

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»
(ПГУАС)

**СОВРЕМЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ**

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ
КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСА ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ**

Рекомендовано Редсоветом университета
в качестве учебного пособия для студентов,
обучающихся по направлению 08.04.01 «Строительство»

Под общей редакцией доктора технических наук,
профессора Ю.П. Скачкова

Пенза 2015

УДК 624.012.45 (076.2)
ББК 38.626.1 Я73
С56

*Учебное пособие подготовлено в рамках проекта
«ПГУАС – региональный центр повышения качества подготовки
высококвалифицированных кадров для строительной отрасли»
(конкурс Министерства образования и науки Российской Федерации –
«Кадры для регионов»)*

Рецензенты: профессор кафедры «Механика» ПГУАС,
доктор технических наук Бакушев С.В.;
генеральный директор ООО «ИнжСтройКом»,
кандидат технических наук Егинов Э.В.

**Современные железобетонные конструкции сейсмостойких
зданий. Расчет и конструирование несущих конструкций каркаса
одноэтажных зданий: учеб. пособие / Н.Н. Ласьков, О.В. Лаврова,
С.А. Толушов, С.А. Болдырев; под общ. ред. д-ра техн. наук, проф.
Ю.П. Скачкова.– Пенза: ПГУАС, 2015. – 128 с.**

Приведены сведения о расчёте и конструировании железобетонных несущих конструкций каркаса одноэтажных зданий, в том числе перемычек над проходами в надкрановой части колонн, консолей колонн, подкрановых ригелей двухветвевых колонн.

Учебное пособие подготовлено на кафедре «Строительные конструкции» и базовой кафедре ПГУАС при ООО Проектная организация «Гипромаш» и предназначено для использования студентами, обучающимися по направлению 08.04.01 «Строительство», при освоении дисциплины «Современные железобетонные конструкции сейсмостойких зданий».

© Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, 2015
© Ласьков Н.Н., Лаврова О.В., Толушов С.А.,
Болдырев С.А., 2015

ВВЕДЕНИЕ

Учебное пособие предназначено для обучения студентов по направлению 08.04.01 «Строительство».

Цель пособия – способствовать обладанию знаниями методов проектирования и мониторинга зданий и сооружений, их конструктивных элементов, включая методы расчетного обоснования, в том числе с использованием универсальных и специализированных программно-вычислительных комплексов и систем автоматизированного проектирования.

Учебное пособие посвящено экспериментальному изучению консолей колонн и балок, перемычек над проходами колонн, подкрановых ригелей двухветвевых колонн.

Важным условием технического прогресса является создание таких организационных форм интеграции науки, техники и производства, которые обеспечат четкое и быстрое прохождение научных идей от их зарождения до широкого применения на практике.

В области создания железобетонных строительных конструкций одной из таких форм является развитие теории расчета конструкций, обеспечивающей разработку эффективных конструктивных решений рациональных видов армирования железобетонных элементов, снижение материало- и энергоемкости и последующее внедрение в практику проектирования.

Создание такой теории обеспечивает техническую направленность научных разработок и в области расчета и конструирования коротких железобетонных элементов, имеющих массовое применение в строительстве.

Среди железобетонных конструкций, имеющих соизмеримое соотношение высоты и длины элементов, наиболее распространенными являются короткие балки, опорные консоли ригелей, приопорные участки балок. Принцип работы этих конструкций, являющихся тяжелонагруженными, несущими элементами, реализуется в приопорных зонах изгибаемых элементов, узлах сопряжения колонн и ригелей и т.п.

Традиционные теории расчета коротких элементов характеризуются отсутствием единого подхода к расчету данного типа конструкций основаны на расчетных схемах, определяющих предельное состояние и фактический характер работы конструкции. Так перемычки и подкрановые ригели двухветвевых колонн рассчитываются по аналогии с обычными балками, что не соответствует действительному напряженному состоянию этих элементов. В большинстве своем прочность коротких элементов определяется на основе эмпирического подхода, т.е. на основе определения размеров сечений. Поперечная арматура принимается по конструктивным требованиям, как правило, в избыточном количестве, в связи с высокой ответственностью коротких элементов, что приводит к неоправданному повышению материалоемкости конструкций.

В целом уровень развития теории расчета коротких элементов отстает от уровня расчета других конструкций. Объясняется это их сложным напряженным состоянием, отсутствием информации, позволяющей объединить эти конструкции в один класс по принципу их работы, а также отсутствием целенаправленных экспериментальных исследований. В результате оставалось неясным влияние отдельных факторов, в т.ч. схем нагружений, совместного действия вертикальных и горизонтальных сил, а также особенности напряженного состояния при многократно повторном нагружении, на прочность указанных конструкций. Все это создавало проблемы при проектировании коротких элементов.

Актуальность создания новых методов расчета железобетонных конструкций, имеющих соизмеримое соотношение высоты и длины, диктовалась необходимостью совершенствования видов армирования на основе создания расчетного аппарата, позволяющего выработать принципы рационального армирования и определять требуемое количество поперечной арматуры.

Созданию такой теории расчета и конструирования коротких элементов предшествовал анализ результатов экспериментальных исследований, выполненных в нашей стране и за рубежом, результаты которого позволили установить закономерности сопротивления коротких элементов, разработать широкую программу исследований и испытаний основных представителей этих конструкций.

1. АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ И МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ИМЕЮЩИХ СОИЗМЕРИМОЕ СООТНОШЕНИЕ ВЫСОТЫ И ДЛИНЫ ЭЛЕМЕНТОВ

Железобетонные конструкции, имеющие отношение расстояния от опорной реакции до равнодействующей внешней нагрузки к высоте сечения, a/h_0 , менее 1,5, принято называть короткими элементами. К таким элементам относят консоли колонн, перемычки над проходами в надкрановой част колонн, подкрановые ригели двухветвевых колонн, жесткие узлы. Рассмотрим конструктивные решения каждого из названных представителей коротких элементов.

Консоли колонн промышленных зданий. Короткие консоли колонн промышленных зданий проектировались традиционно с наклонной гранью: угол наклона 45° , высота в опорном сечении – от 60 до 150 см (рис. 1, а); вылет консоли соответственно – от 30 до 100 см, соотношение a/h_0 – от 0,25 до 0,65.

Армировались консоли продольной арматурой, расположенной вдоль вылета консоли. Анкеровка продольных стержней арматуры производилась путем отгиба стержней у свободной грани таким образом, что отогнутая часть повторяла форму консоли. В качестве поперечной арматуры использовались отогнутые стержни и горизонтальные хомуты. Количество и вид поперечной арматуры определялись конструктивно. Отогнутые стержни при кранах высокой грузоподъемности устанавливались в двух уровнях по высоте консоли. Горизонтальные хомуты располагались по всей высоте консоли с равномерным шагом (рис. 1, а).

Консоли колонн гражданских зданий. Консоли колонн гражданских зданий проектировались с параллельными гранями: вылет и высота консоли – 15 см, соотношение a/h_0 – в пределах 0,5–0,7. Армировались консоли металлическими наклонными пластинами из листовой стали, приваренными к грузовым площадкам (рис.1, б). При этом расход арматуры на армирование консолей колонн крайнего ряда составлял около 25 %, а для тяжело нагруженных колонн – около 40 % от общего расхода стали на колонну. В колоннах среднего ряда расход стали, на консольную часть, составлял примерно 35–40 %), а для тяжело нагруженных колонн – около 50 % от общего расхода арматуры на колонну.

Такой избыточный расход стали на армирование консольных частей объясняется высокой ответственностью коротких консолей в работе каркаса здания, при отсутствии рекомендаций по расчету поперечной арматуры. Избыточное количество арматуры, кроме нерационального расхода металла, усложняет технологию и снижает качество изготовления, что особенно неблагоприятно при многократно повторном воздействии нагрузки.

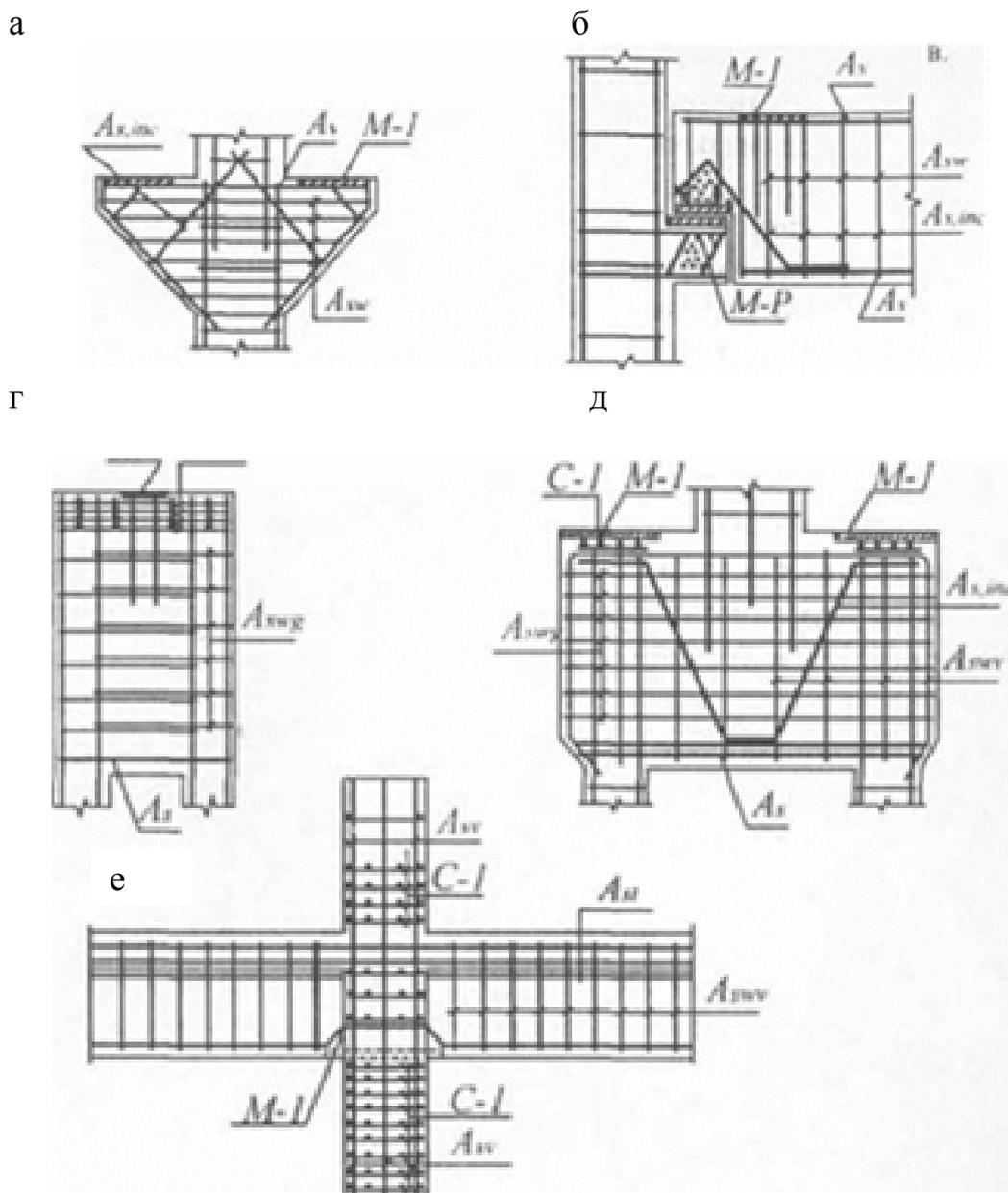


Рис. 1. Конструктивные решения коротких элементов:
 а – консоли колонн промышленных зданий; б – консоли колонн многоэтажных зданий; в – опорные консоли ригелей с подрезками;
 г – перемычки над проходами в надкрановой части колонн;
 д – ригели двухветвевых колонн;
 е – участки узлов соединения ригеля с колонной

Опорные консоли ригелей с подрезками. В типовом решении ригелей армирование опорных консолей производилось мощными наклонными стержнями, имеющими сложную по исполнению и расходу стали анкеровку при помощи опорной закладной детали (рис. 1, в). Пластина пятигранной формы вырезалась из листовой стали с образованием значительных отходов неиспользованного металла. Большое количество сварочных работ, строгое центрирование деталей делали высокими трудоемкость и рас-

ходы на изготовление. В качестве поперечной арматуры при высоких нагрузках применялись сварные сетки, содержащие вертикальные и горизонтальные стержни. В пределах консоли располагались четыре вертикальных анкерных стержня опорной площадки (рис. 1, в).

Такие металлоемкие конструктивные решения консольных опор ригелей (расход стали составляет около 20 % от общего расхода арматуры на ригель) были также следствием отсутствия в нормативной литературе рекомендаций по расчету.

Перемычки над проходами в подкрановой части колонн. В колонных промышленных зданий в надкрановой части устраиваются проходы, в результате в уровне оголовка колонн образуются перемычки с высотой от 60 до 160 см. По типовому конструктивному решению в нижней части перемычек (рис. 1, г) располагалась продольная арматура, анкеровка которой производилась путем приварки коротышей или шайб по концам стержней. В качестве поперечной арматуры применялись горизонтальные спаренные хомуты. Особенностью армирования являлось размещение в пределах перемычек арматуры ветвей колонны. Как правило, количество и диаметр этих стержней являются значительными и, вероятно, избыточными, так как влияние этой арматуры на несущую способность перемычек предполагается также значительным.

Для повышения расчетной несущей способности перемычек, снижения их высоты и расхода материалов требуется оценка действительной работы арматуры ветвей колонны.

Подкрановые ригели двухветвевых колонн. В колоннах промышленных зданий подкрановые балки опираются на верхние ригели, высота которых имеет предел от 130 до 150 см в зависимости от габаритов здания и грузоподъемности кранов. При типовом конструктивном решении ригелей продольная арматура располагалась вдоль нижней грани и в меньшем количестве вдоль верхней грани ригеля, рис. 1, д. Верхняя продольная арматура отгибалась по концам и проходила вдоль боковых граней, повторяя контур ригеля. Для анкеровки нижней продольной арматуры ее концы приваривались к арматуре, повторяющей контур консольного участка.

В качестве поперечной арматуры применялись вертикальные и горизонтальные хомуты с постоянным шагом по длине и высоте ригеля. Кроме того, использовались отдельные отгибы, расположенные в одном уровне по высоте элемента.

Размещение в пределах подкрановых ригелей вертикальных стержней надкрановой части колонн и арматуры подкрановых ветвей колонн являлось особенностью армирования ригелей. Количество и диаметры арматурных стержней в колоннах, как и в перемычках, оказывают значительное влияние на несущую способность ригелей.

Таким образом, подкрановые ригели являлись весьма металлоемкими элементами, на их армирование затрачивалось до 40–50 % арматуры от общего расхода на колонну. При этом поперечная арматура проектировалась по конструктивным требованиям, без экспериментальной оценки действительной несущей способности подкрановых ригелей. Можно полагать, что арматура нерационально использовалась, а ее избыточное количество значительно усложняло технологию изготовления.

Традиционно армирование коротких элементов заключалось в применении всех видов поперечной арматуры: вертикальных и горизонтальных хомутов отдельно стоящих отгибов в одном и двух уровнях по высоте элемента. Таким образом, принцип армирования коротких элементов был аналогичен принципу армирования обычных изгибаемых элементов, но при этом все виды поперечной арматуры ставились не по расчету, а конструктивно, без оценки степени рациональности использования того или иного вида арматуры.

Очевидно, решение проблемы совершенствования армирования коротких элементов заключается в создании единого метода, позволяющего рассчитывать поперечную арматуру, т.е. в создании такого расчетного аппарата для коротких элементов, на основе которого можно было бы определять эффективные в каждом конкретном случае виды поперечной арматуры как в практике проектирования, так и при пересмотре и совершенствовании типовых конструкций массового применения.

1.1. Исследование коротких консолей колонн

В 1940-е годы в Свердловском политехническом институте К.И. Безуховым была проведена серия испытаний коротких консолей в количестве 15 шт. Двухконсольные образцы изготавливались из тяжелого бетона низкой прочности 10–15 МПа. Габариты $b \times h$ опорного сечения консолей составляли 15×30 см. В исследованиях ставилась задача определить влияние на несущую способность консолей следующих основных факторов: соотношения a/b_0 , изменяющегося в пределах 0,3–0,6; количества продольной арматуры при изменении процента армирования μ_s от 0,9 до 1,5 %; отогнутых хомутов, расположенных в одном и двух уровнях по высоте консоли. Угол наклона внешней грани консоли принимался равным 30 и 45°.

В 1950-х годах в НИИЖБе М.С. Боришанским проводились испытания коротких консолей. Было испытано большое количество натуральных консолей при изменении угла наклона внешней грани, а также множество видов поперечного армирования. К сожалению, использовать результаты испы-

таний в полной мере не представляется возможным по причине отсутствия окончательного отчета по проделанной работе.

В конце 50-х годов в Горьковском инженерно-строительном институте Г.Л. Баженовым и В.А. Кудриным была испытана серия образцов консолей, состоящая из 30 шт. Двухконсольные образцы с параллельными гранями и с размерами опорного сечения консоли $b \times h = 25 \times 35$ см изготавливались из тяжелого бетона низкой прочности 10–15 МПа. Испытывались консоли при изменении a/h_0 от 0,3 до 0,5, количество продольной арматуры не изменялось, процент армирования μ_s составлял 0,4 %. Основной целью испытаний являлось определение влияния поперечной арматуры, в качестве которой поочередно принимались горизонтальные и вертикальные хомуты с применением отогнутых стержней, расположенных в одном и в двух уровнях по высоте консоли.

В 1960-е годы во Львовском политехническом институте В.М. Чубриковым была испытана серия коротких консолей в количестве 40 шт. Двухконсольные образцы прямоугольного очертания имели размеры опорного сечения $b \times h$, равные 20×20 и 20×30 см, прочность бетона принималась 20 и 30 МПа. Целью испытаний являлось определение влияния: соотношения a/h_0 , изменяющегося в пределах 0,3–0,4; продольного армирования с процентом армирования, изменяющимся в пределах 0,6–1,15 %; видов поперечного армирования, в качестве которых поочередно принималось армирование горизонтальными и вертикальными хомутами с равномерным шагом по высоте и длине консоли, отдельными наклонными стержнями, расположенными в одном уровне по высоте консоли, с изменением угла их наклона в пределах 45–60°; угла наклона внешней грани консоли, равного 45°.

В 1970-е годы в Ленинградском инженерно-строительном институте А.П. Павловым и А. Хайдари была испытана серия коротких консолей колонн в количестве 36 шт. Образцы представляли собой двухконсольные участки колонн с наклонной внешней гранью консоли, угол наклона принимался равным 45°, размеры опорного сечения $b \times h$ составляли 16×30 см, прочность бетона изменялась в пределах В20–В40. Целью исследований являлось изучение влияния количества продольной арматуры на несущую способность консоли при изменении процента армирования μ_s в пределах 0,5–20 %.

В середине 60-х годов американцами Л. Крайзом и С. Рацем были проведены многочисленные испытания коротких консолей. В программу исследований были включены следующие факторы: прочность бетона, изменяющаяся в пределах 20–50 МПа, соотношение a/h_0 , принятое в пределах 0,15–0,6; угол наклона внешней грани при изменении его значения от 30 до

60°; количество и размещение продольной арматуры при изменении процента армирования μ_s в пределах 0,3–1,2 %; совместное нагружение горизонтальными и вертикальными силами при изменении соотношений $H=0,5F$ и $H=F$, где H – горизонтальная сила; F – вертикальная сила. Приложение горизонтальной силы осуществлялось в уровне верхней грани.

Образцы имели двухконсольное очертание при ширине опорного сечения, равной 20 см, и высоте, изменяющейся от 30 до 60 см. В анализе было использовано около 100 испытанных образцов.

В конце 60-х годов в Чехословакии Э. Горачеком была испытана партия образцов коротких консолей, состоящая из 20 шт. Двухконсольные образцы с наклонной внешней гранью, углом наклона 30° и размерами опорного сечения консоли $b \times h$, равными 20×40 см, изготавливались из бетона прочностью 30 МПа. Ставилась задача исследовать влияние продольного армирования при изменении процента армирования μ_s в пределах 0,3–0,7 %, а также видов поперечного армирования. Поочередно испытывались консоли, армированные: вертикальными хомутами с равномерным шагом по длине консоли; горизонтальными хомутами с отдельно стоящими отгибами; наклонными хомутами с равномерным шагом. Величина соотношения a/h_0 изменялась в пределах 0,5–0,7.

В 70-х годах во Франции Ф. Фергюсоном были испытаны большегабаритные консоли в количестве 36 шт. Прочность бетона принималась в пределах 30–40 МПа, размеры опорного сечения консолей $b \times h$ составляли 30×85 см, угол наклона нижней грани был равен 14°. Ставилась цель исследовать влияние соотношения a/h_0 , изменяющегося в диапазоне 0,6–1,3, на образцах без поперечной арматуры и на образцах, в которых в качестве поперечной арматуры принимались поочередно вертикальные и горизонтальные хомуты с равномерным шагом по длине и высоте консоли.

Характерные конструктивные решения коротких консолей колонн, описание которых приведено выше, показаны на рис.2,а.

В последние годы в Пензенском ГУАС осуществлялось исследование коротких консолей колонн. В качестве исследуемых факторов для консолей колонн принималось влияние видов поперечного армирования, которое мало изучено. В программу было включено исследование всех видов поперечной арматуры, горизонтальных, вертикальных и наклонных хомутов, расположенных равномерно по высоте и длине консоли (рис. 3). При этом шаг всех видов хомутов принимался одинаковым, переменным являлся диаметр хомутов. Целью таких испытаний являлось определение напряженного состояния каждого вида поперечной арматуры, а также численная оценка их влияния на несущую способность и характер разрушения консолей.

а

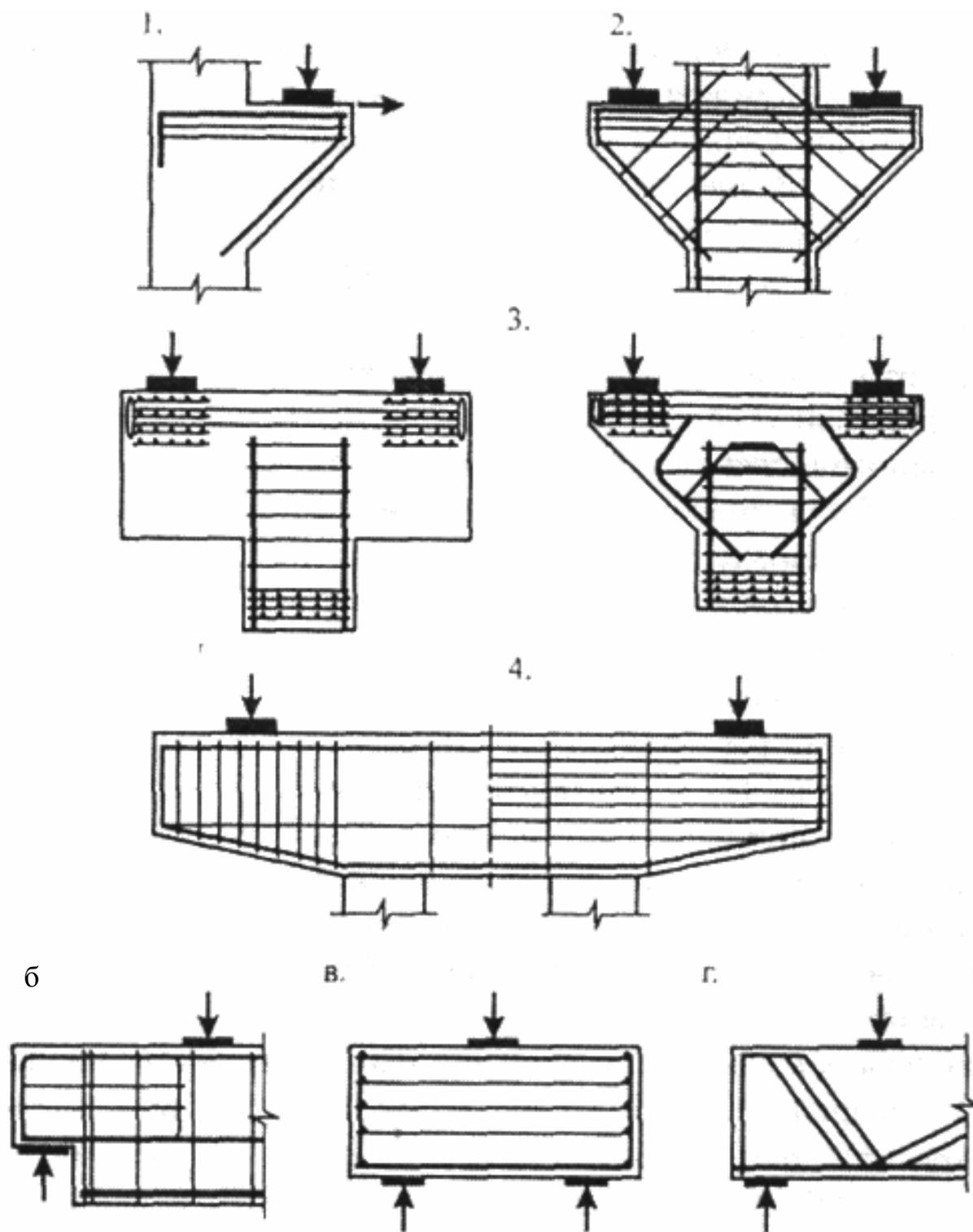


Рис. 2. Конструктивные решения коротких элементов, испытанных в нашей стране и за рубежом:
а – короткие консоли; б – опорные консоли; в – короткие балки; г – приопорные участки балок

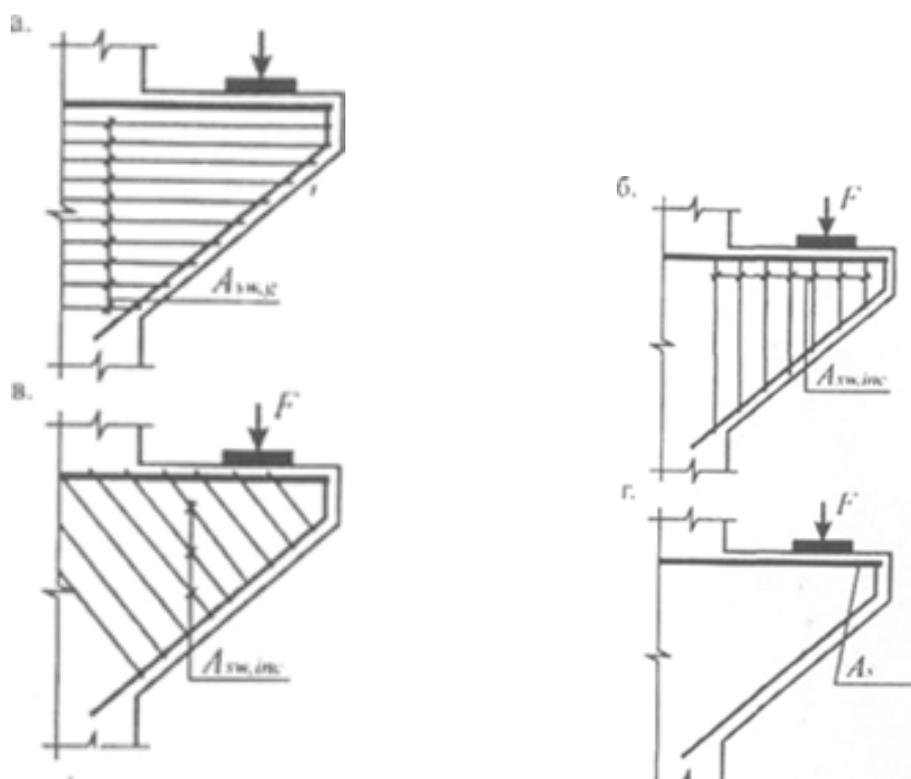


Рис. 3. Факторы, исследуемые при испытании коротких консолей колонн:
 а – горизонтальные хомуты;
 б – вертикальные хомуты; в – наклонные хомуты; г – продольная арматура

На основании проведенных исследований предполагалось разработать эффективные виды армирования коротких консолей с последующим экспериментальным обоснованием (рис. 4).

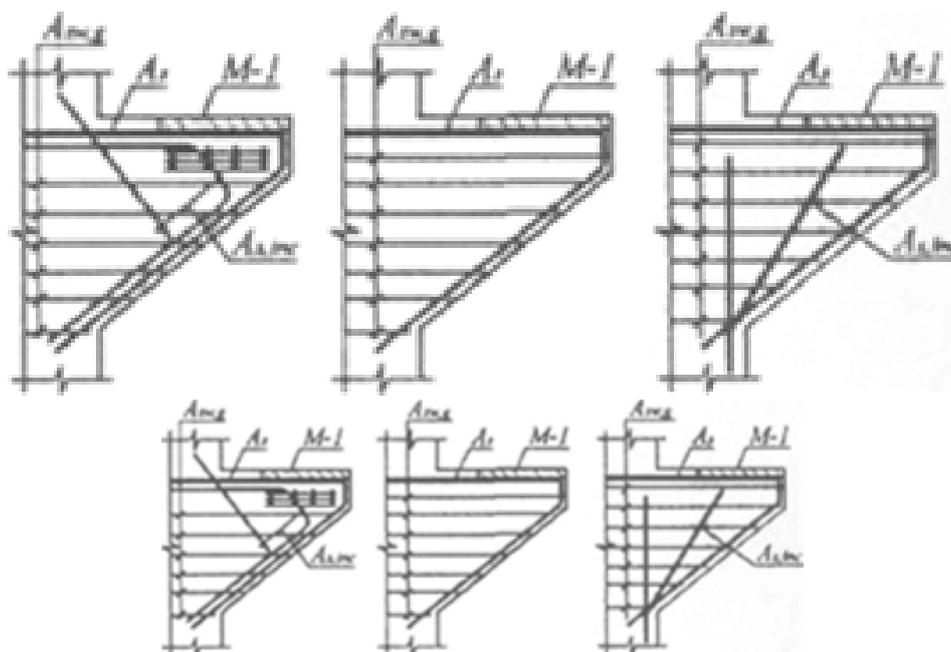


Рис. 4. Виды армирования коротких консолей колонн, исследуемых при испытании

Согласно программе исследований были испытаны образцы коротких консолей с различными видами поперечной арматуры (рис. 5).

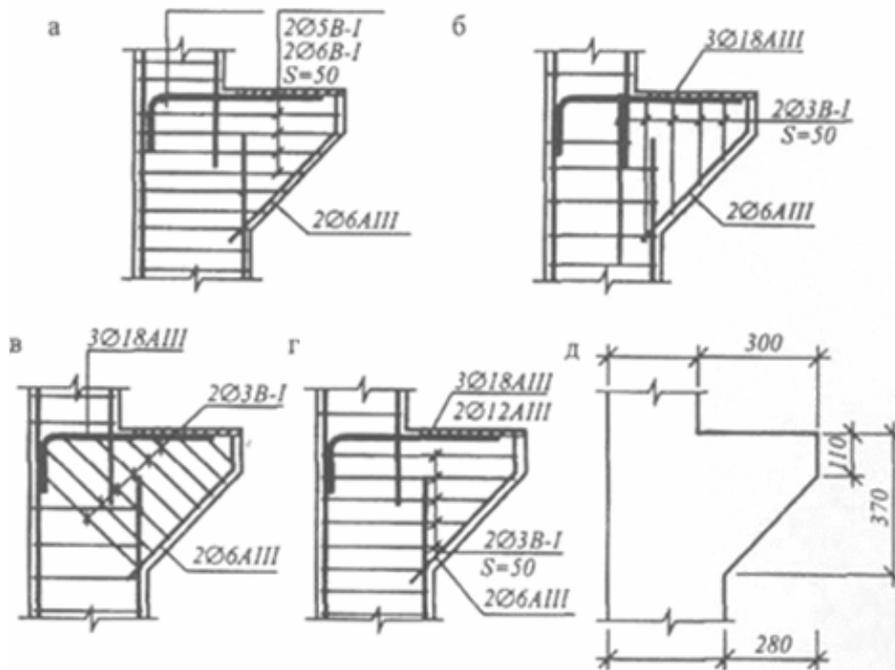


Рис. 5. Конструктивные решения образцов консолей при исследовании влияния арматуры:
 а – горизонтальных хомутов; б – вертикальных хомутов;
 г - продольной арматуры; д – опалубочный чертеж образцов консолей

Были испытаны натурные консоли с типовым и облегченным армированием. За основу при проектировании натуральных консолей принимались типовые решения наиболее нагруженных колонн двух видов: двухконсольные образцы колонн среднего ряда и одноконсольные образцы колонн крайнего ряда.

Натурные консоли отличались только поперечным армированием (рис. 6).

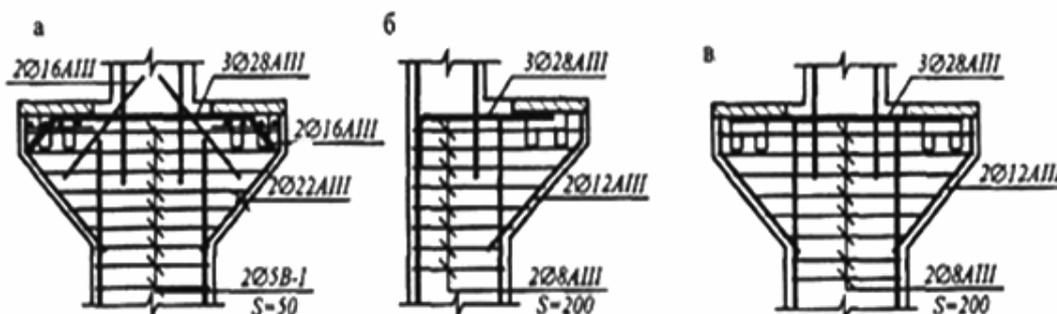


Рис. 6. Конструктивные решения натуральных консолей колонн при изучении эффективных видах армирования:
 а – типовое решение (серия КЭ-01-49); б – предлагаемое армирование консолей крайнего ряда; в – предлагаемое армирование консолей среднего ряда

Кроме того, была испытана серия образцов коротких консолей с эффективными видами армирования, разработанными на основе проведенных исследований (рис. 7).

