

На правах рукописи



Ле Куанг Хюи

**РАЗВИТИЕ МЕТОДА РАСЧЕТА
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК
ПО НАКЛОННОМУ СЕЧЕНИЮ
НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ
С УЧЕТОМ ПРОДОЛЬНОГО АРМИРОВАНИЯ**

Специальность: 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

АВТОРЕФЕРАТ
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Санкт–Петербург – 2025

Работа выполнена в федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего образования «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет»

Научный руководитель: кандидат технических наук, доцент
Попов Владимир Минович

Официальные оппоненты: **Пинус Борис Израилевич**
доктор технических наук, профессор,
ФГБОУ ВО «Иркутский национальный
исследовательский технический университет»,
кафедра «Строительное производство»,
профессор кафедры

Балушкин Александр Леонидович
кандидат технических наук, доцент,
ФГБОУ ВО «Ярославский государственный
технический университет», кафедра
«Строительство зданий и сооружений»,
доцент кафедры

Ведущая организация: **ФГБОУ ВО «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I».**

Защита диссертации состоится «25» ноября 2025 года в 13:00 часов на заседании диссертационного совета 24.2.380.01 при ФГБОУ ВО «Санкт–Петербургский государственный архитектурно–строительный университет» по адресу: 190005, Санкт–Петербург, 2–я Красноармейская ул., д. 4, зал заседаний диссертационного совета (аудитория №220 главного корпуса).

Тел./Факс: (812) 316–58–73; E–mail: rector@spbgasu.ru

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке ФГБОУ «Санкт-Петербургский государственный архитектурно–строительный университет» и на сайте <https://dis.spbgasu.ru/specialtys/personal/le-kuang-hyui>

Автореферат разослан «6» октября 2025 г.

Ученый секретарь
диссертационного совета



В.М. Попов

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы исследования. Вопросы, связанные с разработкой методов расчета железобетонных конструкций по наклонным сечениям, интересуют многих исследователей во всем мире. В настоящее время проведено множество экспериментально–теоретических исследований, при этом окончательно не удалось создать общую теорию расчета прочности железобетонных конструкций по наклонным сечениям.

В нормативных документах России при расчете железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил не учитывается влияние продольной растянутой арматуры, хотя теоретические и экспериментальные исследования в России и за рубежом подтвердили влияние продольного армирования на сопротивление железобетонных балок по наклонным сечениям.

Таким образом, исследования, посвященные изучению напряженно-деформированного состояния приопорных участков изгибаемых железобетонных элементов аналитическими и численными методами, с целью оценки влияния процента продольного армирования на сопротивление железобетонных балок по наклонному сечению при действии поперечных сил, являются актуальными.

Степень разработанности темы исследования. Несущая способность изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям интересует многих ученых. Теоретические модели и расчетные схемы, отражающие причины разрушения железобетонных конструкций по наклонным сечениям, разрабатывались такими учеными, как E. Mörsch, W. Ritter, A.N. Talbot, M.C. Боришанский, A.A. Гвоздев, A.C. Залесов, G. Kani, H. Kupfer, M. Collins, D. Mitchell, F.J. Vecchio, M.P. Nielsen, N.W. Braestrup, A. Berlabi, T. Hsu, E. Bentz, Вл.И. Колчунов, С.Н. Карпенко, A.C. Крылов и многие другие учёные.

Экспериментальные исследования, выполненные M.C. Боришанским, A.A. Гвоздевым, A.C. Залесовым, O.Ф. Ильиным, Ю.Л. Изотовым, И.А. Титовым, M. Collins, E. Bentz, R.C. Elstner, G. Kani, R.C. Fenwick, T. Paulay, H. Taylor, F. Leonhardt, R. Walther и другими, помогли дополнить и усовершенствовать теоретическую расчетную модель. Это основа для построения и разработки эмпирических формул, а также корректировки коэффициентов для учета влияния компонентов поперечных сил.

Исследования влияния длины пролета среза на характер разрушения бетона в зоне сжатия над наклонными трещинами проводились учеными: Л.А. Дорошкевичем, A.A. Гвоздевым, A.C. Залесовым, Ю.А. Климовым, В.Н. Байковым, В.П. Митрофановым, И.А. Титовым, В.И. Майоровым, A.Б. Гольшевым, F. Leonhardt, G. Kani и др.

Вопросами о сопротивлении анкерной зоны при разрушении по наклонному сечению занимались ученые-исследователи В.Н. Байков, А.С. Залесов, Г.И. Попов, В.И. Мурашев и др.

Влияние формы поперечного сечения на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов по наклонному сечению посвящены работы Ч.Б. Игнатевичуса, У.В. Раускаса, М.С. Боришанского, Л. Барановского, А.С. Залесова, И.Н. Старишко, Т.А. Мухамедиева, С.А. Зенина, П.П. Польского, Е.В. Клименко, и др.

Влияние содержания продольной арматуры рассматривали А.А. Гвоздев, А.С. Залесов, П.П. Польской, В.И. Майоров, В.И. Себекина, Дау Тьеколо, А.С. Силантьев, С.Н. Карпенко, В.Б. Филатов, С.Б. Крылов, В.И. Травуш, А.С. Крылов, И.Н. Старишко и др.

Эти исследования являются основой для постоянного обновления, дополнения и совершенствования методов расчета железобетонных конструкций, применяемых в нормативных документах.

Область исследования – соответствует паспорту научной специальности: шифр 2.1.1 Строительные конструкции, здания и сооружения, пункт 1. Построение и развитие теории, разработка аналитических и вычислительных методов расчёта механической безопасности и огнестойкости, рационального проектирования и оптимизации конструкций и конструктивных систем зданий и сооружений.

Объект исследования – железобетонные балки прямоугольного сечения.

Предмет исследования – несущая способность железобетонных балок по наклонным сечениям на действие поперечных сил.

Научная гипотеза: коэффициент продольного армирования влияет на несущую способность железобетонных балок по наклонным сечениям на действие поперечных сил.

Цель работы: развитие метода расчета железобетонных балок по наклонным сечениям на действие поперечных сил с учетом продольного армирования.

В соответствии с целью работы были сформулированы и решены следующие **основные задачи**:

1. Выполнить анализ современного состояния теоретических и экспериментальных исследований несущей способности изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям.

2. Провести теоретические исследования влияния продольного армирования на несущую способность железобетонных балок по наклонному сечению при поперечном изгибе.

3. Разработать методику экспериментальной проверки принятой гипотезы о влиянии продольной арматуры и длины пролета среза на несущую способность железобетонных балок при действии поперечных сил.

4. Провести численное исследование несущей способности железобетонных балок при действии поперечных сил с учетом нелинейной работы бетона и арматуры.

Научная новизна исследования:

1. Предложен усовершенствованный метод расчета железобетонных балок по наклонным сечениям на действие поперечных сил, повышающий точность расчетов.

2. Установлена зависимость несущей способности железобетонных балок по наклонному сечению при поперечном изгибе от коэффициента продольного армирования.

Теоретическая значимость работы заключается в развитии двухблочной модели А.А. Гвоздева и А.С. Залесова посредством учета продольного армирования и длины пролета среза на несущую способность железобетонных балок по наклонному сечению при поперечном изгибе.

Практическая значимость работы заключается в разработке инженерного методике расчета железобетонных балок по наклонному сечению на действие поперечных сил с учетом продольного армирования.

Показано влияние пролета среза и продольного армирования на несущую способность железобетонных балок по наклонным сечениям при поперечном изгибе.

Методология и методы диссертационного исследования:

В работе использованы теоретические и экспериментальные методы научного познания, методы математической статистики, метод конечных элементов с применением программного комплекса ABAQUS.

