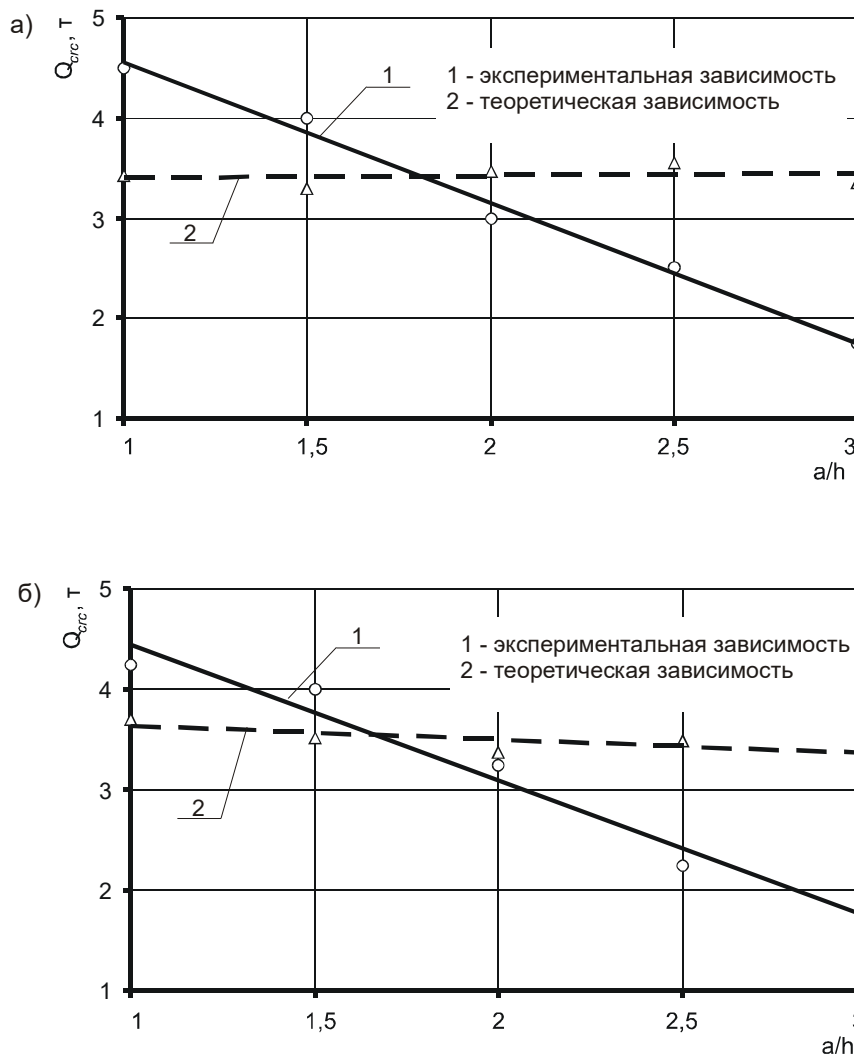


Рис. 2.6. Значения экспериментальной и расчетной поперечных сил при образовании наклонных трещин в каутоновых балках по уточненной методике СНиП 2.03.01-84* с учетом рекомендуемого значения φ_{b3}^k с продольной арматурой класса А-III при шаге поперечной арматуры:

- а) без поперечной арматуры;
- б) 5 см.

Оценка влияния пролета среза

Для учета влияния величины пролета среза на трещиностойкость необходимо ввести коэффициент K_{a2} . Коэффициент K_{a2} вводится для изгибаемых элементов с продольной арматурой класса А-V и класса А-III вне зависимости от наличия поперечной арматуры. Экспериментальные значения K_{a2}^{exp} вычисляли как отношение опытного значения поперечной силы Q_{crc}^{exp} к теоретическому $Q_{crc}^{т1}$, определяемому по нормам с учетом ранее предложенного коэффициента φ_{b3}^k .

Аналитические зависимости коэффициентов K_{a2} для балок с продольной арматурой класса А-V и с продольной арматурой класса А-III представляют собой полиномы первой степени, в качестве переменной в

которых является относительный пролет среза a/h_0 . Поскольку экспериментальные исследования наклонных сечений изгибаемых каутоновых элементов проводили на балках с относительным пролетом среза от 1 до 3, то следует ограничить значение коэффициента K_{a2} за указанными пределами условием:

$$0,5 \leq K_{a2} \leq 1,5. \quad (2.12)$$

Аналитические зависимости коэффициентов K_{a2} имеют вид:
для балок с продольной арматурой класса А-V:

$$K_{a2} = -0,48 \cdot (a/h_0) + 1,93; \quad (2.13)$$

для балок с продольной арматурой класса А-III:

$$K_{a2} = -0,38 \cdot (a/h_0) + 1,67; \quad (2.14)$$

Таким образом, для определения нагрузки, при которой образуются наклонные трещины в каутоновых изгибаемых элементах с учетом величины пролета среза, необходимо расчетную нагрузку образования наклонной трещины, определенную по методике СНиП 2.03.01-84* с учетом рекомендуемого значения коэффициента φ_{b3}^k , умножить на коэффициент K_{a2} , полученный по формулам (2.13 ... 2.14) в зависимости от класса применяемой продольной арматуры. Конечная формула определения нагрузки образования наклонной трещины в изгибаемых элементах, выполненных из каутона, по методике СНиП 2.03.01-84* с учетом вышеизложенных рекомендаций будет иметь вид:

$$Q_{crc}^t = K_{a2} \cdot \varphi_{b3}^k \cdot R_{kt} \cdot b \cdot h_0, \quad (2.15)$$

где φ_{b3}^k – коэффициент, учитывающий вид материала. Для каутона $\varphi_{b3}^k = 0,4$; K_{a2} – коэффициент, учитывающий величину пролета среза и определяемый по формулам (2.13 ... 2.14).

Сравнение экспериментальных нагрузок образования наклонных трещин с теоретическими, определенными по формуле (4.5) для испытанных каутоновых балок, показано на рис. 2.7, 2.8.

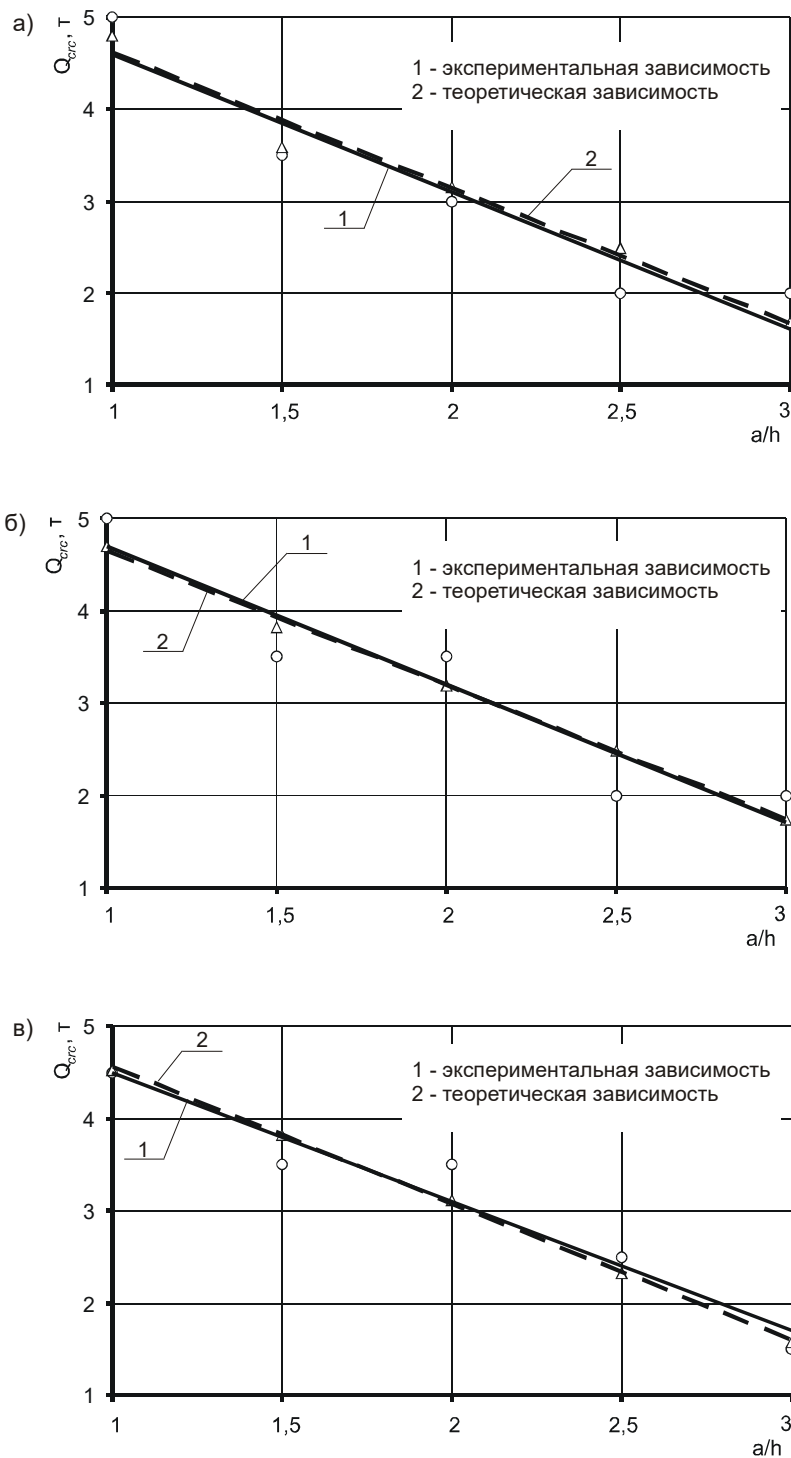


Рис. 2.7. Значения экспериментальной и расчетной поперечных сил при образовании наклонных трещин в каутоновых балках по уточненной методике СНиП 2.03.01-84* с учетом рекомендуемого значения φ_{b3}^k и с учетом пролета среза с продольной арматурой класса А-V при шаге поперечной арматуры:

- а) 5 см;
- б) 3 см;
- в) без поперечной арматуры.