В образце с облегченной конструктивной формой стержни, выполняющие роль анкерных стержней грузовой площадки, используются в сжатом подкосе как рабочие стержни располагаются таким образом, что повторяют контур консоли.

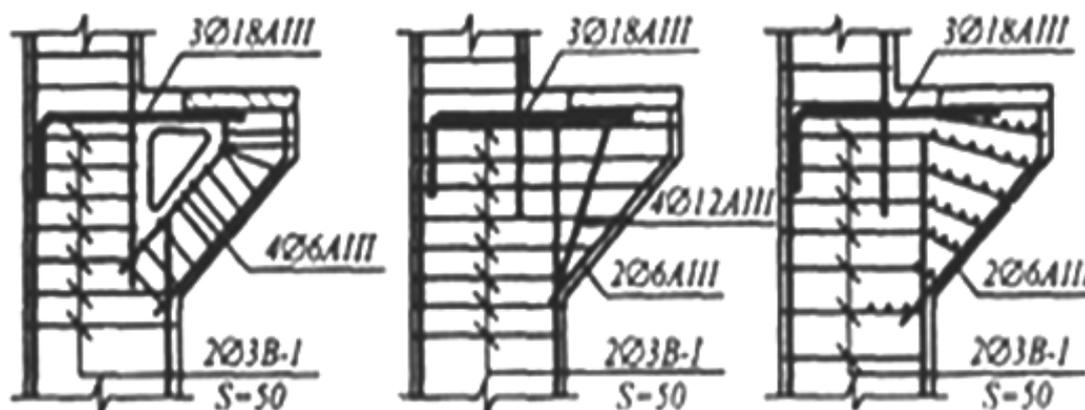


Рис.7. Конструктивные решения образцов консолей при изучении эффективных видов армирования и конструктивной формы

1.2. Исследование коротких балок, в том числе перемычек над проходами в надкрановой части колонн

Среди исследований работы коротких балок, перемычек и ригелей двухветвевых колонн, проведенных в нашей стране, следует отметить работы КИ. Безухова, Т.И. Барановой, А.С. Залесова, Н.Н. Коровина, Г.В. Мурашкина, Р.Л. Маиляна, Д.Р. Маиляна, В. Отсмаа, О.В. Снежкиной, Хао-Цян. За рубежом наиболее значительными являются экспериментальные исследования, проведенные институтом строительства GUR (Голландия), работы Г. Франца, Х. Ниденгоффа, Ф. Фергюсона, Г. Шляйха и Д. Вайшеда.

Ценными являются испытания перемычек над проходами в надкрановой части натуральных колонн, а также подкрановых ригелей натуральных двухветвевых колонн, проведенные Н.Н. Коровиным в НИИЖБе в 1965 году. Исследовался вопрос действительной работы перемычек и ригелей с типовым армированием при статическом нагружении и при отсутствии нагрузки от подкрановых балок. Определен характер образования трещин, виды разрушения, усилия образования трещин, а также величины разрушающих сил.

Обзор и анализ известных методов расчета. Согласно СНиП 2.03.01–84 расчет перемычек над проходами и подкрановых ригелей двухветвевых колонн производится аналогично расчету обычных балок, расчетные схемы перемычек показаны на рис.8.

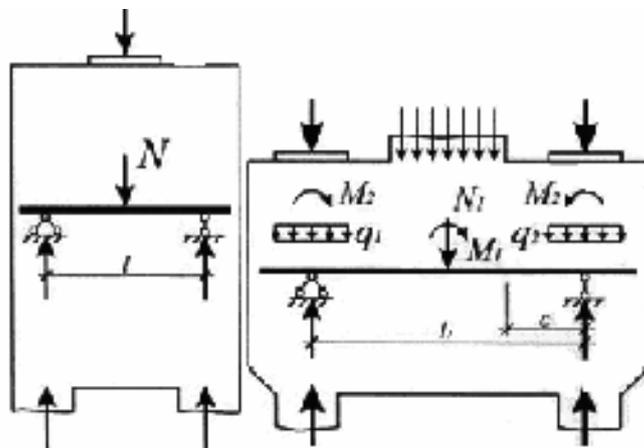


Рис. 8. Расчетные схемы перемычек и ригелей двухветвевых колонн, принятые СНиП 2.03.01–84

Растянутая продольная арматура определяется из расчета нормальных сечений при действии изгибающего момента по формуле

$$M \leq R_s A_s z_b, \quad (1)$$

где M – изгибающий момент, действующий в нормальном сечении, расположенном в середине пролета.

Расчет перемычек и ригелей на действие поперечной силы производится по эмпирической зависимости

$$Q = \frac{\varphi R_{bt} b h_0^2}{c} \leq 2,5 R_{bt} b h_0, \quad (2)$$

где φ – коэффициент, зависящий от вида бетона;

c – длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента;

Q – поперечная сила, действующая в наклонном сечении.

Из этого условия определяется высота элемента. Поперечная арматура проектируется по конструктивным требованиям.

В 1977 году НИИЖБом и Пензенским инженерно-строительным институтом был разработан новый подход к оценке прочности коротких балок при действии поперечных сил. В основе нового метода расчета лежит расчетная схема, показанная на рис.9.

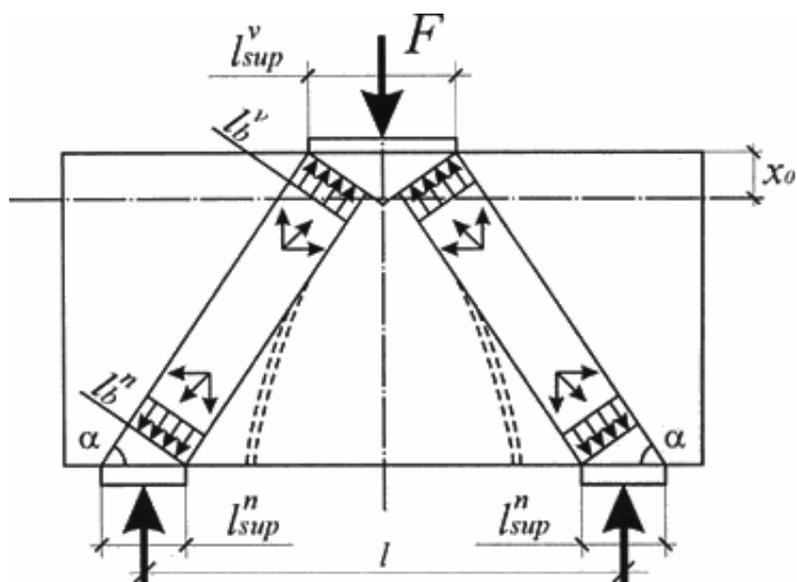


Рис. 9. Расчетная схема короткой балки, принятая в работе Барановой Т.И.

Согласно этой схеме прочность коротких балок при действии поперечных сил определяется прочностью условно выделенной наклонной полосы бетона, в пределах которой концентрируется поток главных сжимающих напряжений. Величина разрушающей силы определяется по формуле

$$P \leq 2\varphi_b R_b b l_b \sin \alpha, \quad (3)$$

где φ_b – коэффициент, учитывающий влияние бетона, окружающего условную наклонную полосу;

l_b – ширина расчетной наклонной полосы, принимается меньшей из следующих трех значений:

$$l_b^v = \frac{l_{sup}^v}{2 \sin \alpha},$$

где l_b^v – ширина расчетной полосы поверху;

l_{sup}^v – длина верхней опорной площадки;

$$l_b^v = \frac{x_0}{\cos \alpha};$$

здесь x_0 – ширина расчетной полосы поверху;

$$l_b^n = l_{sup}^n \sin \alpha,$$

l_{sup}^n – длина нижней опорной площадки.

Работу поперечной арматуры предлагается учитывать как работу косвенной арматуры, препятствующей развитию поперечных деформаций в бетоне наклонной полосы. Расчетная зависимость при этом имеет вид

$$P \leq 2 \left[\varphi_b R_b + \sum \varphi_s R_s \mu_s \sin(\alpha + \beta) \right] b l_b \sin \alpha, \quad (4)$$

где μ_s – коэффициент армирования, принимаемый равным:

$$\mu_s = \frac{n \cdot A_{sw}}{b \cdot S} \text{ – для хомутов; } \mu_s = \frac{n \cdot A_{s,ins}}{b \cdot S} \text{ – для отгибов;}$$

β – угол наклона отгибов или хомутов к горизонтали;

φ_s – коэффициент косвенного армирования, определяется по СНиП 2.03.01–84.

В работе Отсмаа В. усовершенствовано построение расчетной схемы, приведены новые формулы для определения угла наклона сжимающих напряжений и ширины расчетной полосы бетона. Расчетная схема показана на рис. 10.

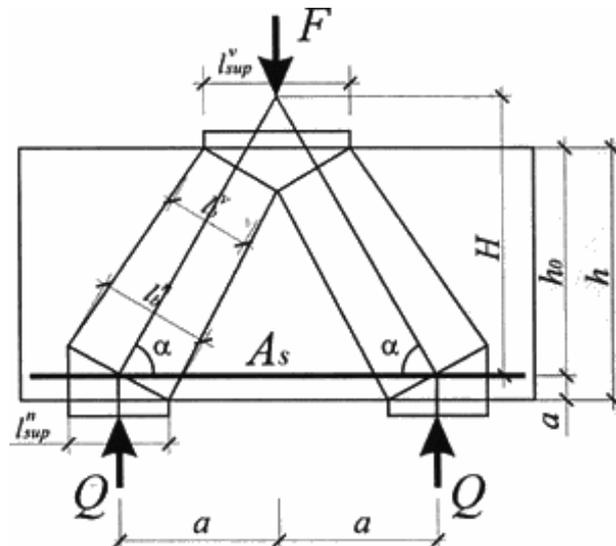


Рис.10. Расчетная схема короткой балки, принятая в работе Отсмаа В.А.

Согласно этой схеме угол наклона сжимающих напряжений определяется по формуле

$$H = \frac{h_0}{2 - \frac{l_{sup}}{2\alpha}} + \sqrt{\left(\frac{h_0}{2 - \frac{l_{sup}}{2\alpha}} \right)^2 - \frac{l_{sup} \cdot \alpha}{2(2 - \frac{l_{sup}}{2\alpha})}}. \quad (5)$$

Наклон сжатой полосы

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{\alpha}. \quad (6)$$

Несущая способность короткой балки определяются по формуле

$$P = 2\varphi_b R_b b l_b \sin \alpha, \quad (7)$$

где ширина расчетной полосы для верхнего узла определяется, как и в предыдущем случае, а ширина расчетной полосы для нижнего узла

$$l_b^n = \frac{l_{\text{sup}}^n}{2 \sin \alpha},$$

Сначала рассмотрим порядок расчета, а затем произведем анализ рассмотренных предложений.

В зарубежной практике также разработаны соответствующие методы расчета коротких балок. В нормах Германии предлагается расчетная схема коротких балок, показанная на рис. 11.

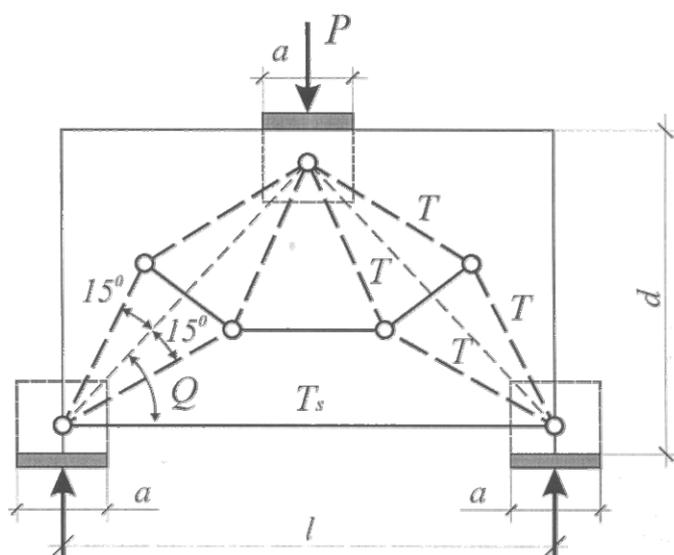


Рис. 11. Расчетная схема балки, принятая в нормах Германии

Расчет коротких балок производится по следующим зависимостям:

$$T = kP; \quad (8)$$

$$T_s = k_1 P, \quad (9)$$

где T – сжимающие усилия;

T_s – растягивающие усилия;

k и k_1 – коэффициенты, принимаемые равными $k = 0,27$.

$k_1 = 0,2$ – при $l/d = 0,5$ и $k = 0,43$, $k_1 = 0,65$ – при $l/d = 2$.

Условия прочности имеют вид:

$$P = \frac{2}{3k} R_b b l_b; \quad (10)$$

$$P = \frac{1}{k_1} R_s F_s, \quad (11)$$

где l_b – расчетная ширина сжатого контура, определяемая по формуле $l_b = 2\alpha$ при отсутствии горизонтальных хомутов и $l_b = 4\alpha$ – при наличии горизонтальных хомутов.

В работе Голландского института строительства расчет коротких балок производится согласно расчетной схеме, показанной на рис. 12 по зависимостям:

– для сжатой зоны

$$P = \eta \sigma_1 b h_0; \quad (12)$$

– для растянутой зоны

$$P_m = \frac{4}{l_t - \frac{1}{2} k_l} \cdot R_s \frac{\omega_0}{100} b h^2 \left(1 - 0,5 \frac{\omega_0}{100} \cdot \frac{R_s}{0,83 \cdot R_{sc}} \right), \quad (13)$$

где η – эмпирический коэффициент, принимаемый равным

$$\eta = \sqrt{1 + \left(\frac{l_b}{h_b} - 0,5 - \lambda \cdot 0,0875 \frac{h_l}{k_l} \right)},$$

$\lambda = 1$ при однократном нагружении и $\lambda = 0,5$ при многократном нагружении;

σ_i – сжимающие напряжения в бетоне, принимаемые равными:

$$\sigma_i = \sigma_0 + 1,1(R_{0c} - \sigma_0) \left(\frac{K_l}{h} - 0,05 \right) \left(\frac{K_l}{b} - 0,05 \right);$$

σ_0 – определяется по зависимостям

$$\sigma_0 = \frac{R_b}{0,65} (1 + \sqrt{n \omega_0 / 20});$$

$$n = \frac{E_s}{E_b};$$

$$\omega_0 = \frac{A_s}{b h_0} \cdot 100\%$$

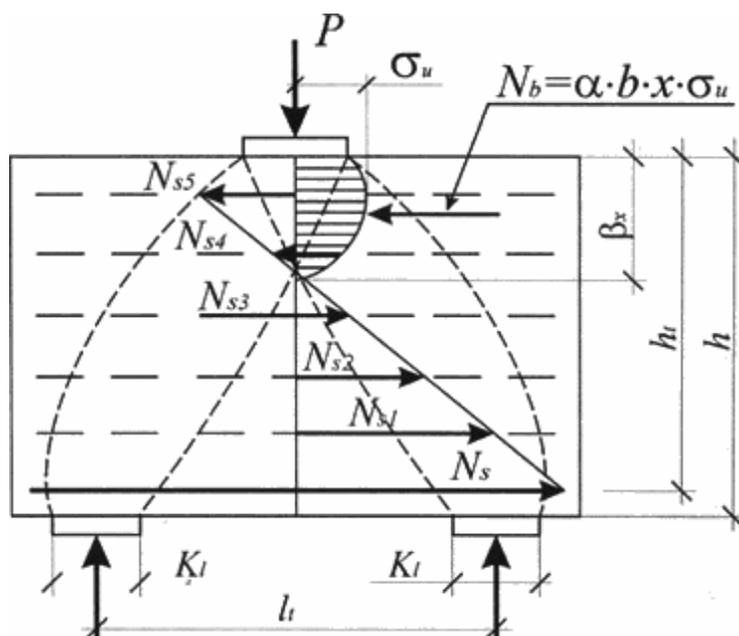


Рис. 12. Расчетная схема балки, принятая в работах Голландского института строительства

Таким образом, согласно рекомендациям германских норм, расчет коротких балок производится по фермовой аналогии, стержни которой имитируют траектории главных растягивающих и сжимающих напряжений, а также образуют контуры потоков этих напряжений. Из решения стержневой системы определяются сжимающие и растягивающие усилия. Затем производится расчет прочности растянутой и сжатой зоны. Полагается, что растяжение воспринимается арматурой, а сжатие – условной полосой бетона с шириной, определяемой эмпирическим путем.

На основании экспериментальных исследований коротких балок, проведенных в Голландии, разработаны предложения по расчету растянутой и сжатой зоны балок. Согласно этих предложений, растягивающие усилия передаются на продольную арматуру с учетом ее ярусного расположения по высоте балки, сжимающие усилия передаются на наклонную полосу бетона и арматуру, пересекающую эту полосу. При этом используется ряд эмпирических зависимостей и коэффициентов.

Технико-экономический анализ конструктивных решений перемычки над проходами в надкрановой части колонн. Перемычки над проходами в надкрановой части колонн проектируются в колоннах серии КЭ-01–49, а также в двухветвевых колоннах серии КЭ-01–52. В зависимости от высоты колонны меняется высота перемычек и находится в пределах от 60 до 160 см, при этом длина перемычек, то есть расстояние между осями ветвей колонн остается постоянным, равным 65 см. Типовое армирование перемычек показано на рис.8,а. Армируются перемычки продольной растянутой арматурой, расположенной понизу. Анкеровка арматуры производится путем приварки анкерующих пластин к торцам этих стерж-

ней. В качестве поперечной арматуры применяются спаренные горизонтальные хомуты с шагом 15 см. Кроме того, в пределах перемычки располагаются арматурные стержни ветвей, которые доводятся до верха колонны. При этом можно предположить, что стержни активно включаются в работу только в опорной части перемычки, либо в высоких перемычках с $h=160$ см. Под опорной площадкой устанавливаются сварные сетки в количестве 4 штук с шагом 6 см.

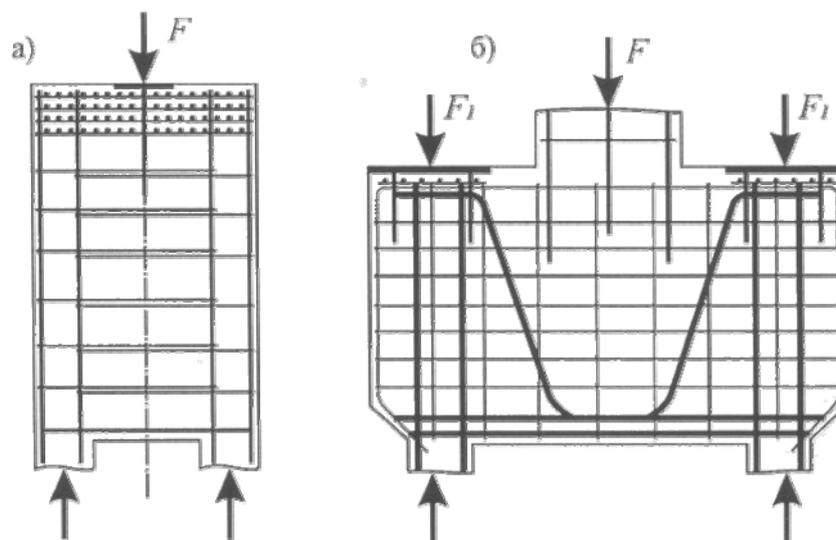


Рис. 13. Типовые конструктивные решения:
а – перемычек; б – подкрановых ригелей двухветвевых колонн

Технико-экономический анализ конструктивных решений показал, что расход арматуры на перемычку колонн среднего ряда составляет (5–13) %, колонн крайнего ряда – (8–20) % от общего расхода на колонну. Следует отметить, что в целом процент расхода стали велик, что поперечная арматура принимается по конструктивным требованиям и, можно предположить, в избыточном количестве. К тому же нерационально используются верхние участки арматурных стержней колонны. Несовершенным и технологически сложным является способ анкеровки продольных растянутых стержней арматуры.

Подкрановые ригели двухветвевых колонн. Подкрановые ригели двухветвевых колонн серии КЭ-01–52 в зависимости от габаритов здания и грузоподъемности кранов имеют высоту, изменяющуюся в пределах 130–150 см. Длина ригелей, то есть расстояние между осями ветвей колонн в 2,5 раза больше соответствующего расстояния перемычек над проходами и составляет 160 см. Типовое армирование ригелей показано на рис. 13,б. Продольная арматура располагается в нижней части ригелей, ее концы с целью анкеровки привариваются в арматуре, повторяющей контур консольного участка с внешней стороны ригеля. В меньшем количестве продольные стержни предусматриваются в верхней части ригеля. Эти стержни

повторяют контур ригеля поверху. В качестве поперечной арматуры принимаются горизонтальные и вертикальные хомуты, а также отдельные отгибы, которые имеют горизонтальные участки, расположенные под опорными закладными деталями. Это усложняет армирование зоны бетона под опорной площадкой.

Технико-экономический анализ конструктивных решений подкрановых ригелей показал, что расход арматуры на ригель колонн среднего ряда составляет (30–40) %, а для колонн крайнего ряда – (35–45) % от общего расхода на колонну. При этом поперечная арматура проектируется по конструктивным требованиям так же, как в перемычках, в избыточном количестве. При этом в отдельных отгибах рабочий участок составляет пятую часть от общей длины стержня. Таким образом, видно, что арматура в подкрановых ригелях используется не всегда рационально, при этом усложняется технология изготовления колонн.

Оценка проведенных экспериментальных исследований. Вопросу экспериментальных исследований работы коротких балок в нашей стране уделялось гораздо меньшее внимание, чем, например, работе обычных балок, когда число экспериментальных работ исчисляется тысячами. В целом количество экспериментальных исследований коротких балок и их разновидностей исчисляется единицами и является недостаточным для полного представления о напряженно-деформированном состоянии этих элементов.

Наиболее значительными экспериментальными исследованиями коротких балок за рубежом являются исследования, проведенные институтом строительства GUR. Программа этих исследований включала целый ряд факторов, влияющих на прочность коротких балок. Однако, эти испытания также не являются исчерпывающими. При изучении влияния поперечной арматуры исследовались только горизонтальные хомуты одного диаметра и шага. При изучении влияния размеров опорных и грузовых площадок, их размеры принимались одинаковыми, то есть не изучались случаи, когда грузовые площадки имели отличные от опорных размеры. Кроме того, исследовалась только одна схема нагружений.

Крайне недостаточно количество экспериментальных исследований таких ответственных несущих элементов, которые являются разновидностями коротких балок, таких как перемычки над проходами в надкрановой части колонн и подкрановые ригели двухветвевых колонн.

Оценка существующих методов расчета и конструирования коротких балок, перемычек и подкрановых ригелей двухветвевых колонн. Рассматривая приведенные выше методы расчета можно отметить три направления в оценке прочности коротких балок. Первое направление характеризуется тем, что работа коротких балок и их разновидностей – перемычек и ригелей колонн рассматривается как работа обычных балок, свободно лежащих на двух опорах. Второе направление характеризуется эмпири-

ческим подходом к оценке прочности коротких балок. Третье направление предусматривает построение расчетных схем, основывающихся на фермовой аналогии, либо на каркасно-стержневых моделях.

При расчете коротких балок по принципу работы обычных балок, а также при эмпирическом подходе не учитываются особенности их напряженного состояния, которые наиболее ярко проявляются при увеличении высоты сечения (например, в перемычках над проходами), схем опирания (например, при монолитном соединении перемычек и ригелей с опорами-ветвями колонн), а также в ряде других случаев. В результате расчет не отражает действительной работы коротких балок, и в целях осторожности занижается несущая способность. Поперечная арматура в этих случаях принимается по конструктивным требованиям и, по понятным причинам, из-за высокой ответственности проектируемых элементов принимается в избыточном количестве.

Следует отметить, что методы расчета, основывающиеся на расчетных схемах и моделях, в большей степени отражают действительную работу коротких балок, хотя также содержат ряд условностей. Наиболее прогрессивным методом расчета коротких балок является метод, приведенный в работах Т.И. Барановой, О.В. Снежкиной. Его преимуществом является разработанная каркасно-стержневая модель, согласно которой прочность балки определяется сжатой наклонной зоной бетона. При этом учитывается косвенная работа поперечной арматуры.

На рис. 14,а,б показаны графики сопоставления прочности по сжатой и растянутой зоне, построенные по расчетным зависимостям, приведенным выше.

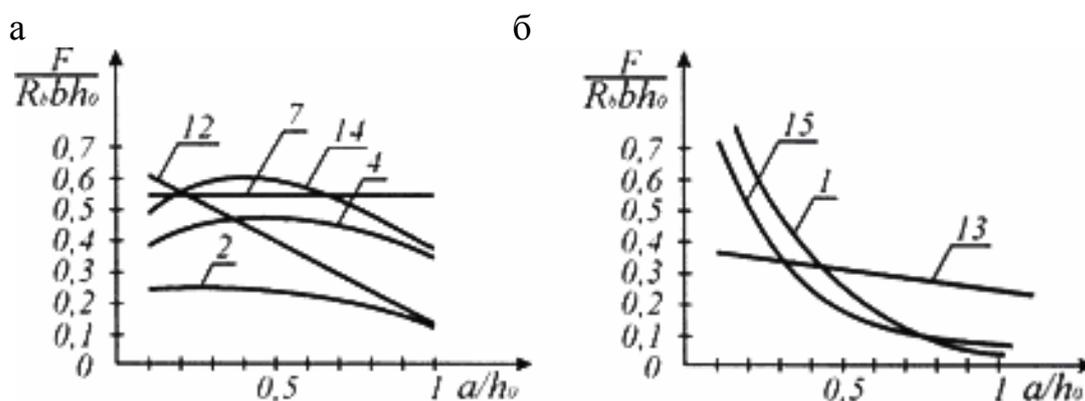


Рис. 14. Графики сопоставления прочности коротких балок по зависимостям различных авторов:
а – для сжатой зоны; б – для растянутой зоны

Сопоставление графиков прочности по сжатой зоне говорит о том, что самую низкую расчетную способность показывает формула СНиП2.03.01–84, самую высокую – зависимости, приведенные в работах Отсмаа В.А. и Голландского института строительства. При этом формула норм не реагирует

на изменение соотношения a/h_0 , также как и зависимость (7). График прочности, построенный по формуле (12), основывающейся на фермовой аналогии, показывает превышение несущей способности по сравнению с зависимостями (2, 4, 7, 14) максимум на 60 % при малых значениях a/h_0 , равных 0,1–0,35. В то же время занижает несущую способность максимум на 61 % при больших значениях a/h_0 , равных 0,6–0,9. Это говорит о том, что рассматриваемые зависимости неодинаково отражают закономерности изменения прочности коротких балок по сжатию. График прочности, построенный по зависимостям (7, 12, 14), превышает прочность по зависимости (4) максимум на 35 %.

Сопоставление графиков прочности по растянутой зоне также показывает, что перепады в оценке прочности составляют максимум 51 % при $a/h_0=0,1\dots0,35$ в сторону завышения и максимум 21 % при $a/h_0=0,6\dots0,9$ в сторону занижения несущей способности относительно наиболее ровного графика, построенного по зависимости (13). Одинаковый характер и близкие значения дают условия прочности по растянутой зоне (1), предлагаемые СНиП 2.03.01–84 и зависимость, предлагаемая в работе Т.И. Барановой.

В целом можно отметить, что подход к оценке прочности коротких балок, основанный на расчетной схеме, рассмотренный в работе Т.И. Барановой, является наиболее перспективным, поэтому его целесообразно принять за основу в дальнейших исследованиях. Однако эта методика расчета содержит рекомендации по расчету только сжатой зоны коротких балок, не затрагивает особенностей работы разновидностей коротких балок-перемычек и подкрановых ригелей двухветвевых колонн, а также не учитывает ряд других, не менее важных факторов.

В результате, при современном состоянии исследований невозможно без проведения целенаправленных экспериментов разработать единую методику расчета коротких балок и их разновидностей, в данном случае перемычек и ригелей колонн по сжатой, а также и по растянутой зоне.

В ПГУАС проведены испытания перемычек над проходами в надкрановой части колонн и подкрановых ригелей двухветвевых колонн. **Отличительной особенностью перемычек**, на наш взгляд, является тенденция к увеличению высоты. Общепринятым является считать, что короткие балки характеризуются значением a/h , которое остается в пределах меньших единицы. Этим объясняется целесообразность испытания перемычек различной высоты.

Второй особенностью перемычек является жесткое монолитное соединение с опорами ветвями. В коротких элементах с малыми геометрическими размерами местное напряженное состояние оказывает большее влияние на напряженное состояние элемента в целом, чем в других конструкциях. Поэтому исследовать особенность схемы опирания перемычек также необходимо.

Указанная особенность опирания перемычек сопрягается с вопросом анкеровки растянутой продольной арматуры. Благодаря такой конструкции опорного участка резко уменьшается длина анкеровки растянутой арматуры на опоре. Кроме того, неизвестным является характер работы растянутой зоны перемычек с увеличением высоты. В результате становится также необходимым изучение работы растянутой арматуры в вышеописанных условиях.

Целесообразно провести экспериментальное изучение новых видов армирования перемычек, а также изучение перемычек с облегченной формой. Общий вид, размеры и армирование образцов перемычек над проходами в над-крановой части колонн показаны на рис. 15.

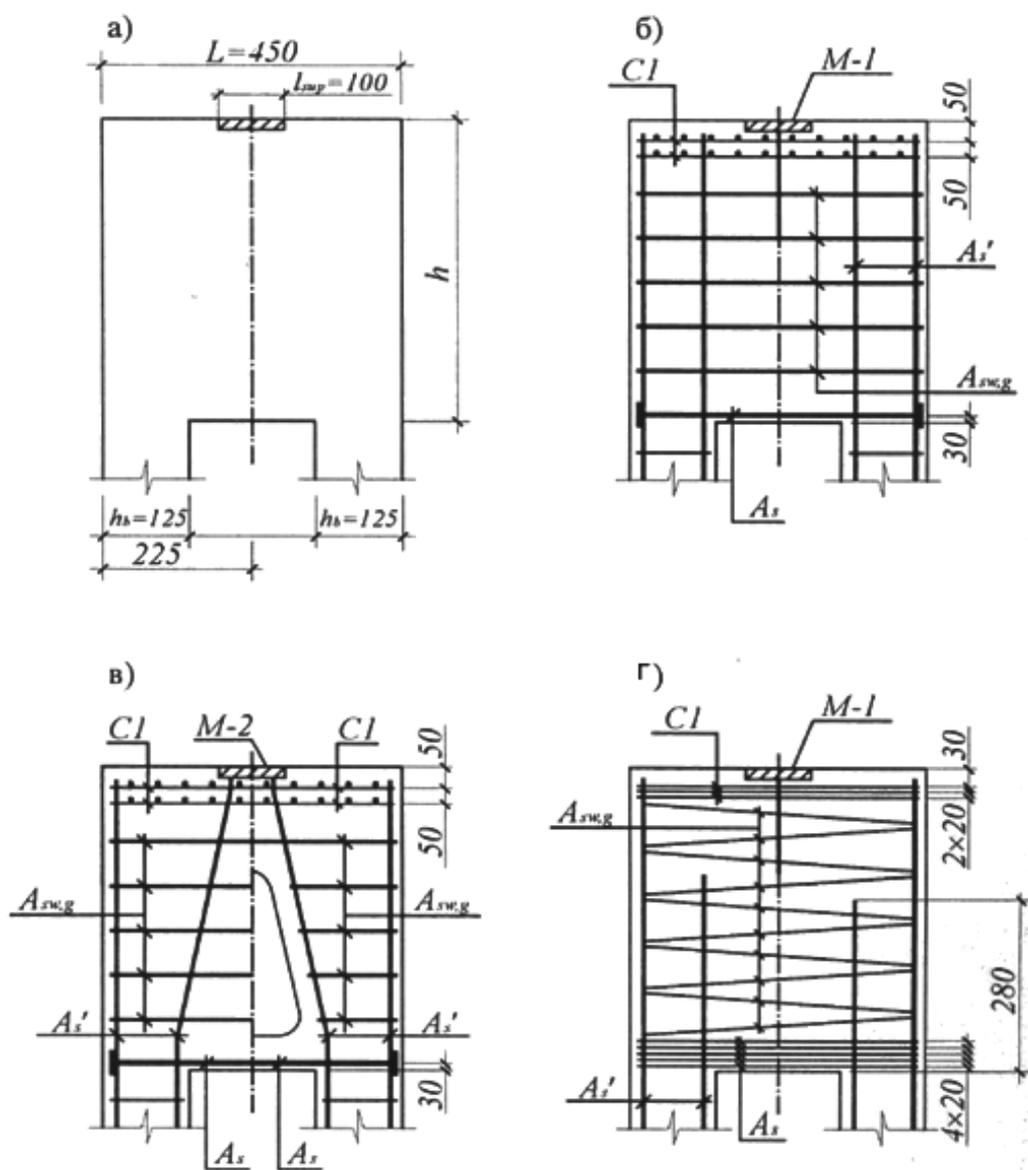


Рис. 15. Общий вид, размеры и армирование перемычек:
 а – опалубочный чертеж; б – образцы I и II серии; в – образец П-III-1, П-III-3;
 г – образец П-III-2

Подкрановые ригели двухветвевых колонн по характеру работы также как и перемычки подобны коротким балкам и являются их разновидностями. Отличительной особенностью ригелей являются только для них характерные виды нагружений, а также схема опирания, то есть монолитное соединение с опорами-ветвями колонн. Особенность схем нагружений заключается в том, что на ригель передается постоянная нагрузка от веса покрытия здания, а также периодически повторяющаяся нагрузка от мостовых кранов. При этом нагрузка от надкрановой части колонны может передаваться с эксцентриситетом. В результате возникают различные варианты нагружений подкранового ригеля при различных способах передачи нагрузки, так как надкрановая часть колонны монолитно связана с ригелем, а подкрановые балки шарнирно опираются на ригель. В связи с этим целесообразно провести испытания ригелей с различными схемами нагружений.

Кроме того, армирование подкрановых ригелей поперечной арматурой производится конструктивно и из-за высокой ответственности этих элементов применяются все виды поперечной арматуры в несколько избыточном количестве.