Положения, выносимые на защиту:

1. Метод расчета железобетонных балок по наклонным сечениям при поперечном изгибе с учетом влияния продольной растянутой арматуры.

2. Результаты экспериментальной проверки принятой научной гипотезы – длины пролета среза на несущую способность железобетонных балок по наклонным сечениям при действии поперечных сил.

3. Результаты численного моделирования несущей способности железобетонных балок на действие поперечных сил при различном содержании продольной арматуры и разных длинах пролетов среза.

Степень достоверности результатов:

Достоверность полученных теоретических решений основана на применении общепринятых гипотез и допущений, удовлетворительным согласием с результатами эксперимента и численного моделирования. Испытания железобетонных балок на действие поперечных сил проводились на сертифицированном измерительном оборудовании. Проведена оценка результатов расчета по предлагаемому методу с применением методов математической статистики и выполнено сравнение с экспериментальными данными других исследователей.

Апробация работы. Основные полученные результаты исследований докладывались и обсуждались на конференциях: XVI Международная научно-техническая конференция «Актуальные вопросы архитектуры и строительства», г. Новосибирск, 2023 г.; LXXVI Региональная научно-практическая конференция студентов, аспирантов и молодых учёных «Актуальные проблемы современного строительства», г. Санкт-Петербург, 2023 г.; II Национальная (всероссийская) научно-техническая конференция «Перспективы современного строительства», г. Санкт-Петербург, 2024 г.; LXXVII Национальная научно-практическая конференция студентов, аспирантов и молодых учёных «Актуальные проблемы современного строительства», г. Санкт-Петербург, 2024 г.; LXXVIII Международная научно-практическая конференция «Архитектура – Строительство – Транспорт – Экономика», г. Санкт-Петербург, 2024 г.

Публикация.

Основные научные результаты исследований опубликованы в 6 научных работах, включая 5 публикаций в журналах из перечня ВАК, и 1 статьи публикации в базе данных РИНЦ.

Структура и объем диссертационной работы.

Диссертация состоит из введения, 4 глав, заключения, приложений, списка литературы из 118 наименований, в том числе 46 зарубежных источников. Работа представлена на 182 страницах, содержит 83 рисунков, 17 таблиц и 70 страниц приложения.

СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во введении обосновываются актуальность и степень разработанности темы диссертации, изложены цель и задачи, определены область и объект исследования, научная гипотеза, научная новизна, теоретическая и практическая значимость работы.

В первой главе проанализированы и обобщены результаты исследований несущей способности железобетонных балок по наклонным сечениям в России и за рубежом. Рассмотрены методы расчета прочности железобетонных балок по наклонному сечению с учетом влияния содержания продольной арматуры.

Анализ исследований российских и зарубежных авторов несущей способности изгибаемых элементов железобетонных конструкций по наклонным сечениям позволяет сделать следующие выводы:

– существующие методы и расчетные модели для определения несущей способности железобетонных балок по наклонным сечениям имеют свои достоинства и недостатки.

– образование и развитие наклонных трещин может быть описано тремя стадиями. Они носят случайный характер, поэтому трудно

спрогнозировать тип разрушения, что затрудняет практическое применение некоторых методов расчета, основанных на каждом виде разрушения, поскольку они неточно отражают фактические результаты.

– при разрушении по наклонному сечению напряжения в продольной растянутой арматуре не достигают предела текучести арматуры, а зависимость напряжений и деформаций бетона в зоне сжатия ниже наклонной трещины имеет линейную зависимость, диаграмма напряжений сжимающего участка бетона над наклонной трещиной не линейна. График сдвиговых напряжений в бетоне в зоне сжатия также имеет вид параболической кривой с наибольшим значением, достигаемым в области наклонной вершины трещины.

– влияние продольной растянутой арматуры на несущую способность железобетонных балок по наклонным сечениям учтено в нормативных документах некоторых стран мира.

– известные модели и методы, учитывающие влияние продольного армирования на несущую способность железобетонных балок по наклонным сечениям, сложны и имеют некоторые ограничения, затрудняющие их применение.

В действующем в России нормативном документе СП 63.13330.2018 (СП 63) не учитывается влияние продольной арматуры при определении несущей способности изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил.

Таким образом, разработка метода расчета железобетонных балок по наклонному сечению на действие поперечных сил с учетом продольного армирования являются актуальной.

Во второй главе приведены этапы подготовки и проведения экспериментальных исследований.

Представлены результаты экспериментального исследования несущей способности железобетонных балок по наклонным сечениям на действие поперечных сил при различных процентах продольного армирования и пролетов среза.

Для проведения экспериментальных исследований было изготовлено 18 железобетонных балок геометрическими размерами 60x120x1000 ($b \times h \times l$) мм. Всего было испытано 3 серии балок, каждая серия включала в себя 6 балок:

– исследовано влияние продольного армирования на несущую способность по наклонному сечению железобетонных балок без поперечной арматуры (серия 1) и с ней (серия 2) (при относительном пролете среза $a/h_0=1,5$).

– изучено влияния пролета среза на несущую способность железобетонных балок по наклонному сечению (серия 3) (при относительном пролете среза $a/h_0=1,5; 2,0; 2,5$).

Общие характеристики экспериментальных образцов балок представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Экспериментальные образцы

Тип балки	Серия	Шифр балки	Продольная арматура μ_s (%)	Поперечная арматура μ_{sw} (%)	Количество (шт)
Железобетонные балки без поперечной арматуры	1	ЖБ1–1	0,84 (1φ8)	–	2
		ЖБ1–2	1,31 (1φ10)	–	2
		ЖБ1–3	1,88 (1φ12)	–	2
Железобетонные балки с поперечной арматурой	2	ЖБ2–1	0,84 (1φ8)	0,33 (φ5,s=100)	2
		ЖБ2–2	1,31 (1φ10)	0,33 (φ5,s=100)	2
		ЖБ2–3	1,88 (1φ12)	0,33 (φ5,s=100)	2
Железобетонные балки	3	ЖБ3–1	1,31 (1φ10)	0,33 (φ5,s=100)	3
		ЖБ3–2	1,31 (1φ10)	0,33 (φ5,s=100)	3

Шаг поперечной арматуры 100 мм ($s=100$).

Для всех серий экспериментов использовался бетон одного состава, одновременно из этой же бетонной смеси изготавливались образцы–кубы размерами 100x100x100 мм.

В таблице 2 представлены характеристики свойств бетона.

Таблица 2 – Характеристики физико–механических свойств бетона

Серия	Плотность (кг/м ³)	Средняя кубиковая прочность, R_m (МПа)	Средняя прочность бетона на растяжение, R_{btm} (МПа)	Начальный модуль упругости, E_b (МПа)
1	2399,0	29,484	2,195	29212
2	2342,4	29,620	2,202	29271
3	2358,0	30,858	2,263	29794

Продольная растянутая арматура – А500С диаметрами 8, 10 и 12 мм, а верхняя продольная и поперечная арматура – В500С диаметром 5 мм. Было испытано 4 образца каждого диаметра. Образцы представляли собой отрезки арматуры длиной 50 см.

Характеристики арматуры представлены в таблице 3.

Таблица 3 – Характеристики механических свойств арматуры

№	Образец	R_s (МПа)	R_{sw} (МПа)	Относительные деформации		E_s (МПа)
				ε_{s0} (%)	ε_{s2} (%)	
1	φ8 класса А500С	644,58	–	0,322	2,5	200000
2	φ10 класса А500С	635,38	–	0,318	2,5	200000
3	φ12 класса А500С	529,26	–	0,265	2,5	200000
4	φ5 класса В500С	512,05	409,6	0,258	2,0	200000

Образцы арматурных каркасов для железобетонных балок показаны на рисунке 1.