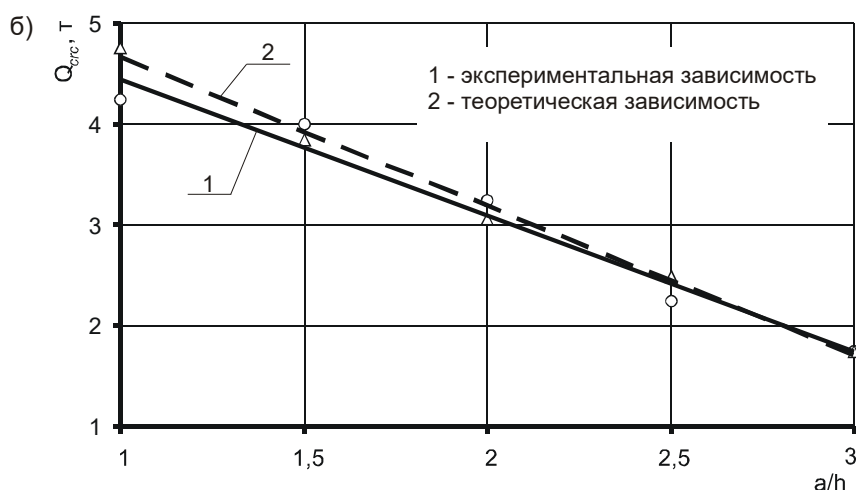
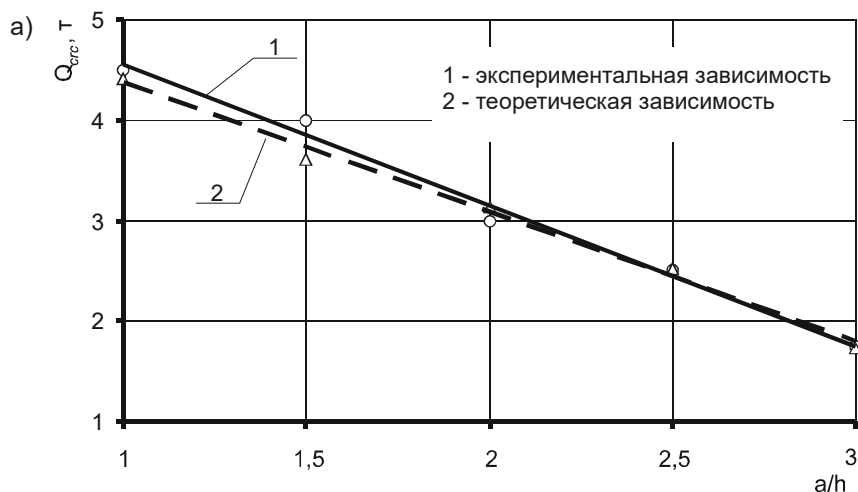


Рис. 2.8. Значения экспериментальной и расчетной поперечных сил при образовании наклонных трещин в каутоновых балках по уточненной методике СНиП 2.03.01-84* с учетом рекомендуемого значения φ_{b3}^k и с учетом пролета среза с продольной арматурой класса А-III при шаге поперечной арматуры:

- а) без поперечной арматуры;
- б) 5 см.

Из рис. 2.7 и 2.8 видно, что учет влияния пролета среза коэффициентом K'_{a2} совместно с уточненным коэффициентом φ_{b3}^k достаточно точно отражают изменение нагрузки образования наклонных трещин в каутоновых балках. При этом максимальное отклонение расчетной поперечной силы при появлении наклонной трещины от экспериментальной составило 19,46 %, минимальное – 0,08 %.

Недостатком метода является эмпирическое определение предельных усилий в каутоне, что приводит к относительно большому максимальному отклонению теоретической поперечной силы при появлении наклонной

трещины от экспериментальной. Однако, это компенсируется простотой использования данного метода.

2.2. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ИЗ ФИБРОКАУТОНА

Незначительные повышения трещиностойкости и уменьшения прогибов как железобетонных, так и армокаутонных изгибаемых элементов можно добиться путем добавления продольной арматуры. Однако при этом нормальное сечение элемента будет переармировано, то есть свойства материалов будут недоиспользованы, а элемент склонен к хрупкому, внезапному исчерпанию прочности. Значительно эффективнее повышать трещиностойкость изгибаемых элементов другими способами, например, добавлением фибрового армирования.

2.2.1. Прочность нормальных сечений фиброкаутонных элементов

При испытании экспериментальных образцов получена диаграмма деформирования фиброкаутон при сжатии, которая представлена на рис. 2.16. При этом зависимость напряжений от деформаций имеет вид:

$$\sigma = 1,141 + 195,86 \times \varepsilon - 132,02 \times \varepsilon^2 . \quad (2.16)$$

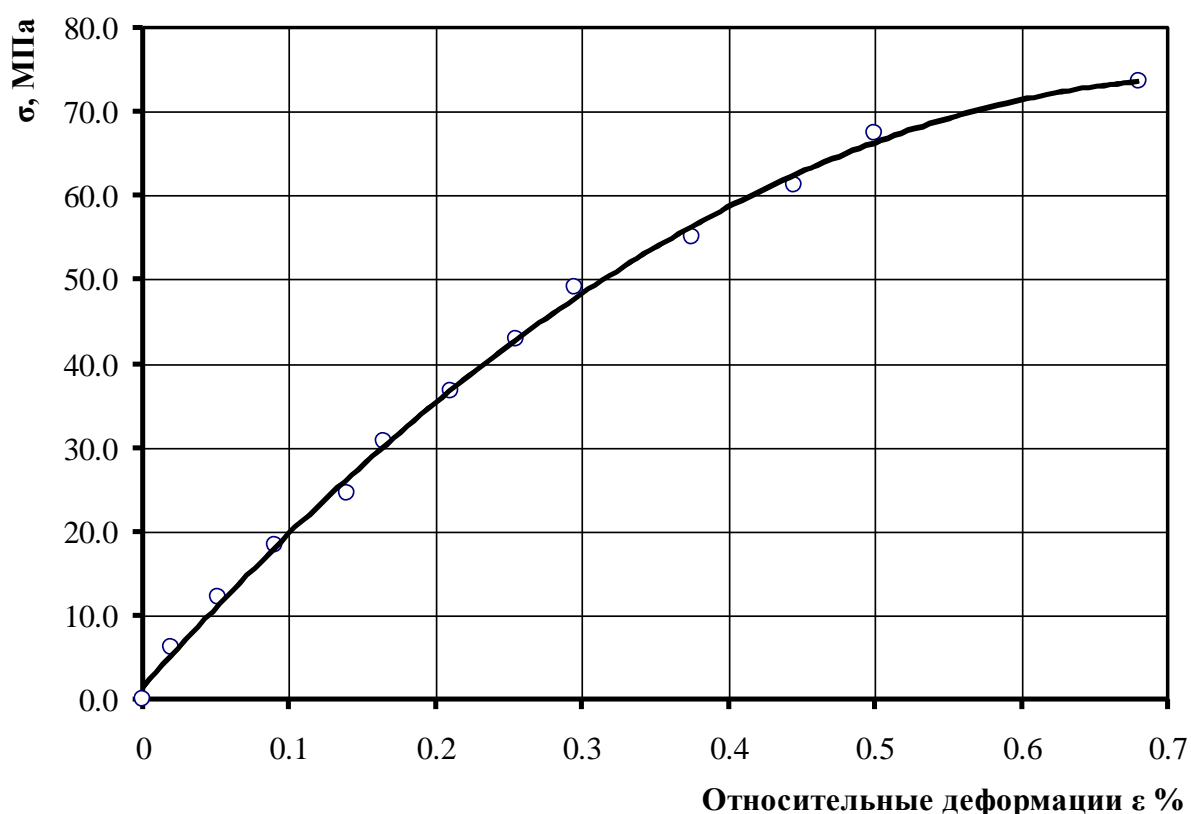


Рис. 2.9. Зависимость относительных деформаций и напряжений фиброкаутон с процентом дисперсного армирования $\mu=1,5\%$ при испытании на сжатие

Выбор аналитической зависимости между деформациями и напряжениями удобно производить, анализируя исходную диаграмму, построенную в относительных координатах. Для этого введем обозначения:

$$v = \frac{\sigma}{\sigma_K}; \quad \eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_K}, \quad (2.17)$$

где σ, ε – текущие значения напряжений и деформаций, σ_K, ε_K – координаты вершины диаграммы.

Вид аналитической зависимости выбирали исходя из анализа известных исследований для бетона и полимербетонов. При этом наилучшим образом удовлетворяет полученным экспериментальным данным зависимость в виде квадратной параболы:

$$v = k \cdot \eta - \eta^2, \quad (2.18)$$

где $k = E \cdot \varepsilon_k / R_k$ – коэффициент, характеризующий упругопластические свойства фиброкаутона, или, другими словами, отношение касательного модуля упругости в начале восходящей ветви диаграммы к секущему модулю, полученному в вершине.

В абсолютных координатах выражение (2.19) имеет вид:

$$\sigma = \sigma_R \left[k \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_K} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_K} \right)^2 \right] \quad (2.19)$$

Для разработки методики расчета балок на прочность будем рассматривать метод предельного равновесия, основанный на следующих допущениях:

- вне зависимости от уровня нагружения и характера напряженного состояния сечения остаются плоскими, то есть применима гипотеза плоских сечений;
- в сжатой зоне напряжения распределяются по закону квадратной параболы и возможно снижение напряжений в крайних сжатых волокнах в предельной стадии напряженно-деформированного состояния элемента при деформациях, превышающих соответствующие максимуму на диаграмме " $\sigma - \varepsilon$ ";

- диаграмму работы фиброкаутона сжатой зоны принимаем по результатам испытаний образцов при изгибе;
- учитывается работа растянутой зоны фиброкаутона;
- учитывается работа фибры в трещинах растянутой зоны.

На основании сделанных допущений рассмотрим модель напряженно-деформированного состояния нормального сечения изгибаемого элемента из армофиброкаутона (рис. 2.10) и запишем уравнения равновесия при нагружении близком к разрушению в виде:

$$\sum z=0, -N_k + \sigma_s A_s + N_{kt} = 0; \quad (2.20)$$

$$\sum M_o = 0, M - N_k z_k + N_{kt} \frac{x_{kt}}{3} = 0. \quad (2.21)$$

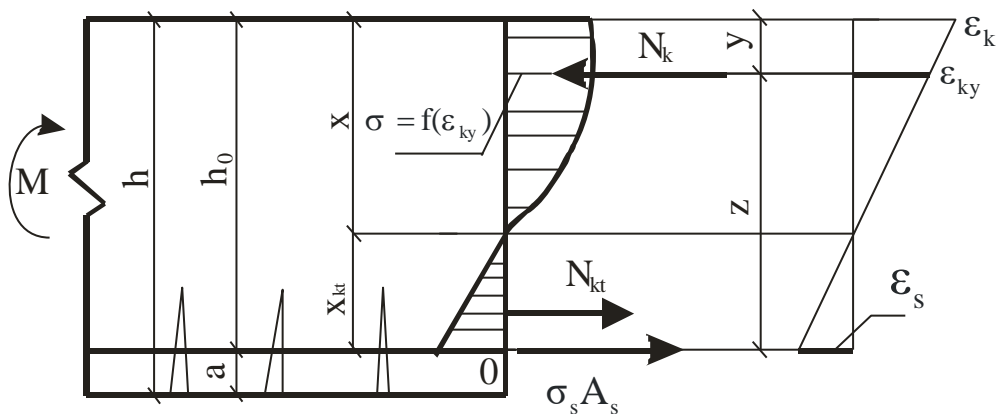


Рис. 2.10. Напряженно-деформированное состояние нормального сечения изгибаемого элемента из армофиброкаутона в 3-ей стадии НДС

Так как в расчете принята нелинейная зависимость между напряжениями и деформациями, то необходимо записать формулы (2.21, 2.22) в форме интегральных уравнений:

$$-b \int_0^x \sigma(y) dy + \sigma_s A_s + N_{kt} = 0 \quad (2.22)$$

$$M - z_k b \int_0^x \sigma(y) dy + N_{kt} \frac{x_{kt}}{2} = 0 \quad (2.23)$$

В выражениях (2.22, 2.23): y – текущая координата высоты нормального сечения, плечо внутренней пары сил определяется через отношение статического момента к площади эпюры напряжений в сжатой зоне:

$$z_k = h_0 - \frac{\int_0^x \sigma(y) y dy}{\int_0^x \sigma(y) dy}, \quad (2.24)$$

напряжения в сжатой зоне определяем через аналитическое выражение, связывающее напряжения с деформациями.

x_{kt} – высота растянутой зоны, определяемая по формуле

$$x_{kt} = h_0 - x \quad (2.25)$$

Таким образом, уравнения связывают характеристики фиброкаутонa и арматуры, размеры сечения, количество и положение арматуры, момент внешней силы с высотой сжатой зоны, деформациями фиброкаутонa и напряжениями в арматуре.