Следует отметить, что ригель объединяет надкрановую часть и ветви подкрановой части колонны и поэтому выпуски арматуры колонны также располагаются в пределах ригеля, в результате ригель имеет сложное армирование.

Таким образом, необходимо исследовать возможности снижения расхода арматуры и провести экспериментальные исследования ригелей с усовершенствованными видами армирования. На рис. 16 показан общий вид, размеры и армирование опытных образцов ригелей.

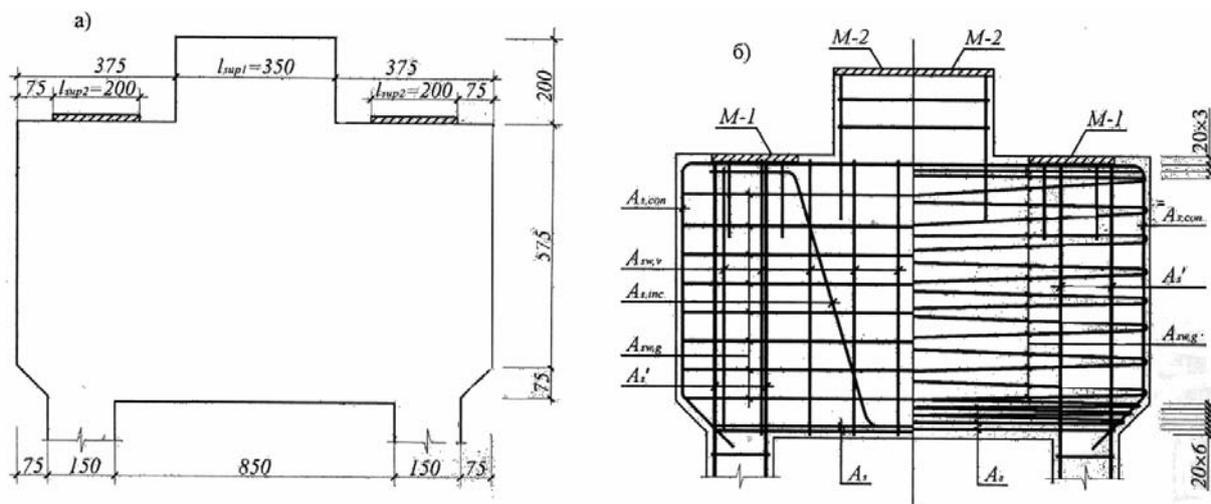


Рис. 16. Общий вид, размеры и армирование образцов подкрановых ригелей: а – опалубочный чертеж; б – армирование

2. НАУЧНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ОСНОВЫ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ МЕТОДА РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ИМЕЮЩИХ СОИЗМЕРИМОЕ СООТНОШЕНИЕ ВЫСОТЫ И ДЛИНЫ ЭЛЕМЕНТОВ

2.1. Консоли колонн

Образование и развитие трещин в бетоне. Анализ результатов экспериментальных исследований позволяет выявить закономерность в образовании и развитии трещин в бетоне коротких консолей колонн.

Как правило, сначала образуется трещина в опорном сечении консоли при нагрузке, составляющей 0,5–0,6 от разрушающей. Траектория и ширина ее раскрытия зависит от ряда факторов, таких, как количество продольной арматуры, вылет консоли, величина усилия в стволе колонны и др. В среднем ширина ее раскрытия составляет 0,05–0,13 мм. Траектория трещины в начале ее образования отклоняется в глубь колонны под углом 45–60°, затем с увеличением нагрузки становится все более вертикальной.

Следующий этап – образование наклонной трещины, начинающейся во внутренней грани грузовой площадки. Момент ее образования соответствует нагрузке, примерно равной 0,7 от разрушающей; ширина раскрытия – в пределах 0,05–0,09 мм. Характерным является малая интенсивность развития трещины, которое происходит в направлении колонны и прекращается с появлением других трещин. В консолях колонн, имеющих малый вылет, трещины подобного вида не образуются.

При нагрузке, равной 0,8–0,85 от разрушающей, в средней части консоли появляются наклонные трещины, имеющие прерывистый характер. Количество трещин зависит от размеров грузовой площадки. При небольших размерах площадок короткие прерывистые трещины сближаются, как бы сливаясь в одну трещину, берега которой с увеличением нагрузки выкрашиваются; ширина трещины при этом составляет 0,1–0,15 мм.

С увеличением размеров грузовой площадки на участке консоли, расположенном между грузом и опорой, в направлении от груза к опоре образуется серия коротких, наклонных трещин. С ростом уровня нагружения они активно развиваются, число их увеличивается, ширина раскрытия составляет 0,09–0,10 мм.

В некоторых случаях при нагрузке, равной примерно 0,9 от разрушающей, у свободной грани консоли появляется наклонная трещина, которая как бы выделяет с внешней стороны участок бетона, в пределах которого наблюдается активное образование наклонных трещин. Характерны случаи, когда при высоком уровне нагружения в зоне нижнего угла примыкания консоли к колонне появляется серия коротких трещин, развитие которых приводит к выкрашиванию бетона в пределах локальной зоны.

Классификация трещин. На основе выявленных при многочисленных испытаниях характера образования и закономерностей развития трещин в консолях колонн, опорных консолях, приопорных участках ригелей с подрезками и коротких балках (рис. 17) произведена классификация трещин в коротких элементах.

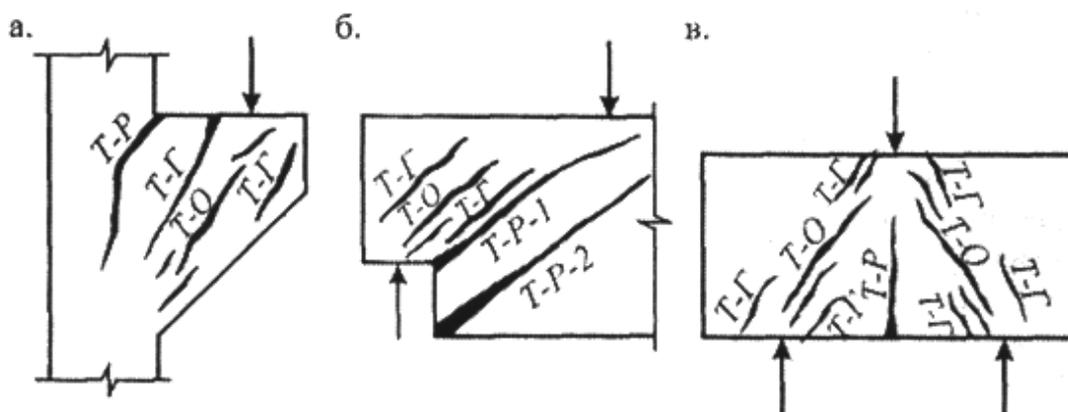


Рис. 17. Схема расположения характерных трещин:
а – консоли колонн; б – приопорные участки ригелей с подрезками;
в – короткие балки

Обобщая картину образования и развития трещин, можно выявить, что в коротких элементах существует три вида трещин, два из которых являются основными. Назовем их в порядке образования. Это трещины в растянутой зоне (обозначим их величиной Т-Р), образующиеся у растянутой грани элемента, и основные наклонные трещины (обозначим их величиной Т-О), образующиеся при более высоком уровне нагружения в наклонных сжатых участках бетона, расположенных между грузовой и опорными площадками. К третьему виду относятся трещины, обозначим их величины (Т-Г), проходящие по границе между растянутой и сжатой зонами, а также трещины, выделяющие наиболее напряженный наклонный участок с внешней стороны.

Остановим внимание на характеристике основных видов трещин, базирующейся на закономерностях, выявленных при проведении многочисленных экспериментальных исследований. В зависимости от ряда факторов, в том числе от конструктивных решений, в коротких элементах либо могут существовать все названные выше виды трещин, либо отсутствовать, либо может иметь слабое развитие один из видов. Так, при высоком проценте армирования продольной арматурой трещины в растянутой зоне не появляются, соответственно при больших размерах поперечного сечения элементов и малых процентах армирования продольной арматурой трещины в бетоне сжатого наклонного участка также не образуются.

Установлена следующая закономерность: момент образования трещин в растянутой зоне соответствует нагрузке, составляющей (45–60) % от раз-

рушающей. При этом меньший уровень соответствует опорным консолям ригелей, что связано с особенностью конструктивной формы, обуславливающей большую концентрацию напряжений, а также с прогибом ригеля по его длине.

Момент образования наклонных трещин соответствует более высокому уровню нагружения и является более стабильным. Как правило, независимо от вида коротких элементов наклонные трещины образуются при нагрузке 0,8–0,85 от разрушающей.

Ширину раскрытия трещин можно характеризовать следующим образом. При условии активного их развития в растянутой зоне ширина раскрытия трещин изменяется от 0,05 до 2,5 мм.

Для наклонных трещин основной характеристикой является не ширина раскрытия трещин, а их интенсивность, которая активно увеличивается с ростом нагрузки и является присущей раздавливанию бетона. Ширина раскрытия трещин остается незначительно, равной 0,05–0,7 мм.

В случаях малых размеров грузовых площадок, т.е. при сужении области сжатого участка бетона, прерывистые наклонные трещины сливаются в единую трещину с последующим выкрашиванием бетона по берегам сливающихся трещин. Ширина раскрытия соединяющихся трещин составляет в среднем 0,7–2,1 мм. Слияние прерывистых наклонных трещин в испытанных коротких элементах иллюстрирует рис. 17. При этом они свидетельствуют о раздавливании бетона.

Не менее важным является вопрос, связанный с траекторией основных трещин. Траектория трещины Т-Р, расположенной в растянутой зоне коротких балок, перемычек и подкрановых ригелей, близка к вертикали. Трещина типа Т-Р в консолях колонн имеет ломаное очертание. Траектория трещины в начале ее образования отклоняется в глубь колонны под углом 45–60°. С повышением уровня нагружения ее траектория становится почти вертикальной. Наклонный участок составляет примерно третью часть от ее длины. Трещина типа Т-Р в опорных консолях ригеля также имеет ломаную траекторию. Изменение траектории наступает при достижении трещиной горизонтального сжатого пояса, расположенного вдоль верхней грани ригеля; при этом угол наклона трещины уменьшается вдвое. В отличие от консолей колонн участок, имеющий более высокий угол наклона, составляет основную часть трещины и примерно равен двум третям длины.

Траектории наклонных трещин в коротких элементах определяются взаиморасположением грузовых и опорных площадок и приближаются к направлению, совпадающему с линией, соединяющей центр силы нагружения с центром опорной силы. Особенность работы приопорных участков ригеля с подрезкой заключается в том, что в бетоне образуется два вида трещин: трещина Т-Р-1 и трещина Т-Р-2, которые начинаются в вершинах

входящего и нижнего углов подрезки (см. рис. 17,б). Трещина Т-Р-2 является как бы границей между опорной консольной зоной и ригелем, за пределами которой напряженное состояние ригеля соответствует обычным балкам. Другой характерной особенностью является появление серии наклонных прерывистых трещин, расположенных на участке между трещинами Т-Р-1 и Т-Р-2.

Таким образом, принятая классификация трещин четко выделяет два основных вида трещин в бетоне коротких элементов на основе закономерностей, полученных при проведении многочисленных экспериментальных исследований, и является вполне обоснованной.

Характер и виды разрушений коротких элементов. Характер образования и развития трещин обуславливает возможные виды разрушения коротких элементов. Рассмотренная выше классификация трещин устанавливает два основных вида трещин. Их развитие, в свою очередь, приводит к двум видам разрушений по растянутой зоне и по наклонной сжатой полосе бетона, расположенной между грузовой и опорной площадками.

Рассмотрим сначала общий характер и вид разрушений различных представителей коротких элементов, а затем остановим внимание на особенностях, свойственных тому или иному виду коротких элементов.

Разрушение по растянутой зоне происходит при чрезмерном раскрытии трещин, расположенных в этой зоне, и последующем быстром увеличении их длины. Центральная трещина в момент разрушения достигает верхней грани элемента. Часто наклонные трещины, проходящие по границе между сжатой полосой бетона и растянутой зоной, вливаются в центральную трещину. В коротких консолях колонн в ряде случаев происходит раздробление бетона в зоне нижнего угла примыкания консоли к колонне одновременно с развитием трещины в растянутой зоне.

Разрушение по сжатой зоне характеризуется нарастанием интенсивности появления коротких, прерывистых наклонных трещин в сжатой полосе бетона. При малых грузовых и опорных площадках разрушение сжатой полосы происходит, когда короткие трещины сливаются в единую трещину.

Напряженно-деформированное состояние бетона. На основе экспериментальных исследований получена различная информация о напряженно-деформированном состоянии коротких элементов, соответствующая изменению изучаемых факторов. Наиболее полные и взаимосвязанные данные о напряженно-деформированном состоянии бетона соответствуют работе коротких элементов до образования трещин и с точки зрения качественной характеристики являются наиболее ценными.

Для целенаправленного анализа результатов исследований и сокращения излагаемого материала из множества данных о напряженно-деформированном состоянии рассмотрим наиболее характерные случаи, развивающиеся представления о характере работы и видах разрушения, т.е. в ос-

новном те случаи, которые вскрывают и обосновывают обстоятельства развития предельного состояния.

Важно отметить, что образование трещин, выделяющих наиболее напряженные участки бетона, не изменяет характера работы коротких элементов, наоборот концентрирует деформации внутри выделенных участков. Развитие трещин внутри сжатой части бетона является началом развития предельного состояния в бетоне. Однако образование трещин в сжатой и растянутой зоне не изменяет характера напряженного состояния бетона, формирование которого сложилось до образования трещин. Тем самым объясняется необходимость изучения напряженно-деформированного состояния бетона в коротких элементах до образования трещин.

Распределение деформаций представляет собой поле деформаций, соответствующих главным напряжениям. Оно построено на основании показаний тензодатчиков, расположенных равномерно по всей поверхности консоли.

Анализ поля деформаций позволяет выявить три характерные зоны. К первой отнесем наклонную зону, расположенную между верхней гранью консоли и опорой, ко второй – горизонтальную зону, расположенную вдоль верхней грани консоли. Третья характерная зона располагается у ствола колонны между первой и второй зонами. Возможность выявления характерных зон обуславливается величинами и направлениями максимальных деформаций удлинения и укорочения. В пределах первой зоны группируются максимальные деформации укорочения, соответствующие главным сжимающим напряжениям Средний угол наклона максимальных деформаций укорочения примерно соответствует углу наклона линии, соединяющей центр груза и центр опоры

В пределах второй зоны группируются максимальные деформации удлинения, соответствующие главным растягивающим напряжениям. С удалением от верхней грани величина деформаций удлинения значительно уменьшается.

В пределах третьей зоны располагаются незначительные по величине деформации двух видов – укорочения и удлинения.

Распределение максимальных деформаций укорочения по ширине первой зоны является неравномерным (рис. 18,б). В верхней части наклонной зоны максимальные деформации соответствуют центру приложения силы; с удалением к опоре максимальные деформации укорочения смещаются к внутренней грани консоли.

Распределение максимальных деформаций удлинения на участке между центром приложения силы и гранью консоли является близким к равномерному (рис. 18,в). Заметное увеличение главных деформаций удлинения отмечалось в зоне верхнего угла примыкания консоли к колонне перед образованием трещины в опорном сечении.

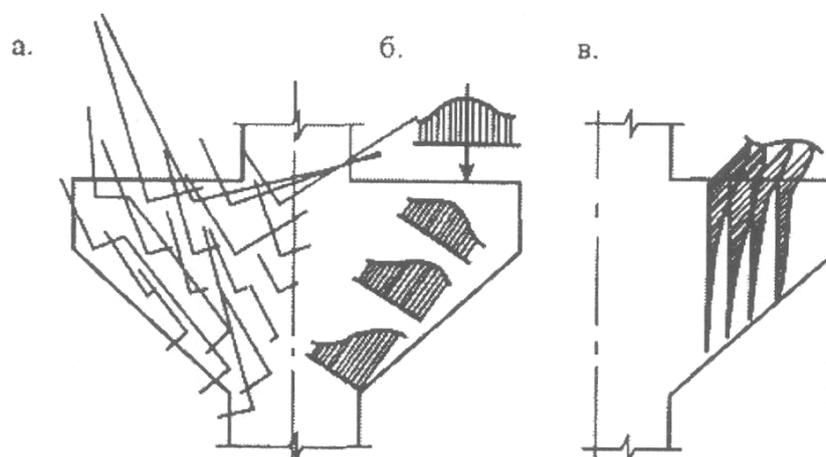


Рис. 18. Напряженно-деформированное состояние бетона консолей колонн: а – поле деформаций; б – распределение деформаций укорочения в направлении от силы к опорам; в – распределение деформаций у верхней грани консоли

Таким образом, выделяя участки с максимальными значениями деформаций укорочения и удлинения, можно сказать, что сжимающие напряжения концентрируются в пределах наклонной зоны, расположенной между грузовой площадкой и опорой. Растягивающие напряжения концентрируются в пределах горизонтальной зоны, расположенной вдоль грани. Такое напряженное состояние бетона консолей колонн хорошо согласуется с характером образования трещин и видами разрушения.

Продольная арматура. В продольной арматуре коротких элементов всех видов развивались деформации удлинения, т.е. во всех рассматриваемых случаях она испытывала растяжение. Распределение деформаций (рис. 19) носило спокойный характер. До образования трещин в бетоне деформации распределялись почти равномерно по длине арматуры. К моменту образования трещин распределение деформаций удлинения становилось неравномерным. В сечениях, где намечалось образование трещин, происходило увеличение деформаций. Для коротких консолей увеличение деформаций в продольной арматуре соответствовало опорному сечению. В коротких балках, перемычках, подкрановых ригелях и ростверках увеличение деформаций в продольной арматуре соответствовало сечению, проходящему через середину пролета.

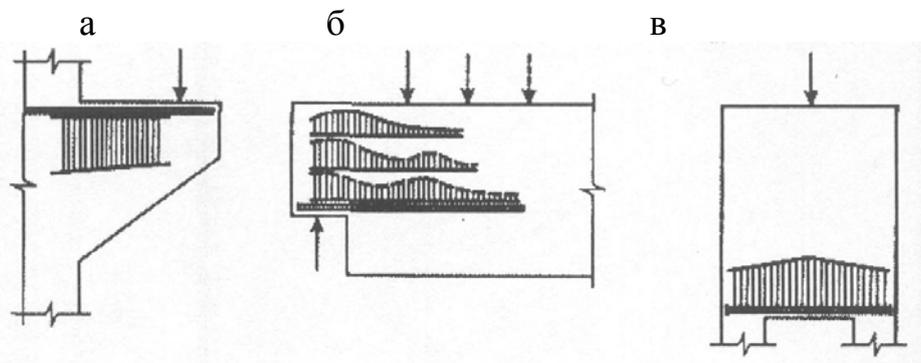


Рис. 19. Распределение деформаций (напряжений) в продольной арматуре: а – коротких консолей; б – приопорных участков ригелей; в – перемычек колонн

Поперечная арматура. Рассмотрим распределение деформаций в различных видах поперечной арматуры, исследуемой в опытах.

В горизонтальных хомутах, расположенных в консолях колонн, как правило, возникали деформации удлинения, соответствующие растягивающим напряжениям. Их распределение вдоль стержней носило неравномерный характер. Так, в горизонтальных хомутах, расположенных в верхней зоне консоли, наблюдалось увеличение деформаций удлинения в зоне максимальных растягивающих напряжений. В то же время отмечалось нарастание деформаций удлинения в хомутах, расположенных в зоне максимальных сжимающих напряжений (рис. 20,г).

В горизонтальных хомутах коротких балок также наблюдались деформации удлинения при их неравномерном распределении вдоль хомутов. Наибольшие значения деформаций в хомутах, расположенных в верхней части элемента, отмечались в зоне приложения нагрузки; в промежуточных по высоте балки хомутах максимальные значения деформаций располагались примерно в средней части между грузовой и опорной площадками.

Распределение деформаций в вертикальных хомутах происходило неравномерно. Отмечалось появление деформаций укорочения, если хомуты располагались в сжатой зоне, а также деформаций удлинения, если хомуты располагались в растянутой зоне (рис. 20). В вертикальных хомутах при опорного участка ригеля возникали деформации удлинения, однако, их характер распределения был неравномерным. В верхней зоне ригеля величины деформаций в хомутах резко уменьшались (рис. 20,б). При расположении вертикальных хомутов в малонапряженных участках деформации в них приближались к нулю.

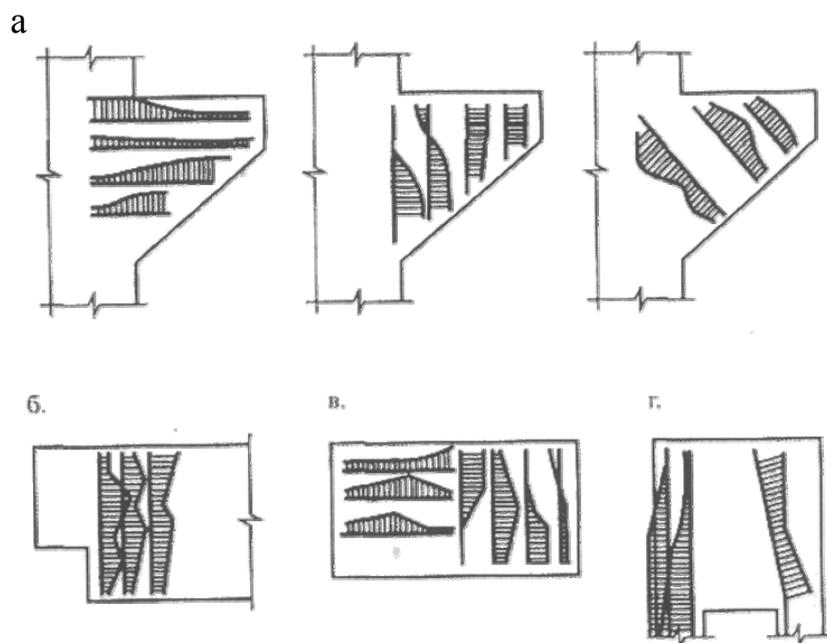


Рис. 20. Распределение деформаций (напряжений) в поперечной арматуре: а – коротких консолей; б – приопорных участках ригелей; в – коротких балок; г – перемычек колонн

В вертикальных стержнях, расположенных в перемычках, которые можно считать вертикальными хомутами, отмечались деформации укорочения; при этом их распределение также было неравномерным. В верхней их части деформации приближались к нулю, в нижней имели максимальное значение (рис. 20,г).

В наклонных хомутах появлялись деформации удлинения; в целом характер их распределения являлся более спокойным, чем в вертикальных хомутах (рис. 20,а). В отогнутой в направлении сжатого потока арматуре, расположенной в перемычках, отмечались деформации укорочения; при этом в верхней и нижней частях арматуры величина деформаций увеличивалась.

Построение расчетной схемы и расчетных зависимостей. Применяя общий принцип построения расчетной модели к коротким консолям колонн, следует отметить две характерные особенности, требующие корректировки расчетной модели. К первой относится выбор основного угла наклона расчетной полосы. Объясняется это тем, что применение общего принципа определения угла наклона приводит к противоречию, заключающемуся в том, что геометрические особенности консолей колонн способствуют тому, что основное направление наклонной полосы выходит за пределы консоли (рис. 21).

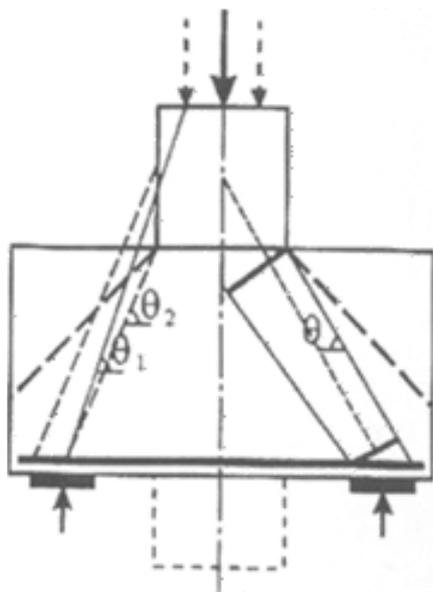


Рис. 21. Схема проектирования угла наклона сжатой полосы в коротких консолях колонн

В связи с этим необходимо угол наклона сжатой полосы в коротких консолях колонн принимать как угол наклона к горизонтали линии, соединяющей внешнюю грань опорной площадки на уровне продольной арматуры с вершиной нижнего угла примыкания консоли к колонне (рис. 22).

Второй особенностью, имеющей косвенное отношение к первой, явля-

ется отсутствие фиксированной опорной площадки в нижней части консоли. Анализ напряженно-деформированного состояния консолей колонн, в частности распределение сжимающих напряжений в нижней части консоли, показывает, что ширина наклонной сжатой полосы консоли может быть принята одинаковой по длине полосы и определяться в зависимости от размеров грузовой площадки. При этом неравномерность распределения напряжений под грузовой площадкой, а также в нижней части консоли можно учитывать понижающим коэффициентом, полученным на основании экспериментальных данных.

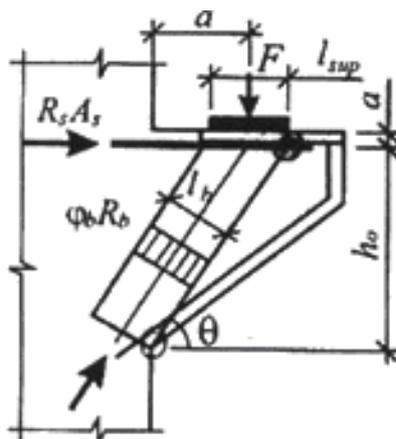


Рис. 22. Расчетная схема коротких консолей колонн

С учетом указанного корректирования, без изменения принципа построения расчетной модели, расчетная схема коротких консолей колонн принимает вид, показанный на рис.22. Добавим, что угол наклона расчетной полосы, как показывают исследования, согласуется с естественной границей, выделяющей поток сжимающих напряжений с внешней стороны. При этом осью расчетной полосы будет являться линия, проходящая через центр груза на уровне продольной арматуры параллельно принятому наклону полосы.

Предельным состоянием по сжатой зоне следует считать, так же как в общем случае, состояние, когда величина главных сжимающих напряжений достигает предела прочности при сжатии $\phi_b R_b$, где коэффициент ϕ оценивает влияние бетона, окружающего расчетную полосу.

Предельным состоянием по растянутой зоне, так же как в общем случае, является достижение растягивающими напряжениями в арматуре предельных значений R_s .

Таким образом, условиями прочности коротких консолей согласно расчетной модели являются условия

$$Q \leq \phi_1 \phi_b R_b b l_b \sin \theta; \quad (14)$$

$$Q \leq \phi_s R_s A_s \operatorname{tg} \theta. \quad (15)$$

При этом ширина расчетной полосы определяется по формуле

$$l_b = l_{\text{sup}} \sin \theta. \quad (16)$$

Коэффициенты φ_b и φ_s , учитывающие отклонение расчета от опыта, определяются на основе сопоставления результатов опыта и расчета.

Угол наклона сжатой полосы определяется по формуле

$$\text{tg} \theta = h_0 / (a + 0,5l_{\text{sup}}). \quad (17)$$

Коэффициент φ_1 учитывает неравномерность в распределении напряжений по ширине расчетной полосы и составляет по опытным данным 0,8.

В целях обеспечения гарантированного на основе опытных данных уровня безопасности при расчете по сжатой полосе была установлена максимально допустимая расчетная сила, равная

$$Q_{\text{max}} = 3,5R_{bt}bh_0. \quad (18)$$

Таким образом, правая часть условия (14) не должна превышать величины Q_{max} , т.е. должно соблюдаться неравенство $Q < Q_{\text{max}}$. Нижний предел, определяемый условием $Q > 2,5 R_{bt}bh_0$ и принятый при рассмотрении общего случая, также справедлив для консолей колонн.

2.2. Перемычки над проходами в надкрановой части колонн

Образование трещин, виды разрушения перемычек. В перемычках марки, в которых изучалось влияние высоты, характер образования трещин был одинаковым, рис.23. Сначала образовывались трещины в растянутой зоне, которые мы условились называть трещинами Т-Р (см. рис.17). Они располагались в середине пролета перемычек, как правило, центральная трещина имела почти вертикальную траекторию. Граничные трещины, начинающиеся у вершины внутреннего угла примыкания перемычки к опорам-ветвям, отклонялись к вершине вертикальной трещины, образуя треугольный контур, выделяя растянутую зону. Момент появления этих трещин соответствовал нагрузке, равной 0,4–0,5 от разрушающей.

При нагрузке 0,5–0,6 от разрушающей появлялись наклонные трещины, которые мы условились называть Т-О. Они находились в средней части наклонного участка бетона, расположенного между грузовой площадкой и опорой ветвью. Ширина раскрытия составляла $a_{\text{срс}}=0,02...0,05$ мм. Затем при нагрузке 0,7–0,8 от разрушающей появлялись граничные наклонные трещины Т-Г, расположенные у вершины внутреннего угла примыкания перемычки к опорам-ветвям. При увеличении нагрузки активно росли трещины типа Т-О, образовывались граничные трещины у внешних сторон грузовой площадки.

В целом картина образования наклонных трещин характеризуется их концентрацией в верхней зоне наклонного сжатого участка, под грузовой площадкой и у нижних углов примыкания перемычки к опорам. При этом явно прослеживалось отсутствие трещин по ширине опор-ветвей. Увеличение высоты не изменяло характера образования и распределения трещин в бетоне перемычек. Во всех образцах первой группы наклонные трещины вписывались в участки бетона образования трещин между грузовой площадкой и опорами, наклон которых увеличился с ростом высоты.

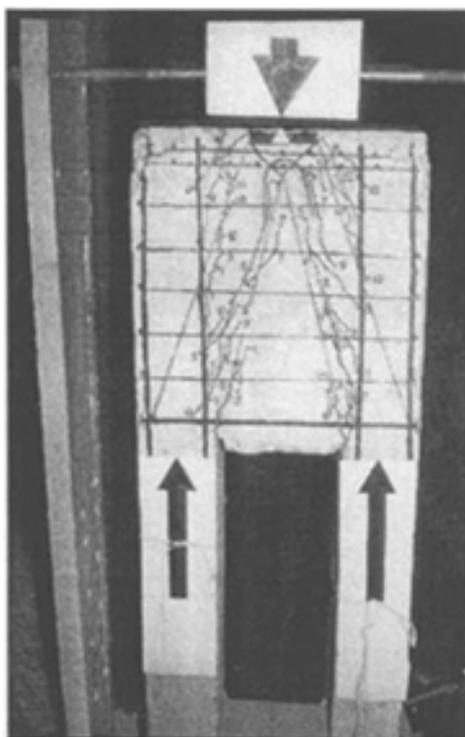


Рис. 23. Характер трещинообразования и вид разрушения перемычки П-1-3

В перемычках, в которых изучалось влияние количества растянутой арматуры, характер образования и развития трещин имел свои особенности в каждом образце. В образце, который отличался наименьшим процентом армирования $\mu=0,17\%$, при нагрузке 0,53 от разрушающей появилась трещина Т-Р, шириной 0,7 мм и высотой, равной примерно одной трети высоты перемычки. С ростом нагрузки эта трещина активно развивалась, при нагрузке 0,7 от разрушающей она достигала 0,7, затем 0,9 от высоты перемычки, ширина составляла 1,5–2,0 мм. Перед разрушением при нагрузке 0,95 от разрушающей, появилась разветвленная наклонная трещина по всей высоте образца в направлении от центра силы к центру опорной реакции, ширина ее раскрытия была незначительной $a_{cr}=0,01$ мм. В образце, в котором процент армирования продольной арматурой μ_s увеличивается до 0,38 %, вертикальная трещина Т-Р появилась при нагрузке 0,45 от разрушающей, с шириной 0,1 мм. С ростом нагрузки возникала серия на-

клонных трещин Т-О, параллельно развивающихся с трещиной Т-Р. Перед разрушением ширина раскрытия трещины Т-Р составляла 2 мм, наклонных трещин – 0,5 мм.

В образце, в котором процент армирования был самым высоким, равным $\mu_s = 0,67\%$, трещин типа Т-Р не образовывалось. При нагрузке 0,6 от разрушающей началось активное появление и развитие наклонных трещин, подобных образцам первой группы.

В образцах третьей группы, в которых исследовались виды армирования и облегченная конструктивная форма, характер образования трещин был подобен образцам первой группы.

Виды разрушения. Образцы первой группы разрушились по сжатой наклонной зоне, при активном развитии наклонных трещин и при выкрашивании бетона, подобным при раздавливании бетонных призм. При увеличении высоты перемычек увеличивалась несущая способность. Это можно объяснить тем, что угол наклона сжатой полосы увеличивался, и к тому же при этом в работу вовлекались с большей интенсивностью по мере увеличения высоты перемычек вертикальные стержни опор-ветвей колонны.

Характерно, что в образцах первой группы несущая способность растянутой зоны значительно превышала прочность сжатой зоны, поэтому можно заключить, что в растянутой зоне либо не было трещин, либо они были малой длины и ширины.

В образцах перемычек второй группы с увеличением процента армирования продольной арматурой от $\mu_s = 0,17\%$ до $\mu_s = 0,67\%$ поочередно происходил переход форм разрушения. То есть при $\mu_s = 0,17\%$ разрушение наступало по растянутой зоне, при $\mu_s = 0,38\%$ разрушение происходило по растянутой и наклонной сжатой зонам одновременно, при $\mu_s = 0,67\%$ разрушение наступало по наклонной сжатой зоне. С увеличением процента армирования возрастала несущая способность перемычек. Очевидно, целесообразным, с точки зрения расхода материалов является вид разрушения, при котором несущая способность по растянутой и сжатой зоне сближается.

В образцах третьей группы разрушение наступало по наклонной сжатой зоне и при совместном разрушении сжатой и растянутой зоны. Более высокая несущая способность в образце, когда внутренние стержни арматуры ветвей колонны отгибаются в перемычке к центру приложения силы. Эффективным с точки зрения расхода материала является образец, в котором применена в качестве поперечной и продольной арматуры спираль. В этом случае реализуются несущая способность по растянутой и сжатой зоне, при этом величина разрушающей силы бетона близка к образцам, имеющим расход арматуры больше на 20 %. В образце, имеющим отверстие треугольного очертания, несущая способность не снизилась по сравнению с образцом, не имеющим отверстия. Следовательно, облегчение формы в перемычках целесообразно.