Рисунок 1 – Образцы арматурных каркасов

Эксперименты проводились на универсальной испытательной машине УТ–05–1000. На рисунке 2 представлена схема испытания балки с размещением измерительных приборов.

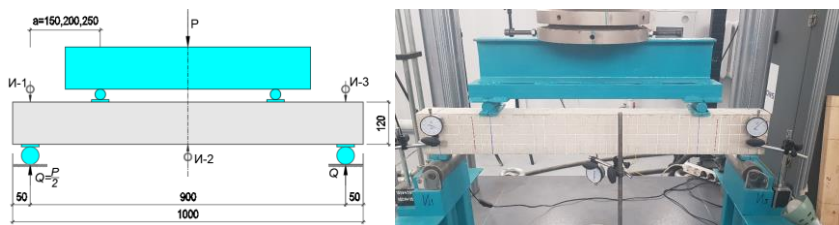
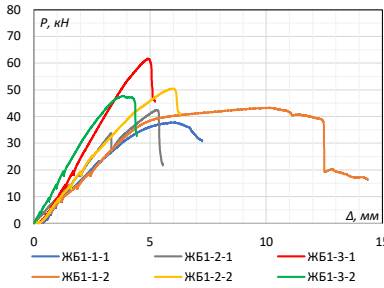


Рисунок 2 – Схема нагружения балки

Максимальная разрушающая нагрузка, зафиксированная испытательной машиной, считается несущей способностью испытуемых балок. На рисунках 3, 4 и 5 представлены экспериментальные зависимости «нагрузка-перемещение траверсы» ($P-\Delta$) (а) и образцы балок после испытаний (б).

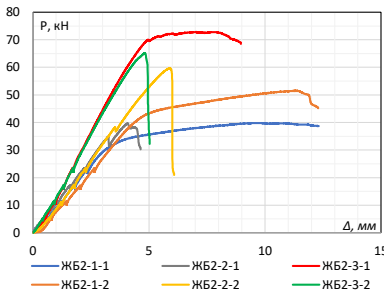


а)

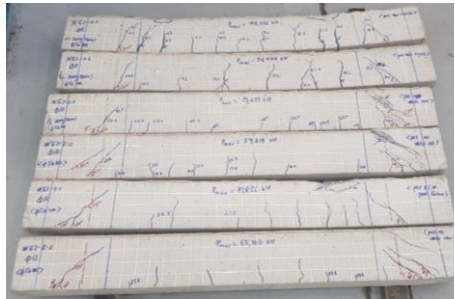


б)

Рисунок 3 – График зависимости « $P-\Delta$ » испытательных балок (а) и образцы балок после испытания (б) – Серия 1

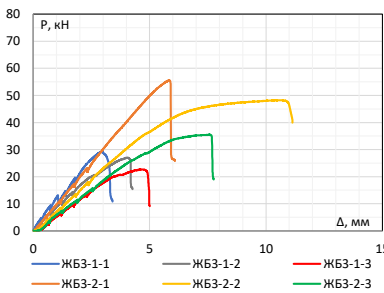


а)

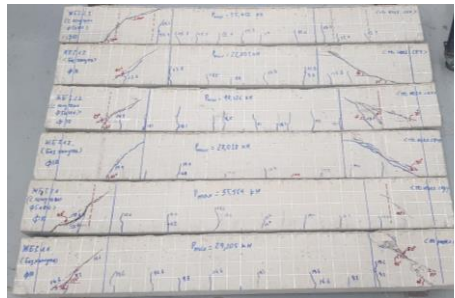


б)

Рисунок 4 – График зависимости « $P-\Delta$ » испытательных балок (а) и образцы балок после испытания (б) – Серия 2



а)



б)

Рисунок 5 – График зависимости « $P-\Delta$ » испытательных балок (а) и образцы балок после испытания (б) – Серия 3

Разрушение балок при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента наступали по наклонному сечению, однако балки ЖБ2–1–1, ЖБ2–1–2 и ЖБ2–3–1 разрушились по нормальному сечению. Разрушение балок ЖБ1–1–2, ЖБ2–3–1 произошло по наклонному и по нормальному сечению одновременно.

Результаты экспериментов показали, что:

- увеличение процента продольной арматуры повышает несущую способность балок по наклонным сечениям.

- увеличение пролета среза уменьшает несущую способность балок по наклонному сечению.

Для испытаний серии 2 и 3 (3 балки в серии 3), поперечные арматуры устанавливались с содержанием $\mu_{sw} = 0,33\%$ ($\phi 5$, шаг $s = 100$ мм $> s_{max} = h_0/2 = 50$ мм). В этих балках поперечная арматура не является расчетной. Хотя экспериментально зафиксировано повышение несущей способности.

В третьей главе представлены численные исследования несущей способности железобетонных балок, выполненные методом конечного элемента с использованием программного комплекса ABAQUS/Explicit.

При численном моделировании с использованием ABAQUS применение Explicit алгоритма позволяет:

- обходиться без итерации и проверки сходимости.
- обеспечить точность благодаря достаточно малым приращением времени ($\Delta t = 0,01$ секунды).

Физико-механические характеристики бетона и арматуры приняты по результатам экспериментов, приведенных в таблицах 2 и 3.

В настоящих исследованиях параметры бетонного материала по модели CDP использовались согласно рекомендациям в руководстве пользователя программного обеспечения ABAQUS.

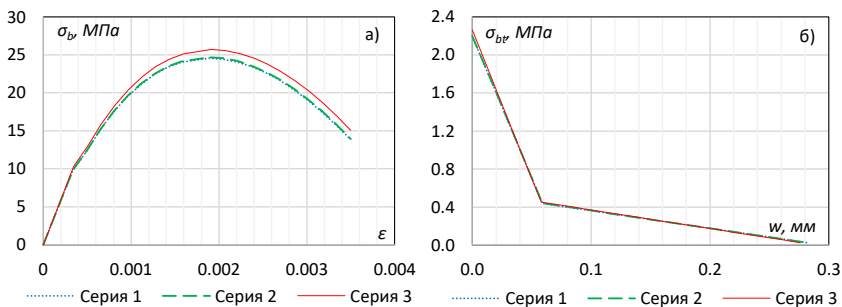


Рисунок 6 – Зависимости « σ – ϵ » бетона при сжатии (а) и зависимости « σ – w » при одноосном растяжении бетона (б)

При использовании модели пластичного разрушения бетона с повреждениями (CDP - Concrete damaged plasticity) в ABAQUS зависимость «напряжения–деформации» (σ – ϵ) бетона при сжатии (рис. 6, а) и зависимость «напряжения – раскрытие трещины» (σ – w) при одноосном растяжении бетона (рис. 6, б) рассчитываются по СЕВ-FIP Mode Code 2010.

Угол дилатации описывает пластическую деформацию, вызванную напряжением сдвига после упругой фазы. При моделировании работы экспериментальных балок серий 1 и 2 угол дилатации бетона принимался $\psi = 50^\circ$. Моделирование балок серии 3 выполнено при углах дилатации $\psi = 50^\circ$ и $\psi = 30^\circ$.

Для описания взаимосвязи напряжений и деформаций арматуры используется двухлинейная диаграмма по СП 63.

Размер сторон конечных элементов при моделировании экспериментальных балок принят не более 10 мм (рис. 7). Арматура моделируется с помощью конечного элемента «embedded region» в предположении абсолютного сцепления между бетоном и арматурой.

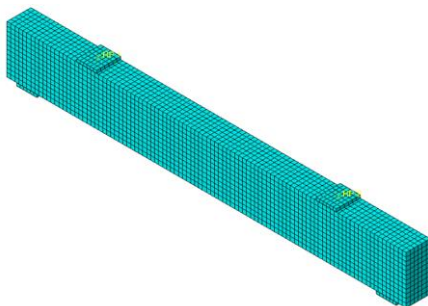


Рисунок 7 – Схема разбивки на конечные элементы экспериментальной балки в программе ABAQUS

Результаты численного моделирования работы железобетонных балок в программном комплексе ABAQUS показали, что все балки разрушаются по наклонному сечению. Значения максимальных поперечных сил, определенных экспериментальными и численными методами, приведены в таблице 4.