Имеем четыре неизвестных ε_k , N , x , σ_s в двух уравнениях, поэтому выразим деформации фиброкаутонa сжатой зоны, а напряжения в арматуре через деформации крайнего сжатого волокна (ε_k), воспользовавшись гипотезой плоских сечений:

$$\varepsilon_{ky} = \varepsilon_k \frac{x-y}{x}, \quad \varepsilon_s = \varepsilon_k \frac{h_0 - x}{x}. \quad (2.26)$$

Учитывая выражения (2.25) и закон изменения деформаций от напряжений (2.19) запишем уравнения равновесия (2.22 и 2.23) в виде:

$$bR_k \int_0^x \left[k \left(\frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_K} \frac{x-y}{x} \right) - \left(\frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_K} \frac{x-y}{x} \right)^2 \right] dy + E_s A_s \varepsilon_k \frac{h_0 - x}{x} + \frac{1}{2} R_{kt} b x_{kt} = 0 \quad (2.27)$$

$$M - bR_k \int_0^x \left[k \left(\frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_K} \frac{x-y}{x} \right) - \left(\frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_K} \frac{x-y}{x} \right)^2 \right] dy \times \left(\frac{\int_0^x \left[k \left(\frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_K} \frac{x-y}{x} \right) - \left(\frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_K} \frac{x-y}{x} \right)^2 \right] y dy}{\int_0^x \left[k \left(\frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_K} \frac{x-y}{x} \right) - \left(\frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_K} \frac{x-y}{x} \right)^2 \right] dy} \right) + N_{kt} \frac{x_{kt}}{3} = 0 \quad (2.28)$$

В двух уравнениях равновесия неизвестными остаются ε_k , N , x . Однако потеря несущей способности характеризуется величиной максимального момента, который может воспринимать сечение. К системе уравнений здесь добавляется третье уравнение, выражающее условие максимума

$$\frac{dM}{d\varepsilon_k} = 0, \quad (2.29)$$

Или

$$\frac{d}{d\varepsilon_k} \left\{ bR_k \int_0^x \left[k \left(\frac{\varepsilon_k (x-y)}{\varepsilon_K x} \right) - \left(\frac{\varepsilon_k (x-y)}{\varepsilon_K x} \right)^2 \right] dy \times \right. \\ \left. \times \left[h_0 - \frac{\int_0^x \left[k \left(\frac{\varepsilon_k (x-y)}{\varepsilon_K x} \right) - \left(\frac{\varepsilon_k (x-y)}{\varepsilon_K x} \right)^2 \right] y dy}{\int_0^x \left[k \left(\frac{\varepsilon_k (x-y)}{\varepsilon_K x} \right) - \left(\frac{\varepsilon_k (x-y)}{\varepsilon_K x} \right)^2 \right] dy} \right] \right\} = 0 \quad (2.30)$$

После интегрирования и преобразований систему уравнений (2.26, 2.27, 2.28, 2.30) запишем в виде:

$$\left\{ \begin{aligned} E_s A_s \varepsilon_k \frac{h_0 - x}{x} - \frac{bR_k}{3} \times \frac{x \left(3\varepsilon_K \varepsilon_k - \varepsilon_k^2 \right)}{\varepsilon_K^2} + \frac{1}{2} R_{kt} b x_{kt} &= 0 \\ M - \frac{bR_k}{12} \times \frac{12h_0 \varepsilon_K \varepsilon_k x - 4h_0 \varepsilon_k^2 x + \varepsilon_k^2 x^2 - 4\varepsilon_K \varepsilon_k x^2}{\varepsilon_K^2} + \frac{1}{2} R_{kt} b x_{kt} \frac{x_{kt}}{3} &= 0 \\ \varepsilon_k &= \varepsilon_K \frac{6h_0 - 2x}{4h_0 - x} \\ x_{kt} &= h_0 - x \end{aligned} \right. \quad (2.31)$$

Таким образом, имеем систему из четырех уравнений с 4 неизвестными, которая может быть решена аналитически.

На рис. 2.11 представлены экспериментальные и расчетные значения изгибающих моментов для балок с разным процентом армирования μ_s .

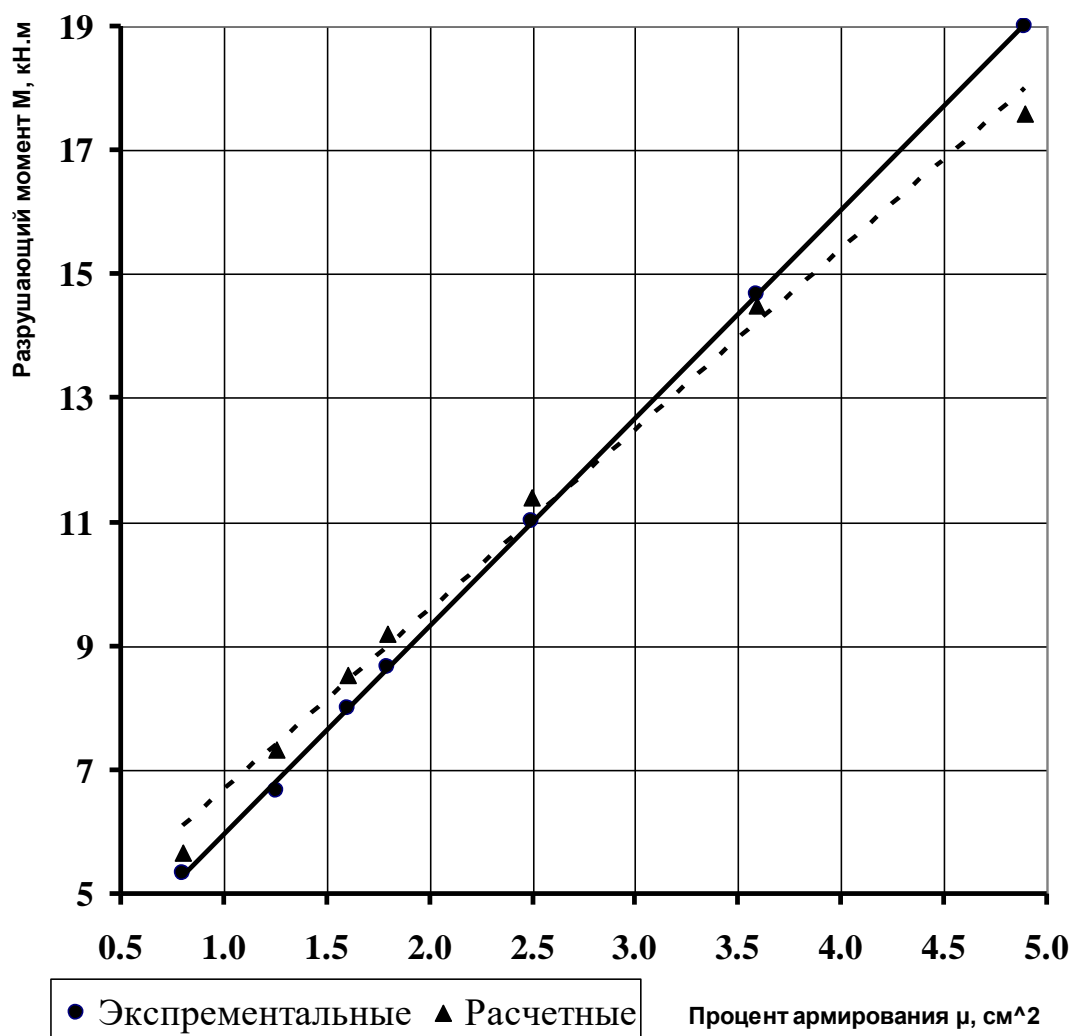


Рис. 2.11. Несущая способность армофиброкаутонных балок

Сравнение экспериментальных характеристик напряженно деформированного состояния армофиброкаутонных изгибаемых элементов с расчетными, полученными при решении системы уравнений, показывает, что расчетные значения высоты сжатой зоны значительно отличаются от экспериментальных, особенно при уменьшении процента продольного армирования. С другой стороны, в расчете сохраняется закономерность изменения высоты сжатой зоны в зависимости от процента армирования, что говорит о соответствии принятой расчетной модели реальным элементам, а также о правомерности сделанных допущений.

В этом и есть несоответствие расчета экспериментальным данным. Поэтому при расчете необходимо использовать дополнительные условия.

1 – При расчете учитываем коэффициент условия работы растянутой зоны. В данной методике расчета принимаем высоту растянутой зоны $x = h_0 - x$, но в действительности в 3-ей стадии НДС в растянутой зоне возникают трещины и каутон в этой зоне лишь частично работает. Поэтому предлагаем

использовать коэффициент условия работы $\gamma_{kt} = 0.65$, который снижает прочность фиброкаутона на растяжение.

2 – При выполнении условия $\xi < \xi_R$, то есть когда разрушение элемента наступает по растянутой зоне, деформации в крайнем сжатом волокне ε_k находят в зависимости от ξ . Это допущение позволяет снижать принятые в расчете деформации, тем самым приближая расчетную схему к действительной картине напряженно-деформированного состояния.

Рассмотрим равновесие сечения изгибаемого элемента, когда внешняя сила приложена таким образом, что выполняется разрушение элемента наступает по сжатой зоне. Очевидно, что фиброкаутон сжатой зоны в этом случае используется полностью. Тогда в крайнем сжатом волокне деформации соответствуют максимальному значению, при этом напряжения меньше максимальных. С уменьшением высоты сжатой зоны диаграмма деформаций смещается в сторону крайнего волокна и происходит снижение максимальных деформаций. Следовательно, зависимость деформации в крайнем сжатом волокне ε_k от ξ (относительная высота сжатой зоны), используя гипотезу плоских сечений, можно записать в следующем виде:

$$\varepsilon'_k = \varepsilon_k (1 - \xi). \quad (2.32)$$

Граничную относительную высоту сжатой зоны можно определить по приближенной формуле, где в качестве расчетной величины продольных деформаций каутона необходимо принимать деформации ε_k :

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{\varepsilon_k E_s}}. \quad (2.33)$$

Таким образом, после уточнения деформаций в крайнем сжатом волокне в зависимости от высоты сжатой зоны несущую способность можно определить из выражения (4.14), подставив в него фактическое значение ε'_k .

При невыполнении условия $\xi < \xi_R$ разрушение образцов происходит по сжатой зоне, следовательно, в крайнем сжатом волокне деформации равны предельным и корректировка несущей способности, полученной после решения системы уравнений, не требуется.

В процессе вычислений требуется выполнять проверку напряжений, действующих в арматуре, по формуле:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_k \frac{h_o - x}{x} \leq R_s, \quad (2.34)$$

если напряжения превышают расчетное сопротивление арматуры, то в расчет необходимо подставлять R_s .

Таким образом, предложенный метод расчета армофиброкаутонных изгибаемых элементов учитывает нелинейную связь между деформациями и напряжениями каутона, а также полную диаграмму деформирования при сжатии с возможным снижением напряжений на нисходящей ветви, действительную картину напряженно-деформированного состояния сечения в стадии разрушения с учетом влияния эксцентриситета приложения внешней силы на характер распределения напряжений в сжатой зоне. Однако, разработанную методику можно отнести к разряду приближенных, так как она базируется на ряде расчетных допущений, упрощающих расчет и ведущих к некоторым отклонениям расчетных и экспериментальных значений.