Напряженно-деформированное состояние бетона и арматуры. По результатам опытов на основании показаний тензодатчиков построено поле деформаций для перемычек с меньшей ($h = 30\text{см}$) и большей высотой ($h = 80\text{см}$), рис.24. Перемычки с высотой $h = 40, 50, 60$ см имели промежуточные результаты и в целях сокращения материала не приводятся. Анализ результатов показал, что максимальные значения главных сжимающих напряжений (деформации укорочения) концентрируются в пределах наклонной полосы, расположенной между грузовой площадкой и опорами-ветвями. При этом наибольшая концентрация имеет место у вершины внутреннего угла примыкания перемычки к опорам-ветвям колонны.

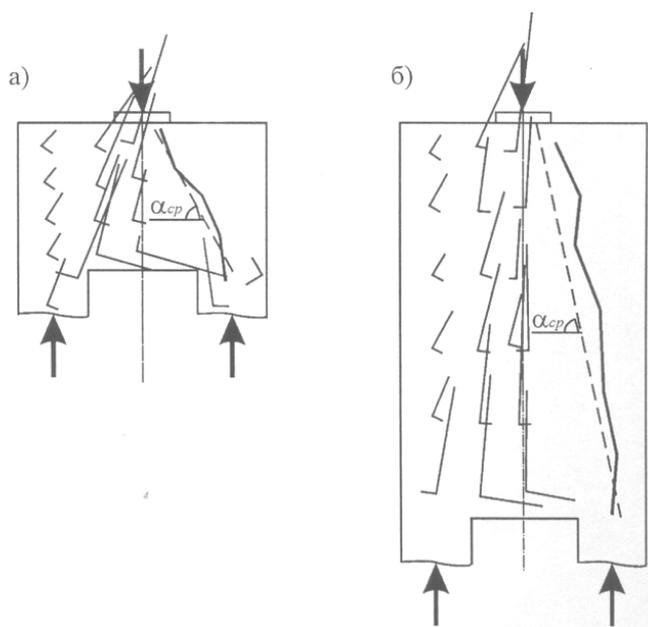


Рис. 24. Поле деформаций в перемычках:
а – при высоте 30 см; б – при высоте 80 см

С увеличением высоты перемычки средний угол наклона максимальных сжимающих напряжений также увеличивается. Однако, если сопоставить средний угол наклона с углом наклона линии, соединяющей центр груза и центр опорной реакции, можно отметить, что средний угол наклона максимальных сжимающих напряжений выше на величину $\Delta\alpha$, показанную на рис.25. При этом с увеличением высоты средняя величина превышения угла $\Delta\alpha$ остается постоянной.

Построены эпюры распределения сжимающих напряжений по ширине сжатой полосы. Здесь следует отметить, что максимальные сжимающие напряжения в верхней зоне распределяются на большую ширину, чем в нижней. При этом наблюдается некоторый «всплеск» напряжений в зоне внутреннего угла примыкания перемычки к колонне.

Дальнейший анализ позволил установить, что максимальные главные растягивающие напряжения в бетоне перемычки также концентрируются в

поток, который располагается в нижней части перемычки, проходит параллельно нижней грани в пролете и рассредотачивается над опорой-ветвью колонны. Об этом говорят построенные эпюры растягивающих напряжений на рис. 26,б.

С удалением от нижней грани значения растягивающих напряжений значительно уменьшаются.

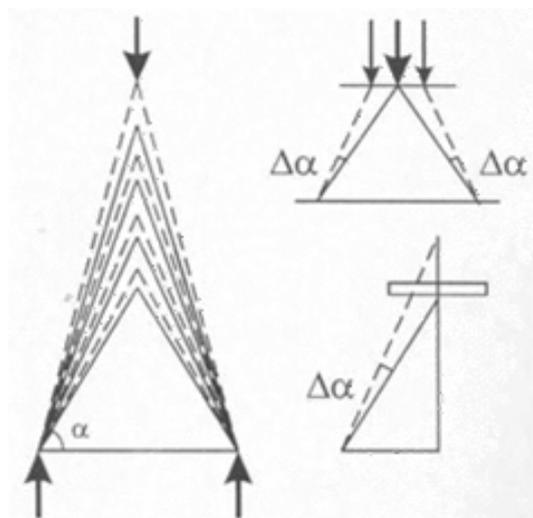


Рис. 25. Схема отклонений линий, соединяющих центр груза с центром опорных реакций от усредненного угла наклона главных сжимающих напряжений при изменении высоты перемычек

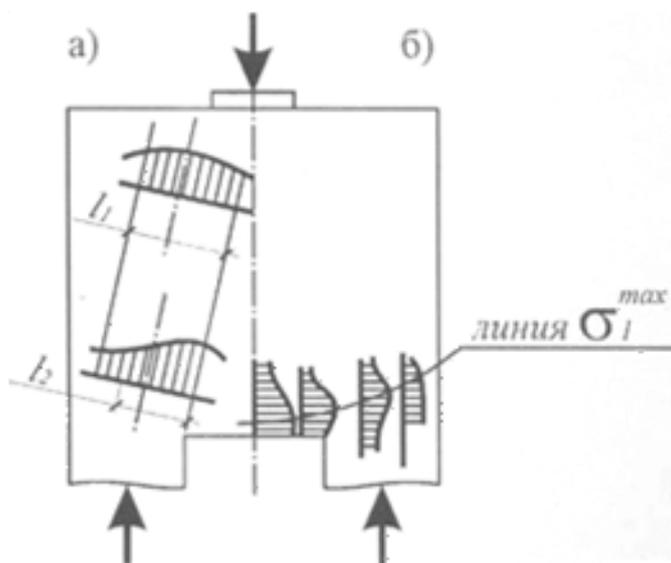


Рис.26. Напряженно-деформированное состояние перемычки:
а – распределение сжимающих напряжений;
б – распределение растягивающих напряжений

Таким образом, объединяя воедино результаты анализа напряженно-деформированного состояния бетона перемычек можно схематично поверхность перемычек разделить на три зоны, рис.27.

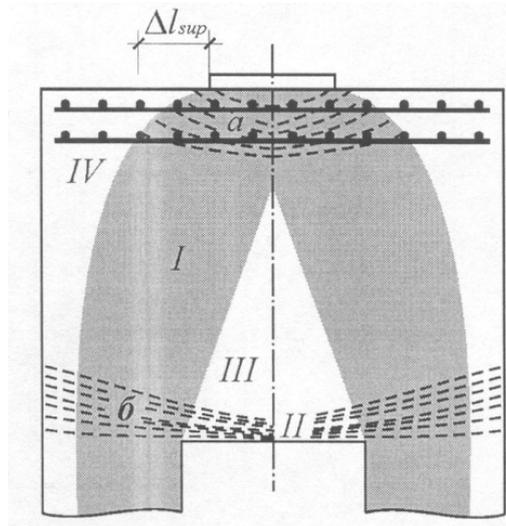


Рис. 27. Схема напряженно-деформированного состояния перемычек:
 а – участок местных напряжений; б – участок максимальных сжимающих и растягивающих напряжений;
 I – зона максимальных сжимающих напряжений; II – зона максимальных растягивающих напряжений; III, IV – зоны малых напряжений

Первая наклонная зона представляет собой наклонную полосу, в пределах которой концентрируется поток главных сжимающих напряжений. Она располагается между грузовой площадкой и опорой-ветвью. Внутри этой зоны поверху находится участок, напряженное состояние которого отличается большими местными напряжениями, а также участок, расположенный понизу, который характеризуется концентрацией сжимающих напряжений у вершины угла примыкания перемычки к ветвям колонны, а также тем, что здесь «наслаиваются» потоки сжатия и растяжения. Следует отметить, что внешняя граница первой зоны поверху отстоит от грани грузовой площадки на расстояние Δl_{sup} , показанное на рис. 27. Очевидно, это можно объяснить наличием сварных сеток в перемычках колонн под грузовой площадкой, предотвращающих смятие, а в нашем случае распределяющих поток сжимающих напряжений под грузовой площадкой.

Вторая зона представляет собой «ломанную» полосу, в пределах которой концентрируется поток главных сжимающих напряжений. Она располагается в нижней части перемычки, в средней части эта зона проходит параллельно нижней грани и отгибается на опорах. Можно полагать, что монолитное, плавное соединение ветвей с перемычкой «заставляет» поток растягивающих напряжений отгибаться над опорой.

Третья и четвертая зоны характеризуются малыми значениями напряжений и располагаются с внешней и внутренней стороны сжатой наклонной полосы.

По показаниям тензодатчиков построены эпюры деформаций удлинения и укорочения в продольной растянутой арматуре, рис.28,г, в вертикальных стержнях арматуры, приходящих в перемычку из ветвей колонны,

а также в горизонтальных хомутах, рис.28,а,б,в. Анализ распределения деформаций показывает, что величина деформаций в продольной растянутой арматуре несколько уменьшается к опорам. При увеличении высоты перемычки деформации в арматуре уменьшаются к опорам. При увеличении высоты перемычки деформации в арматуре уменьшаются, характер распределения по длине остается одинаковым. При малом коэффициенте армирования деформации в этой арматуре достигают предельных значений $\xi_{s,y}$ – соответствующих текучести арматуры.

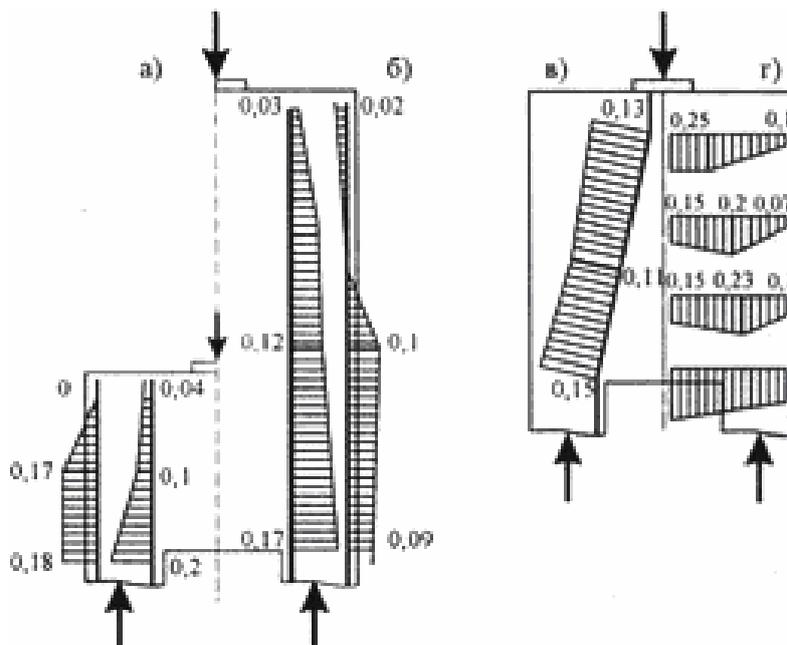


Рис. 28. Распределение деформаций в арматуре перемычек:
 а, б – в арматуре ветвей колонны; в – в отогнутой арматуре;
 г – в горизонтальных хомутах и продольной растянутой арматуре

Эпюры деформаций в вертикальных стержнях ветвей колонны имеют деформированные (малонагруженные участки), рис.28,а,б. При этом с увеличением высоты перемычек высота нагруженных участков у стержней, расположенных с внешней стороны, увеличивается, а у стержней, расположенных с внутренней стороны, уменьшается. Нагруженные участки этих стержней находятся в пределах сжатой наклонной полосы.

Распределение деформаций удлинения в горизонтальных хомутах также отличается той особенностью, что максимальные значения деформаций приходятся на участки, расположенные в пределах наклонной сжатой зоны. Отогнутый стержень имеет деформации укорочения, которые имеют тенденцию к увеличению в зоне опоры перемычки.

Особенность напряженно-деформированного состояния, характера развития трещин и разрушения перемычек. Перемычки над проходами в надкрановой части колонны отличаются от коротких балок способом

опирания, тенденцией к увеличению высоты, а также спецификой армирования. Очевидно, в этой связи и следует рассматривать все особенности работы перемычек. Заметим, что к специфике армирования мы относим наличие арматуры, расположенной в два ряда по концам перемычек, это стержни ветвей колонны. Другой особенностью является наличие сварных сеток под грузовой площадкой, предотвращающих смятие бетона.

Рассматривая схему напряженно-деформированного состояния перемычек и коротких балок, можно отметить следующие особенности. Зона максимальных растягивающих напряжений в перемычках представляет собой полосу ломаного очертания, тогда как в коротких балках эта полоса горизонтальная. В этом сказывается влияние способа опирания перемычки, т.е. монолитного соединения с опорами-ветвями.

Другой особенностью является увеличение ширины наклонной сжатой полосы поверху на величину Δl_{sup} , объясняемое наличием сварных сеток под грузовой площадкой.

Третьей особенностью является то, что участки бетона, окружающие наклонный концентрированный поток сжимающих напряжений, в силу геометрических особенностей перемычек, имеют гораздо меньшие размеры, чем в коротких балках. Очевидно и влияние бетона, окружающего наклонную полосу будет значительно меньше, чем в балках.

Особенностью развития трещин в перемычках является их отсутствие по ширине ветви-опоры балки, это также объясняется монолитным соединением опоры с перемычкой. Еще можно отметить, что с ростом высоты перемычек высота трещин (типа Т-Р) в растянутой зоне не увеличивается.

Продольная арматура, расположенная с внутренней стороны ветвей колонн активно включается в работу с увеличением высоты перемычки, по мере того, как увеличивается их длина, расположенная в пределах сжатой наклонной полосы.

Вид разрушения перемычек по сжатой зоне подобен разрушению коротких балок. Отличием является отсутствие разрушающих трещин по ширине опоры-ветви, связанное с особенностью опирания перемычек, включающей зону местных напряжений.

Усилия образования трещин и несущая способность перемычек. Воспользуемся условными обозначениями, принятыми ранее, и произведем оценку усилиям образования трещин и разрушающим усилиям.

В первой группе образцов перемычек с увеличением высоты сечения $h=30; 40; 50; 60; 80$ см разрушающая сила возрастала соответственно в 1,38; 1,13; 1,09 и 1,09 раза. График зависимости несущей способности перемычек от высоты показан на рис.29,а. Усилия образования трещин не зависели от изменения высоты и составляли $F_{\text{T-p}}=0,4...0,5F_{\text{test}}$ – при образовании трещин в растянутой зоне; $F_{\text{T-o}}=0,5...0,6F_{\text{test}}$ – при образовании наклонных трещин.

Во второй группе образцов перемычек с увеличением коэффициента продольного армирования μ_s поочередно от 0,17; 0,38; 0,67 % разрушающая сила увеличилась в 1,52; 1,06 раза при переходе от разрушения по растянутой к разрушению по сжатой зоне. График зависимости F_{test} от μ_s показан на рис.29,б. Усилия образования трещин были подобны образцам первой группы.

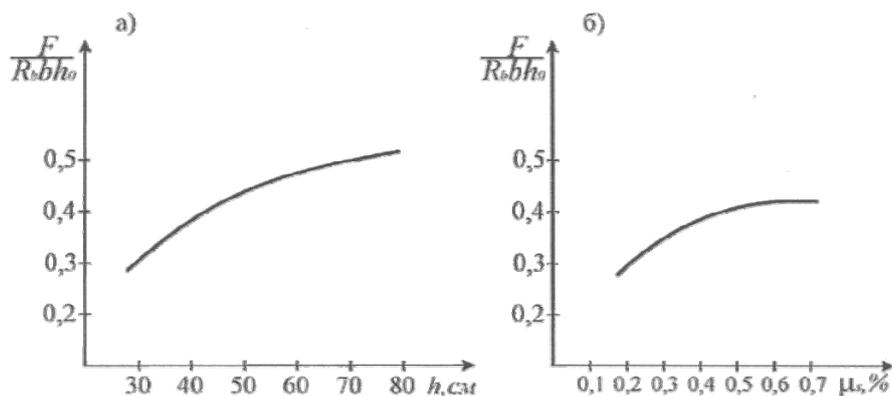


Рис. 29. График роста несущей способности перемычек:
а – при увеличении высоты; б – при увеличении количество продольной растянутой арматуры

За счет включения в работу наклонной полосы отогнутой арматуры ветвей колонны разрушающее усилие F_{test} увеличилось в 1,15 раза. В образце, имеющем отверстие в малонапряженной зоне, величина разрушающей силы составляла 95 % от соответствующей величины образца без отверстия, т.е. отверстие в виде треугольника, расположенного в малонапряженной зоне, не снижает несущей способности перемычки.

Построение расчетной схемы и расчетных зависимостей.

На основании анализа напряженно-деформированного состояния коротких балок, целесообразно работу короткой балки представить как работу каркасно-стержневой модели, согласно которой прочность короткой балки определяется прочностью сжатых наклонных зон и растянутого арматурного пояса. На рис.30 показана предлагаемая расчетная схема, принцип ее построения основывается на следующих с нашего взгляда основных моментах. Главный, средний угол наклона сжимающих напряжений согласно опытам приближается к углу наклона линии, соединяющей центр приложения равнодействующей внешних сил справа или слева от оси симметрии ($0,5F$) с центром опорной реакции. При этом центр равнодействующей внешних сил принимается на уровне верхней грани балки, а центр опорной реакции на уровне продольной оси растянутой арматуры. Формируются наклонные полосы сжатого бетона между симметричными половинами грузовой площадки и соответствующими опорными площадками. Ширина расчетной полосы определяется по взаимно перпендикулярным

направлениям ширины и граничных внутренних и внешних продольных образующих поверху и понизу расчетной полосы (рис.30). После образования трещин в растянутой зоне бетона все усилия воспринимает продольная растянутая арматура.

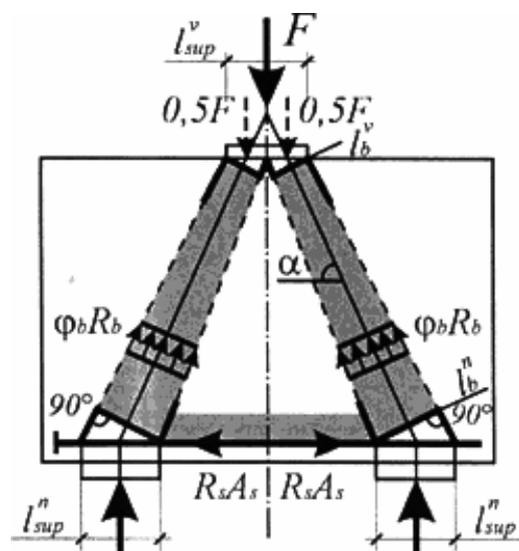


Рис. 30. Предлагаемая расчетная схема коротких балок

Таким образом, прочность коротких балок определяется прочностью сжатой наклонной полосы бетона, а прочность растянутой зоны определяется прочностью растянутой продольной арматуры. Предельное состояние по сжатой зоне наступает при достижении сжимающих напряжений предела прочности при сжатии – $\phi_b R_b$, по растянутой – при достижении растягивающих напряжений предела прочности – R_s (рис.30).

Для осуществления единого подхода к построению расчетных схем коротких элементов целесообразно согласовать выбор основного угла наклона сжимающих напряжений в коротких балках с короткими консолями, которые по характеру напряженно-деформированного состояния приближаются друг к другу. На рис.31 показано построение основного угла наклона сжимающих напряжений в коротких консолях, из которого видно, что предлагаемый принцип построения угла в коротких балках в этом случае должен корректироваться, так как геометрические особенности консолей колонн приводят к размещению основного направления сжимающих напряжений за пределами консоли. Учитывая эту особенность в коротких консолях за основной угол наклона сжимающих напряжений был принят угол наклона линии, соединяющий центр приложения груза, расположенного на продольной оси растянутой арматуры с вершиной угла примыкания консоли к колонне понизу опорного сечения консоли.

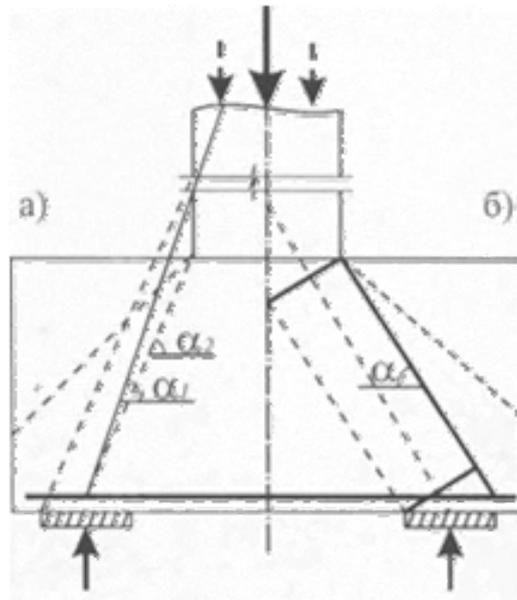


Рис. 31. Построение основного угла сжимающих напряжений в консолях

На основе рассмотренной расчетной схемы могут быть предложены следующие условия прочности короткой балки по сжатой и растянутой зоне

$$F \leq 2\varphi_{b1}\varphi_b R_b l_b \sin \alpha; \quad (19)$$

$$F \leq 2\varphi_s R_s A_s \operatorname{tg} \alpha. \quad (20)$$

Ширина расчетной полосы поверху и понизу может определяться по формулам:

$$l_b^v = 0,5k_2 l_{\text{sup}}^v \sin \alpha \quad (21)$$

$$l_b^n = k_1 l_{\text{sup}}^n \sin \alpha \quad (22)$$

Предлагаемая методика учета изменения размеров опорной площадки, схемы нагружения при расчете коротких балок. Проведенные экспериментальные исследования коротких балок при увеличении размеров грузовых площадок $l_{\text{sup}}=10; 20; 30; 40$ см показали, что прочность сжатой и растянутой зоны увеличивается. На рис.32 показано изменение расчетной схемы при различных значениях длины грузовой площадки, согласно которому изменение несущей способности коротких балок наступает в результате изменения основного угла наклона сжимающих напряжений (или расчетной наклонной полосы), а также значений ширины расчетной полосы.

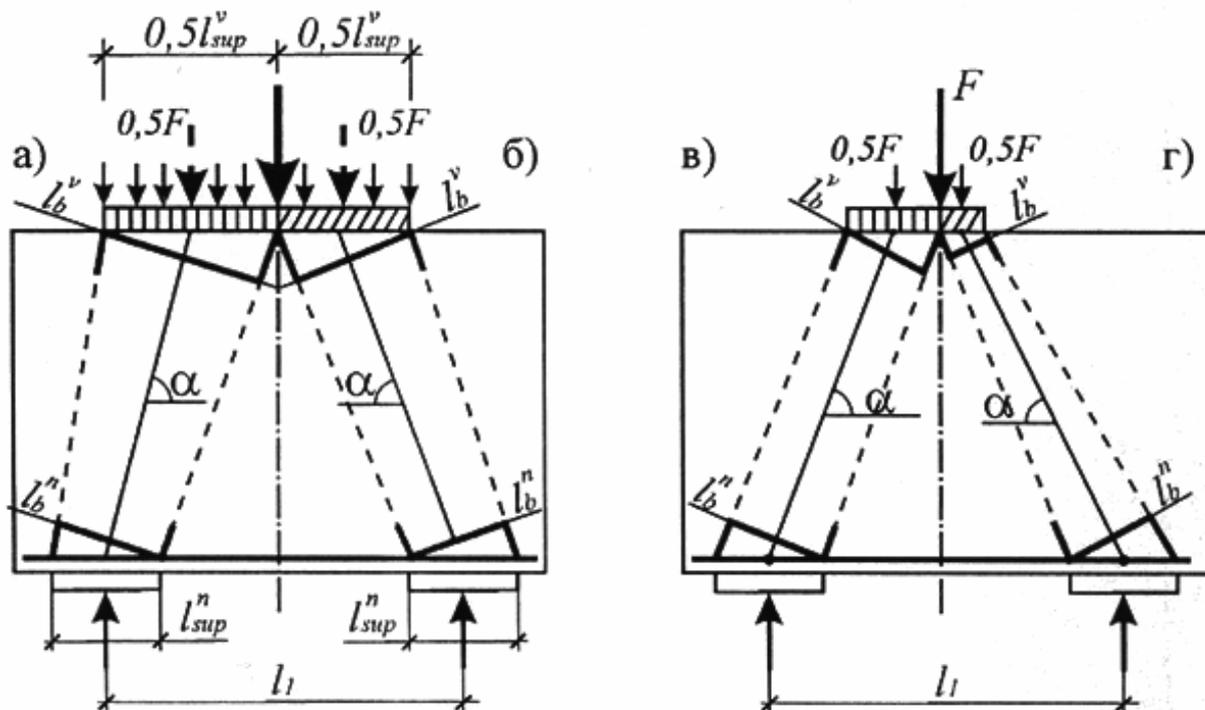


Рис. 32. Расчетная схема коротких балок при изменении размеров грузовых площадок и схем нагружений:
а – при $l_{sup}^v=40$ см; б – при $l_{sup}^v=30$ см;
в – при $l_{sup}^v=20$ см; г – при $l_{sup}^v=10$ см

С увеличением размеров грузовой площадки увеличивается угол наклона полосы и ее расчетная ширина, стало быть, увеличивается и несущая способность. Интенсивность роста прочности обеспечивается интенсивностью увеличения размеров грузовой площадки. В наших исследованиях размеры опорной площадки не изменялись, при этом можно отметить, что до тех пор, пока прочность сжатой полосы определяется поверху, прочность балки возрастает более интенсивно.

На рис.33 приведен график сопоставления прочности сжатой зоны с опытами. При этом для большей убедительности использованы опыты, приведенные в работе Голландского института строительства, в которых размеры грузовой и опорной площадки были одинаковыми и увеличивались в равное число раз. По этим графикам можно судить, что предлагаемые зависимости хорошо реагируют на изменение размеров грузовых и опорных площадок. Следует отметить, что при увеличении грузовых площадок по сути меняется схема нагружения от сосредоточенно приложенной силы до равномерно распределенной нагрузки. Поэтому можно сказать, что предлагаемая методика учета изменения расчетной схемы одновременно хорошо описывает прочность балок при различных схемах нагружения.

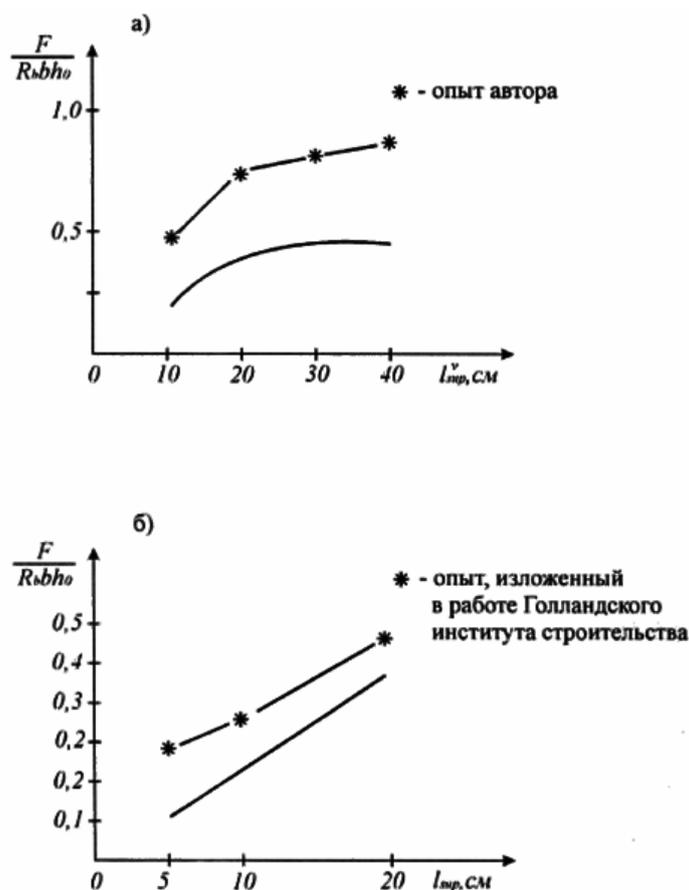


Рис. 33. Графики зависимости прочности коротких балок от размеров грузовой площадки:
а – при $l_{sup} = l_{sup}^v$; $l_{sup} = 10$ см; б – при $l_{sup} = l_{sup}^v$

Учет характера распределения напряжений по ширине расчетной полосы у опорной площадки. Анализ напряженно-деформированного состояния коротких балок, полученного в опытах показал, что характер распределения сжимающих напряжений по ширине расчетной полосы неодинаков (рис.34). При нагружении балок сосредоточенной силой (при малых значениях l_{sup}^v) эпюры напряжений у опоры имеет неравномерный характер и значения напряжений увеличиваются к внутренней грани опорной площадки (см. рис.32,а) с переходом к равномерно распределенному нагружению (т.е. при увеличении l_{sup}^v) эпюра напряжений выравнивается и в конечном счете становится равномерной (см. рис.32,в). Такой характер распределения напряжений влияние на прочность короткой балки, когда она определяется шириной расчетной полосы понизу. То есть подтверждаются показания опытов, когда с увеличением размеров грузовых площадок (или изменении схемы нагружения) увеличивается прочность коротких балок, в том числе за счет увеличения размеров ширины расчетной полосы понизу в результате выравнивания эпюры напряжений. И наоборот при «всплеске» эпюры напряжений уменьшается рабочая ширина расчетной полосы и снижается прочность балки.

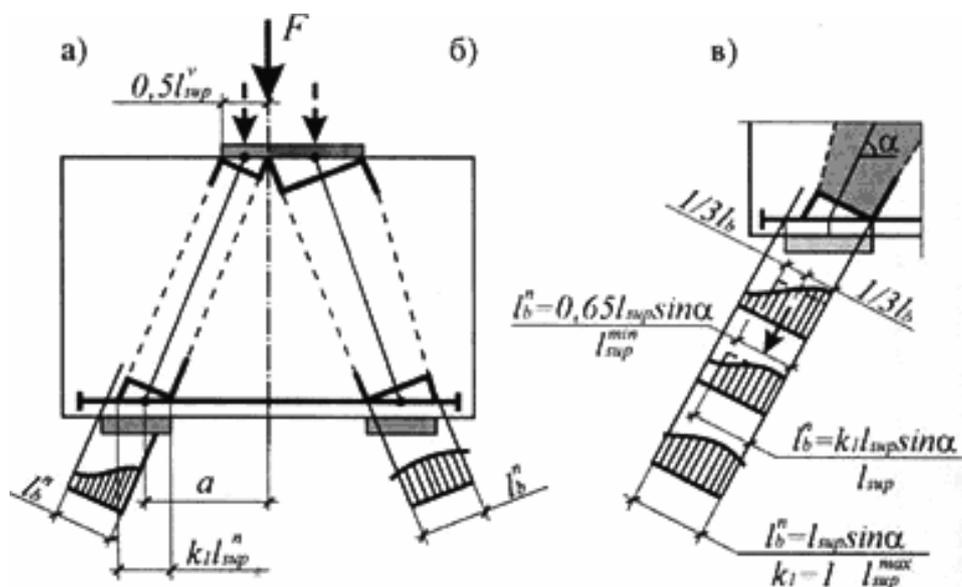


Рис.34. Характер распределения сжимающих напряжений по ширине расчетной полосы у опор короткой балки: а – при $l_{sup}^v=10$ см; б – при $l_{sup}^v=30$ см; в – размеры расчетной полосы

Влияние характера распределения напряжений по ширине сжатой полосы предлагается учитывать коэффициентом k_1 графическая интерпретация которого показана на рис.35.

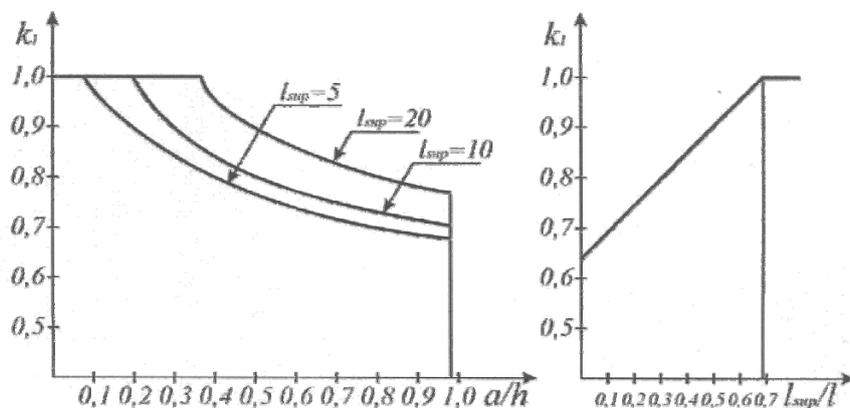


Рис. 35. Графическая интерпретация коэффициента k_1

При минимальных значениях ширины l_{sup}^v эпюра напряжений имеет очертание, близкое к треугольному (см. рис.32,в). Центр тяжести такой эпюры расположен на расстоянии одной трети от геометрической ширины расчетной полосы. С некоторым приближением рабочую ширину расчетной полосы можно принять равной двум третям геометрической ширины полосы понизу, то есть коэффициент k_1 может быть принят равным 0,65. При максимальных значениях грузовых площадок ($l_{sup}^v=30\dots40$ см) рабочая ширина расчетной полосы при выровненной эпюре напряжений становится равной ее геометрической ширине, в этом случае коэффициент k_1 равен

единице. При промежуточных значениях l_{sup}^v коэффициент k_1 , определяющий рабочую ширину сжатой полосы, изменяется пропорционально соотношению длины грузовой площадки к длине балки между центрами опорных реакций. Таким образом, коэффициент k_1 , учитывающий влияние характера распределения напряжений по ширине расчетной полосы понизу может определяться по формуле

$$k_1 = 0,5 \frac{l_{sup}^v}{l_1} + 0,65, \quad (23)$$

где l_{sup}^v – длина грузовой площадки;

l_1 – расстояние между осями опор балки.

Для оценки предложений по учету характера распределения напряжений по ширине расчетной полосы построен график сопоставления расчетной прочности по зависимости (19) с учетом коэффициента k_1 определяемым по формуле (23) с опытными данными (рис.36). По этому графику можно судить о том, что характер изменения несущей способности хорошо учитывается предлагаемыми зависимостями, среднее отклонение составляет 1,5.