Таблица 4 – Результаты экспериментального и численного моделирования балки

Серия	Балки	a/h_0	μ_s (%)	μ_{sw} (%)	Q_{exp} (кН)	$Q_{exp, cp}$ (кН)	Q_{ABQ} (кН)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{ABQ}}$	$\frac{Q_{exp, cp}}{Q_{ABQ}}$
1	ЖБ1–1–1	1,5	0,84	–	18,894	20,27	15,75	1,20	1,29
	ЖБ1–1–2	1,5	0,84	–	21,637			1,37	

Окончание табл. 4

Серия	Балки	a/h_0	μ_s (%)	μ_{sw} (%)	Q_{exp} (кН)	$Q_{exp, cp}$ (кН)	Q_{ABQ} (кН)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{ABQ}}$	$\frac{Q_{exp, cp}}{Q_{ABQ}}$
1	ЖБ1–2–1	1,5	1,31	–	21,232	23,23	16,42	1,29	1,41
	ЖБ1–2–2	1,5	1,31	–	25,232			1,54	
	ЖБ1–3–1	1,5	1,88	–	30,811	27,34	16,92	1,82	1,62
	ЖБ1–3–2	1,5	1,88	–	23,874			1,41	
2	ЖБ2–1–1	1,5	0,84	0,33	20,168	22,96	16,72	1,21	1,37
	ЖБ2–1–2	1,5	0,84	0,33	25,742			1,54	
	ЖБ2–2–1	1,5	1,31	0,33	19,818	24,84	17,12	1,16	1,45
	ЖБ2–2–2	1,5	1,31	0,33	29,860			1,74	
	ЖБ2–3–1	1,5	1,88	0,33	36,418	34,50	17,25	2,11	2,00
	ЖБ2–3–2	1,5	1,88	0,33	32,580			1,89	
3 ($\psi=50^\circ$)	ЖБ3–1–1	1,5	0,84	–	14,603	14,603	16,85	0,87	0,87
	ЖБ3–1–2	2,0	1,31	–	13,519	13,519	16,72	0,81	0,81
	ЖБ3–1–3	2,5	1,88	–	11,352	11,352	14,20	0,80	0,80
	ЖБ3–2–1	1,5	0,84	0,33	27,782	27,782	17,47	1,59	1,59
	ЖБ3–2–2	2,0	1,31	0,33	24,113	24,113	17,62	1,37	1,37
	ЖБ3–2–3	2,5	1,88	0,33	17,728	17,728	14,92	1,19	1,19
3 ($\psi=30^\circ$)	ЖБ3–1–1	1,5	0,84	–	14,603	14,603	16,19	0,90	0,90
	ЖБ3–1–2	2,0	1,31	–	13,519	13,519	14,28	0,95	0,95
	ЖБ3–1–3	2,5	1,88	–	11,352	11,352	12,23	0,93	0,93
	ЖБ3–2–1	1,5	0,84	0,33	27,782	27,782	16,46	1,69	1,69
	ЖБ3–2–2	2,0	1,31	0,33	24,113	24,113	14,50	1,66	1,66
	ЖБ3–2–3	2,5	1,88	0,33	17,728	17,728	13,55	1,31	1,31

Примечание: Q_{exp} – реакция балки на опоре при разрушении; $Q_{exp, cp}$ – среднее значение реакции балки на опоре; Q_{ABQ} – реакция балки на опоре при разрушении, полученная численно с использованием программного комплекса АВАQUS.

Результаты численного моделирования работы железобетонных балок показали хорошую сходимость с результатами экспериментальных исследований.

Численное моделирование работы железобетонных балок показало:

– при увеличении процента продольного армирования возрастает несущая способность железобетонных балок по наклонным сечениям (в таблице 4 выделены результаты влияния процента продольного армирования), что свидетельствует об экспериментальном и численном подтверждении принятой научной гипотезы.

– при увеличении длины пролета срезная несущая способность балок по наклонным сечениям уменьшается (см. табл. 4).

Значение угла дилатации бетона влияет на результаты численного моделирования работы железобетонных балок по наклонному сечению (рис. 8, 9). При угле дилатации бетона $\psi=30^\circ$ получена лучшая сходимость результатов численного моделирования работы железобетонных балок с результатами экспериментальных исследований.

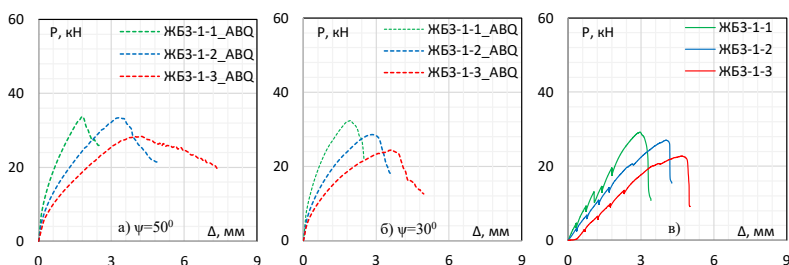


Рисунок 8 – Зависимости « P – Δ » железобетонных балок серии 3 по ABAQUS (а, б) и результатами экспериментов (в) (без поперечной арматуры)

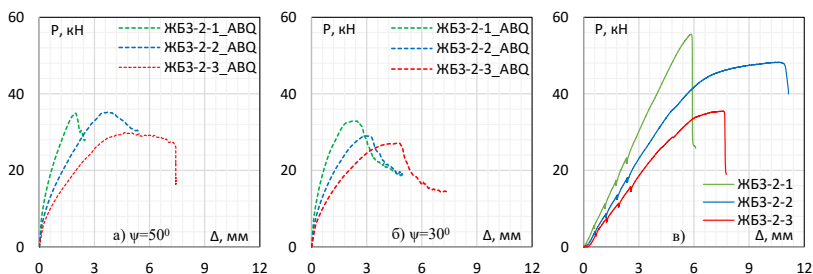


Рисунок 9 – Зависимости « P – Δ » железобетонных балок серии 3 по ABAQUS (а, б) и результатами экспериментов (в) (с поперечной арматурой)

При разрушении балки (с поперечной арматурой и без неё) напряжения в продольных и поперечных стержнях не достигают предела текучести (рис. 10), и балки разрушены по наклонным сечениям (см. рис. 11–13).

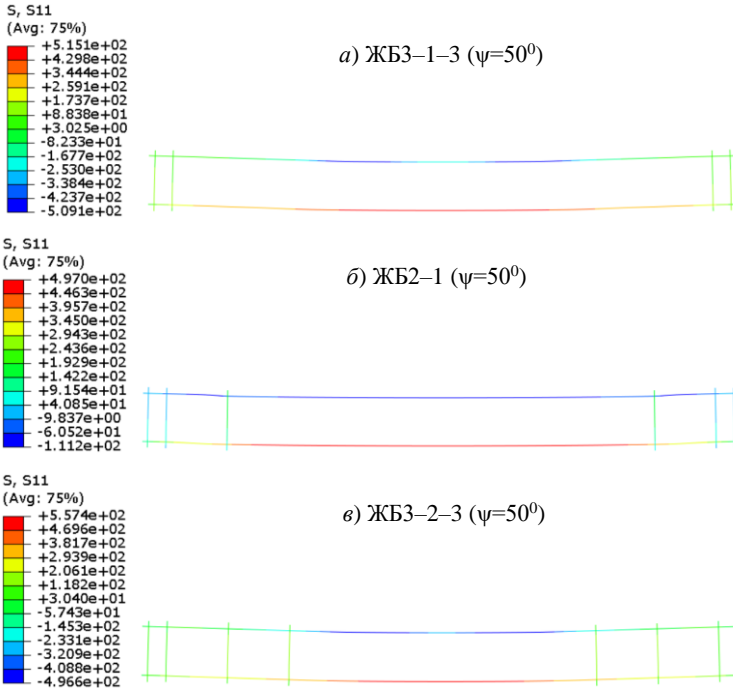


Рисунок 10 – Напряжения в продольных и поперечных стержнях в момент разрушения балки (МПа) (балки без (а) и с поперечной арматурой (б, в))

По результатам численного моделирования несущая способность железобетонных балок по наклонным сечениям при учете поперечной арматуры увеличивается незначительно.