С учетом вышеизложенного получаем окончательную систему для расчета на прочность изгибаемых элементов из армофиброкаутона:

$$\left\{ \begin{array}{l} E_s A_s \varepsilon_k \frac{h_o - x}{x} - \frac{b R_k}{3} \times \frac{x \left(3 \varepsilon_K \varepsilon_k - \varepsilon_k^2 \right)}{\varepsilon_K^2} + \frac{1}{2} \gamma_{kt} R_{kt} b x_{kt} = 0 \\ M - \frac{b R_k}{12} \times \frac{12 h_o \varepsilon_K \varepsilon_k x - 4 h_o \varepsilon_K^2 x + \varepsilon_K^2 x^2 - 4 \varepsilon_K \varepsilon_k x^2}{\varepsilon_K^2} + \frac{1}{2} \gamma_{kt} R_{kt} b x_{kt} \frac{x_{kt}}{3} = 0 \\ \varepsilon_k = \varepsilon_K \frac{6 h_o - 2 x}{4 h_o - x} \\ x_{kt} = h_o - x \end{array} \right. \quad (2.35')$$

На рис. 2.12 представлены экспериментальные и уточненные расчетные значения изгибающих моментов для балок с разным процентом армирования μ_s .

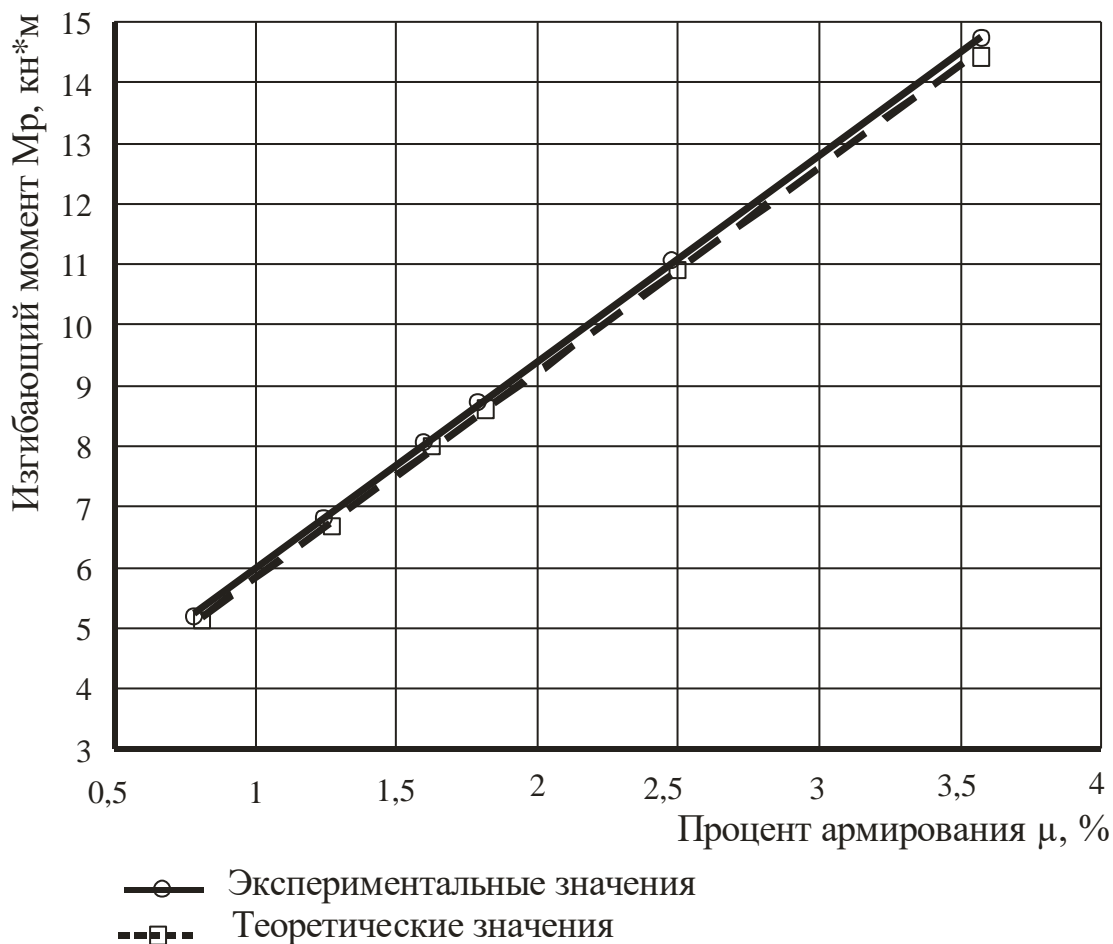


Рис. 2.12. Экспериментальные и уточненные расчетные значения изгибающих моментов для балок с разным процентом армирования μ_s

2.2.2. Трещиностойкость нормальных сечений фиброкаутонных элементов

Проведенные исследования показали, что для армофиброкаутонных изгибаемых элементов перед образованием нормальных трещин характерна треугольная эпюра напряжений в сжатой и растянутой зонах. Уровень трещинообразования в большой степени зависит от процента армирования. Принимая это во внимание, можно рассматривать приближенную схему расчета усилий трещинообразования (рис. 4.5), особенностями которой являются: напряжения в сжатой и растянутой зоне распределяются по треугольной эпюре. В момент образования нормальных трещин деформации фиброкаутона определяются с учетом упругопластических свойств; применима гипотеза плоских сечений.

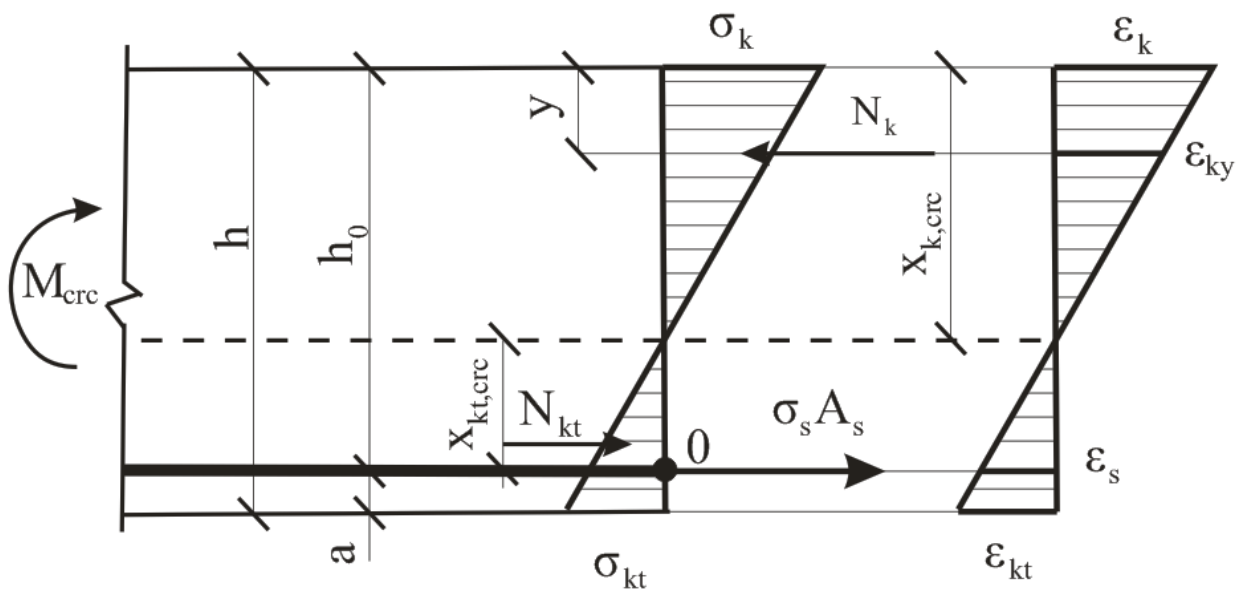


Рис. 2.14. Схема расчета момента трещинообразования

Составляем уравнения равновесия: проекция внутренних усилий на горизонтальную ось и момент всех внутренних и внешних сил относительно точки 0 равный нулю:

$$\begin{cases} N_s + N_{kt} - N_k = 0 \\ M_{crc} - N_k \left(h_0 - \frac{x_{k, crc}}{3} \right) + N_{kt} \left(\frac{h - x_{k, crc}}{3} - a \right) = 0 \end{cases}, \quad (2.36)$$

где M_{crc} – момент трещинообразования, $x_{k, crc}$ – высота сжатой зоны в момент образования первой нормальной трещины, a – толщина защитного слоя.

Выражая напряжения в крайнем сжатом волокне, выраженные через предел прочности каутона при растяжении, можно записать в виде:

$$\sigma_k = k R_{kt} \frac{x_{k, crc}}{h - x_{k, crc}}. \quad (2.37)$$

Напряжения в арматуре определяем через деформации растянутой зоны:

$$\sigma_s = k R_{kt} \alpha \frac{h_0 - x_{k, crc}}{h - x_{k, crc}}, \quad (2.38)$$

где $k = E \cdot \frac{\epsilon_R}{\sigma_R}$ – коэффициент упругопластических свойств каутона,

$\alpha = E_s / E_k$ отношение модуля упругости арматуры к модулю упругости фиброкаутона.

С учетом сделанных допущений и выражений (2.37, 2.38) получаем систему:

$$\begin{cases} kR_{kt} \alpha \frac{h_0 - x_{k,crc}}{h - x_{k,crc}} A_s + \frac{1}{2} R_{kt} b (h - x_{k,crc}) - \frac{1}{2} kR_{kt} \frac{x_{k,crc}}{h - x_{k,crc}} b x_{k,crc} = 0 \\ M_{crc} - \frac{1}{2} kR_{kt} \frac{b x_{k,crc}^2}{h - x_{k,crc}} (h_0 - \frac{1}{3} x_{k,crc}) + \frac{1}{2} R_{kt} b (h - x_{k,crc}) (\frac{h - x_{k,crc}}{3} - a) = 0 \end{cases} \quad (2.39)$$

Решая систему (2.39) относительно $x_{k,crc}$, M_{crc} , получаем момент трещинообразования и высоту сжатой зоны в этот момент.

На рис. 2.15 представлены экспериментальные и расчетные значения моментов трещинообразования для балок с разным процентом армирования.