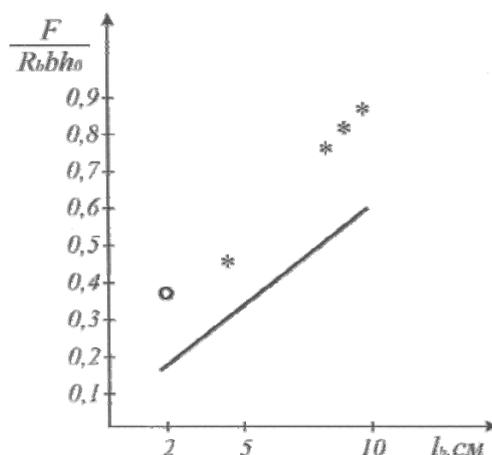


Рис. 36. График сопоставления прочности при различных значениях l_{sup} с учетом характера перераспределения напряжений

Влияние на прочность сжатой зоны массива бетона, окружающего расчетную полосу. Предлагаемая расчетная схема балки условно выделяет наклонные участки бетона, в пределах которых концентрируется поток главных сжимающих напряжений. Понятно, что наклонные полосы окружены массивом бетона, размеры которого определяются размерами грузовых и опорных площадок, а также геометрическими размерами балок. На рис.37 показано изменение массива бетона, окружающего расчетную полосу при изменении l_{sup} и a/h_0 , согласно которому массив бетона увеличивается при уменьшении l_{sup} и увеличении a/h_0 .

Экспериментально установлено, что с увеличением массива бетона, увеличивается прочность расчетной полосы балки. Это объясняется тем, что массив бетона, окружающий наклонную полосу, препятствует развитию поперечных деформаций в этой полосе и тем самым повышает ее прочность. Естественно, это препятствие тем больше, чем больше массив бетона.

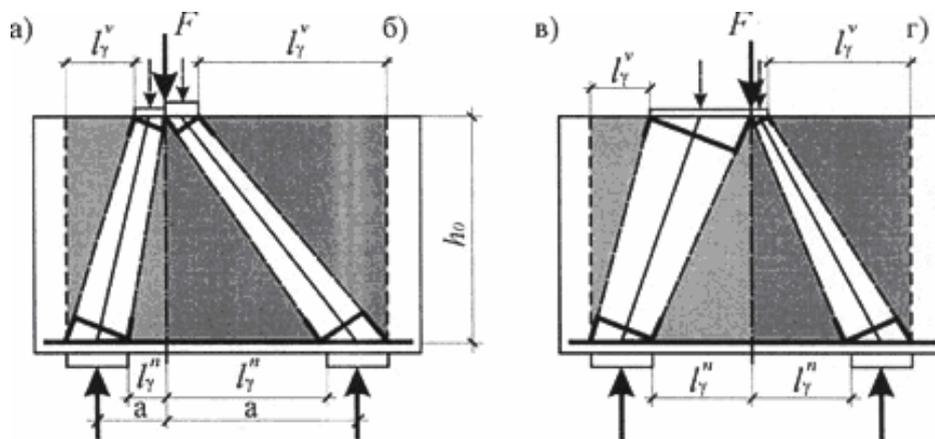


Рис.37. Увеличение массива бетона, окружающего расчетную полосу при увеличении значений a/h и l_{sup} :
 а – при $a/h=0,3$ см; б – при $a/h=0,8$ см; в – при $l_{sup}=30$ см; г – при $l_{sup}=5$ см

Для количественной оценки влияния бетона, окружающего расчетную полосу, был использован коэффициент φ_b , принятый нормами, при учете влияния окружающего зону смятия бетона. С учетом того, что размеры бетонного массива с внешней и внутренней грани полосы имеют различные значения, коэффициент φ_b предлагается подсчитывать как среднее значение по формулам:

$$\varphi_b = \frac{\varphi_b^v + \varphi_b^n}{2}; \quad (24)$$

$$\varphi_b^v = \sqrt[3]{\frac{0,5l_{sup}^v + l_{\gamma}^v}{0,5l_{sup}^v}}; \quad (25)$$

$$\varphi_b^n = \sqrt[3]{\frac{0,5l_{\gamma}^n + l_{sup}^n}{l_{sup}^n}}, \quad (26)$$

l_{γ}^v – расстояние от грани грузовой площадки до внешней границы опорной площадки;

l_{γ}^n – расстояние между центром действия силы и внутренней границей опорной площадки;

l_{sup}^v, l_{sup}^n – длина грузовой и опорной площадки.

На рис.38 показаны графики изменения коэффициента ϕ_b в зависимости от изменения размеров массива бетона, окружающего расчетную полосу, a/h и l_{sup} . При постоянном значении расстояния между осями действия сил и опорной реакцией коэффициент ϕ_b остается постоянным (рис.38,а). При этом предлагаемая зависимость (19) для определения дает значение в 1,2 раза ниже, чем нормы и в 1,4 раза выше случая, когда не учитывается влияние массива бетона, то есть при $\phi_b = 1$. На рис.38,б показаны графики ϕ_b при изменении расстояния между грузом и опорой, а также при различных значениях l_{sup}^v , согласно которым коэффициент ϕ_b увеличивается с увеличением расстояния и размеров грузовой площадки и более резко при малых значениях a/h_0 .

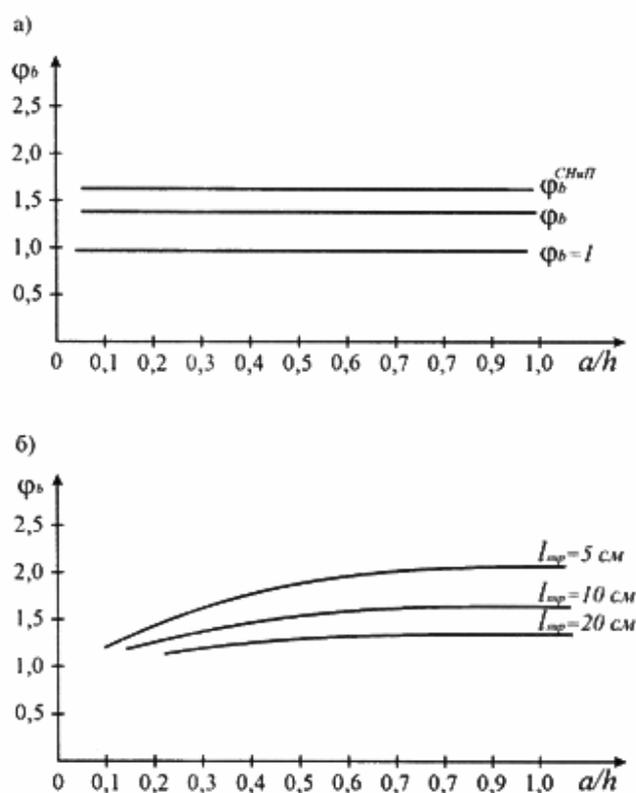


Рис.38. График изменения коэффициента ϕ_b :

а – при постоянном значении l ; б – при постоянном значении h

Для оценки предложений по учету влияния окружающего расчетную полосу массива бетона на рис.39 приведены графики сопоставления несущей способности сжатой зоны с опытами. На основании этих графиков можно видеть, что предлагаемые зависимости (24–26) четко улавливают характер изменения прочности при изменении размеров окружающего полосу бетона. Кроме того наглядно показана значительная погрешность расчета, если не принимать во внимание влияние массива бетона, то есть при-

нимать $\varphi_b = 1$, максимальная погрешность достигает 2,1 раза. Отклонение предлагаемой методики в среднем составляют 1,1 раза.

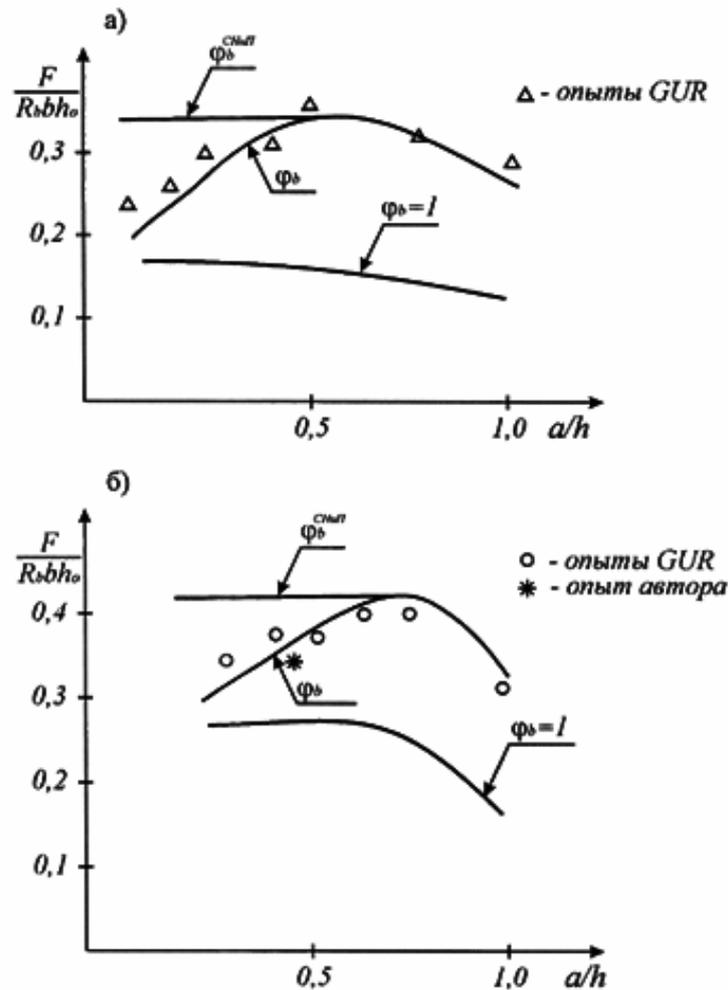


Рис.39. Графики сопоставления прочности коротких балок по сжатой зоне при различных значениях и размерах грузовых площадок:
а – при $l_{sup} = 5$ см; б – при $l_{sup} = 10$ см

Предлагаемая методика оценки работы поперечной арматуры балки при расчете прочности наклонной сжатой зоны. В качестве поперечной арматуры в коротких балках могут применяться горизонтальные, вертикальные и наклонные хомуты (рис. 40). Каждый вид поперечной арматуры, попадая в пределы сжатой наклонной полосы, оказывает препятствие развитию поперечных деформаций и тем самым косвенно участвует в работе сжатой полосы. Можно предположить, что степень участия определяется проекцией усилия в каждом виде арматуры на поперечную ось наклонной полосы. В результате в зависимости от угла наклона расчетной полосы можно определить эффективный вид поперечной арматуры. Однако сопоставление результатов расчета с учетом косвенной работы арматуры и опытов говорит о том, что опыт превышает расчет в среднем в 1,4 раза. Это говорит о том, что работа арматуры учитывается не в полной мере.

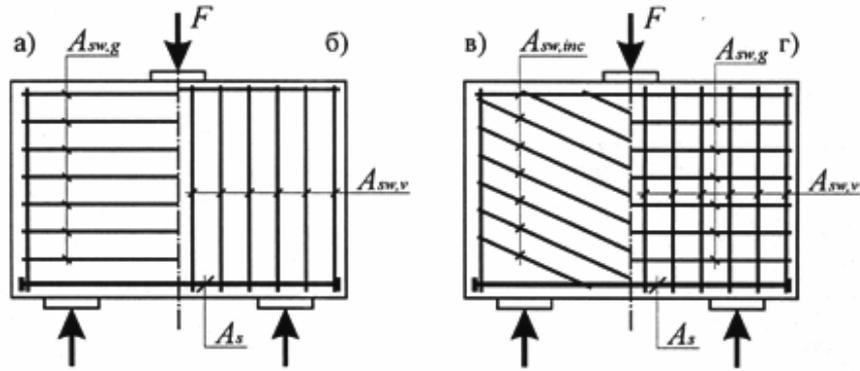


Рис.40. Виды поперечного армирования коротких балок:
 а – горизонтальными хомутами; б – вертикальными хомутами;
 в – наклонными хомутами; г – горизонтальными и вертикальными хомутами

Была разработана гипотеза о том, что поперечная арматура, располагаясь под углом к направлению наклонной полосы бетона, частично работает косвенно, как было сказано выше, а также частично принимает прямое участие, работая вдоль наклонной полосы бетона. Степень прямого участия арматуры в работе расчетной полосы может также определяться проекцией усилий в соответствующей арматуре на продольную ось полосы. В этом случае по величине проекций также можно судить об эффективном виде арматуры.

Таким образом, предполагаем, что работа поперечной арматуры складывается из косвенного и прямого участия ее в работе сжатой наклонной полосы. Результаты испытаний коротких балок с горизонтальными и наклонными хомутами показали повышение несущей способности в 1,26; 1,41 и 2,2 раза, что подтверждает участие в работе сжатой полосы поперечной арматуры, при этом степень участия в зависимости от вида арматуры различна.

На основе сказанного разработаны зависимости (27–29) для оценки прямой и косвенной арматуры.

$$F_s = 2[T_{sw} + N_{sw}] \sin \alpha, \quad (27)$$

где N_{sw} – усилие в арматуре в результате прямого участия в работе наклонной сжатой полосы;

T_{sw} – усилие в арматуре в результате косвенного участия в работе наклонной сжатой полосы, определяемые по формулам:

$$\begin{aligned} T_{sw} &= \varphi_{sw} \varphi_{st} \mu_{sw} R_s b l_b \sin \theta; \\ N_{sw} &= \varphi_{sw} \varphi_{st} \mu_{sw} R_s b l_b \cos \theta. \end{aligned} \quad (28)$$

где θ – угол между направлением наклонной полосы соответствующим видом поперечной арматуры, рис. 41.



Рис.41. Схема участия поперечной арматуры в работе наклонной сжатой полосы: а – вертикальных хомутов; б – горизонтальных хомутов

Графическая интерпретация зависимостей (28) показана на рис.42, на котором видно, как меняется степень прямого и косвенного участия арматуры в работе наклонной полосы.

В качестве более осторожной оценки работы поперечной арматуры можно предположить зависимости (27, 29–30).

$$\frac{T_{sw}}{T_{sw}^0} + \frac{N_{sw}}{N_{sw}^0} = 1; \quad (29)$$

$$T_{sw} / N_{sw} = \operatorname{tg}\theta. \quad (30)$$

Их графическое изображение показано также на рис.42.

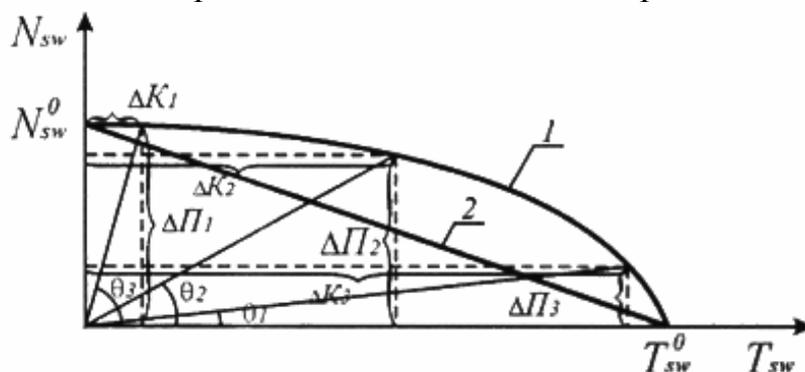


Рис.42. Графическая интерпретация зависимостей, оценивающих работу поперечной арматуры в коротких балках:
 1 – по зависимости (27); 2 – по зависимости (32)

Расчетная зависимость для определения прочности сжатой наклонной полосы с учетом прямой и косвенной работы арматуры будет иметь вид

$$F \leq 2\phi_{b1}\phi_b R_b b l_{\text{sup}} + F_s, \quad (31)$$

где F_s – усилие, воспринимаемое поперечной арматурой, определяемое по зависимостям (27–28).

Сопоставление результатов расчета по зависимостям (27–28) с опытами, приведенное на графике (рис.43) показывает, что предлагаемая мето-

дика в целом хорошо описывает характер работы поперечной арматуры и согласуется с опытами, среднее отклонение от опыта составляет 1,09.

Для большей убедительности разработанных предложений были проанализированы результаты испытаний кубов и призм, армированных горизонтальными и наклонными хомутами, приведенными в работе Robinson I.R. Essais a reffort tranchant de poutrees a ame mince en betonarme. На рис.44 показана схема армирования и ориентация поперечной арматуры. Коэффициент поперечного армирования принимается равным ($\mu_{sw}=0,78; 1,57$ и $3,14$ – для кубов, образцов I серии и $\mu_{sw}=2,64; 1,68; 0,94$ % для призм, образцов II серии. Испытания показали, что несущая способность образцов с увеличением процента армирования хомутами увеличивалась в 1,9 и 2,4 раза. График увеличения несущей способности образцов показан на рис.45, по которому можно судить о значительном влиянии поперечной арматуры на прочность сжатых элементов при одинаковом характере работы образцов.

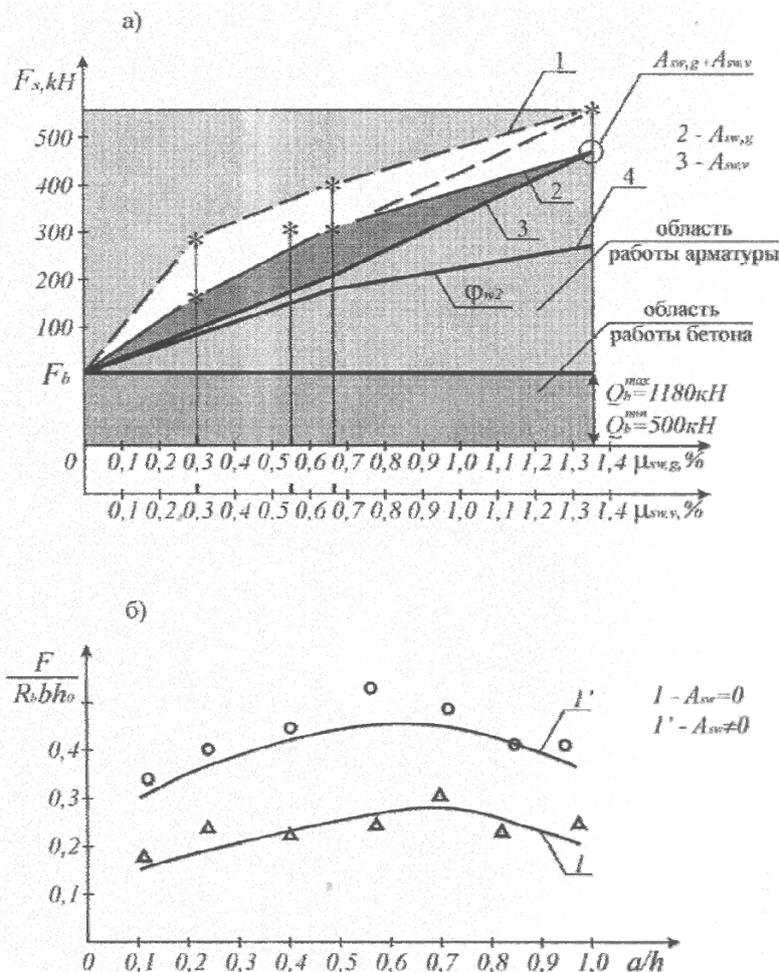


Рис. 43. График сопоставления прочности коротких балок по сжатой зоне с учетом работы поперечной арматуры:

а – по данным опытов авторов;

б – по данным опытов института строительства Голландии;

1 – опыт; 2, 3 – расчет по зависимости (27); 4 – по зависимости (32)

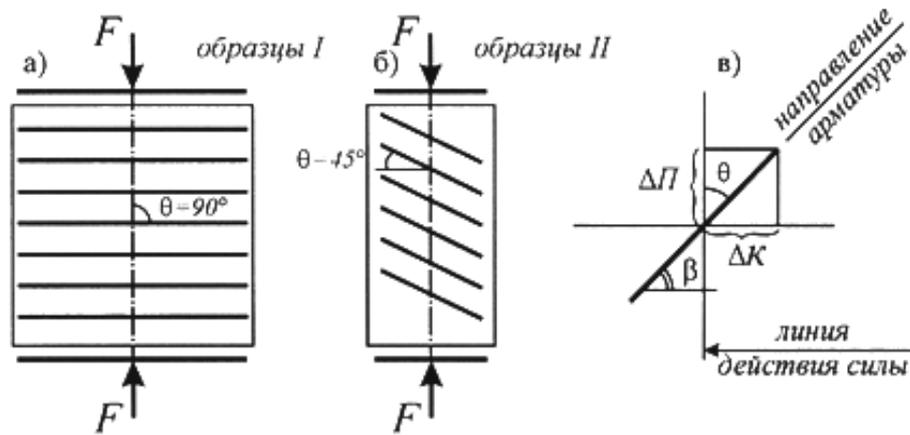


Рис. 44. Схема армирования бетонных образцов, испытанных в работе Робинсон:
 а – горизонтальными хомутами; б – наклонными хомутами;
 в – схема ориентации арматуры

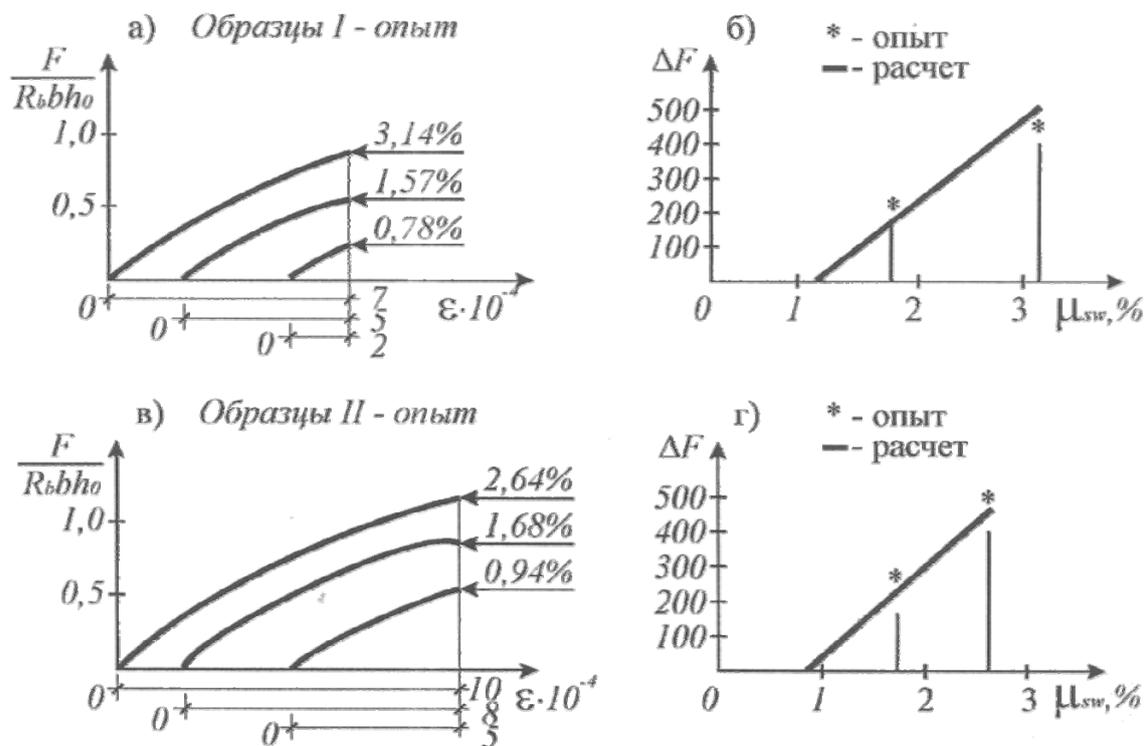


Рис. 45. Графики изменения несущей способности образцов с увеличением количества хомутов:
 а, б – горизонтальных; в, г – наклонных

Применяя предложенный подход к оценке прямого и косвенного участия поперечной арматуры в работе сжатого бетона, и используя зависимости (28), (при $\varphi_s = l$) можно показать на графике 46 характер изменения несущей способности призм и кубов с наклонными и горизонтальными хомутами, а также зависимости (29 и 30), более осторожно оценивающие ту же работу хомутов.

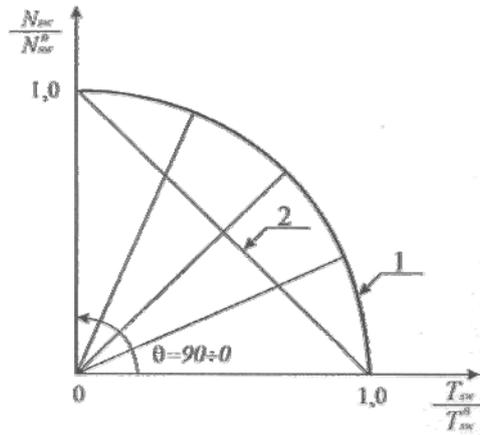


Рис. 46. Графическая интерпретация зависимостей, оценивающих работу поперечной арматуры в бетонных призмах и кубах

Сопоставляя результаты расчета призм и кубов по предлагаемой методике (рис. 47) можно сказать, что предлагаемые зависимости удовлетворительно оценивают изменение характера работы арматуры и хорошо согласуются с опытами, среднее отклонение составляет 1,1 для призм с наклонными хомутами и 1,0 для кубов с горизонтальными хомутами и могут быть использованы при оценке прочности сжатой зоны коротких балок с поперечной арматурой.

Рассмотрим еще одну методику учета работы поперечной арматуры, принятую СНиП 2.03.01–84, согласно которой влияние работы поперечной арматуры учитывается коэффициентом φ_{w2} , вводимым в условие прочности (19). Значение коэффициента k_x определяется по эмпирической зависимости:

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha(\mu_{sw,g} + \mu_{sw,v}), \quad (32)$$

где

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}; \quad \mu_{sw,g} = \frac{A_{sw,g}}{bS_g}; \quad \mu_{sw,v} = \frac{A_{sw,v}}{bS_v}.$$

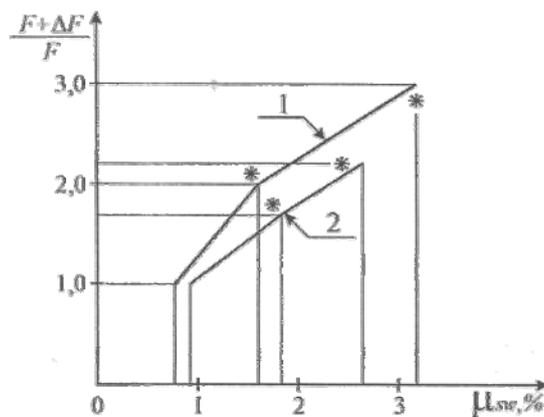


Рис. 47. График сопоставления изменения несущей способности опытных и расчетных данных при изменении количества видов поперечной арматуры:
1 – кубов; 2 – призм

Для оценки этой методики расчета зависимость (14) с учетом зависимости (32) нанесена на график сопоставления с опытами, показанный на рис.43, из которого видно, что рассматриваемая зависимость является самой осторожной. Отклонение от опытных значений колеблется в пределах 1,03 и 1,43 раз в сторону запаса прочности. Такой подход при некотором завышении запаса прочности осуществляет единый подход к оценке работы поперечной арматуры в коротких элементах, принятый нормами и является наиболее простым.

Оценка прочности растянутой зоны балки при отсутствии и наличии растянутой арматуры. Для оценки влияния количества растянутой арматуры на прочность растянутой зоны рассмотрим сначала работу короткой балки без растянутой арматуры. На рис.48 показана расчетная схема балки, согласно которой прочность растянутой зоны оценивается прочностью растянутого бетона в вертикальном сечении, проходящем по линии действия силы. Высота растянутого бетона определяется высотой балки и размерами опорной площадки и принимается равной $h - 0,5l_{sup}$. Эпюра растягивающих напряжений принимается треугольного очертания на основе показаний датчиков. В предельном состоянии максимальные напряжения достигают предела прочности бетона при растяжении. Прочность растянутой зоны можно определить по зависимости

$$F \leq 0,5\omega R_{bt} (h - 0,5l_{sup})btg\alpha, \quad (33)$$

где ω – коэффициент полноты эпюры, принимаемый равным 0,9.

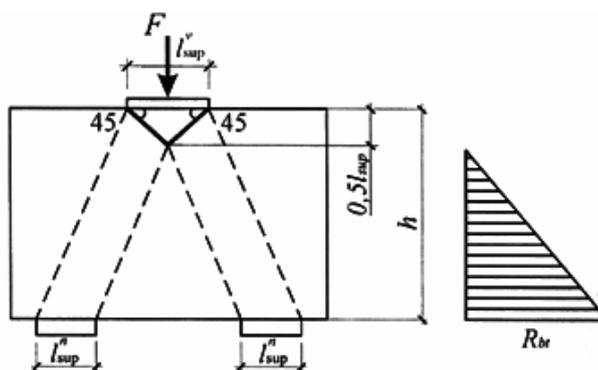


Рис.48. Расчетная схема коротких балок при расчете прочности растянутой зоны при отсутствии продольной арматуры

Прочность растянутой зоны короткой балки увеличивается в 4,0 раза при увеличении процента армирования продольной арматуры до $\mu_s = 0,65$ %. График сопоставления несущей способности растянутой зоны по предлагаемой методике (19 и 33) и по методике СНиП приведен на рис.49. Согласно этому графику можно сказать, что предлагаемый метод хорошо отражает характер работы растянутой зоны, согласуется с опытом, отклонение от опытных данных в среднем составляет 1,1.

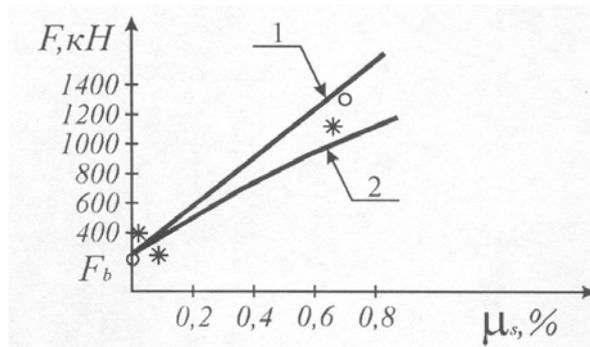


Рис.49. График сопоставления прочности по растянутой зоне с опытами:
1 – по предлагаемой зависимости; 2 – по СНиП 2.03.01–84

Методика СНиП несколько осторожней оценивает прочность растянутой зоны и дает отклонения в среднем 1,3 раза. За счет того, что предлагаемая методика основывается на единой расчетной модели короткой балки и обеспечивает безопасный предел, она является предпочтительнее.

Особенности расчета перемычек над проходами в надкрановой части колонн как разновидностей коротких балок.

Оценка влияния способа опирания перемычек, определение величины предельных сжимающих напряжений и ширины расчетной полосы. Анализ напряженно-деформированного состояния перемычек над проходами показал, что в результате монолитного соединения перемычек с опорами- ветвями образуется концентрация сжимающих напряжений у вершины внутреннего угла примыкания. В то же время в опорных зонах перемычек отсутствует так называемая зона местных напряжений, влияющая на прочность наклонной полосы, сдерживая развитие наклонных трещин. А также в отличие от коротких балок массив бетона, окружающего расчетную полосу, мал и не имеет тенденции к увеличению.

Учесть концентрацию сжимающих напряжений возможно путем уточнения рабочей ширины наклонной полосы у опоры. На рис.50 показана расчетная схема перемычки и характер распределения напряжений у опоры. Сопоставляя эпюры напряжений с короткими балками можно отметить принципиально одинаковый характер изменения сжимающих напряжений при изменении схемы нагружений.

Поэтому целесообразно использовать предложения, приведенные ранее и определять рабочую ширину расчетной полосы перемычек понизу по формуле (22), вводя коэффициент k_1 определяемый по формуле (23) и принимая l_{sup}^n равной h_b .

Учесть влияние отсутствия зоны местных напряжений у опор прямым путем невозможно, поэтому эту особенность предлагается учитывать косвенно совместно с другой особенностью.

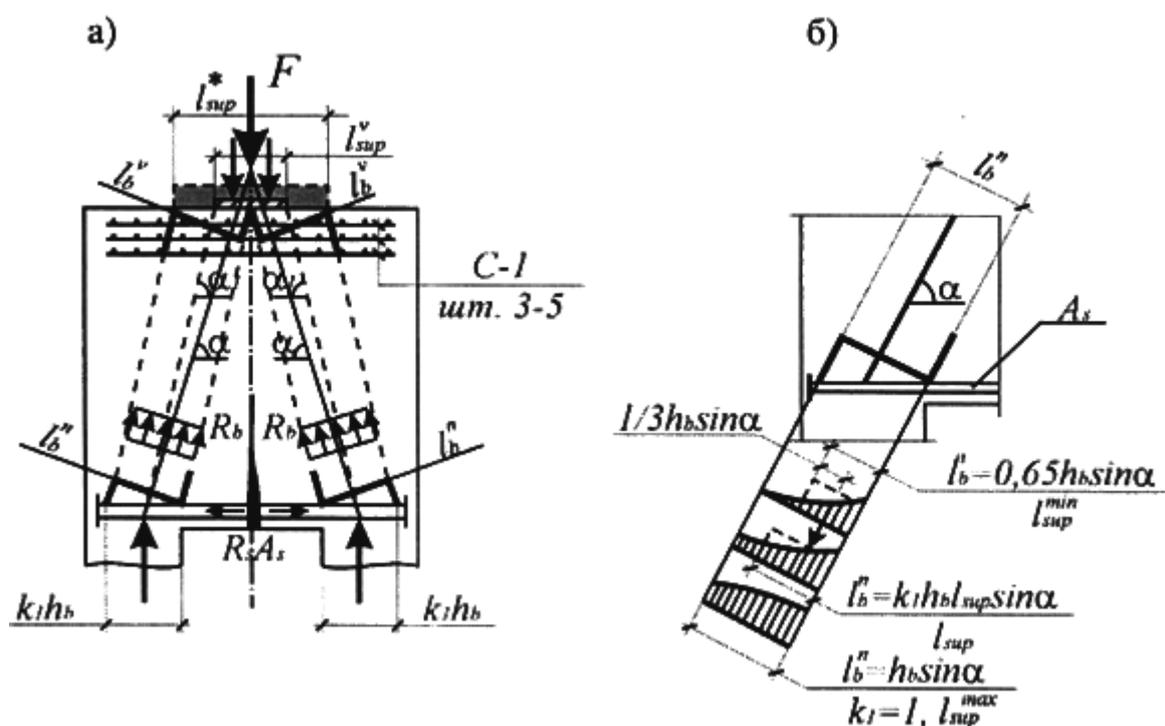


Рис.50. Расчетная схема перемычек:
а – построение расчетной схемы; б – характер распределения сжимающих напряжений по низу расчетной полосы при различных значениях угла α

Этой особенностью является то, что в результате малых размеров массива бетона, окружающего расчетную полосу, коэффициент, учитывающий влияние массива бетона – φ_b , в перемычках незначителен по величине и равен примерно 1,1. При этом целесообразно в целях осторожности, по причине невозможности учесть некоторые другие снижающие прочность факторы, как например, выше указанный, во всех случаях принять коэффициент φ_b равным единице.