Разница между результатами численного моделирования и эксперимента обусловлена погрешностью эмпирической формулы для определения прочности бетона на растяжение.

Численная модель достоверно описывает процесс образования и развития нормальных и наклонных трещин при угле дилатации бетона $\psi=50^\circ$ и относительном пролете среза $a/h_0 = 1,5$ (рис. 11).

При относительном пролете среза $a/h_0 = 2,0$ угол дилатации бетона $\psi = 50^\circ$ адекватно описывает характеристики наклонных трещин, а для характеристики нормальных трещин более соответствующим является угол дилатации бетона $\psi = 30^\circ$ (рис. 12).

При относительном пролете среза $a/h_0 = 2,5$ угол дилатации бетона $\psi = 30^\circ$ обеспечивает лучшую сходимость с экспериментальными данными (рис. 13).

Эксперимент

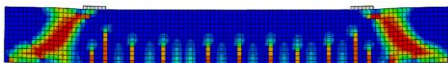
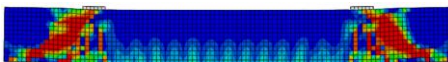
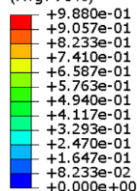

 ABAQUS
 (ABQ)
 $\psi = 50^\circ$

 ABAQUS
 (ABQ)
 $\psi = 30^\circ$

 DAMAGET
 (Avg: 75%)


Рисунок 11 – Экспериментальные и численные процессы трещинообразования в балке ЖБЗ–1–1

Эксперимент

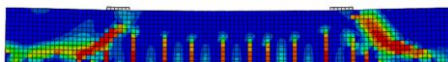
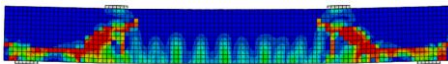
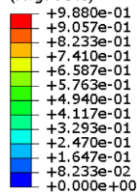

 ABAQUS
 (ABQ)
 $\psi = 50^\circ$

 ABAQUS
 (ABQ)
 $\psi = 30^\circ$

 DAMAGET
 (Avg: 75%)


Рисунок 12 – Экспериментальные и численные процессы трещинообразования в балке ЖБЗ–1–2

Эксперимент

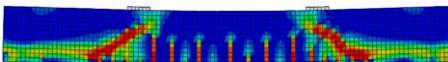
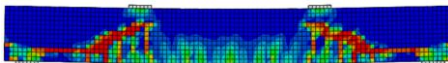
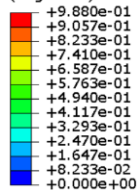

 ABAQUS
 (ABQ)
 $\psi = 50^\circ$

 ABAQUS
 (ABQ)
 $\psi = 30^\circ$

 DAMAGET
 (Avg: 75%)


Рисунок 13 – Экспериментальные и численные процессы трещинообразования в балке ЖБЗ–1–3

В четвертой главе представлен метод расчета железобетонных балок по наклонному сечению при действии поперечной силы с учетом процента продольного армирования, разработанный на основе двухблочной схемы, предложенной профессором А.А. Гвоздевым.

На рисунке 14 показаны расчетные эпюры напряжений в бетоне и расчетная схема деформирования в нормальном сечении, полученные на основе допущений, предложенных А.С. Залесовым.

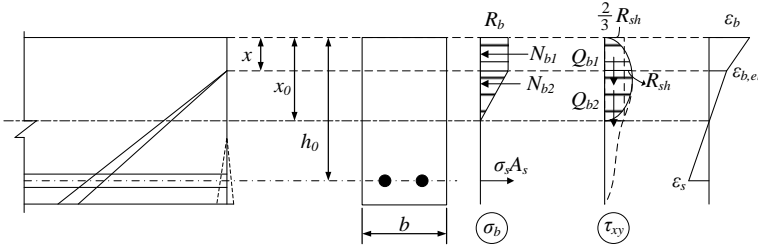


Рисунок 14 – Расчетная схема изгибаемого железобетонного элемента и эпюры нормальных и касательных напряжений в бетоне

По расчетной схеме железобетонный элемент разделен на два блока (верхний и нижний блоки), разделенных наклонной трещиной и нормальным сечением, проходящим через ее вершину, как показано на рисунке 15.

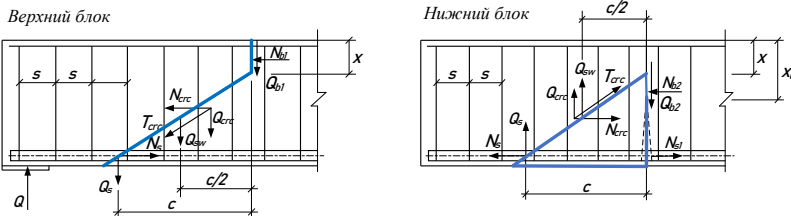


Рисунок 15 – Расчетная схема усилий в верхнем и нижнем блоке

В наклонном сечении рассмотрены усилия: продольное и поперечное усилия в бетоне сжатой зоны над вершиной наклонной трещины (N_{b1} , Q_{b1}) и под ней (N_{b2} , Q_{b2}), осевая сила в хомутах, пересекающих наклонную трещину (Q_{sw}), продольное и поперечное усилия в продольной арматуре (N_s , Q_s). Сила зацепления в наклонной трещине T_{crc} разделена на две составляющие – продольное и поперечное усилия (N_{crc} , Q_{crc}).

По эпюрам касательных напряжений (рис. 14) поперечные усилия Q_{b1} , Q_{b2} в бетоне сжатой зоны для верхнего и нижнего блоков в железобетонных балках без хомутов определяются по формулам:

$$Q_{b1} = (2/3) \cdot \tau_{\max}^{xy} \cdot bx = (2/3) \cdot R_{sh} \cdot bx \approx 1,5 R_{b1} \cdot bx, \quad (1)$$

$$Q_{b2} = (2/3) \cdot R_{sh} \cdot b(x_0 - x) \approx 1,5 R_{b1} \cdot b(x_0 - x). \quad (2)$$

где: x – высота участка бетона над вершиной наклонной трещины, x_0 – высота участка сжатого бетона в нормальном сечении (см. рис. 14, 15).