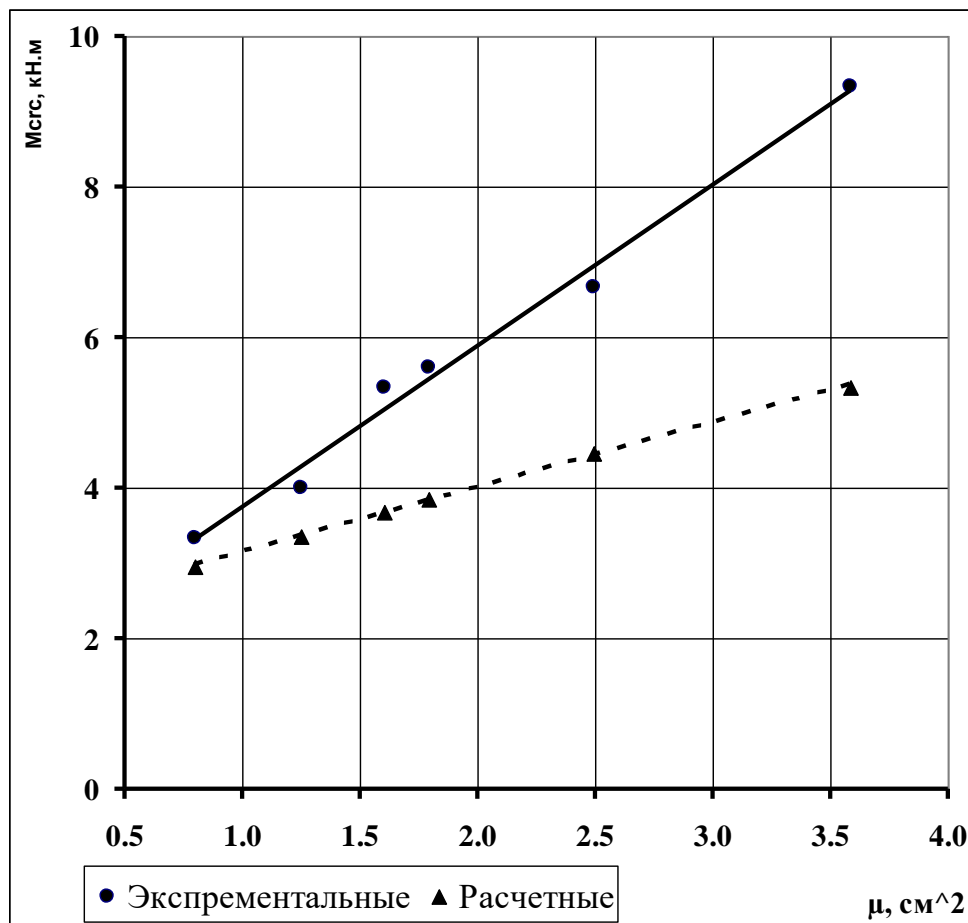


Рис. 2.15. Экспериментальные и расчетные моменты трещинообразования для балок с разным процентом армирования

2.3. ДВУХСЛОЙНЫЕ КАУТОНО-БЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

С целью повышения эффективности изгибаемых каутоновых конструкций были разработаны двухслойные элементы из цементного бетона (расположенного в сжатой зоне) и каучукового бетона (расположенного в растянутой зоне). Сущность такой конструкции в том, чтобы хорошо

сопротивляющийся сжатию цементный бетон оставить только в сжатой зоне и полностью заменить его в растянутой зоне каучуковым бетоном, хорошо сопротивляющимся растяжению.

2.3.1. Прочность нормальных сечений каутоно-бетонных элементов.

Расчет прочности нормальных сечений к продольной оси двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов базируется на основе анализа напряженно-деформированного состояния сечений. На прочность нормальных сечений в первую очередь оказывают влияния отношение толщин слоев Δ и процент продольного армирования μ .

Анализ результатов проведенных экспериментальных исследований таких конструкций позволил установить следующие предпосылки метода расчета прочности нормальных сечений двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов:

1. Растягивающие усилия воспринимают растянутая арматура и растянутый каутон между трещинами;
2. Работу растянутого каутона между трещинами учитываем коэффициентом ψ , значение которого установлено по результатам экспериментальных исследований;
4. Перед разрушением зависимость между деформациями и напряжениями в бетоне сжатой зоны нелинейная;
5. Значения напряжений в бетоне сжатой зоны достигают R_b ;
6. Прочность зоны контакта обеспечена на всех этапах нагружения.

Распределение внутренних усилий в нормальном сечении двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов в предельной стадии напряженно-деформированного состояния показано на рисунке 2.16.

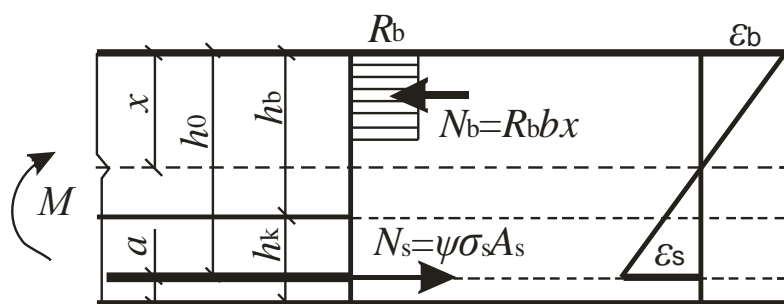


Рис. 2.16. – Распределение внутренних усилий в нормальном сечении двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов в 4-ой стадии напряженно деформированного состояния (при расчете по прочности)

При разрушении по растянутой зоне деформации в арматуре достигают предельных значений, несущая способность определяется с учетом

коэффициента ψ , который отдалает момент развития пластических деформаций – текучесть арматуры за счет повышенного сопротивления каутона растяжению и высокой адгезии с арматурой.

Высота сжатой зоны определяется из условия равновесия – суммы проекций внутренних усилий на продольную ось элемента (рисунок 2.16):

$$\psi R_s A_s - R_b b x = 0. \quad (2.40)$$

Несущую способность определяем из суммы изгибающих моментов относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x). \quad (2.41)$$

При разрушении по бетону сжатой зоны напряжения в арматуре еще не достигают предельных, расчет производится без учета коэффициента увеличения предела текучести арматуры по методике расчета для обычных железобетонных изгибаемых элементов:

$$M \leq [0,7\xi_R(1 - 0,5\xi_R) + 0,3\xi(1 - 0,5\xi)]R_b b h_0^2 \quad (2.42)$$

где ξ_R – значение граничной относительной высоты сжатой зоны, которое определяется по следующей формуле:

$$\xi_R = 0,8 / \left(1 + \frac{R_s}{700} \right). \quad (2.43)$$

Значение относительной высоты сжатой зоны определяется по формуле:

$$\xi = x / h_0. \quad (2.44)$$

Как показали проведенные исследования, коэффициент увеличения условного предела текучести арматуры ψ зависит от отношения Δ и процента продольного армирования. Анализ результатов испытания позволил построить зависимость ψ - Δ (для балок, разрушения которых происходит по арматуре), которая представлена на рисунке 2.17.

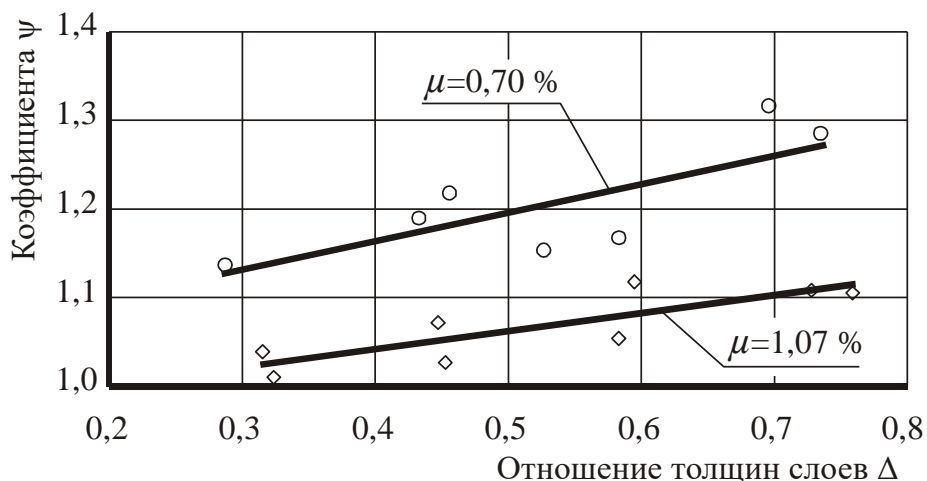


Рис. 2.17. – Зависимость $\psi - \Delta$ для испытанных балок

Проведя регрессионный анализ полученных экспериментальных значений ψ на ЭВМ получаем зависимость:

$$\psi = 0,273 \frac{\Delta}{\mu} + 1. \quad (2.45)$$

Сравнение экспериментальных и расчетных значений несущей способности двухслойных каутоно-бетонных балок представлены на рисунке 2.18.

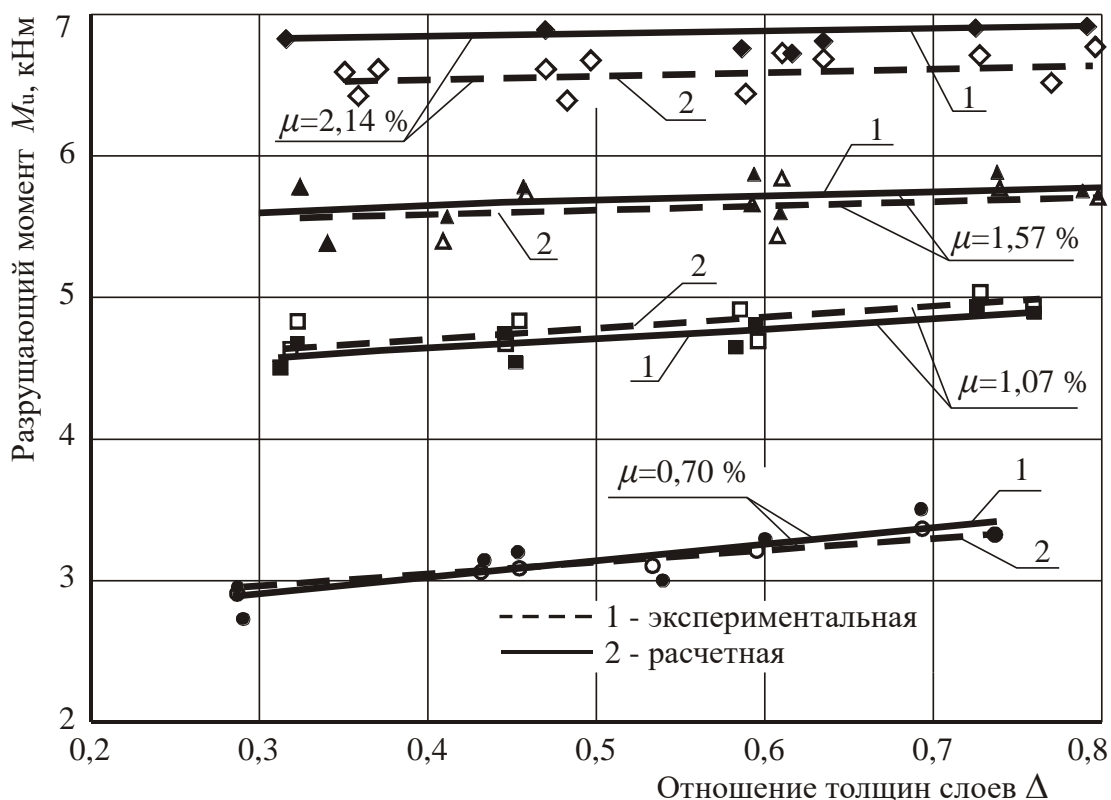


Рис. 2.18. – Графическое сопоставление экспериментальной и расчетной прочности нормальных сечений двухслойных каутоно-бетонных балок

Максимальное отклонение расчетного изгибающего момента при разрушении от экспериментального составило – 8.7 %, минимальное – 0 %. При разрушении по растянутой зоне максимальное отклонение теоретического изгибающего момента от экспериментального составило 5,5 %, минимальное – 0,6 %.

2.3.2. Трещиностойкость нормальных сечений каутоно-бетонных элементов

Процесс трещинообразования в двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементах делится на два этапа. На первом этапе образуются трещины в бетоне, на втором – в каутоне. Появление трещин в растянутом бетоне не вызывает опасности для конструкций в целом, поскольку рабочая арматура полностью расположена в слое каутона. В связи с этим расчет по трещиностойкости сводится к определению момента образования нормальных трещин в каутоне растянутой зоны.