Таким образом, в перемычках над проходами предельное состояние по сжатой зоне будет наступать при достижении сжимающих напряжений предела прочности бетона при сжатии – R_b (рис.50). Тем самым осуществляется единый с короткими консолями подход при определении предельных напряжений в наклонной расчетной полосе.

Формирование расчетной наклонной полосы в перемычках поверху также имеет свою особенность. Она заключается в том, что в перемычках под грузовыми площадками предусматриваются сварные сетки, предотвращающие смятие бетона. В результате, как показали опыты рабочая ширина наклонной полосы поверху увеличивается при увеличении угла наклона расчетной полосы. Предлагается в этих случаях определять рабочую ширину по искусственно увеличенной длине грузовой площадки, эквивалентной действительной работе. Увеличение длины действительной грузовой площадки предлагается определять пропорционально увеличению от-

ношений предельных напряжений при смятии бетона к предельной призмочной прочности бетона $\frac{R_b^*}{R_b}$ по формуле

$$l_{\text{sup}}^* = \frac{R_b^*}{R_b} l_{\text{sup}}^v \quad (34)$$

Обозначив коэффициентом k_2 отношение $\frac{R_b^*}{R_b}$, можно рекомендовать определять рабочую ширину наклонной полосы бетона в перемычках поверху по зависимости (21) с учетом этого коэффициента. На рис.51 показан график сопоставления расчета с учетом вышеизложенных предложений с опытами. Среднее отклонение опытных и расчетных данных составляет 1,05, следовательно, расчетные зависимости хорошо согласуются с опытными.

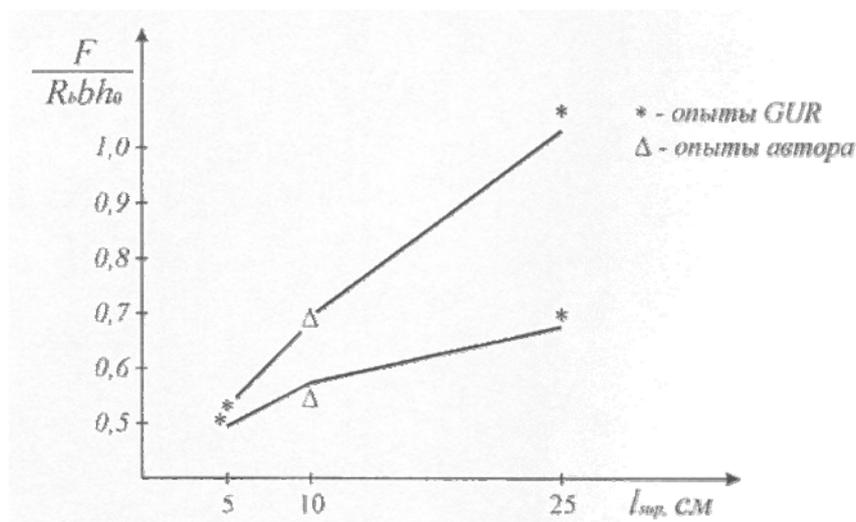


Рис.51. График сопоставления прочности перемычек по сжатой зоне с опытами при изменении длины грузовой площадки

Влияние изменения высоты перемычек на прочность наклонной сжатой и растянутой зоны. Анализ результатов экспериментальных исследований показал, что с увеличением высоты перемычки увеличивается ее прочность. При этом характер работы перемычек не изменяется. На рис.52 показаны расчетные схемы перемычек при малых и больших значениях высоты. Объяснить увеличение несущей способности можно увеличением угла наклона сжимающих напряжений, то есть угла наклона расчетной полосы с ростом высоты перемычек. Одновременно увеличивается рабочая ширина наклонной расчетной полосы.

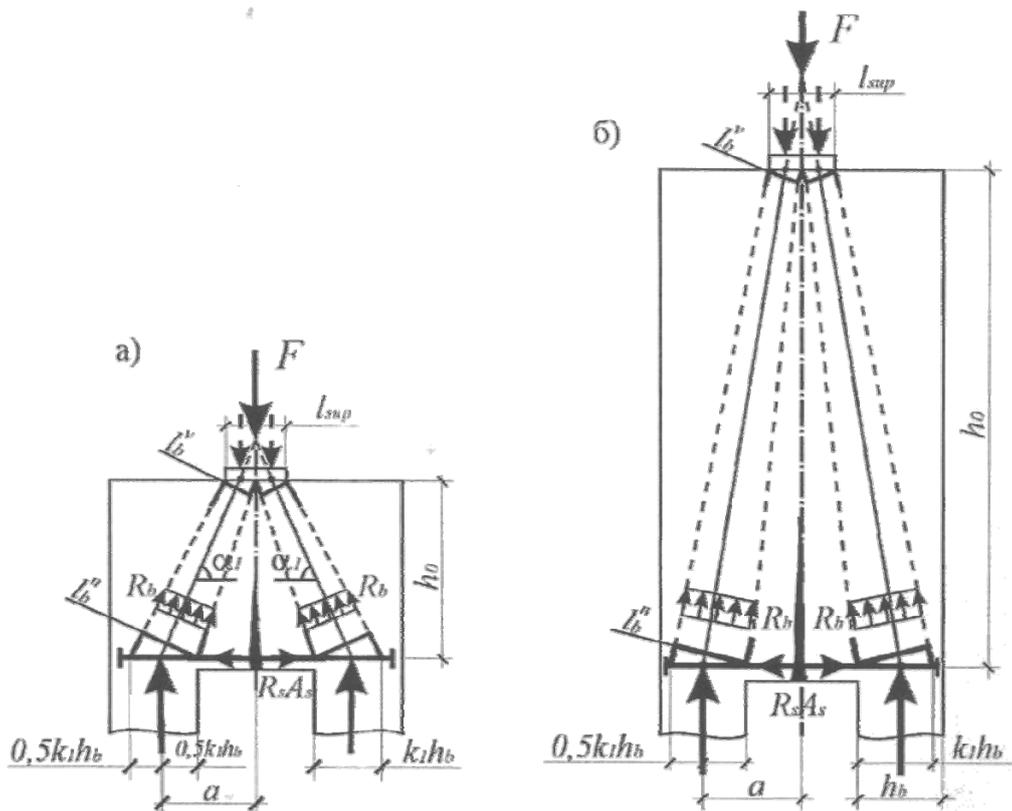


Рис.52. Расчетная схема перемычек при изменении высоты:
 а – при малых значениях h ; б – при больших значениях h

Таким образом расчет перемычек при изменении высоты можно производить по расчетным зависимостям для коротких балок (19–22; 31) с учетом предложений, касающихся коэффициентов φ_b ; k_1 и k_2 , приведенных выше. График сопоставления расчетных и опытных данных, показанный на рис.53, позволяет судить о том, что предлагаемые зависимости отражают характер работы перемычек при увеличении высоты и хорошо согласуются с опытами. Среднее отклонение опытных и расчетных значений составляют 1,1.

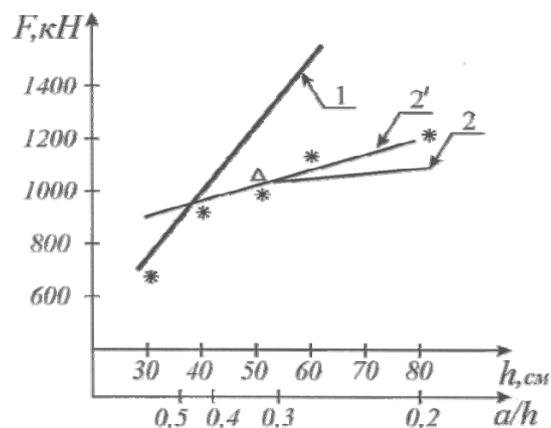


Рис.53. График сопоставления несущей способности перемычек с опытами:
 1 – прочность по растянутой зоне; 2 – прочность по сжатой зоне

Оценка влияния количества продольной растянутой арматуры на прочность перемычки. При испытании перемычек с различным количеством продольной растянутой арматуры было установлено, что с увеличением количества арматуры увеличивается прочность растянутой зоны. При высоких процентах армирования в перемычках меняется характер разрушения, происходит разрушение по сжатой зоне. При сравнении характера работы растянутой зоны перемычек и коротких балок отличительных особенностей не установлено, поэтому предлагается расчет прочности растянутой зоны перемычек определять по зависимости (23), предлагаемой для коротких балок.

На рис.54 показан график сопоставления расчетных и опытных данных, согласно которому предлагаемая зависимость (20) отражает характер работы перемычек, хорошо согласуется с опытами, среднее отклонение опыта и расчета составляет 1,12.

В испытанных образцах перемычек предельным значением процента армирования продольной арматурой для перемычек являлся $\mu_s = 0,67\%$. Предельным в том смысле, что с дальнейшим увеличением μ_s % прочность перемычек не возрастала.

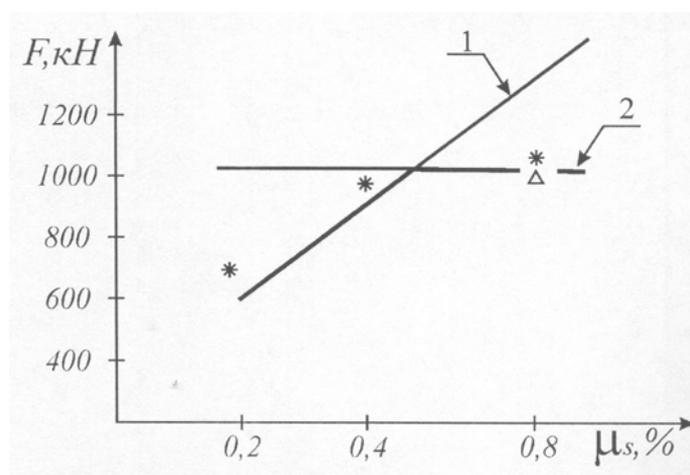


Рис.54. График сопоставления прочности перемычек по растянутой зоне с опытами при изменении количества продольной арматуры

Предлагаемая методика расчета перемычек с разработанными эффективными видами армирования и с облегченной конструктивной формой. На основании предлагаемого метода расчета коротких балок, основывающегося на расчетной модели, разработаны эффективные с точки зрения использования в работе арматуры виды армирования и облегченная конструктивная форма перемычек, которые показаны на рис.55.

Предлагается в пределах перемычки отгибать продольные стержни ветвей колонны к центру приложения силы. В этом случае отогнутые стержни будут принимать прямое участие в работе сжатой наклонной по-

лосы (рис.55,а,б). Более рациональным при этом будет способ конструирования, когда отогнутые стержни прикрепляются к грузовой площадке, выполняя одновременно роль анкерочных стержней (рис.76,а). При этом продольные стержни арматуры колонны, расположенные с внутренней стороны ветвей, могут быть укороченными.

Целесообразно часть продольной арматуры перемычек отгибать на опоре по линии максимальных растягивающих напряжений. В этом случае рассредотачивается арматура на опоре, улучшается ее анкеровка. Также целесообразно применять корытообразные горизонтальные хомуты, отогнутые части которых наиболее эффективно используются при косвенной работе в сжатой наклонной полосе. Роль косвенного армирования увеличивается, если в пределах наклонной сжатой полосы к хомутам приваривать поперечные стержни, образующие сварные сетки.

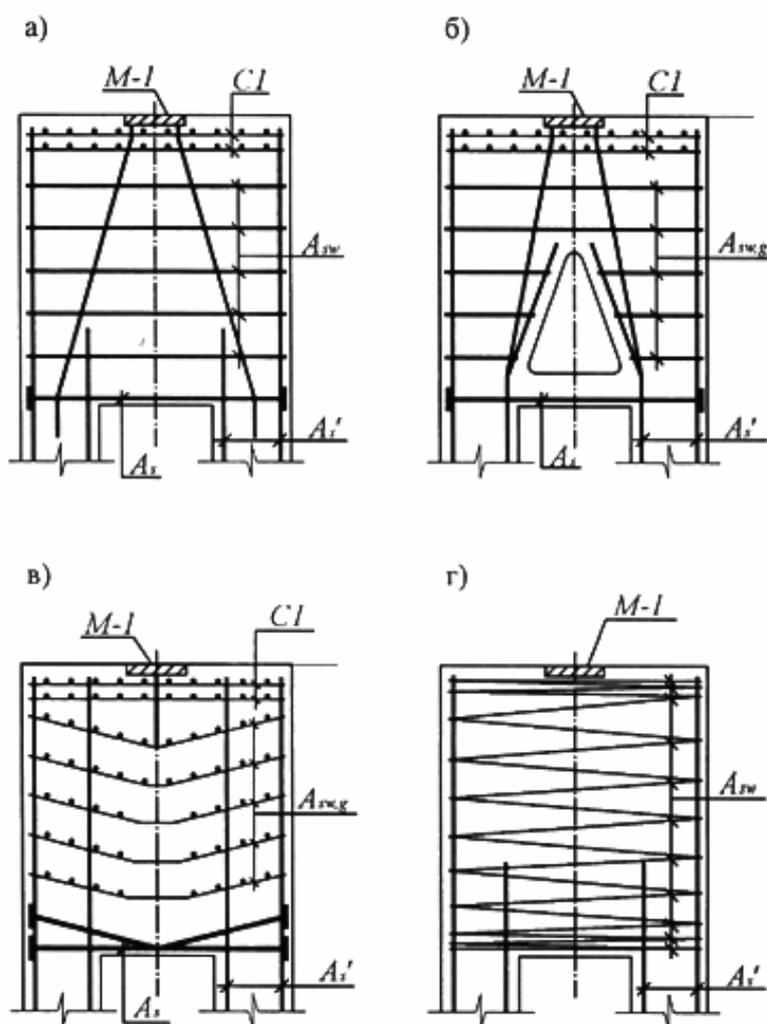


Рис.55. Предлагаемые виды эффективного армирования перемычек над проходами:

- а – использование анкеров грузовой площадки в качестве рабочей арматуры;
- б – облегчение формы, отгиб арматуры ветвей колонны к опорной площадке;
- в – новая ориентация поперечной и продольной арматуры;
- г – применение спирали в качестве поперечной и продольной арматуры

Испытания показали рациональность применения в перемычках спирали из высокопрочной проволоки в качестве продольной и поперечной арматуры. При этом в зоне передачи нагрузки, а также в растянутой зоне шаг спирали может приниматься более частым.

В качестве облегчения конструктивной формы в перемычках предлагается устраивать отверстие треугольного очертания в зоне малых напряжений, которое, как показали испытания, не влияет на прочность. Это служит подтверждением приемлемости предлагаемой расчетной модели перемычек.

Расчет перемычек с указанными видами армирования и конструктивной формой могут быть рассчитаны по зависимостям (19–22), а также по зависимости (31), более точно оценивающей работу поперечной арматуры. Проведенный по предлагаемой методике расчет показал, что отклонения опытных и расчетных данных в среднем составляет 1,01, то есть предлагаемые зависимости, правильно оценивают характер работы перемычек, в том числе характер работы поперечной арматуры различного вида.

2.3. Подкрановые ригели двухветвевых колонн

Образование и развитие трещин, виды разрушения ригелей. В образцах подкрановых ригелей при изучении влияния схем нагружения, характер образования трещин был подобным перемычкам, рис.56. Однако последовательность их образования и наклон траекторий изменялись в зависимости от схем нагружения. В образце подкранового ригеля при нагружении, передаваемом через ствол колонны, сначала образовывалась вертикальная трещина в растянутой зоне при нагрузке 0,45 от разрушающей. С дальнейшим увеличением нагрузки образовывались трещины, ориентирующиеся не вершину первой, выделяя треугольную поверхность растянутой зоны. Эту серию трещин в предыдущих случаях мы назвали серией Т-Р, их высота составляла 0,3–0,7 от высоты ригеля, ширина раскрытия 0,2–1,0 мм. Наклонные трещины, названные ранее Т-О, появлялись при нагрузке 0,8–0,85 от разрушающей, их траектории были близки линиям, соединяющим центр опорной реакции с точками, расположенными на верхней поверхности и отстоящими от граней колонн примерно на 0,2–0,25 от большего размера поперечного сечения надкрановой части колонны. В образце, при нагружении, передаваемом через ствол колонны, а также через грузовые площадки, расположенные в месте опирания подкрановых балок, уровень нагрузки от подкрановых балок составлял 0,5 от нагрузки на ствол, при нагрузке 0,5 от разрушающей появились трещины типа Т-Р. Высота этих трещин была значительно меньше, чем в первом образце, ширина раскрытия составляла 0,01–0,8 мм. При нагрузке 0,8–0,9 от разрушающей образовались наклонные трещины Т-О, при этом угол их наклона

заметно увеличился. В этом случае их траектория совпадала с линией, соединяющей центр реакции и точку, расположенную на верхней поверхности ригеля вблизи с вершиной угла примыкания ствола колонны к ригелю. Наклонные трещины образовывались у вершины внутреннего угла примыкания ригеля к ветвям колонны, либо в средней по высоте части ригеля, длина их составляла 0,5–0,7 от высоты ригеля. Траектория трещины Т-0 имела более вертикальные участки в верхней и нижней части ригеля, ширина раскрытия составляла 0,08–1,5 мм.

В образце подкранового ригеля при передаче нагрузки через ствол колонны с эксцентриситетом сначала образовалась наклонная трещина Т-0 при нагрузке 0,45 от разрушающей. Эта трещина располагалась со стороны эксцентриситета нагрузки. Затем, при нагрузке 0,6–0,8 от разрушающей, образовались трещины типа Т-Р в растянутой зоне, выделяя растянутую зону бетона. Ширина раскрытия трещины Т-0 0,6–2,0 мм, трещины Т-Р – 0,3–2,0 мм.

В образце, который также можно отнести к образцам первой группы, нагрузка передавалась через ствол колонны с эксцентриситетом, а также производилось нагружение через грузовую площадку, имитирующую подкрановую балку. Эта нагрузка была приложена со стороны эксцентриситета передачи нагрузки от ствола колонны и составляла 0,5 от нагрузки на ствол. В этом образце ригеля при нагрузке 0,5 от разрушающей образовывалась сначала наклонная трещина Т-О, она располагалась только с одной стороны, со стороны эксцентриситета нагрузки. При нагрузке 0,7–0,8 от разрушающей появились трещины типа Т-Р в растянутой зоне, образуя треугольную поверхность, выделяющую растянутую зону, при этом треугольная поверхность имеет более протяженную трещину в сторону опоры, наиболее удаленной от линии действия силы, длина ее составляет 0,9 от высоты ригеля. Ширина раскрытия трещины Т-О 0,5–1,8 мм, трещины Т-Р – 0,3–2,0 мм.

В образцах ригелей, в которых исследовались виды армирования, нагружение образцов производилось с эксцентриситетом и односторонним нагружением крановой нагрузкой, поскольку этот вариант является наиболее опасным. Характер образования трещин был аналогичным образцам предыдущей серии. Следует отметить, что при увеличении количества поперечной арматуры, возрастает усилие образования трещин, кроме того в этом образце первыми появлялись наклонные трещины.

Виды разрушения. Все образцы ригелей разрушались по сжатой зоне при образовании одной критической наклонной трещины Т-О, либо при образовании серии подобных друг другу наклонных трещин (ХТ-О). Наклонная зона, в пределах которой происходило разрушение, располагалась между опорами ветвями и верхним стволом колонны. При нагружении крановой нагрузкой, а также при наличии эксцентриситета передачи нагрузки угол наклона сжатой зоны ригеля увеличивался.

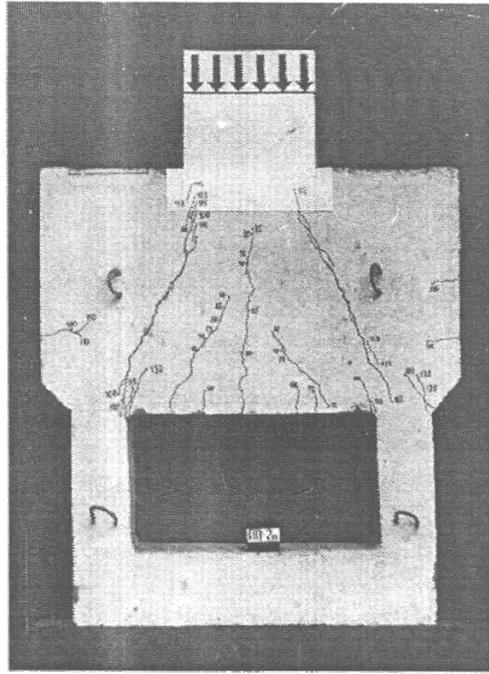


Рис. 56. Характер образования трещин и вид разрушения образца подкранового ригеля

Величина разрушающей нагрузки увеличивалась при передаче нагрузки без эксцентриситета и снижалась при наличии эксцентриситета. Образцы подкрановых ригелей разрушались одновременно по сжатой и растянутой зоне. Относительная величина разрушающей силы в образцах с типовым и облегченным армированием примерно одинакова, поэтому можно считать, что отогнутые стержни, применяемые в типовом решении, являются неэффективными. Прочность образца подкранового ригеля, армированного спиральной арматурой, не снизилась, поэтому целесообразно применять спираль в качестве продольной растянутой и поперечной арматуры ригелей.

Напряженно-деформированное состояние бетона и арматуры. Анализ напряженно-деформированного состояния, рис.57, показал, что сжимающие напряжения концентрируются в наклонный участок, расположенный между сечением колонны поверху и опорой-ветвью понизу. При нагружении крановой нагрузкой этот поток поверху рассосредотачивается. При сравнении двух схем нагружения выяснилось, что средний угол наклона сжимающих напряжений при крановой нагрузке увеличивается, рис. 57. Кроме того, в верхнем и нижнем углах примыкания ригеля к колонне и ветви колонны сжимающие напряжения максимально концентрируются. На участке между стволом колонны и грузовой площадкой наоборот образуется участок малых напряжений.

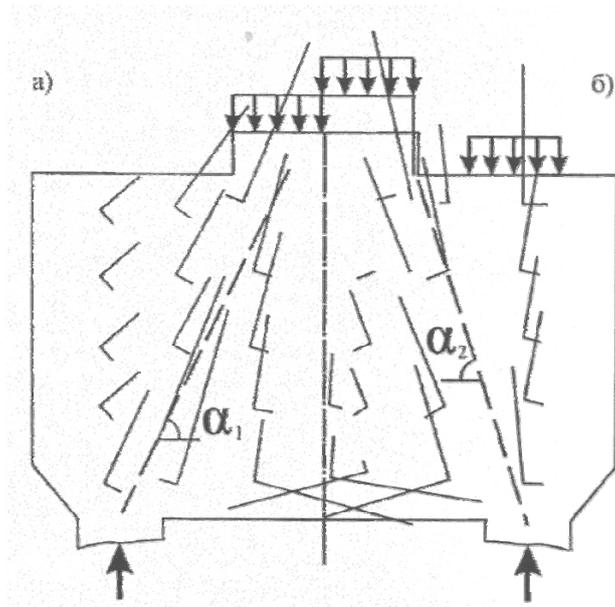


Рис. 57. Напряженно-деформированное состояние подкрановых ригелей (поле деформаций):

а – при нагружении ствола колонны;
 б – при нагружении ствола и торцов ригеля

На рис.79 показано распределение деформаций укорочения и удлинения в характерных сечениях. Следует отметить, что распределение сжимающих напряжений (или деформаций укорочения) имеет перепады, максимальные значения располагаются в зоне местного действия крановой нагрузки, а также в зонах концентрации напряжений, рис. 58,а. Растягивающие напряжения (деформации удлинения) имеют максимальные значения в нижней части ригеля, при этом в сечениях над опорой значения максимальных напряжений перемещаются вверх, рис. 58,б.

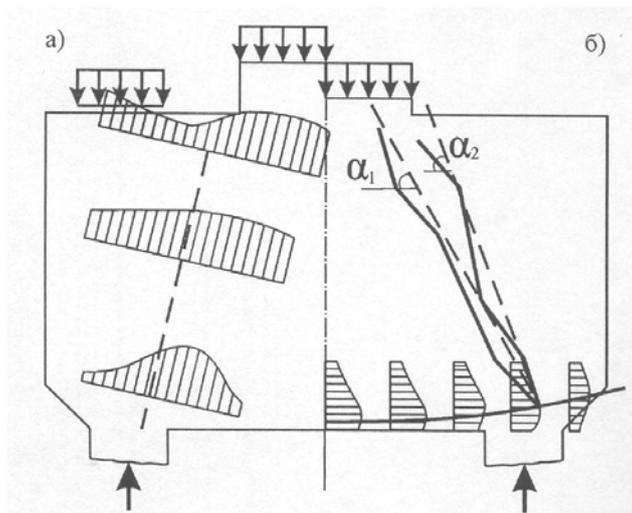


Рис. 58. Распределение напряжений в подкрановом ригеле:
 а – сжимающих; б – растягивающих

На основе анализа напряженно-деформированного состояния поверхность подкранового ригеля можно разделить также, как короткие балки и перемычки на четыре характерные зоны, рис.59. Первая зона, в которой концентрируются сжимающие напряжения представляет собой наклонную полосу, расположенную между стволом колонны и опорой-ветвью. При наличии крановой нагрузки первая зона охватывает всю поверхность ригеля поверху, рис.59,б. Вторая зона, в которой концентрируются растягивающие напряжения располагается понизу и имеет очертание ломанной полосы, концы которой поднимаются над опорой. Зона III и IV представляет собой участки с малыми значениями напряжений. При наличии крановых нагрузок зона I–IV практически ликвидируется. Внутри первой зоны следует отметить три характерных участка. Участки, расположенные у вершин углов примыкания ригеля к колонне и ветви колонны, в которых максимально концентрируются сжимающие напряжения. Характерным также является участок между грузовой площадкой и гранью надкрановой части колонны, который характеризуется минимальными значениями напряжений.

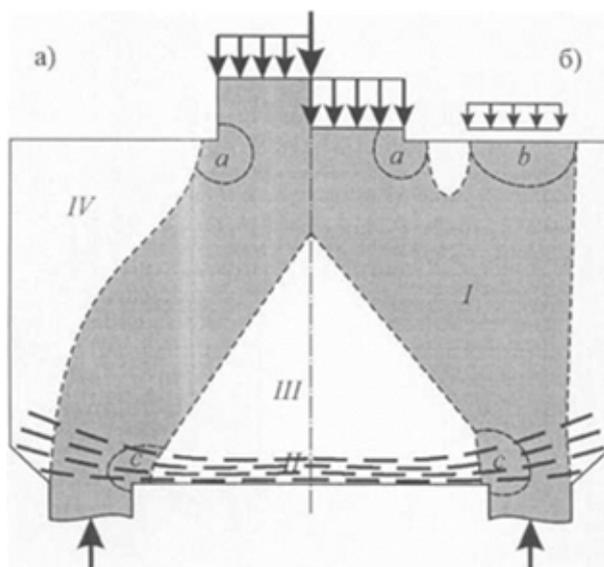


Рис.59. Схема напряженно-деформированного состояния подкрановых ригелей:
а – при нагружении ствола колонны;
б – при нагружении ствола колонны и торцов ригеля

Анализ распределения деформаций (напряжений) в стержнях арматуры показал, что характер работы продольной растянутой и поперечной арматуры одинаков с короткими балками и перемычками.

Особенность напряженно-деформированного состояния, характера развития трещин и разрушения подкрановых ригелей. Подкрановые ригели двухветвевых колонн отличаются от коротких балок способом передачи нагрузки от покрытия, а также схемами нагружений и видами армирования. Целесообразно в этой связи и рассмотреть особенности напря-

женно- деформированного состояния ригелей. Под способом опирания и передачи нагрузки имеется в виду монолитное соединение ригеля со стволом колонны поверху и ветвями колонны понизу.

Схемы нагружений ригелей связаны со спецификой работы колонн промышленных зданий. Нагрузка от покрытий может передаваться как центрально (равномерно по сечению колонны), так и с эксцентриситетом, возникающим в результате работы колонны в каркасе здания. Кроме того, крановая нагрузка может быть приложена с одной стороны, либо вовсе отсутствовать.

Армирование отличается насыщенностью, то есть в качестве поперечной арматуры применяются горизонтальные и вертикальные хомуты, а также отгибы. Так же, как в перемышках, в подкрановых ригелях находятся продольные стержни колонны. Под грузовыми площадками предусматриваются сварные сетки.

Сопоставляя схемы напряженно-деформированного состояния коротких балок и подкрановых ригелей следует отметить, что при равномерном нагружении только нагрузкой, передаваемой стволом колонны, особенностью работы ригеля можно отметить отсутствие зон местных напряжений в наклонной сжатой полосе. В то же время в отличие от балок в ригелях имеют место концентраторы сжимающих напряжений поверху и понизу сжатой полосы, рис. 59. Они оказывают существенное влияние на характер развития трещин и вид разрушения. При нагружении ригеля нагрузкой, передаваемой с эксцентриситетом и без него, а также при наличии крановой нагрузки можно отметить, что сжатая наклонная полоса поверху охватывает всю поверхность «вылета» ригеля. При этом в верхней зоне сжатой полосы появляется зона местных напряжений и участок с малыми значениями напряжений. Угол наклона сжатой полосы увеличивается.

Растянутая зона в ригелях представляет собой полосу параллельную нижней грани в пролете и поднимающуюся над опорами, в результате монолитного соединения ригеля с опорами.

Наличие участков-концентраторов напряжений влияет на характер развития критических трещин. На рис.60 показана траектория наклонной трещины, образовавшейся в средней по высоте части перемышки и меняющей свое направление в результате наличия концентрации напряжений. При отсутствии крановой нагрузки траектория концов трещины Т-0 имеет почти вертикальное направление и в целом трещина носит характер вогнутости. При наличии крановой нагрузки, а тем более при наличии эксцентриситета передачи нагрузки со ствола колонны угол наклона трещины увеличивается и траектория развития ее направляется к вершинам углов, где концентрируются напряжения, в этом случае разрушающая трещина носит выпуклый характер. При нагрузке, передаваемой с эксцентриситетом и при

отсутствии крановой нагрузки траектория трещины Т-0 занимает промежуточное значение.

Другой особенностью является то, что в ригелях значительно уменьшаются участки бетона с малыми напряжениями, поэтому влияние окружающего наклонную зону бетона незначительно. При нагружении ригелей нагрузкой, имеющей эксцентриситет, нагрузка образования наклонных трещин становится выше нагрузки образования трещин в растянутой зоне.

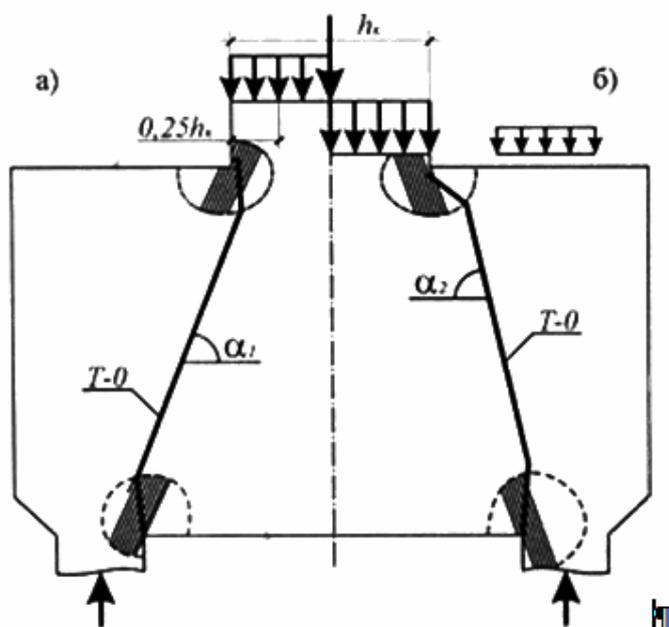


Рис. 60. Изменение траектории критической наклонной трещины в подкрановом ригеле:
 а – при нагружении ствола колонны;
 б – при нагружении ствола колонны и торцов ригеля

В целом можно сказать, что характер работы подкрановых ригелей хотя и имеет свои особенности, но в основном аналогичен коротким балкам. Виды разрушения ригелей по сжатой зоне в принципе одинаковы. В связи с этим подкрановые ригели являются разновидностями коротких балок.

Усилия образования трещин и несущая способность ригелей. При оценке усилий образования трещин и разрушающей нагрузки воспользуемся условными обозначениями, принятыми ранее.

Относительная величина прочности ригелей с типовым и облегченным армированием, отличающимся отсутствием отгибов, отклоняется в 1,2 раза, то есть незначительно, следовательно, применение отогнутой арматуры нерационально. В образце с применением спирали в качестве продольной и поперечной арматуры относительная величина прочности ригелей близка к образцу с типовым армированием, отклонение составляет 1,2, следовательно, такой вид армирования можно считать эффективным, обеспечивающим безопасность и экономию материалов.

Особенности расчета подкрановых ригелей, как разновидностей коротких балок.

Предлагаемая методика учета влияния схем нагружения ригеля на прочность сжатой и растянутой зоны. Экспериментально установлен характер работы подкрановых ригелей при изменении схем нагружения. На основе анализа результатов испытаний, приведенного в третьей и четвертой главе, построены расчетные схемы, позволяющие учитывать особенности каждого вида нагружения. Расчетные схемы показаны на рис.61.