– в железобетонных балках с хомутами:

$$Q_{b1} = (2/3) \cdot \tau_{\max}^{xy} bx = (2/3) \cdot R_{sh} bx \approx 1,7 R_{bt} bx, \quad (3)$$

$$Q_{b2} = (2/3) \cdot R_{sh} b(h_0 - x) \approx 1,7 R_{bt} b(h_0 - x). \quad (4)$$

По мнению А.А. Гвоздева и А.С. Залесова, нагельную силу в продольной арматуре и усилие зацепления бетона по наклонной трещине можно рассматривать как одну силу с точкой приложения на пересечении продольной арматуры и наклонной трещины. Продольная и поперечная составляющие этой силы определяются по формулам:

$$N_{s,cre} = N_s - N_{cre}, \quad (5)$$

$$Q_{s,cre} = Q_s + Q_{cre}. \quad (6)$$

Для верхнего блока уравнения для равновесий изгибающего момента, продольной силы и поперечной силы:

$$M = N_{b1} (h_0 - 0,5x) + Q_{sw} \frac{c}{2} + Q_{s,cre} c, \quad (7)$$

$$N_{b1} - N_{s,cre} = 0, \quad (8)$$

$$Q = Q_{b1} + Q_{sw} + Q_{s,cre}. \quad (9)$$

для нижнего блока:

$$Q_{sw} \frac{c}{2} + Q_{s,cre} c - N_{b2} \left[h_0 - x - \frac{1}{3}(x_0 - x) \right] = 0, \quad (10)$$

$$N_{s1} - N_{s,cre} - N_{b2} = 0, \quad (11)$$

$$Q_{sw} + Q_{s,cre} - Q_{b2} = 0. \quad (12)$$

Согласно предложению А.С. Залесова, условие (12) выражено аналогично случаю балки без хомутов, то есть:

$$Q_{s,cre} - Q_{b2} = 0. \quad (13)$$

Из двухблочной модели по условиям (12) и (13) следует, что компоненты, которые создают сопротивление сдвигу железобетонных балок, такие как нагельная сила (Q_s) и сила зацепления (Q_{cre}) учитываются косвенно через поперечную силу, воспринимаемую бетоном сжатой зоны в нижнем блоке (Q_{b2}).

Необходимо отметить, что в этом случае способность на сдвиг бетона соответствует случаю балок без хомутов, т.е. поперечные усилия Q_{b1} , Q_{b2} определяются по формулам (1) и (2).

Поперечная сила, действующая в наклонном сечении, не должна превышать поперечные составляющие внутренних предельных усилий:

– для балки без хомутов

$$Q \leq Q_b = Q_{b1} + Q_{b2} = 1,5R_{br}b(x_0 - x + x) = 1,5R_{br}bx_0, \quad (14)$$

– для балки с хомутами

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} = 1,5R_{br}bx_0 + \frac{R_{sw}A_{sw}}{s}c = 1,5R_{br}bx_0 + q_{sw}c, \quad (15)$$

где A_{sw} – площадь поперечной арматуры с шагом « s », расположенной в пределах проекции наклонного сечения на продольную ось элемента « c ».

В нормальном сечении, высота сжатой зоны x_0 определяется по формуле:

$$x_0 = \alpha_s \mu_s h_0 \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_s \mu_s}} - 1 \right), \quad (16)$$

где $\alpha_s = E_s / E_b$ – отношение модулей упругости продольной арматуры и бетона; $\mu_s = A_s / (bh_0)$ – коэффициент армирования.

Согласно СП 63 длина проекции наклонной трещины при учете поперечной арматуры принимается $h_0 \leq c \leq 2h_0$.

Если в целях безопасности примем $c = h_0$, то уравнение (15) запишем в виде:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} = 1,5R_{br}bh_0\alpha_s\mu_s \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_s\mu_s}} - 1 \right) + q_{sw}h_0. \quad (17)$$

В формуле (17) влияние продольного армирования учитывается коэффициентом армирования μ_s и отношением модуля упругости арматуры к бетону – α_s .

Условие СП 63:

$$Q_1 \leq Q_{b1} + Q_{sw,1} = 0,5R_{br}bh_0 + q_{sw}h_0, \quad (18)$$

где Q_1 – поперечная сила в нормальном сечении от внешней нагрузки.

$$Q_{b1} = 0,5R_{br}bh_0, \quad (19)$$

$$Q_{sw} = Q_{sw1} = q_{sw}h_0. \quad (20)$$

Расчет изгибаемых железобетонных элементов по наклонному сечению производится по методическим требованиям пособия к СП 63.13330.2012:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} = \frac{1,5R_{br}bh_0^2}{c} + 0,75q_{sw}c_0, \quad (21)$$

где

$$0,5R_{br}bh_0 \leq Q_b \leq 2,5R_{br}bh_0. \quad (22)$$

По сравнению с расчетом несущей способности изгибаемых железобетонных элементов по наклонному сечению по условиям (17) и (18), при

расчете по (21) необходимо определять длину проекции «с» и длину проекции опасного наклонного сечения «с₀» на продольную ось элемента.

Таким образом, несущая способность железобетонных балок по наклонному сечению определяется по следующим формулам: СП1 – по условию (21); СП2 – по условию (18); МТ1 – по условию (17); МТ2 – по условиям (17) и (22); *exp* – результаты экспериментальных исследований.

В балках без хомутов, при содержании арматуры около $\mu_s=1,0\%$ (класс бетона В40) и $\mu_s=1,51\%$ (В15), результаты расчета по формулам (17) и (18) дают близкие результаты. При увеличении коэффициента армирования μ_s , Q_b , рассчитанная по формуле (17), будет больше, чем Q_{bI} , рассчитанная по формуле (18) (рис. 16).

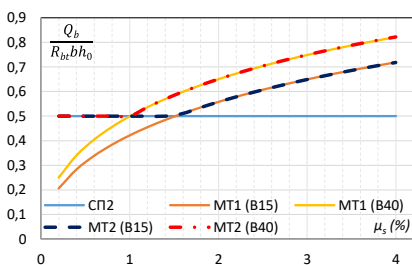


Рисунок 16 – График зависимости относительной несущей способности от процента армирования продольной арматуры

При проценте армирования $\mu_s=2,0\%$ разница результатов расчетов по предлагаемой формуле (17) и по формуле (18) (СП 63) составляет 11% (при бетоне В15) и 30% (при бетоне В40) (рис. 16). Эта разница будет увеличиваться по мере увеличения коэффициента армирования.

График зависимости относительной несущей способности от относительного пролета среза « a/h_0 » представлен на рисунке 17. Следует отметить, что значение Q_b в условии (17) и Q_{bI} в условии (18) умножаются на коэффициент $2,5h_0/a$ при $a < 2,5h_0$.

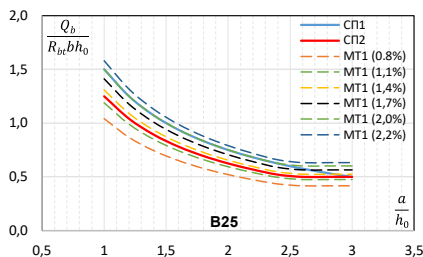


Рисунок 17 – График зависимости относительной несущей способности от относительного пролета среза

При классе бетона В25, при содержании продольной арматуры примерно $\mu_s=2\%$, значение Q_b , определенное по предлагаемой формуле (17), дает результаты, близкие к рассчитанным по условию (21) в СП 63 (рис. 17).

В таблице 5 представлены результаты несущей способности железобетонных балок по наклонным сечениям, полученных экспериментально – Q_{exp} и по формуле (21) – $Q_{СП1}$; по (18) – $Q_{СП2}$; по (17) – $Q_{МТ1}$; по (17) и (22) – $Q_{МТ2}$.