Расчет по образованию нормальных трещин с учетом различных прочностей на растяжение слоев бетона и каутона позволяет достоверно оценить процесс трещинообразования. Предпосылки метода расчета по трещиностойкости двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов следующие:

1. В элементе под нагрузкой до образования трещин сечения остаются плоскими, т.е. деформации по высоте элемента изменяются по линейному закону.

2. Наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна равно предельной растяжимости каутона ε_{kt} .

3. Напряжения в каутоне растянутой зоны равны сопротивлению осевому растяжению R_{kt} .

4. Эпюра напряжений в бетоне растянутой зоны имеет прямоугольную форму. Напряжения равны $0,5R_{bt}$.

Двухслойные каутоно-бетонные конструкции эффективны, когда слой каутона полностью находится в растянутой зоне. Случай с каутоном в сжатой зоне (при большой его толщине) приводит к увеличению затрат и практически не повышает эксплуатационных показателей конструкций. Поэтому предложенная ниже методика применима для двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов с каутоном, расположенным только в растянутой зоне.

Схема распределения внутренних усилий и деформаций в нормальном сечении в двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементах при небольшой (оптимальной) толщине слоя каутона приведена на рисунке 2.19.

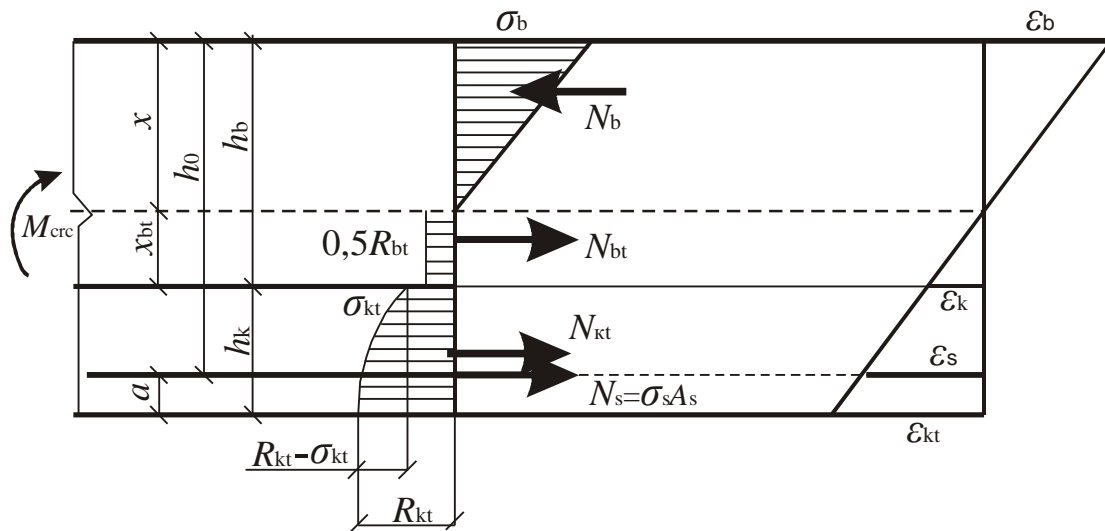


Рис. 2.19. – Схема распределения внутренних усилий и деформаций в сечениях двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов при расчете на образование нормальных трещин

Деформации в бетоне сжатой зоны и в арматуре определяем по эпюре деформаций из подобия треугольников:

– деформации в бетоне сжатой зоны

$$\varepsilon_b = \frac{x \varepsilon_{kt}}{h - x}, \quad (2.46)$$

– усилие в бетоне сжатой зоны

$$N_b = \frac{1}{2} \frac{E_b \varepsilon_{kt} x^2 b}{h - x}, \quad (2.47)$$

– деформации и усилия в арматуре

$$\varepsilon_s = \frac{(h_0 - x) \varepsilon_{kt}}{h - x}, \quad (2.48)$$

$$N_s = E_s A_s \varepsilon_s = \frac{E_s A_s (h_0 - x) \varepsilon_{kt}}{h - x}, \quad (2.49)$$

– деформации в каутоне у поверхности контакта

$$\varepsilon_k = \frac{\varepsilon_{kt} (h - h_k - x)}{h - x}, \quad (2.50)$$

– напряжения в каутоне растянутой зоны у поверхности контакта определяются из выражения

$$\sigma_k = E_{kt} \varepsilon_k = E_{kt} \frac{\varepsilon_{kt}(h - h_k - x)}{h - x}, \quad (2.60)$$

– усилия в каутоне растянутой зоны

$$N_{kt} = \frac{R_{kt} \varepsilon_{kt} (h - x - h_k) h_k b}{h - x} + \omega_{kt} \left(R_{kt} - \frac{E_{kt} \varepsilon_{kt} (h - x - h_k)}{h - x} \right) h_k b, \quad (2.61)$$

где $\omega_{kt} = 2/3$ – коэффициент полноты эпюры напряжений в каутоне растянутой зоны

– усилия в растянутом бетоне

$$N_{bt} = 0,5 R_{bt} (h - x - h_k) b, \quad (2.62)$$

– высоту сжатой зоны перед образованием трещин в каутоне определяем из уравнения равновесия – суммы проекций внутренних усилий на продольную ось

$$\frac{E_s A_s (h_0 - x) \varepsilon_{kt}}{h - x} + \frac{1}{3} \frac{E_{kt} \varepsilon_{kt} (h - h_k - x) h_k b}{h - x} + \frac{2}{3} \frac{R_{kt} h_k b}{h - x} + 0,5 R_{bt} (h - x - h_k) b - \frac{1}{2} \frac{E_b \varepsilon_{kt} x^2 b}{h - x} = 0, \quad (2.63)$$

– момент трещинообразования в каутоне определяется суммой моментов всех внутренних усилий относительно точки приложения внутренних усилий в бетоне сжатой зоны, расположенной на расстоянии $x/3$ от края сечения:

$$M_{crc} = \frac{E_s A_s (h_0 - x) \varepsilon_{kt}}{h - x} \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) + \frac{E_{kt} \varepsilon_{kt} (h - x - h_k) h_k b}{h - x} \left(h - \frac{x}{3} - \frac{h_k}{2} \right) + \frac{2}{3} \left(R_{kt} - \frac{E_{kt} \varepsilon_{kt} (h - x - h_k)}{h - x} \right) h_k b \left(h - \frac{x}{3} - \frac{h_k}{3} \right) + 0,5 R_{bt} b (h - x - h_k) \left(\frac{h}{2} + \frac{x}{6} - \frac{h_k}{2} \right) = 0. \quad (2.64)$$

На основе экспериментальных исследований деформации в крайнем растянутом волокне в момент образования трещины определяются по формуле:

$$\varepsilon_{kt} = \frac{1,4 R_{kt}}{E_{kt}}. \quad (2.65)$$

С учетом формулы 2.65 уравнение равновесия внутренних усилий (4.15) и зависимость момента образования трещин в каутоне (2.64) можно записать следующим образом:

$$\frac{1,4 E_s A_s (h_0 - x) R_{kt}}{E_{kt} (h - x)} + \frac{2}{3} \frac{R_{kt} h_k b}{h - x} + \frac{1,4 R_{kt} (h - x - h_k)}{3(h - x)} + 0,5 R_{bt} (h - x - h_k) b - \frac{0,7 E_b R_{kt} x^2 b}{E_{kt} (h - x)} = 0; \quad (2.66)$$

$$M_{cr} = \frac{1,4E_s A_s (h_0 - x) R_{kt}}{E_{kt} (h - x)} \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) + \frac{1,4R_{kt} (h - x - h_k) h_k b}{h - x} \left(h - \frac{x}{3} - \frac{h_k}{2} \right) + \frac{2}{3} \left(R_{kt} - \frac{1,4R_{kt} (h - x - h_k)}{h - x} \right) h_k b \left(h - \frac{x}{3} - \frac{h_k}{3} \right) + 0,5R_{bt} b (h - x - h_k) \left(\frac{h}{2} + \frac{x}{6} - \frac{h_k}{2} \right) = 0. \quad (2.68)$$

Графическое представление экспериментальных и расчетных по формуле (2.68) моментов трещинообразования в каутоне двухслойных каутонобетонных изгибаемых элементов представлено на рисунке 2.20. Сравнение теоретических моментов трещинообразования в каутоне с экспериментальными значениями показывает, что максимальное расхождение между ними не более 7,0 %.

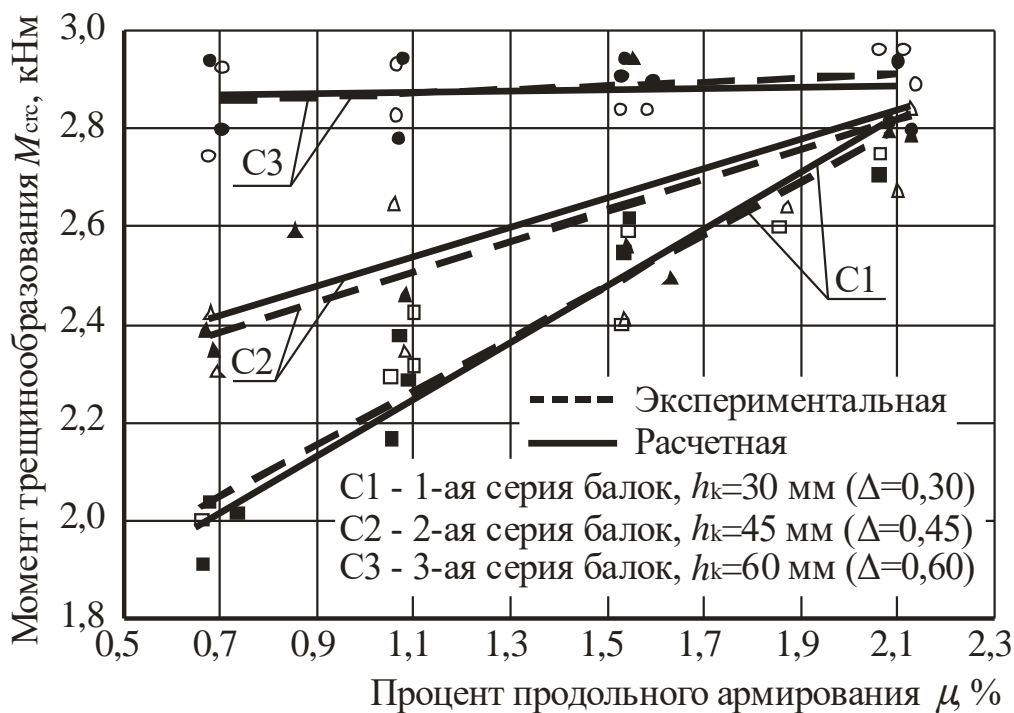


Рис. 2.20. – Графическое сопоставление экспериментальных и теоретических моментов образования нормальных трещин в каутоне

3. СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

3.1. Расчет несущей способности сжатых элементов из каутона

Расчет несущей способности центрально сжатых коротких элементов из каутона прямоугольного сечения можно выполнять по формуле, рекомендуемой для расчета полимербетонов:

$$N \leq b h R_k + \varepsilon_R E_s A_s, \quad (3.1)$$

где R_k , ε_R – расчетное сопротивление каутона при сжатии и расчетная величина относительной деформации каутона соответственно, b , h – размеры поперечного сечения, E_s , A_s – модуль упругости и площадь сечения арматуры.