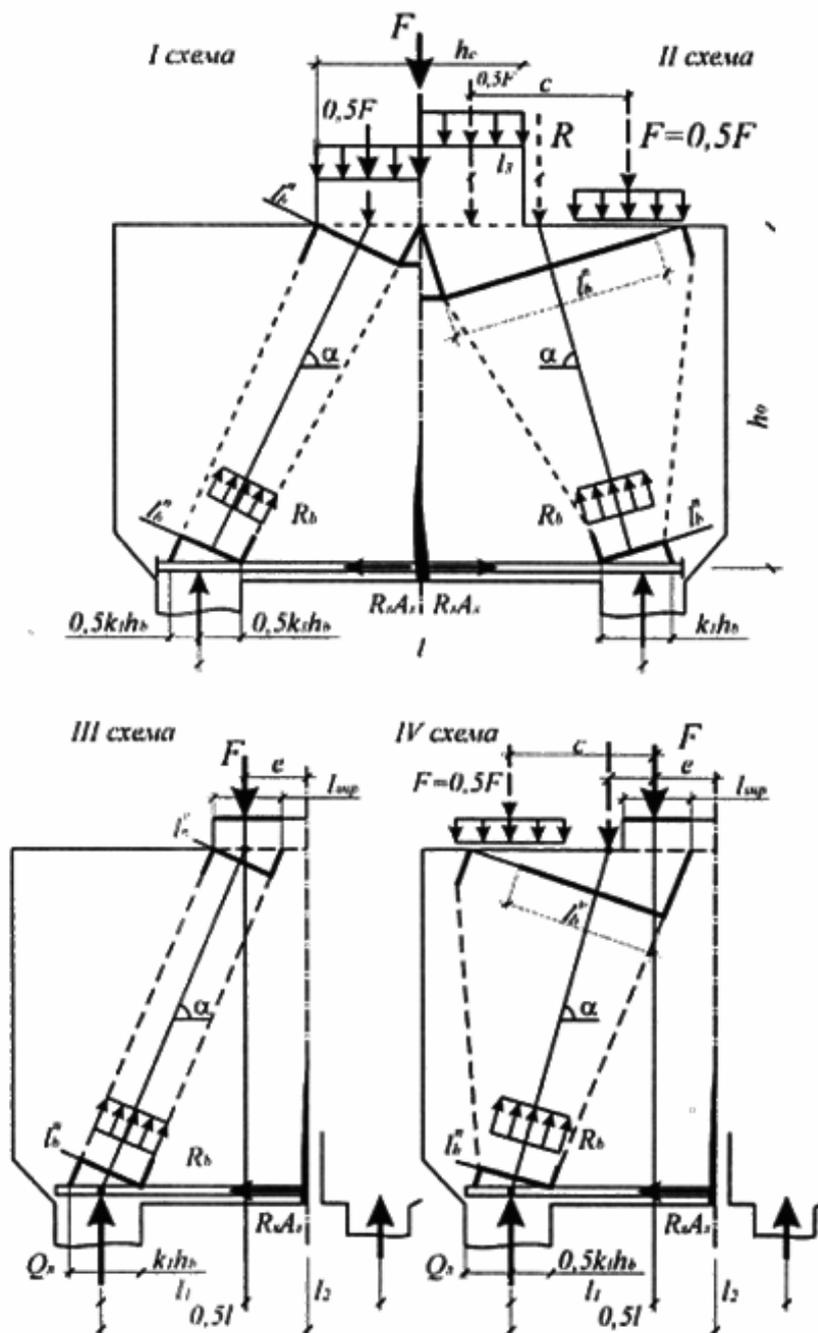


Рис. 61. Построение расчетных схем подкрановых ригелей при различных схемах нагружений

Принципиальных отличий в работе подкрановых ригелей и коротких балок не установлено, поэтому в основу построения расчетных схем был принят подход, предлагаемый для коротких балок.

При одной сосредоточенной силе расчетная схема ригеля аналогична короткой балке. Особенностью работы ригеля является наличие зон концентрации напряжений у вершин верхнего и нижнего угла примыкания к колонне и отсутствие зон, характеризующихся местными напряжениями. По аналогии с перемычками влияние зон концентрации напряжений на прочность сжатой полосы предлагается учитывать введением коэффициента k_1 при определении ширины расчетной полосы понизу, используя при этом зависимости (22; 22) и принимая при этом:

$$l_{\text{sup}}^n = h_b, l_{\text{sup}}^v = h_c, \text{tg}\alpha = h_b / 0,5l - 0,25h_c.$$

При совместном действии крановой нагрузки, приложенной по стволу колонны выбор основного угла наклона сжимающих напряжений можно производить путем соединения центра действия опорной реакции понизу с центром действия равнодействующей внешних сил на уровне верхней грани ригеля (рис.61,б), в остальном расчетная схема строится аналогично балкам. При этом ширина расчетной полосы поверху определяется по формуле

$$l_b^v = 2(l_3 + 0,25h_k) \sin \alpha, \quad (35)$$

где $l_3 = \frac{F_{nb}}{R} c = 0,5c$.

Тангенс угла наклона главных сжимающих напряжений:

$$\text{tg}\alpha = \frac{h_0}{0,5l - 0,25h_c - l_3}. \quad (36)$$

При передаче нагрузки на ствол колонны с эксцентриситетом, угол наклона сжимающих напряжений также определяется путем соединения центра приложения опорной реакции и центра действия равнодействующей внешних усилий. При этом ширина расчетной полосы поверху определяется по длине условной грузовой площадки, отвечающей зоне максимальных усилий. При треугольной эпюре передачи усилий длина условной грузовой площадки составляет две трети от высоты сечения колонны (рис.61,в). При этом расчетная зависимость для определения ширины расчетной полосы бетона поверху равна

$$l_b^v = l_{\text{sup}} \sin \alpha. \quad (37)$$

Тангенс основного угла

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{h_0}{l_1}. \quad (38)$$

Расчетная несущая способность определяется путем умножения значения несущей способности, полученной по формуле (19) на коэффициент $0,5(1 + \frac{l_1}{l_2})$, учитывающий влияние эксцентриситета.

При совместном действии крановой нагрузки и нагрузки, приложенной к стволу колонны с эксцентриситетом основной угол наклона определяется соединением центра действия опорной реакции понизу с центром действия равнодействующей внешних сил на верхней грани ригеля с учетом характера распределения усилий по стволу колонны. При этом формирование расчетной полосы поверху отличается от схемы, показанной на рис.61,б. Отличие заключается в неравномерной эпюре напряжений поверху расчетной полосы, в результате перепада величин нагрузки от крана и нагрузки, передаваемой на ствол колонны. Поскольку нагрузка на ствол колонны значительно превышает крановую и концентрируется у края ствола колонн, напряжения в расчетной полосе будут иметь максимальные значения у внутренней грани полосы и уменьшаться к внешней грани. В этом случае можно с некоторым приближением действительную эпюру напряжений заменить эквивалентной, концентрирующейся по ширине равной l_b^v , показанной на рис.61,г,д. Для схемы нагружения, характеризуемой приложением нагрузки на ствол колонны с эксцентриситетом и при одновременном загрузении торца ригеля зависимости для определения расчетной ширины полосы бетона поверху и основного угла наклона имеют вид:

$$l_b^v = 2(l_3 + 0,5l_{\text{sup}}) \sin \alpha; \quad (39)$$

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{h_0}{l_1 - l_3}.$$

Несущая способность определяется как и в предыдущем случае.

Величина предельных сжимающих напряжений принимается равной R_b – призмочной прочности бетона без учета влияния окружающего расчетную полосу массива бетона. Увеличение величины предельных напряжений в сжатой полосе в ригелях нецелесообразно по двум причинам. Прежде всего потому, что массив бетона, окружающего расчетную полосу невелик, а также потому, что отсутствуют зоны местного действия усилий поверху и понизу, препятствующие развитию наклонных трещин.

Следует отметить, что расчетной шириной наклонной полосы в подкрановых ригелях является, как правило, ширина, определенная понизу.

Лишь в некоторых случаях, с увеличением эксцентриситета передачи нагрузки ширина расчетной полосы поверху может оказаться ниже ширины понизу. Характер работы растянутой зоны аналогичен коротким балкам. Расчет подкрановых перемычек может производиться по условиям прочности, предлагаемым для коротких балок (19–22; 32) с учетом коэффициента k_1 , $\varphi_b = 1$, используя вышеприведенные зависимости.

На рис.62 показана схема сопоставления результатов расчета и опытов при рассмотренных схемах нагружения. Из этой схемы видно, что предлагаемая методика расчета отражает характер работы подкрановых ригелей при различных схемах нагружения и хорошо согласуется с опытами. Среднее отклонение опытных и расчетных данных составляет 1,09.

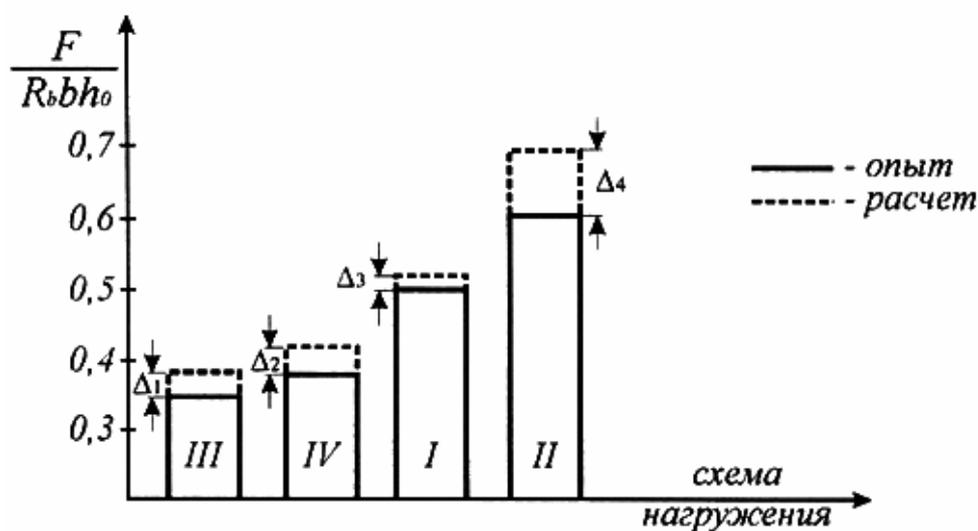


Рис. 62. Схема сопоставления расчетной несущей способности с опытами при различных схемах нагружения

3. ОСНОВЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ КОНСОЛЕЙ КОЛОНН, ПЕРЕМЫЧЕК НАД ПРОХОДАМИ КОЛОНН, ПОДКРАНОВЫХ РИГЕЛЕЙ ДВУХВЕТВЕВЫХ КОЛОНН, НА ОСНОВЕ АНАЛОГОВЫХ СТЕРЖНЕВЫХ И КАРКАСНО-СТЕРЖНЕВЫХ МОДЕЛЕЙ – АСМ И АКСМ

Оценка характера сопротивления консолей колонн, перемычек над проходами колонн, подкрановых ригелей двухветвевых колонн на основе экспериментальных данных показала, что перечисленные конструкции следует отнести к классу коротких элементов. Их сопротивление хорошо описывают аналоговые стержневые и каркасные модели.

Разработана методология построения аналоговых стержневых (АСМ) и каркасно-стержневых (АКСМ) моделей, которая базируется на копировании схем разрушения названных железобетонных конструкций.

3.1. Расчет аналоговых стержневых моделей

Согласно основных положений СНиП 52-01–2003 расчет усилий, действующих в консолях колонн, перемычках над проходами колонн, подкрановых ригелях двухветвевых колонн, узлов соединения колонн с балками рекомендуется производить по аналоговым стержневым моделям (рис. 63–65).

Задачей расчета стержневых моделей является определение сжимающих усилий в наклонных элементах моделей АСМ-S и горизонтальных растягивающих усилий в арматурном поясе – T .

Консоли колонн. Наклонные сжимающие усилия S определяется по формуле

$$S = F / \sin \alpha, \quad (40)$$

где F – внешняя сила, передаваемая на консоль колонны;

α – угол наклона наклонного стержня модели АСМ, рис. 63,а, определяемый по формуле

$$\operatorname{tg} \alpha = h_0 / (a + 0,5l_{\text{sup}}); \quad (41)$$

здесь h_0 – рабочая высота сечения консоли колонны;

a – расстояние от грани ствола колонны до равнодействующей внешней силы F ;

l_{sup} – длина площадки передачи нагрузки.

Горизонтальные растягивающие усилия T определяется по формуле

$$T = S \cdot \cos \alpha = F / \operatorname{tg} \alpha \quad (42)$$

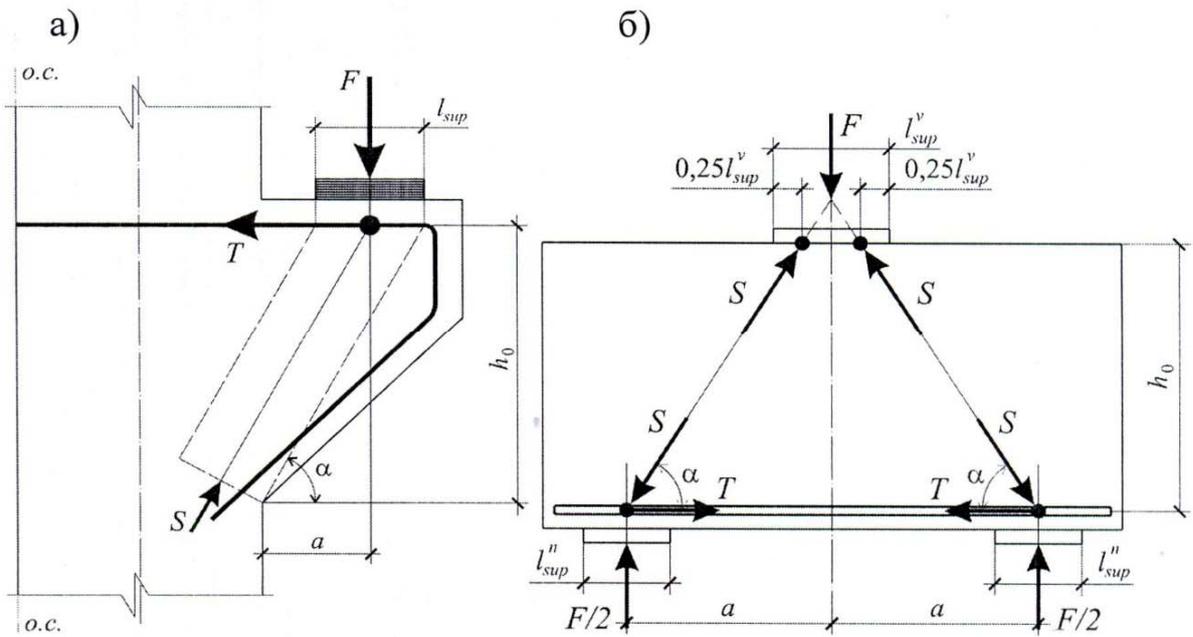


Рис.63. Расчетные аналоговые стержневые модели – АСМ консолей колонн и коротких балок

Короткие балки. Поскольку перемычки над проходами в колоннах и подкрановые ригели двухветвевых колонн являются разновидностями короткой балки, целесообразно вначале рассмотреть построение аналоговой стержневой модели короткой балки, а затем особенности построения аналоговых стержневых моделей перемычек над проходами в колоннах и подкрановых ригелей двухветвевых колонн.

Наклонные сжимающие усилия S аналоговой стержневой модели короткой балки, рис.63,б, определяются по формуле

$$S = 0,5F / \sin \alpha, \quad (43)$$

где F – внешняя сила, передаваемая на консоль колонны;

α – угол наклона наклонного стержня модели АСМ, рис.63,б, определяемый по формуле

$$\operatorname{tg} \alpha = h_0 / (a + 0,25l_{\text{sup}}); \quad (44)$$

здесь h_0 – рабочая высота сечения балки;

a – расстояние от равнодействующей внешней силы F до опорной реакции;

l_{sup} – длина площадки передачи нагрузки.

Горизонтальные растягивающие усилия T определяется по формуле

$$T = S \cos \alpha = 0,5F / \operatorname{tg} \alpha. \quad (45)$$

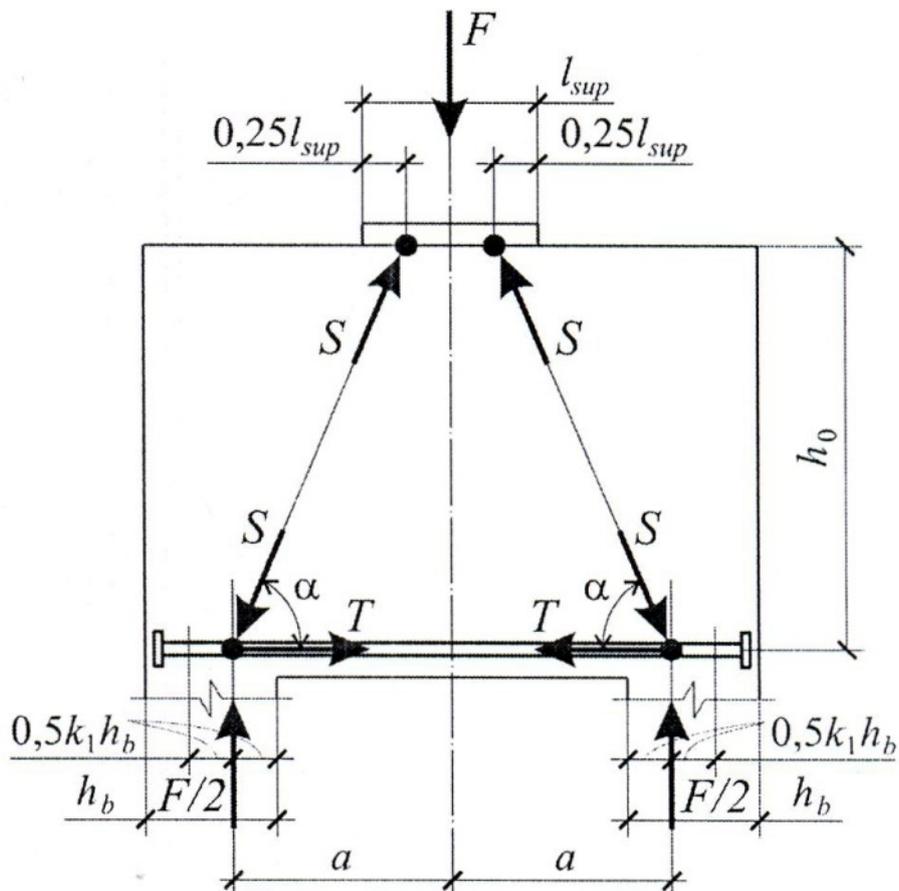


Рис. 64. Расчетные аналоговые стержневые модели – АСМ перемычек над проходами колонн

Перемычки над проходами в колоннах. Особенность построения аналоговой стержневой модели перемычки над проходами в колоннах является положение нижних ключевых точек стержневой модели, расположенных на пересечении рабочей продольной арматуры с опорными реакциями. Центр приложения опорных реакций в перемычках смещен в сторону внутренних граней опор – ветвей, рис. 64, поскольку ширина опор – ветвей уменьшена до величины $k_1 \times h_b$, где k_1 – коэффициент, учитывающий неравномерный характер распределения сжимающих напряжений в местах сопряжения перемычки с опорами-ветвями, равный

$$k_1 = (l_{sup} / 4a) + 0,65. \quad (46)$$

Расчетные зависимости для сжимающих – S и растягивающих – T усилий в элементах стержневой модели перемычек над проходами в колоннах аналогичны расчетным зависимостям коротких балок.

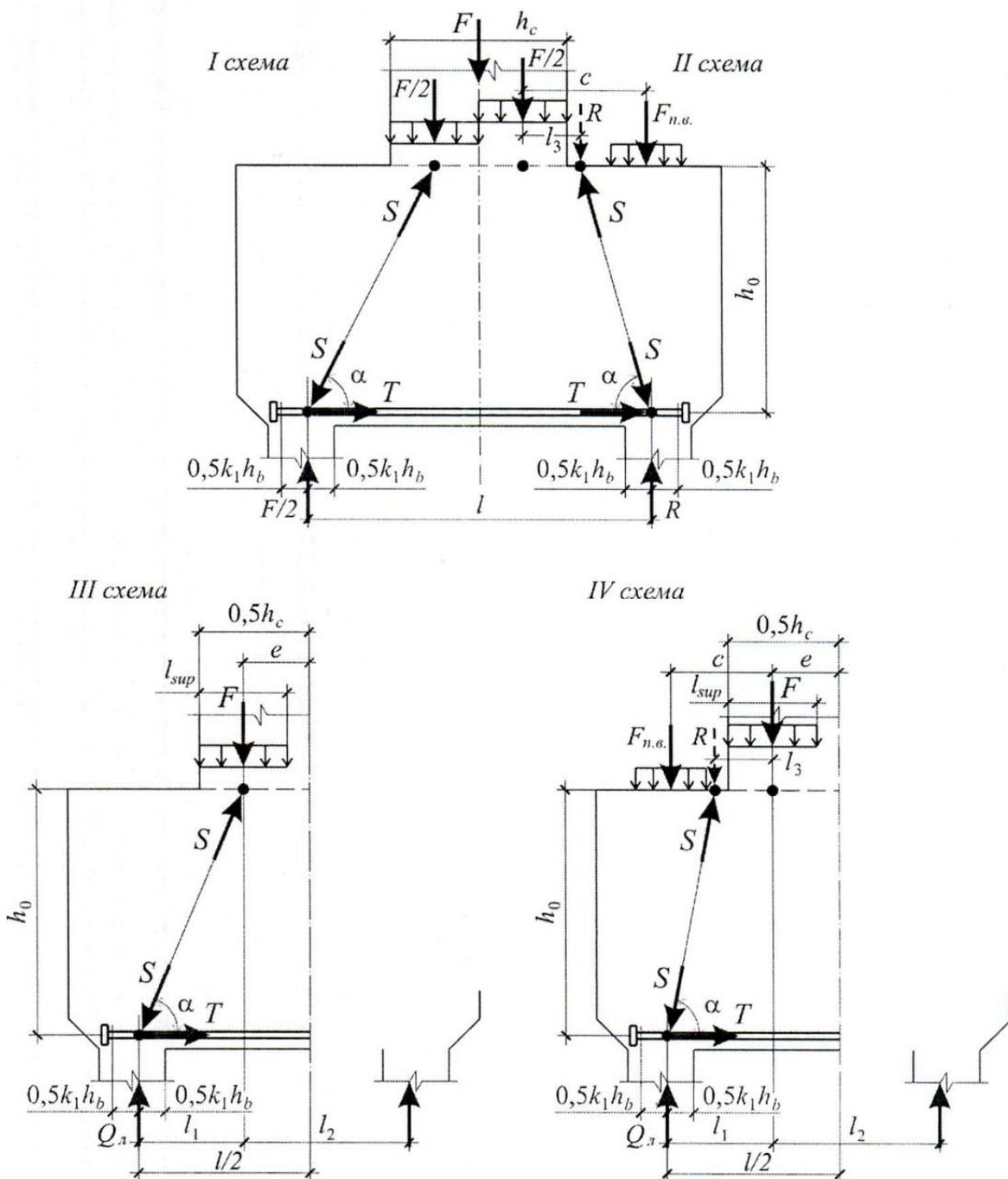


Рис.65. Расчетные аналоговые стержневые модели – АСМ подкрановых ригелей двухветвевых колонн при различных схемах нагружения

Подкрановые ригели двухветвевых колонн. Особенности построения аналоговых стержневых моделей подкрановых ригелей двухветвевых колонн связаны с разнообразием схем нагружений.

Принципиальных отличий в работе подкрановых ригелей и коротких балок не установлено, поэтому в основу построения аналоговых стержневых моделей подкрановых ригелей был принят подход, предлагаемый для коротких балок.

По аналогии с перемычками, центр приложения опорных реакций (нижние ключевые точки) смещен в сторону внутренних граней опор-ветвей, рис. 65, поскольку ширина опор-ветвей уменьшена до величины $K_1 h_b$.

При одной сосредоточенной силе расчетная схема ригеля аналогична короткой балке, рис. 65 (1 схема). Усилия в элементах стержневой модели определяются по зависимостям (43) и (45).

Угол наклона сжатых стержней модели АСМ определяется по формуле

$$\operatorname{tg}\alpha = h_0 / (0,5l - 0,25h_c). \quad (47)$$

При одновременном действии крановой нагрузки на подкрановый ригель – $F_{П,В}$, рис.65 (II схема) положение верхней ключевой точки стержневой модели определяется положением равнодействующей внешних сил – R , расположенной на уровне верхней грани ригеля, рис. 65 (II схема).

Усилия в элементах стержневой модели определяются по зависимостям:

$$S = R / \sin \alpha, \quad T = R / \operatorname{tg}\alpha. \quad (48)$$

Угол наклона сжатых стержней модели определяется по формуле

$$\operatorname{tg}\alpha = h_0 / (0,5l - 0,25h_c - l_3), \quad (49)$$

где $l_3 = (F_{П,В}/R) c$, (см. рис. 65).

При передаче нагрузки на ствол колонны с эксцентриситетом, рис. 100 (III схема) положение верхней ключевой точки стержневой модели определяется пересечением равнодействующей внешних сил $R = F$ с верхней гранью ригеля. При этом длина условной грузовой площадки l_{sup} соответствует зоне концентрации сжимающих напряжений в сечении колонны.

Усилия в элементах стержневой модели, рис. 65 (III схема) определяются по зависимостям:

$$S = (l_2 F) / (\sin \alpha (l_1 + l_2)), \quad T = (F l_2) / (\operatorname{tg}\alpha (l_1 + l_2)). \quad (50)$$

Угол наклона сжатого стержня модели со стороны эксцентриситета определяется по формуле

$$\operatorname{tga} = h_0 / l_1, \quad (51)$$

где l_1 – расстояние от линии действия опорной реакции до линии действия равнодействующей внешних сил – F .

При совместном действии крановой нагрузки – $F_{П,В}$ и нагрузки, приложенной к стволу колонны с эксцентриситетом, рис.65 (IV схема) положение верхней ключевой точки стержневой модели определяется аналогично случаю, изображенному на рис. 65 (II схема) и описанному ранее.

Усилия в элементах стержневой модели, рис.65 (IV схема) определяются по зависимостям (50).

Угол наклона сжатого стержня модели со стороны эксцентриситета определяется по формуле

$$\operatorname{tg}\alpha = h_0 / (l_1 - l_3). \quad (51,а)$$

3.2. Расчеты прочности элементов аналоговых каркасно-стержневых моделей.

Расчет по прочности железобетонных конструкций, имеющих соизмеримое соотношение длины и высоты сечения следует производить на основе аналоговых каркасно-стержневых моделей – АКСМ.

Расчет прочности на основе аналоговых каркасно-стержневых моделей производится по сжатым наклонным бетонным полосам и горизонтально-растянутому арматурному поясу.

Основные предпосылки расчета. Предельное состояние сжатых наклонных полос бетона наступает при достижении напряжений в бетоне значений, равных $y_b R_b$ при их равномерном распределении по площади сжатой наклонной полосы бетона – $l_b b$. Здесь y_b – коэффициент условий работы бетона, l_b – ширина сжатой полосы бетона расчетной модели АКСМ, b – ширина сечения конструкции. Предельное состояние растянутого арматурного пояса наступает при достижении напряжений в арматуре значений, равных $y_s R_s$.

Консоли колонн. Расчет прочности сжатых наклонных бетонных полос аналоговой каркасно-стержневой модели, показанной на рис. 63,а, должен производиться из условия:

$$S \leq R_b \gamma_b l_b b, \quad (52)$$

где l_b – ширина сжатой полосы бетона, определяемая по формуле

$$l_b = l_{\text{sup}} \sin \alpha. \quad (53)$$

Расчет прочности сечения горизонтального арматурного пояса должен производиться из условия:

$$T \leq R_s \varphi_s A_s, \quad (54)$$

где φ_s – опытный коэффициент.

Короткие балки. Расчет прочности сжатых наклонных бетонных полос аналоговой каркасно-стержневой модели, показанной на рис. 63,б, должен производиться из условия:

$$S \leq \varphi_{bl} \varphi_b R_b l_b, \quad (55)$$

где φ_{bl} – опытный коэффициент;

φ_b – коэффициент, учитывающий влияние массива бетона, окружающего расчетную полосу, определяемый по формуле

$$\varphi_b = (\varphi_b^v + \varphi_b^n) / 2; \quad (55,a)$$

здесь

$$\varphi_b^v = \sqrt[3]{\frac{0,5l_{sup}^v + l_y^v}{0,5l_{sup}^v}};$$

$$\varphi_b^n = \sqrt[3]{\frac{0,5l_y^n + l_{sup}^n}{l_{sup}^n}}.$$

где l_y^v – расстояние от грани грузовой площади до внешней грани опорной площадки;

l_y^n – расстояние между центром действия внешней силы и внутренней гранью опорной площадки, рис. 63, б;

l_b – ширина сжатой наклонной полосы, определяемая по зависимости:

$$l_b^v = 0,5l_{sup}^v \sin \alpha, \quad (56)$$

$$l_b^n = k_1 l_{sup}^n \sin \alpha, \quad (57)$$

k_1 – коэффициент, учитывающий неравномерный характер распределения напряжений по ширине расчетной полосы – l_b^n ,

$$k_1 = (0,5l_{sup}^n / (2a)) + 0,65. \quad (58)$$

Расчет прочности сечения горизонтального арматурного пояса должен производиться из условия:

$$T \leq R_s \varphi_s A_s. \quad (59)$$

Расчет прочности сечений сжатых наклонных полос аналоговой каркасно-стержневой модели балок с поперечной арматурой, рис. 105, должен производиться из условия:

$$S \leq \varphi_{bl} \varphi_b R_b l_b + Q_{sw}, \quad (60)$$

где Q_{sw} – усилие, воспринимаемые поперечной арматурой, определяется по формуле

$$Q_{sw} = T_{sw} + N_{sw}; \quad (61)$$

здесь T_{sw} и N_{sw} – усилия в поперечной арматуре в результате косвенного и прямого участия в работе сжатой полосы бетона, определяются по формулам

$$\begin{aligned} T_{sw} &= \varphi_S \varphi_{sw} R_S b l_b \sin \theta; \\ N_{sw} &= \varphi_S R_S b l_b \cos \theta, \end{aligned} \quad (62)$$

где φ_S – опытный коэффициент;

φ_{sw} – коэффициент косвенного армирования в работе сжатой полосы бетона, определяется по формуле

$$\varphi_{sw} = 4,5 - 3,5 A_{loc} / A_{ef}, \quad (63)$$

где A_{loc} – площадь сечения сжатой полосы бетона, равная $A_{loc} = l_{sup}^v b$,

A_{ef} – площадь бетона, вводимая в расчет, равная $A_{ef} = A_{sw} / (bS)$;

θ – угол между направлением оси сжатой полосы бетона и поперечной арматурой, рис. 66.

При равномерном характере нагружения подкранового ригеля нагрузкой, передаваемой через ствол колонны, рис. 65 (I схема), ширина наклонной полосы l_b^v определяется по формуле:

$$l_b^v = 0,5 h_c \sin \alpha. \quad (64)$$

При совместном действии крановой нагрузки – $F_{П.В}$ и нагрузки, равномерно передаваемой через ствол колонны, рис. 65 (II схема), ширина наклонной полосы l_b^v определяется по формуле

$$l_b^v = 2(l_3 + 0,25 h_c) \sin \alpha. \quad (65)$$

При передаче нагрузки на ствол колонны с эксцентриситетом, рис. 65 (III схема), ширина наклонной полосы l_b^v определяется по формуле

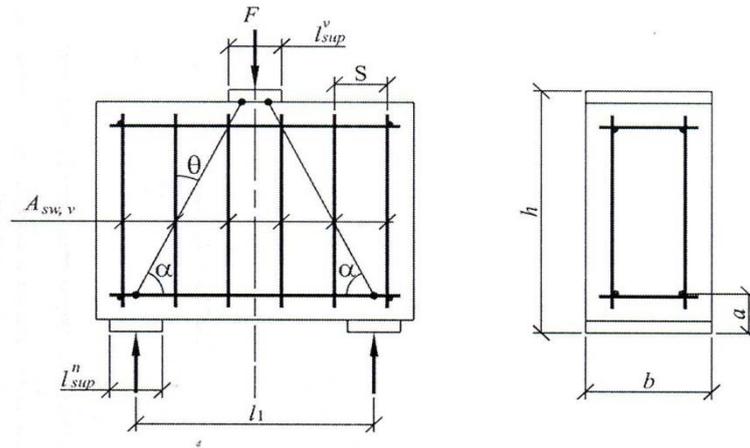
$$l_b^v = l_{sup} \sin \alpha. \quad (66)$$

При совместном действии крановой нагрузки – $F_{П.В}$ и нагрузки, приложенной к стволу колонны с эксцентриситетом, рис. 65 (IV схема), ширина наклонной полосы l_b^v определяется по формуле

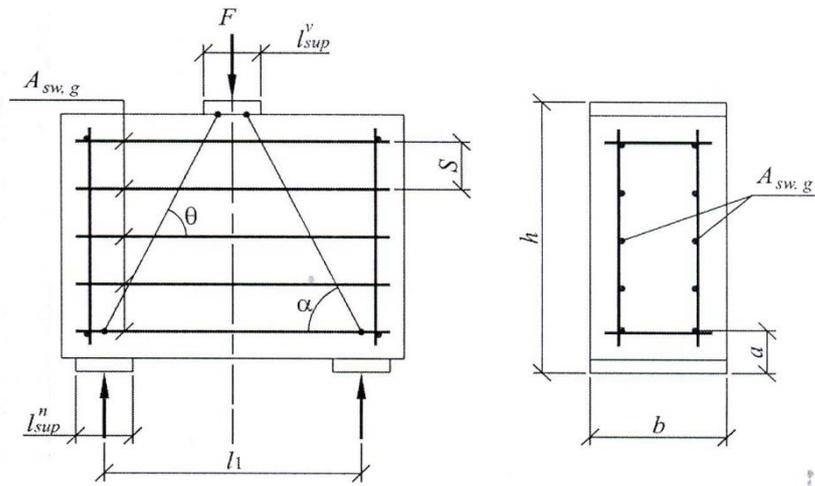
$$l_b^v = 2(l_3 + 0,5 l_{sup}) \sin \alpha. \quad (67)$$

Расчет прочности сечения горизонтального арматурного пояса производится из условия (59) по аналогии с короткими балками.

a)



б)



в)

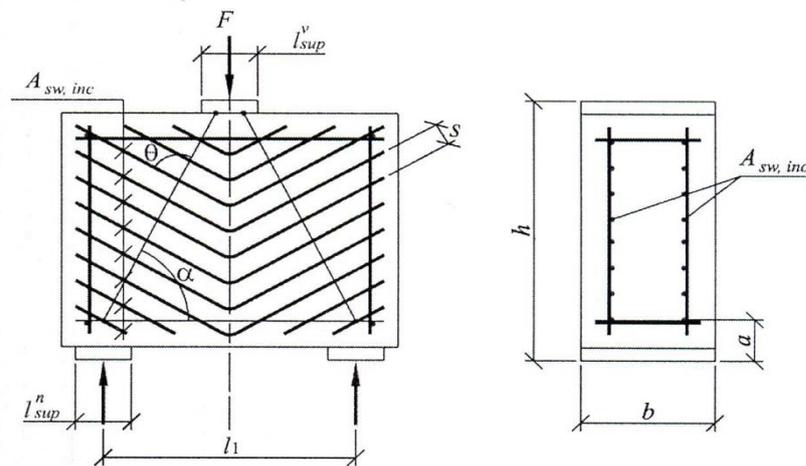


Рис.66. Варианты поперечного армирования коротких балок:
 а – армирование вертикальными хомутами;
 б – армирование горизонтальными хомутами;
 в – армирование наклонными хомутами

3.3. Основные принципы конструирования.