Таблица 5 – Результаты несущей способности балки по экспериментам, расчету по СП 63 и предлагаемым формулам

Балки	Q_{exp} (кН)	$Q_{СП1}$ (кН)	$Q_{СП2}$ (кН)	$Q_{МТ1}$ (кН)	$Q_{МТ2}$ (кН)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{СП1}}$	$\frac{Q_{exp}}{Q_{СП2}}$	$\frac{Q_{exp}}{Q_{МТ1}}$	$\frac{Q_{exp}}{Q_{МТ2}}$	Тип разрушения
ЖБ1-1-1	18,894	13,17	10,98	9,43	10,98	1,43	1,72	2,00	1,72	срез
ЖБ1-1-2	21,637	13,17	10,98	9,43	10,98	1,64	1,97	2,29	1,97	срез
ЖБ1-2-1	21,232	13,17	10,98	11,30	11,30	1,61	1,93	1,88	1,88	срез
ЖБ1-2-2	25,232	13,17	10,98	11,30	11,30	1,92	2,30	2,23	2,23	срез
ЖБ1-3-1	30,811	13,17	10,98	13,00	13,00	2,34	2,81	2,37	2,37	срез
ЖБ1-3-2	23,874	13,17	10,98	13,00	13,00	1,81	2,18	1,84	1,84	срез
ЖБ2-1-1	20,168	13,21	11,01	9,45	11,01	1,53	1,83	2,13	1,83	изгиб
ЖБ2-1-2	25,742	13,21	11,01	9,45	11,01	1,95	2,34	2,72	2,34	изгиб
ЖБ2-2-1	19,818	13,21	11,01	11,33	11,33	1,50	1,80	1,75	1,75	срез
ЖБ2-2-2	29,860	13,21	11,01	11,33	11,33	2,26	2,71	2,64	2,64	срез
ЖБ2-3-1	36,418	13,21	11,01	13,03	13,03	2,76	3,31	2,80	2,80	изгиб
ЖБ2-3-2	32,580	13,21	11,01	13,03	13,03	2,47	2,96	2,50	2,50	срез
ЖБ3-1-1	14,603	13,58	11,31	11,56	11,56	1,08	1,29	1,26	1,26	срез
ЖБ3-1-2	13,519	10,18	8,49	8,67	8,67	1,33	1,59	1,56	1,56	срез
ЖБ3-1-3	11,352	8,15	6,79	6,94	6,94	1,39	1,67	1,64	1,64	срез
ЖБ3-2-1	27,782	13,58	11,31	11,56	11,56	2,05	2,46	2,40	2,40	срез
ЖБ3-2-2	24,113	10,18	8,49	8,67	8,67	2,37	2,84	2,78	2,78	срез
ЖБ3-2-3	17,728	8,15	6,79	6,94	6,94	2,18	2,61	2,56	2,56	срез

Зависимости относительной несущей способности от процента продольного армирования и относительного пролета среза для балок без и с поперечной арматурой показаны на рисунках 18, 19.

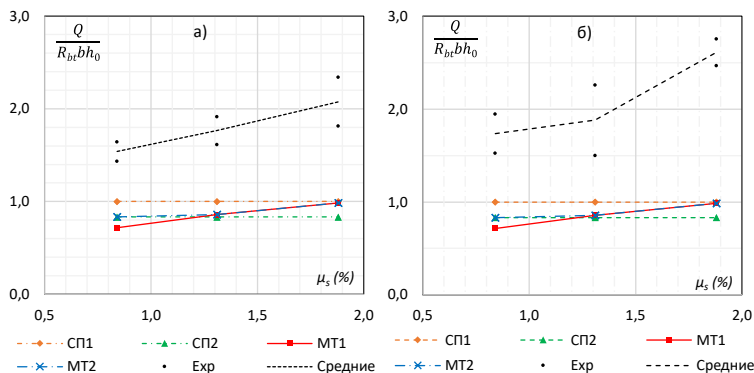


Рисунок 18 – Зависимости относительной несущей способности от процента продольного армирования для балок без (а) и с поперечной арматурой (б)

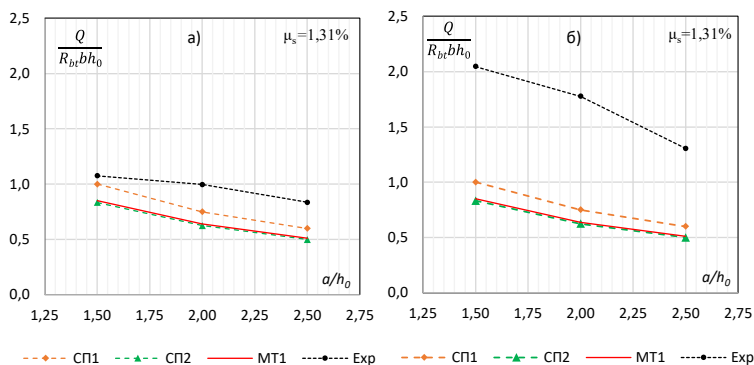


Рисунок 19 – Зависимости относительной несущей способности от относительного пролета среза для балок без (а) и с поперечной арматурой (б)

Использование предложенных формул (MT1, MT2) лучше отражает влияние продольной арматуры и пролета среза (рис. 18, 19 и табл. 5).

Объединение условий (17) и (22) в MT2 повысило точность результатов расчета для балок с поперечной арматурой и без неё.

Для верификации предложенного метода, проанализированы результаты экспериментальных исследований 1132 балок без хомутов и 90 балок с хомутами на основе баз данных, М.Р. Collins, Е.С. Bentz и Е.Г. Sherwood опубликованных в 2008 году, А.М. Абдалкадер опубликованных в 2011 году, N. Tošić, S. Marinković, I. Ignjatović опубликованных в 2016 году.

Параметры анализируемых данных представлены в таблице 6. Результаты анализа показаны в таблице 7.

Таблица 6 – Характеристики экспериментальных образцов

Параметры	1132 балки без хомутов		90 балки с хомутами	
	Мин	Макс	Мин	Макс
b (мм)	21	706	76	375
h_0 (мм)	41	600	95	655
a/h_0	0,25	8,52	2,00	5,05
μ_s (%)	0,36	6,00	0,93	4,76
μ_{sw} (%)	–	–	0,06	0,84
f_c (МПа)	6,1	52,5	12,80	53,40

Таблица 7 – Результаты статистической обработки $Q_{exp}/Q_{расчет}$ для балок с хомутами и без хомутов

$Q_{exp}/Q_{расчет}$	1132 балок без хомутов			90 балок с хомутами		
	$\frac{Q_{exp}}{Q_{СП2}}$	$\frac{Q_{exp}}{Q_{МТ1}}$	$\frac{Q_{exp}}{Q_{МТ2}}$	$\frac{Q_{exp}}{Q_{СП2}}$	$\frac{Q_{exp}}{Q_{МТ1}}$	$\frac{Q_{exp}}{Q_{МТ2}}$
Среднее значение	1,31	1,11	1,09	1,62	1,38	1,38
Медиана	1,22	1,04	1,01	1,40	1,20	1,20
Стандартное отклонение	0,44	0,32	0,32	0,45	0,38	0,37
Коэффициент вариации (%)	33,74	28,41	29,44	28,14	27,82	27,23
Минимум	0,46	0,45	0,45	1,09	0,88	0,88
$(Q_{exp}/Q_{расчет})$ 5%	0,77	0,74	0,72	1,13	0,94	0,94
Максимум	3,81	2,71	2,71	2,03	1,58	1,58
$(Q_{exp}/Q_{расчет})$ 95%	2,19	1,75	1,71	2,62	2,16	2,11

Чем ближе значение $(Q_{exp}/Q_{расчет})$ к 1, тем точнее метод расчета. Из результатов анализа следует, что предложенная формула (МТ2) лучше коррелируется с экспериментом, поскольку имеет меньшее среднее значение (1,09 и 1,38), отклонение (0,32 и 0,37) и коэффициент вариации (29,4% и 27,2%), чем расчет по формулам СП 63 (см. табл. 8) в случае балок без хомутов, так и в случае балок с хомутами.

Корреляция между расчетными и экспериментальными результатами по содержанию продольной растянутой арматуры и по отношению пролета среза к рабочей высоте балки представлена на рисунке 20.