Однако, при расчетной величине продольных деформаций сжатия каутона, установленной по результатам испытаний контрольных образцов ($\varepsilon_R = 0,86 \%$), в сжатой арматуре возникают напряжения, превышающие расчетное сопротивление арматуры при сжатии. Поэтому формулу (3.1) необходимо записать в виде:

$$N \leq bhR_k + R_s A_s. \quad (3.2)$$

Известно, что при длительном приложении нагрузки полимербетоны снижают свои прочностные характеристики. Поэтому при расчете конструкций из полимербетонов и сталеполимербетонов в расчет необходимо вводить коэффициент, учитывающий длительность приложения нагрузки, или коэффициент длительности, который меньше единицы. Тогда формула (3.2) принимает вид:

$$N \leq bh \cdot k_d R_k + R_s A_s, \quad (3.3)$$

где k_d – коэффициент длительного сопротивления каутона при сжатии, установленный по результатам исследований ползучести.

Граница применимости формул для расчета несущей способности коротких элементов из каутона может быть установлена по расчету на устойчивость. Для этого необходимо знать закон изменения коэффициента продольного изгиба в зависимости от гибкости элемента, чтобы определить гибкость элемента, при которой не происходит потери устойчивости.

Зависимость φ от λ для элементов из каутона можно записать в общепринятом виде:

$$\varphi = \frac{\pi^2 E_{np}}{\lambda^2 R_{kn}}, \quad (3.4)$$

где E_{np} – приведенный модуль упругости, для прямоугольного сечения.

$$E_{np} = \frac{4E_k E}{\left(\sqrt{E_k} + \sqrt{E}\right)}. \quad (3.5)$$

Формулы (3.1...3.3) применимы при гибкости элементов менее 20. Если гибкость $\lambda > 20$, расчет несущей способности необходимо производить с учетом возможной потери устойчивости.

Расчет внецентренно сжатых элементов из каутона можно выполнять при следующих допущениях:

– вне зависимости от уровня нагружения и характера напряженного состояния сечения остаются плоскими, то есть выполняется гипотеза плоских сечений;

– в сжатой зоне напряжения распределяются по закону квадратной параболы и возможно снижение напряжений в крайних сжатых волокнах в предельной стадии напряженно-деформированного состояния элемента при деформациях, превышающих соответствующие максимуму на диаграмме " $\sigma - \varepsilon$ ";

– диаграмму работы каутона сжатой зоны принимаем по результатам испытаний образцов при одноосном сжатии;

– не учитываем работу растянутой зоны при расчете несущей способности в стадии напряженно-деформированного состояния близкой к разрушению;

– положение равнодействующей сжатой зоны не изменяется от уровня нагружения;

– исчерпание несущей способности наступает при достижении максимума на диаграмме "момент – кривизна".

На основании сделанных допущений рассмотрим модель напряженно-деформированного состояния нормального сечения внецентренно сжатого элемента из каутона (рис. 5.1) и запишем уравнения равновесия при нагружении близком к разрушению в виде:

$$\sum z=0, N-N_k + \sigma_s A_s = 0; \quad (3.6)$$

$$\sum M_o = 0, Ne - N_k z_k = 0. \quad (3.7)$$

Так как в расчете принята нелинейная зависимость между напряжениями и деформациями, то необходимо записать формулы (5.6, 5.7) в форме интегральных уравнений:

$$N - b \int_0^x \sigma(y) dy + \sigma_s A_s = 0; \quad (3.8)$$

$$Ne - z_k b \int_0^x \sigma(y) dy = 0. \quad (3.9)$$

В выражениях (3.8, 3.9): y – текущая координата высоты поперечного сечения, плечо внутренней пары сил определяется через отношение статического момента к площади эпюры напряжений в сжатой зоне:

$$z_k = h_o - \frac{\int_0^x \sigma(y)y dy}{\int_0^x \sigma(y) dy}, \quad (3.10)$$

напряжения в сжатой зоне определяем через аналитическое выражение, связывающее напряжения с деформациями при одноосном сжатии.

Таким образом, уравнения связывают характеристики каутона и арматуры, размеры сечения, количество и положение арматуры, момент внешней силы с высотой сжатой зоны, деформациями каутона и напряжениями в арматуре.

Имеем четыре неизвестных ε_k , N , x , σ_s в двух уравнениях, поэтому выразим деформации каутона сжатой зоны, а напряжения в арматуре через деформации крайнего сжатого волокна (ε_k), воспользовавшись гипотезой плоских сечений:

$$\varepsilon_{ky} = \varepsilon_k \frac{x-y}{x}, \quad \varepsilon_s = \varepsilon_k \frac{h_o - x}{x}. \quad (3.11)$$

Модель напряженно-деформированного состояния нормального к продольной оси сечения внецентренно сжатого элемента из каутона

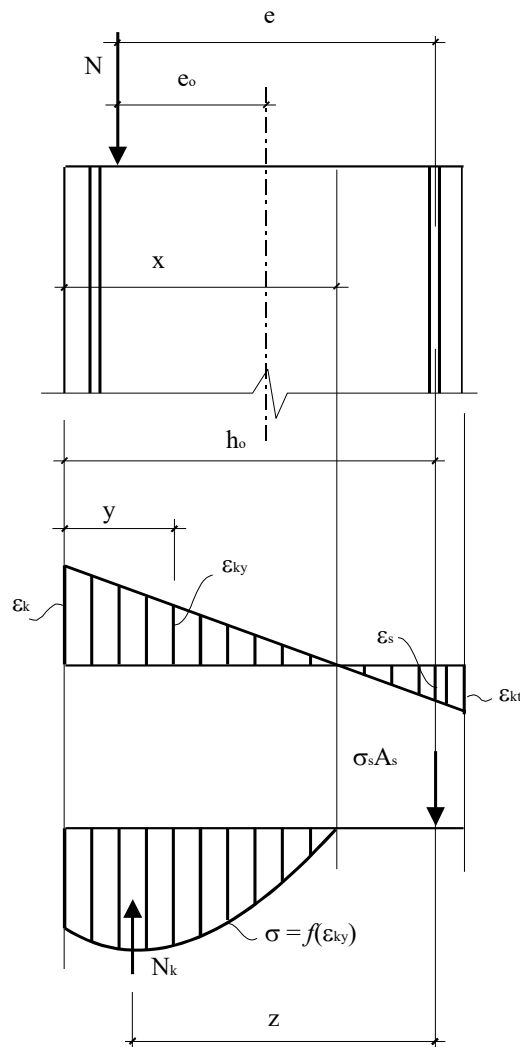


Рис. 3.1 Модель напряженно-деформированного состояния нормального к продольной оси сечения внецентренно сжатого элемента из каутона

Учитывая выражения (3.11) и закон изменения деформаций от напряжений (2.9) запишем уравнения равновесия (3.8 и 3.9) в виде:

$$N - bR_k \int_0^x \left[k \left(\frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_R} \frac{x-y}{x} \right) - \left(\frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_R} \frac{x-y}{x} \right)^2 \right] dy + E_s A_s \varepsilon_k \frac{h_0 - x}{x} = 0; \quad (3.12)$$

$$\begin{aligned}
& Ne - bR_k \int_0^x \left[k \left(\frac{\varepsilon_k x-y}{\varepsilon_R x} \right) - \left(\frac{\varepsilon_k x-y}{\varepsilon_R x} \right)^2 \right] dy \times \\
& \times \left(\frac{\int_0^x \left[k \left(\frac{\varepsilon_k x-y}{\varepsilon_R x} \right) - \left(\frac{\varepsilon_k x-y}{\varepsilon_R x} \right)^2 \right] y dy}{h_o - \int_0^x \left[k \left(\frac{\varepsilon_k x-y}{\varepsilon_R x} \right) - \left(\frac{\varepsilon_k x-y}{\varepsilon_R x} \right)^2 \right] dy} \right) = 0 \quad . \quad (3.13)
\end{aligned}$$

В двух уравнениях равновесия неизвестными остаются ε_k , N , x . Однако потеря несущей способности характеризуется величиной максимального момента, который может воспринимать сечение. К системе уравнений здесь

добавляется третье уравнение, выражающее условие максимума:

$$\frac{dM}{d\varepsilon_k} = 0, \quad (3.14)$$

$$\begin{aligned}
& \frac{d}{d\varepsilon_k} \left\{ bR_k \int_0^x \left[k \left(\frac{\varepsilon_k x-y}{\varepsilon_R x} \right) - \left(\frac{\varepsilon_k x-y}{\varepsilon_R x} \right)^2 \right] dy \times \right. \\
& \text{или} \left. \left(\frac{\int_0^x \left[k \left(\frac{\varepsilon_k x-y}{\varepsilon_R x} \right) - \left(\frac{\varepsilon_k x-y}{\varepsilon_R x} \right)^2 \right] y dy}{h_o - \int_0^x \left[k \left(\frac{\varepsilon_k x-y}{\varepsilon_R x} \right) - \left(\frac{\varepsilon_k x-y}{\varepsilon_R x} \right)^2 \right] dy} \right) \right\} = 0 \quad . \quad (3.15)
\end{aligned}$$

После интегрирования и преобразований систему уравнений (3.12, 3.13, 3.15) запишем в виде:

$$\left\{ \begin{array}{l} N - \frac{bR_k}{3} \times \frac{x(3\varepsilon_R \varepsilon_k - \varepsilon_k^2)}{\varepsilon_R^2} + \sigma_s A_s = 0 \\ N \cdot e - \frac{bR_k}{12} \times \frac{12h_o \varepsilon_R \varepsilon_k x - 4h_o \varepsilon_k^2 x + \varepsilon_k^2 x^2 - 4\varepsilon_R \varepsilon_k x^2}{\varepsilon_R^2} = 0. \quad (3.16) \\ \varepsilon_k = \varepsilon_R \frac{6h_o - 2x}{4h_o - x} \end{array} \right.$$

Таким образом, имеем систему из трех уравнений с тремя неизвестными, которая может быть решена аналитически.

Экспериментальные исследования внецентренно сжатых элементов из каутона показали, что с увеличением эксцентриситета несущая способность, прогибы и кривизны образцов уменьшаются. При этом деформации в крайнем сжатом волокне также снижаются, происходит как бы недонапряжение сжатой зоны. Решение системы уравнений, в свою очередь, показало, что деформации в крайнем сжатом волокне превосходят деформации точки максимума на диаграмме " $\sigma - \varepsilon$ ", то есть $\varepsilon_k > \varepsilon_R$. Сравнение экспериментальных характеристик напряженно-деформированного состояния внецентренно сжатых элементов с расчетными, полученными при решении системы уравнений, показывает, что расчетные значения высоты сжатой зоны значительно отличаются от экспериментальных, особенно при увеличении эксцентриситета. С другой стороны, в расчете сохраняется закономерность изменения высоты сжатой зоны в зависимости от процента армирования и значения эксцентриситета, что говорит о соответствии принятой расчетной модели реальным элементам, а также о правомерности сделанных допущений.

В этом и есть несоответствие расчета экспериментальным данным. Поэтому при расчете необходимо использовать дополнительное условие. При выполнении условия $\xi < \xi_R$, то есть когда разрушение элемента наступает по растянутой зоне, деформации в крайнем сжатом волокне ε_k находят в зависимости от ξ . Это допущение позволяет снижать принятые в расчете деформации, тем самым приближая расчетную схему к действительной картине напряженно-деформированного состояния.