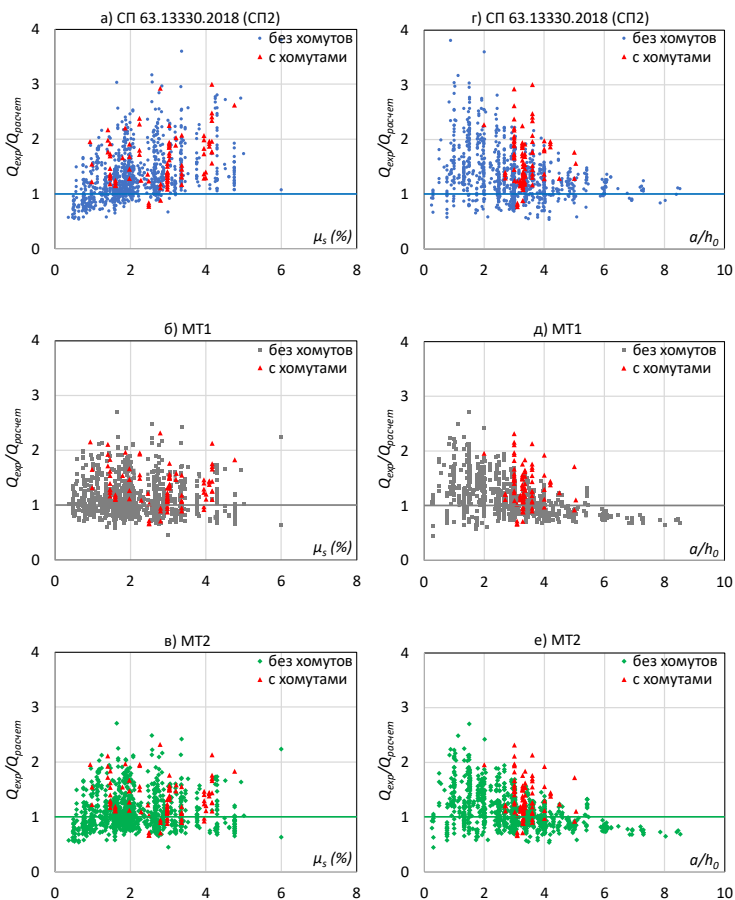


Рисунок 20 – Корреляция между расчетными и экспериментальными результатами по μ_s (%) (а, б, в) и по a/h_0 (г, д, е)

Результаты расчета по предлагаемому методу показывают, что отношение ($Q_{exp}/Q_{расчет}$) не зависит от процента продольной арматуры (рис. 20, б и 20, в), тогда как по СП 63 повышение содержания продольной арматуры приводит к увеличению погрешности (рис. 20, а).

При изменении относительного пролета среза a/h_0 отклонение результатов расчета от экспериментальных по предлагаемому методу меньше (рис. 20, д и 20, е), чем по СП 63 (рис. 20, г, табл. 7).

По результатам анализа вышеприведенных исследований для расчета несущей способности наклонных сечений изгибаемых железобетонных

балок предлагается использовать условия (17) и (22), вместо условия (18) по СП 63.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Выполненный анализ теоретических и экспериментальных исследований подтвердил влияние продольного армирования на несущую способность по наклонному сечению изгибаемых железобетонных элементов и показал отсутствие простого метода расчета.

2. Предложена упрощенная модель расчетов работы железобетонных балок по наклонному сечению на действие поперечных сил с учетом коэффициента продольного армирования.

3. Метод разработан на основе двухблочной схемы путем решения уравнений равновесия поперечных сил с учетом принятых допущений.

Валидность метода подтверждается экспериментальными данными автора, численным моделированием и сравнением с экспериментальными исследованиями других авторов (1132 балок без хомутов и 90 балок с хомутами).

Предлагаемый метод адаптирован к действующим нормативным документам при учете влияния длины пролета среза. Полученные результаты подтвердили более высокую точность и надежность предлагаемого метода по сравнению с методом, используемым в российских нормативных документах.

4. При проценте армирования $\mu_s = 2,0\%$ разница результатов расчетов по предлагаемой формуле и по формуле (8.60) СП 63.13330.2018 составляет 11% (при бетоне В15) и 30% (при бетоне В40). Эта разница будет увеличиваться по мере увеличения коэффициента армирования.

5. Экспериментально подтверждено, что при увеличении содержания продольной арматуры несущая способность балки по наклонным сечениям увеличивается.

При сравнении с балками с содержанием продольной арматуры $\mu_s = 0,84\%$ составило:

– для балок без поперечной арматуры, прочность балки увеличивалась от 15% при $\mu_s = 1,31\%$ до 35% при $\mu_s = 1,88\%$;

При сравнении с балками с содержанием продольной арматуры $\mu_s = 1,31\%$ составило:

– для балок с поперечной арматурой, прочность балки увеличивалась на 31% при изменении μ_s до 1,88%.

6. Экспериментально также подтверждено, что при увеличении пролета среза несущая способность балки по наклонным сечениям уменьшается. Сравнение несущей способности при отношениях a/h_0 , (1,5; 2,0 и 2,5):

– для балок без поперечной арматуры при увеличении относительного пролета среза a/h_0 с 1,5 до 2,0 прочность балки по наклонным сечениям уменьшилась на 8%, а при увеличении a/h_0 с 1,5 до 2,5 несущая способность уменьшилась на 29%;

– для балок с поперечной арматурой, прочность уменьшилась соответственно, на 15% и 57%.

7. Для испытаний серии 2 и 3 (3 балки в серии 3), поперечные арматуры устанавливались с содержанием $\mu_{sw} = 0,33\%$ ($\phi 5$, шаг $s = 100$ мм $> s_{max} = h_0/2 = 50$ мм). В этих балках, поперечная арматура не является расчетной. Хотя экспериментально зафиксировано повышение несущей способности.

8. Численное исследование несущей способности железобетонных балок с использованием ABAQUS подтвердило влияние продольной арматуры и пролета среза на их прочность по наклонным сечениям.

СПИСОК ПУБЛИКАЦИЙ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ

В изданиях, входящих в перечень ВАК РФ:

1. Ле К.Х. Экспериментально-теоретическое исследование влияния продольной арматуры на несущую способность железобетонных балок по наклонному сечению / К.Х. Ле // Вестник гражданских инженеров. – 2025. – № 1 (108). – С. 26–35.

2. Ле К.Х. Оценка влияния продольной арматуры на несущую способность железобетонных балок без хомутов по наклонному сечению при действии поперечной силы / К.Х. Ле, В.М. Попов, А.О. Хегай // Вестник гражданских инженеров. – 2024. – № 6 (107). – С. 45–51.

3. Ле К.Х. Расчет прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов без поперечной арматуры / К.Х. Ле // Инженерный вестник Дона. – 2024. – № 7 (115). – С. 568–582.

4. Морозов В.И. Анализ влияния продольного армирования на сопротивление сдвигу в железобетонных балках без хомутов / В.И. Морозов, К.Х. Ле // Вестник гражданских инженеров. – 2023. – № 6 (101). – С. 13–22.

5. Опбул Э.К.О. Деформационная модель прочности изгибаемого элемента в среде Matlab / Э.К.О. Опбул, А.Х.Б. Калдар-Оол, К.Х. Ле // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2022. – № 24(4). – С. 110–129.

В других изданиях:

1. Ле К.Х. Анализ сопротивления сдвигу железобетонных балок без хомутов методом численного моделирования в программе Abaqus / К.Х. Ле // Материалы XVI Международной научно-технической конференции. Актуальные вопросы архитектуры и строительства – Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2023. – С. 3–9.

Компьютерная верстка *В. С. Весниной*

Подписано к печати 15.09.2025. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная.

Усл. печ. л. 1,5. Тираж 120 экз. Заказ 98.

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет.

190005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская, д. 4.

Отпечатано на МФУ. 198095, Санкт-Петербург, ул. Розенштейна, д. 32, лит. А