Рассмотрим равновесие сечения элемента, когда внешняя сила приложена с некоторым начальным эксцентриситетом таким образом, что выполняется условие $\sigma_s = 0$, то есть разрушение элемента наступает по сжатой зоне. Очевидно, что каутон сжатой зоны в этом случае используется полностью. Тогда в крайнем сжатом волокне деформации соответствуют максимальному значению на нисходящей ветви диаграммы " $\sigma - \varepsilon$ ", при этом напряжения меньше максимальных. С уменьшением высоты сжатой зоны диаграмма деформаций смещается в сторону крайнего волокна и происходит снижение максимальных деформаций. Следовательно, зависимость деформации в крайнем сжатом волокне ε_k от ξ , используя гипотезу плоских сечений, можно записать в следующем виде:

$$\varepsilon'_k = \varepsilon_K (1 - \xi). \quad (3.17)$$

Граничную относительную высоту сжатой зоны можно определить по приближенной формуле, аналогично приведенной в [Error! Reference source not found.], где в качестве расчетной величины продольных деформаций каутона необходимо принимать деформации ε_k :

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{\varepsilon_k E_s}}. \quad (3.18)$$

Таким образом, после уточнения деформаций в крайнем сжатом волокне в зависимости от высоты сжатой зоны несущую способность можно определить из выражения (3.12), подставив в него фактическое значение ε'_k .

При невыполнении условия $\xi < \xi_R$ разрушение образцов происходит по сжатой зоне, следовательно, в крайнем сжатом волокне деформации равны предельным и корректировка несущей способности, полученной после решения системы уравнений (3.12, 3.13, 3.15), не требуется.

В процессе вычислений требуется выполнять проверку напряжений, действующих в арматуре, по формуле:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_k \frac{h_o - x}{x} \leq R_s, \quad (3.19)$$

если напряжения превышают расчетное сопротивление арматуры, то в расчет необходимо подставлять R_s .

3.2. Расчет трещиностойкости сжатых элементов из каутона

Экспериментальные исследования показывают, что для внецентренно сжатых элементов из каутона перед образованием трещин характерна треугольная эпюра напряжений в сжатой зоне. Уровень трещинообразования в большей степени зависит от эксцентриситета приложения внешней силы и в меньшей от процента армирования. Принимая это во внимание, можно рассматривать приближенную схему расчета усилий трещинообразования (рис. 5.2), особенностями которой являются: напряжения в сжатой зоне распределяются по треугольной эпюре, в растянутой – по прямоугольной; в момент образования трещин деформации каутона определяются с учетом упругопластических свойств; выполняется гипотеза плоских сечений.

Тогда напряжения в крайнем сжатом волокне, выраженные через предел прочности каутона при растяжении, можно записать в виде:

$$\sigma_k = kR_{kt} \frac{x_{crc}}{h - x_{crc}}. \quad (3.21)$$

Напряжения в арматуре определяем через деформации растянутой зоны:

$$\sigma_s = kR_{kt} \alpha \frac{h - x_{crc}}{h - x_{crc}}, \quad (3.22)$$

где k – коэффициент упругопластических свойств каутона, $\alpha = E_s/E_k$.

Уравнения равновесия с учетом сделанных допущений и выражений (3.21, 3.22) в момент образования трещин имеют следующий вид:

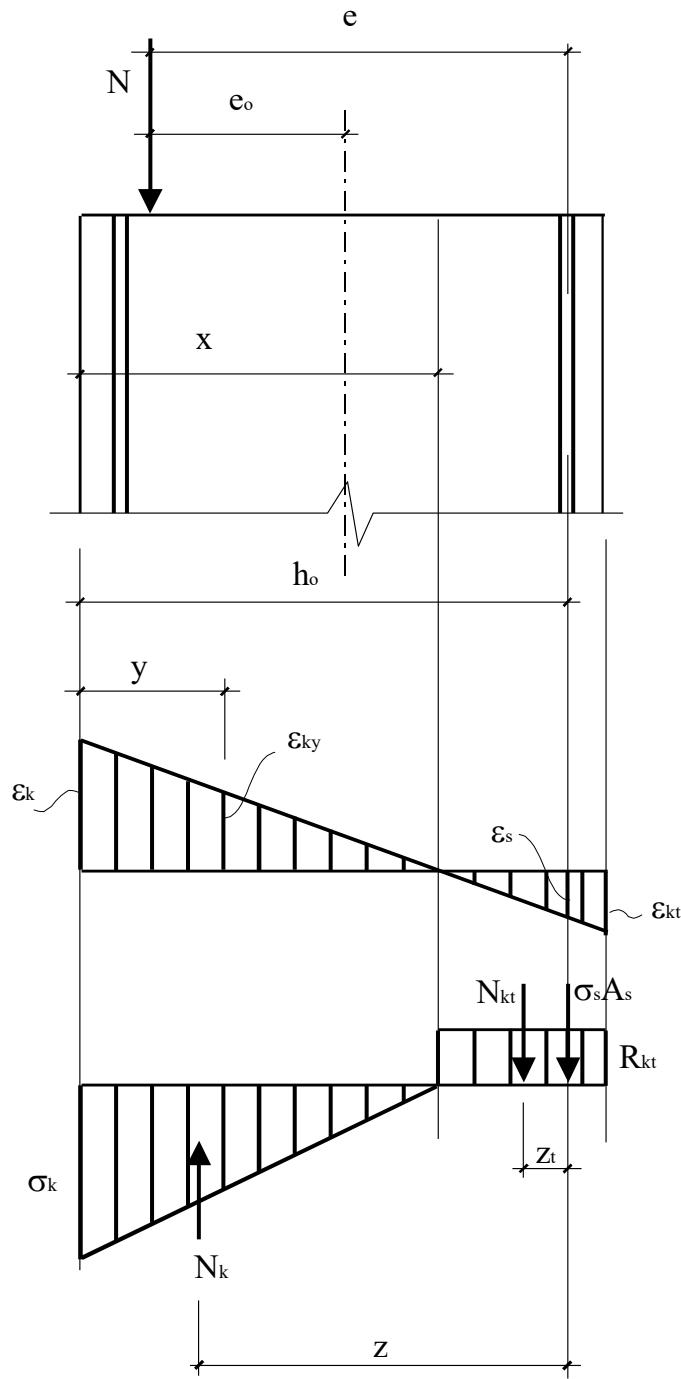


Рис. 3.2 Схема расчета усилий трещинообразования

$$\begin{cases} N_{crc} - bkR_{kt} \frac{x_{crc}^2}{h-x_{crc}} + bR_{kt}(h-x_{crc}) + kR_{kt}A_s \alpha \frac{h_0 - x_{crc}}{h-x_{crc}} = 0 \\ N_{crc}(e-h_0+x_{crc}) - bkR_{kt} \frac{2x_{crc}^3}{3(h-x_{crc})} + kR_{kt}A_s \alpha \frac{(h_0 - x_{crc})^2}{h-x_{crc}} = 0 \end{cases} \quad (3.23)$$

Решая систему уравнений (3.23) относительно x_{crc} , N_{crc} , получаем усилие трещинообразования и высоту сжатой зоны в этот момент.

Расчет трещиностойкости элементов и конструкций на основе каутона можно производить по приближенной методике с учетом упругопластических свойств, упрощенной схемы распределения напряжений в сжатой и растянутой зонах. Выбранная расчетная схема дает хорошие результаты при $\xi < \xi_R$ и коэффициенте армирования $\mu > 0,01$.

4. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ ЭЛЕМЕНТОВ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ КАУТОНА

При проектировании армокаутонных конструкций основные положения по конструированию железобетонных и сталеполимербетонных конструкций, установленные нормами, сохраняются.

Защитный слой каутона, исходя из обеспечения совместной работы с арматурой, должен назначаться не менее одного диаметра стержня, а из условия изготовления армокаутонных конструкций не менее 15 мм при наименьшем размере поперечного сечения элемента до 200 мм.

При эксплуатации конструкций в сильно агрессивных средах защитный слой каутона должен назначаться по расчету с учетом химической стойкости.

Минимальный процент армирования армокаутонных конструкций назначается по условию размещения арматуры и должен быть не менее $\mu = 0,5$ %.

Максимальный процент армирования, как и для других полимербетонов, в армокаутонных конструкциях может достигать значений $\mu = 10$ % и более, при проведении соответствующего технико-экономического обоснования.

Схема размещения арматуры в поперечном сечении элементов представлена на рис. 4.1, где a – защитный слой каутона для рабочей арматуры диаметром d , a_w , d_w – то же для поперечной арматуры, b , h – размеры поперечного сечения.

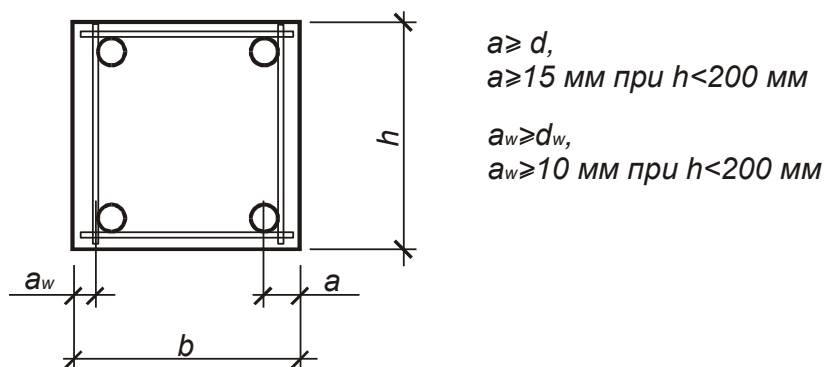


Рис. 4.1. Размещение арматуры в поперечном сечении элементов

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Библиографический список

1. Эффективные композиционные материалы на основе низкомолекулярного полибутадиенового олигомера смешанной микроструктуры ПБН: дисс. канд. техн. наук / Ю.М. Борисов – Воронеж, 1998. – 230 с.

2. Прочность и трещиностойкость наклонных сечений изгибаемых элементов строительных конструкций из армокаутона: дисс. канд. техн. наук / А.Э. Поликутин – Воронеж, 2002. – 235 с.

3. Панфилов Д.В. Дисперсно армированные строительные композиты на основе полибутадиенового олигомера: дисс. канд. техн. наук / Д.В. Панфилов – Воронеж, 2004. – 206 с.

4. Короткие сжатые элементы строительных конструкций из эффективного композита на основе бутадиенового полимера: дисс. канд. техн. наук / С.А. Пинаев – Воронеж, 2001. – 191 с.

Авторский коллектив:

Борисов Юрий Михайлович, д.т.н., профессор, ректор Воронежского ГАСУ

Потапов Юрий Борисович, д.т.н., профессор кафедры строительных конструкций, оснований и фундаментов Воронежского ГАСУ

Барабаш Дмитрий Евгеньевич, д.т.н., профессор кафедры строительных конструкций, оснований и фундаментов Воронежского ГАСУ

Поликутин Алексей Эдуардович, к.т.н., доцент кафедры строительных конструкций, оснований и фундаментов Воронежского ГАСУ

Панфилов Дмитрий Вячеславович, к.т.н., доцент, заведующий кафедрой строительных конструкций, оснований и фундаментов Воронежского ГАСУ

Пинаев Сергей Александрович, к.т.н., доцент кафедры строительных конструкций, оснований и фундаментов Воронежского ГАСУ

Научное издание

Монография

Подписано в печать 12.11.2013. Формат 60x84 1/16. Уч.-изд. л.000

Усл.-печ. л. 000 Бумага писчая. Тираж 100экз. Заказ № _____

Отпечатано: отдел оперативной полиграфии издательства
учебной литературы и учебно-методических пособий
Воронежского ГАСУ