Конструирование железобетонных конструкций, имеющих соизмеримые соотношения длины и высоты, хотя и является инженерной задачей, в данном случае рассмотрение этого вопроса необходимо.

Метод расчета железобетонных конструкций на основе аналоговых каркасно-стержневых моделях обеспечивает возможность рационального использования поперечной арматуры и способствует созданию эффективных видов армирования таких конструкций, как колонны промышленных зданий с консолями, двухветвевые колонны с перемычками и подкрановыми ригелями, ригели с подрезками и др.

Однако решение этой проблемы на уровне проектирования было бы несколько преждевременным без экспериментального обоснования предлагаемых видов армирования в связи с тем, что новый метод расчета еще не имеет опыта в практике проектирования, а также в связи с высокой ответственностью коротких элементов.

Общий принцип конструирования коротких элементов. Расчетная модель нового метода позволяет определять рациональное армирование коротких элементов на основе его влияния на сопротивление сжатой полосы, определяющей прочность элементов.

Общий принцип армирования коротких элементов заключается в выборе, который осуществляется на основе предлагаемого метода расчета поперечной арматуры, вида и расположения поперечной арматуры, наиболее эффективно повышающих прочность сжатой полосы в каждом конкретном случае.

Эффективные виды армирования коротких элементов. Эффективные виды армирования коротких элементов разрабатывались на основе указанного общего принципа, т.е. на основе расчетной модели и предлагаемого метода расчета поперечной арматуры. Схемы предлагаемых видов армирования подробно рассматривались и иллюстрировались во втором разделе.

Консоли колонн. Короткие консоли, рассматриваемые в настоящей работе, представлены консолями колонн. Разработано четыре вида эффективного армирования коротких консолей. Одновременно проводились испытания консолей с ранее применяемым типовым решением. Схемы армирования консолей приведены во втором разделе и на рис/ 67.

К первому виду отнесем натурные консоли промышленных зданий с типовым армированием. Его отличительная особенность – применение в качестве поперечной арматуры горизонтальных хомутов и отдельно стоящих отгибов, расположенных в двух уровнях по высоте консоли.

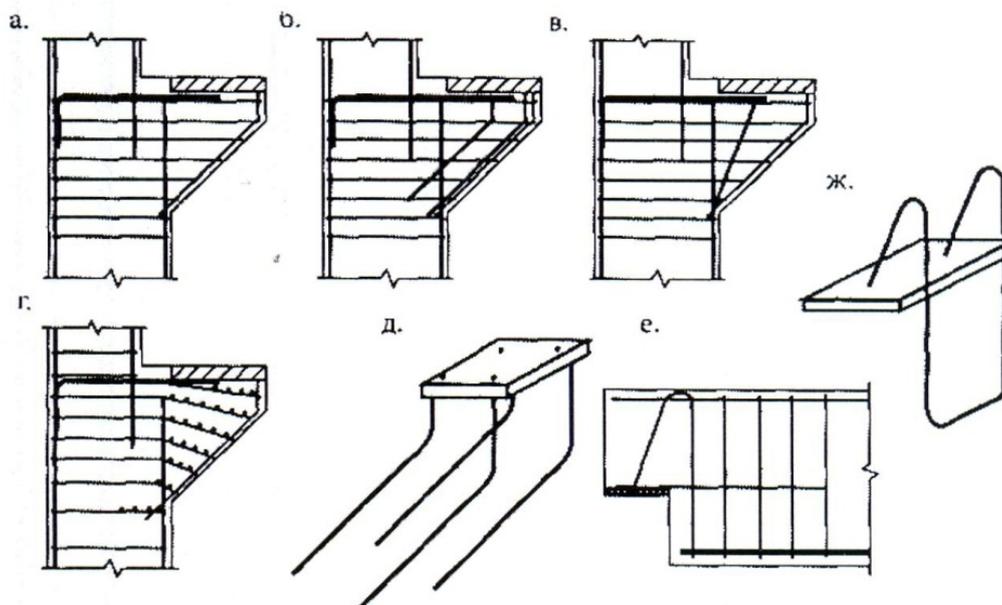


Рис. 67. Конструктивные решения коротких консолей колонн ригелей с подрезкой:
 а, б, в, г, – колонны; е – ригелей с подрезкой;
 д – опорной площадки консолей колонн; ж – опорной площадки ригелей

Ко второму виду отнесем натурные консоли, в армировании которых отдельно стоящие отгибы не применялись. На основании экспериментальных исследований, результаты которых рассматривались в третьем разделе, было установлено, что применение отдельно стоящих отгибов является неэффективным по двум установленным причинам: они незначительно повышают несущую способность консолей; рабочий наклонный участок составляет примерно четвертую-пятую часть от общей длины.

Изменению подвергалась арматура, повторяющая контур консоли. Ранее в типовых решениях продольная арматура у свободного края консоли изгибалась по форме консоли и выполняла три функции: работа на растяжение в опорном сечении, осуществление анкеровки рабочей части за счет отгиба и армирование по контуру консоли. Поскольку опыты показывают, что контурная арматура не участвует в работе консоли, в данном варианте диаметр этой арматуры был снижен почти в 2 раза. Анкеровка арматуры осуществлялась путем приварки к закладной детали консоли, являющейся опорной площадкой; и принималась таковой во всех отдельных случаях. В качестве поперечной арматуры применялись горизонтальные хомуты, роль которых в работе сжатой полосы заключается в препятствии развитию поперечных деформаций в бетоне полосы. Как показали опыты, горизонтальные хомуты в коротких консолях, как правило, растянуты, их угол наклона к оси полосы незначителен. Этим объясняется более эффективное косвенное участие горизонтальных хомутов в работе полосы. Для того чтобы повысить степень участия в работе полосы горизонтальных хомутов, был

увеличен примерно в 1,5 раза диаметр хомутов и в 1,3 раза уменьшен их шаг. Такое конструктивное решение экспериментально обосновывалось на натуральных консолях колонн среднего и крайнего ряда (рис. 67,а).

Следующий вид армирования исследовался на образцах консолей колонн и представлял собой армирование горизонтальными хомутами, а также отогнутыми в пределах консоли вдоль сжатой полосы несколькими продольными стержнями, армирующими подкрановую часть колонны. Тем самым предполагалось осуществить прямое участие в работе на сжатие отогнутой вдоль полосы арматуры (рис. 67,в).

В качестве другого вида было принято армирование консолей сварными сетками, расположенными с равномерным шагом по высоте консоли и ориентированными перпендикулярно оси расчетной полосы. Тем самым усиливалось препятствие развитию поперечных деформаций в двух направлениях по сечению расчетной полосы. Такое решение основывается на стремлении повысить эффективность косвенной работы горизонтальных хомутов (рис. 67,г).

Следующим видом эффективного армирования являлось армирование горизонтальными хомутами и использование в работе анкеров опорной площадки при увеличении их длины и при очертании, повторяющем траектории главных сжимающих напряжений (рис. 67,д). В этом случае также осуществлялось прямое участие в работе сжатой полосы анкеров закладной детали.

Короткие балки. Совершенствование коротких балок производилось на примере перемычек над проходами и подкрановых ригелей. Рассматривались ранее применяемые типовые решения.

Перемычки над проходами. Типовое решение, ранее применяемое в перемычках, предусматривало армирование горизонтальными хомутами, спаренными в одном уровне петлеобразными хомутами.

В результате малонагруженная средняя часть перемычек оказывалась усиленно армированной. В зоне передачи нагрузки применялись сварные сетки; арматура ветвей колонны доводилась до верхней грани перемычек.

В качестве предлагаемых решений применялись обычные горизонтальные хомуты при одинаковом остальном армировании (рис. 68,а). В другом случае для повышения несущей способности перемычек по сжатой полосе внутренние продольные стержни отгибались в направлении приложения силы вдоль расчетной полосы (рис. 68,б). Таким образом, отогнутые стержни колонны принимали прямое участие в работе полосы. Возможность такого конструктивного решения обосновывалась опытными данными, которые свидетельствовали о том, что верхние части стержней колонны являлись ненагруженными либо слабонагруженными участками.

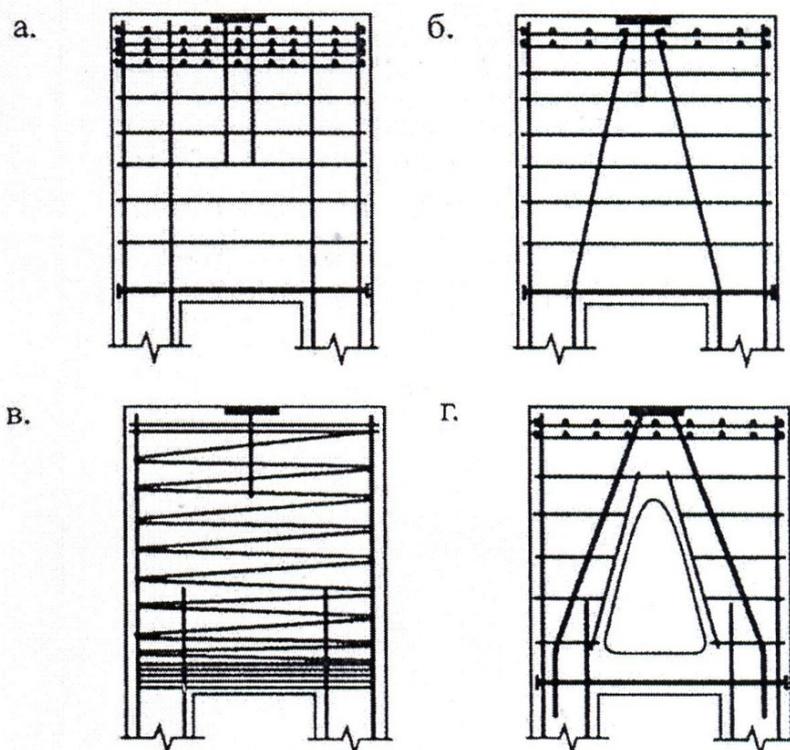


Рис. 68. Конструктивные решения перемычек над проходами в надкрановой части колонн:
а – типовое решение; б – с отгибом продольной арматуры;
в – с применением поперечной арматуры в виде спирали; г – с отверстием.

Для повышения эффективности использования отогнутых вдоль полосы стержней предлагается армировать перемычки закладными деталями, представляющими собой грузовую площадку с анкерами, ориентированными и удлиненными вдоль расчетной полосы (рис. 68,г). При этом стержни арматуры выполняют одновременно функцию анкеров и рабочих стержней, воспринимающих сжатие по полосе.

В другом случае в качестве арматуры использовалась спираль, выполняющая три функции при изменении интенсивности шага по высоте перемычке. Имея максимально учащенный шаг понизу, она выполняет роль растянутой арматуры. При более разреженном шаге в средней части спираль является как бы горизонтальными хомутами и косвенно участвует в работе сжатой полосы. Учащенный шаг в верхней части обеспечивает спирали возможность препятствовать разрушению бетона под опорной площадкой в результате смятия (рис. 68,в).

В случае применения опорной площадки со стержнями, которые условно назовем рабочими анкерами, а также в случае применения спирали внутренние стержни арматуры ветвей колонны можно укорачивать и не доводить до верхней грани.

Подкрановые ригели. Так как в напряженном состоянии подкрановых ригелей и перемычек нет принципиальных отличий предлагаемые виды

армирования подкрановых ригелей принципиально одинаковы с армированием перемычек и учитывают лишь особенности работы ригелей. Опыты показали, что наличие отогнутой арматуры в ранее применяемых типовых решениях незначительно увеличивает несущую способность подкрановых ригелей. Так же как в консолях, рабочая длина отдельно стоящей отогнутой арматуры составляет четвертую-пятую часть от общей длины. На этом основании от применения неэффективного вида арматуры можно отказаться. Таким образом, оставшаяся поперечная арматура в виде горизонтальных и вертикальных хомутов будет являться облегченным видом армирования; в зависимости от диаметра и шага каждого вида стержней можно повышать степень ее участия в работе расчетной полосы (рис. 69,а).

К другим видам армирования также относится армирование спиралью и армирование горизонтальными хомутами при отгибе внутренних стержней ветвей колонны по направлению к надкрановой части колонны вдоль сжатой полосы (рис. 69,б).

В качестве конструктивных решений анкерровки растянутой арматуры рассматривалось использование анкерных стержней грузовых площадок, переходящих с помощью вертикально отогнутой части в продольную арматуру (рис. 69).

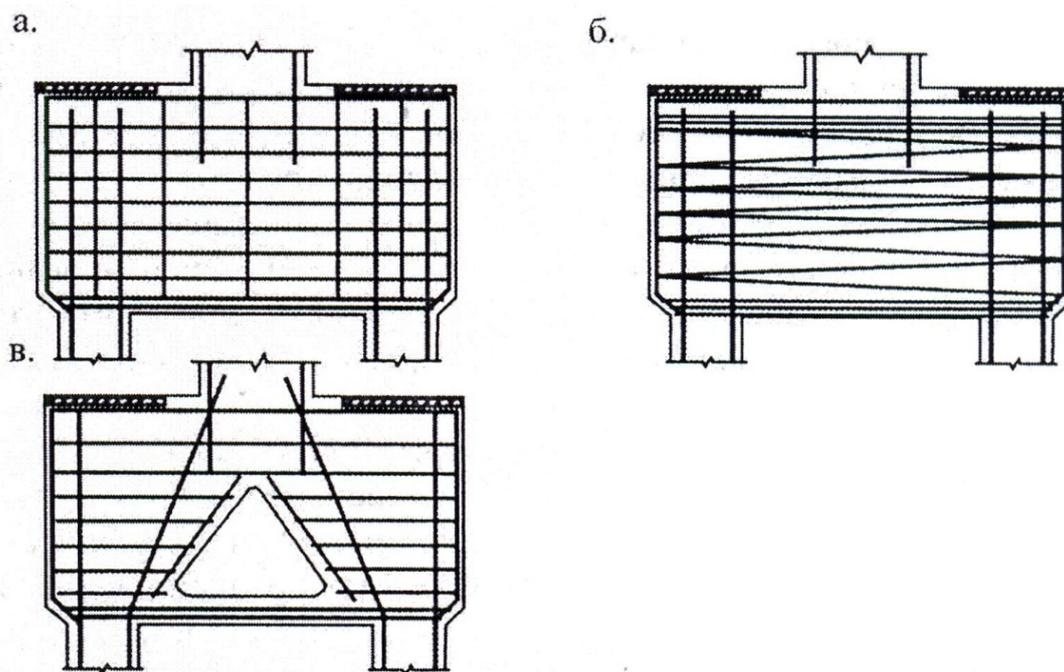


Рис. 69. Конструктивные решения подкрановых ригелей двухветвевых колонн:
 а – с горизонтальными хомутами; б – с хомутами в виде спирали;
 в – с отверстием.

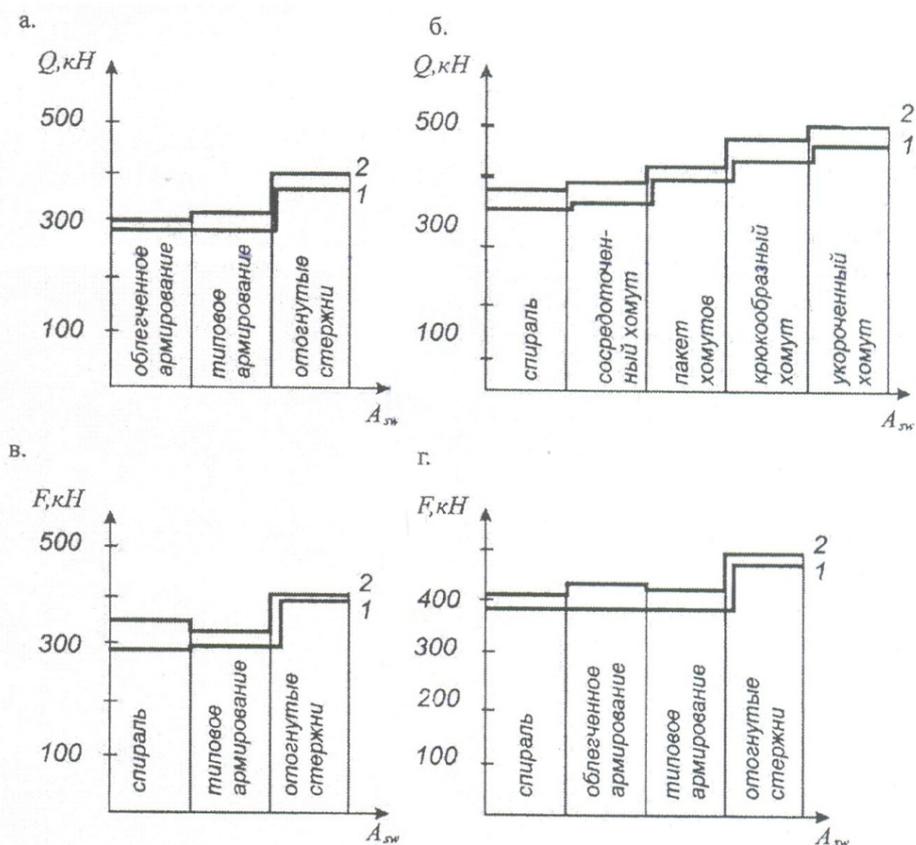


Рис. 70. Изменение расчетной (1) и опытной (2) несущей способности коротких элементов при различных видах армирования: а – для консолей колонн; б – для опорных консолей; в – для перемычек; г – для подкрановых ригелей

При испытании опорных консолей и приопорных зон ригелей выявлено, что наибольшую несущую способность имеет опорный участок ригелей, армированных пакетом сосредоточенных за подрезкой хомутов, затем ригелей с сосредоточенным хомутом большого диаметра, спаренным с укороченным по высоте хомутом, затем ригелей, армированных спиралью (рис. 70,б). Применение спирали, пакета хомутов и одного сосредоточенного хомута соответствует незначительным изменениям прочности. Сопоставление опытной и расчетной прочности показывает, что опытные и расчетные данные согласуются при небольших отклонениях. Это позволяет судить о том, что методика расчета поперечной арматуры отражает физический характер работы арматуры и исследуемых видов армирования в целом.

Испытания перемычек над проходами с рассматриваемыми видами армирования (рис. 70,в) показали, что наиболее высокая несущая способность соответствует перемычкам, армированным горизонтальными хомутами и отогнутыми в направлении сжатой полосы стержнями арматуры. Меньшая несущая способность соответствует перемычкам, армированным спиралью; однако снижение прочности по сравнению с прочностью пере-

мычек, армированных обычными горизонтальными хомутами, незначительно. Незначительные отклонения опытной и расчетной несущей способности позволяют судить о том, что предлагаемая методика расчета поперечной арматуры отражает ее физическую работу при удовлетворительно оценке степени ее участия. При этом был определен коэффициент, корректирующий величину напряжений в отогнутой вдоль полосы арматуре. Его величина рассматривается в седьмом разделе.

Несущая способность подкрановых ригелей, армированных горизонтальными и вертикальными хомутами, по сравнению с ригелями, в которых применялась отдельно стоящая отогнутая арматура, снижается незначительно (рис. 70,г). Наиболее высокую несущую способность имели подкрановые ригели с отогнутой вдоль сжатой полосы арматурой. Меньшая несущая способность соответствовала ригелям, армированным спиралью, при относительно небольшом отличии от прочности образцов, армированных вертикальными и горизонтальными стержнями. На основании сопоставления опытной и расчетной несущей способности (рис. 70,г) можно сделать вывод, что предлагаемая методика расчета поперечной арматуры отражает закономерности изменения прочности подкрановых ригелей при изменении видов армирования.

Выбор рационального вида поперечной арматуры. На основе критерия оценки работы поперечной арматуры, рассмотренного в пятом разделе, можно производить выбор рационального в каждом случае вида поперечной арматуры.

Принцип выбора рационального вида поперечной арматуры заключается в том, что на основе критерия оценки ее работы устанавливается наибольшее значение одной из двух функций, выполняемых арматурой. Напомним, что согласно предлагаемой методике расчета поперечной арматуры рассматривается ее косвенное и прямое участие в работе сжатого подкоса. Таким образом, в зависимости от взаимного расположения арматуры относительно наклонной сжатой полосы находится проекция усилия в арматуре соответственно на поперечную и продольную оси полосы. Степень участия арматуры в работе полосы при этом определяется величиной соответствующей проекции.

Таким образом, при малых значениях угла наклона между арматурой и поперечной осью сопротивление, оказываемое арматурой развитию поперечных деформаций в бетоне полосы, будет наибольшим. В этом случае следует считать, что такая арматура является рациональной при ее использовании как косвенной арматуры. При малых значениях угла наклона между арматурой и вертикальной осью полосы наибольшей будет проекция ее усилия на продольную ось полосы. В этом случае она является рациональным видом арматуры при ее использовании для прямого участия в работе сжатой полосы.

При этом очевиден и тот факт, когда проекции усилий в одной и той же арматуре на поперечную и продольную оси будут близкими по значению. Такой вид и расположение следует считать рациональными в равной степени как при косвенном, так и прямом участии арматуры в работе полосы.

Следует добавить, что при выборе рационального вида арматуры должны учитываться и технологические показатели. Естественно, что арматура должна быть наиболее сконцентрированной в пределах полосы. Экспериментальные исследования показали, что наиболее рациональным является сочетание относительно небольших диаметров арматуры с невысоким значением шага арматуры. При этом наиболее эффективным является шаг поперечной арматуры, который не превышает расчетной ширины полосы.

Таким образом, выбор рационального вида поперечной арматуры в коротких элементах производится на основе разработанной методики расчета этой арматуры. Критерием рациональности при этом является степень участия поперечной арматуры в работе расчетной полосы.

Конструктивные формы коротких элементов. Исследование напряженно-деформированного состояния коротких элементов позволило выявить наиболее напряженные зоны. Логичным следствием этого является построение расчетной модели, которая всесторонне исследовалась и обосновывалась. На основе построения расчетной модели в коротких элементах могут быть выделены малонапряженные участки, расположенные между сжатыми полосами. Практически это означает, что в месте расположения этих участков могут быть предусмотрены своего рода отверстия треугольного или круглого очертания.

Как говорилось выше, были испытаны короткие консоли колонн, перемычки над проходами, подкрановые ригели (рис. 67). Результаты свидетельствуют о том, что устройство отверстий подобного рода в коротких элементах не снижает прочности (рис. 70) и может рассматриваться как совершенствование конструктивных форм коротких элементов..

Таким образом, рассмотренные возможности облегчения и в этой связи совершенствования формы коротких элементов, получившие экспериментальное обоснование, еще раз подтверждают правильность расчетной модели, составляющей основу нового метода расчета.

Практическое применение рациональных видов армирования коротких элементов. При создании эффективных видов армирования ставилась задача разработать варианты армирования коротких консолей колонн, перемычек над проходами и подкрановых ригелей двухветвевых колонн, обеспечивающие простую технологию изготовления, и необходимую гарантию безопасности при эксплуатации, а также снижающие металлоемкость.

Для коротких консолей колонн наиболее рациональным явилось армирование горизонтальными хомутами, снижение диаметра арматуры, повто-

ряющей контур консоли, а также анкеровка продольной арматуры за счет приваривания к грузовой площадке. Такой вид армирования коротких элементов был использован при проектировании коротких консолей типовых колонн серии 1.424.1–6.

Для перемычек над проходами в надкрановой части колонн в качестве рационального вида было принято армирование обычными горизонтальными хомутами без спаривания в средней части перемычек, как это было принято ранее в типовых решениях. Такой вид армирования использован при пересмотре типовых решений и разработке типовых колонн серии 1.427–6.

Для подкрановых ригелей двухветвевых колонн наиболее рациональным видом армирования явилось армирование вертикальными и горизонтальными хомутами с равномерным шагом по высоте и ширине ригеля. Такое решение было использовано при пересмотре типовых решений и разработке типовых двухветвевых колонн серии 1.424–9.

Общая оценка конструирования железобетонных конструкций, имеющих соизмеримое соотношение длины и высоты. Общим для рассмотренных видов армирования является отказ от применения отдельно стоящей отогнутой арматуры, расположенной в одном уровне (например, у подкрановых ригелей), либо в двух уровнях по высоте элемента (например, у консолей колонн). Обоснованием этого служит непропорциональность расхода арматуры и оказываемого ими влияния на прочность.

В каждом виде исследуемых вариантов армирования поперечная арматура выбиралась таким образом, чтобы она максимально оказывала влияние на сопротивление растянутой полосы. Осуществлялось это на основе единой модели нового метода расчета, а также на основе критерия оценки работы поперечной арматуры, полученного при разработке методики расчета поперечной арматуры.

Экспериментальное обоснование всех видов предлагаемого армирования показало, что общим для всех случаев является повышение прочности коротких элементов по сжатой полосе при расположении вдоль полосы рабочих стержней арматуры.

Наиболее удачным и принципиально одинаковым для всех коротких элементов является устройство грузовых и опорных площадок со стержнями, выполняющими роль рабочей арматуры и анкерующих стержней. Применение таких опорных и грузовых площадок значительно увеличивает несущую способность расчетной полосы и короткого элемента в целом.

Имеет место повышение рационального использования применяемых видов стержней за счет равномерного нагружения их по длине, а также за счет совмещения выполняемых функций, например, роли анкерующих и рабочих стержней.

Предпочтение следует отдавать традиционным видам арматуры – горизонтальным и вертикальным хомутам. Совместное применение этих двух видов поперечной арматуры при их различной интенсивности расположения дает в каждом случае заранее определенный эффект. Простота изготовления каркасов с таким видом поперечной арматуры обеспечивает широкое их применение.

Таким образом, выбор рационального вида поперечной арматуры на основе критерия оценки работы поперечной арматуры является целесообразным, поскольку на его основе возможно осуществлять армирование, обеспечивающее эффективное использование арматуры и дающее экономию материалов.

4. ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ОСНОВЕ АНАЛОГОВЫХ КАРКАСНОСТЕРЖНЕВЫХ МОДЕЛЕЙ

4.1. Оценка конструктивных решений железобетонных конструкций, полученных на основе нормативных методов расчета

Оценка конструктивных решений производится на основе поочередно рассмотренных разновидностей коротких балок. Прежде чем приступить к анализу каждого вида коротких балок сформулируем принципы типового армирования. В схемах армирования коротких балок и их разновидностей используется два вида арматуры – рабочая и конструктивная. К рабочей арматуре относятся продольные растянутые стержни и поперечная арматура в виде вертикальных хомутов, отогнутых или наклонных стержней, равномерно распределенных по сечению. К конструктивной, как правило, относится арматура, необходимая для организации каркаса, а также арматура, повышающая гарантию безопасности в тех случаях, когда используемые методы расчета являются несовершенными.

Для коротких элементов существует ряд особенностей, одной из которых является то, что поперечная арматура, как правило, принимается конструктивно.

Короткие балки. Расчет коротких балок производится аналогично расчету обычных балок на действие изгибающих моментов и поперечных сил. Рассчитываются нормальные и наклонные сечения.

Расчет балок на действие изгибающих моментов по нормальному сечению выполняется по зависимости

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x), \quad (68)$$

при этом высота сжатой зоны бетона x определяется из условия

$$R_s A_s = R_b b x. \quad (69)$$

Расчет балок на действие поперечной силы по наклонным сечениям производится из условия

$$Q \leq (\varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2) / c. \quad (70)$$

Для повышения безопасности вводятся ограничения:

$$\varphi_{b3} R_{bt} b h_0 \leq Q \leq 2,5 R_{bt} b h_0.$$

В случае невыполнения условия (70) производится расчет поперечной арматуры. В этом случае расчет балок выполняется по условию

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc} \quad (71)$$

где Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном,

$$Q_b \leq (\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / c); \quad (72)$$

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

Поперечные усилия Q_{sw} и $Q_{s,inc}$ определяются как сумма проекций на нормали к продольной оси элемента продольных усилий соответственно в хомутах и отгибах.

В Нормах проектирования отсутствуют рекомендации, как по расчету, так и по армированию коротких балок. Поэтому при проектировании вынужденно обращались к конструктивным требованиям, относящимся к длинным балкам, а также использовались индивидуальные решения институтов типового проектирования. К этим решениям относится замена отогнутой арматуры горизонтальными хомутами.

Перемычки над проходами. Рассмотрим перемычки над проходами в колоннах. Конструктивной особенностью этих перемычек является весьма незначительная величина пролета среза. Это объясняется относительно малыми размерами поперечного сечения колонн и, как правило, большими значениями высоты перемычек. Следовательно, увеличивается несоответствие используемых методов расчета по аналогии длинных балок с действительной работой перемычек.

Особенностью перемычек является наличие большого количества продольных стержней колонн, размещающихся в опорных сечениях перемычек и доходящих до верхней грани колонн. Исследования показали, что указанные стержни включаются в работу в сечениях, близко расположенных к нижней грани перемычек. Объясняется это тем, что нагрузка на оголовке колонн передается через грузовые центрирующие площадки небольших размеров. Другой особенностью армирования перемычек является необходимость двухрядного расположения хомутов, которая объясняется высокой нагруженностью колонн и большим диаметром продольной арматуры, устойчивость которой обеспечивают двухрядные хомуты. Усиленно армируется зона смятия бетона, количество сеток достигает 7 единиц.

Подкрановые ригели двухветвевых колонн. Особенностью подкрановых ригелей двухветвевых колонн является сложная схема нагружения. Действие изгибающего момента, поперечной силы и продольного усилия в уровне сопряжения надкрановой части колонны с ригелем, а также передача многократно повторяющейся нагрузки от подкрановых балок требуют усиленного армирования.

Отсутствие рекомендаций по расчету подобного рода коротких балок приводит к необходимости использования приближенных методов расчета. В подкрановых ригелях участвуют все известные виды арматуры. При

этом почти вся арматура ставится конструктивно. Конструктивной особенностью ригелей являются анкеровочные перепуски продольной арматуры ветвей колонны от нижней грани до верхней грани ригеля.

Перемычки над проходами. Пересечение большого числа продольной рабочей арматуры колонны с продольной рабочей арматурой перемычки, на концах которой приварены анкеровочные коротыши, приводит к избыточному количеству арматуры в опорных сечениях перемычки, осложняет технологию бетонирования и резко снижает качество бетона в опасных сечениях колонны. К недостатку также следует отнести то, что используемые расчеты не учитывают эффект влияния часто расположенных двухрядных хомутов, который заключается в повышении сопротивления бетона действию продольных сил. Уменьшение напряжений до нуля в продольной арматуре колонны по мере приближения к верхней грани перемычки говорит о нерациональном ее использовании. Опытные величины разрушающих усилий в два и более раза превышают расчетные усилия и свидетельствуют о неэффективности использования арматуры. Разрушение зон сопряжения перемычек с опорами-ветвями колонн является примером отрицательного воздействия переармирования сечений.

Подкрановые ригели колонн. Армирование ригелей имеет сложный характер. Количество арматуры, расположенной под опорами подкрановых балок, является избыточным. В этой зоне располагаются вертикальные стержни ветвей колонны, горизонтальная часть отгибов, анкеровочные стержни закладной детали, а также сетки косвенного армирования. Статистика показывает, что при многократно повторном воздействии нагрузки эта часть ригеля является наиболее уязвимой, следовательно, имеет место отрицательное воздействие избытка арматуры. Перечисленная арматура не рассчитывается, а принимается конструктивно. В подкрановых ригелях колонн так же как в перемычках, не учитывается эффект косвенной работы вертикальных и горизонтальных хомутов. Примером нерационального использования арматуры являются отогнутые стержни. Рабочий участок этих стержней составляет пятую часть от общей длины. Прочность ригелей при использовании единичной отогнутой арматуры увеличивается всего лишь на 5–7 %.

Разрушающие усилия в два и более раз превышают расчетные усилия, что свидетельствует о неэффективности использования арматуры.

Проведенный анализ позволяет сделать вывод о том, что причиной сложных схем армирования является несовершенство методов расчета, которое приводит к использованию большого количества конструктивно принимаемой арматуры, к обратному эффекту, когда инженеры-проектировщики, стремясь повысить безопасность коротких балок, усложняют армирование.

4.2. Оценка конструктивных решений коротких балок и консолей, полученных на основе зарубежных норм проектирования.

Приведем расчетные зависимости для определения прочности коротких балок и консолей, разработанные в Нормам Германии, Голландии, Европейского комитета по бетону (ЕКБ), Америки.

Короткие балки. В Нормам Германии предлагается расчет коротких балок производить по следующим зависимостям.

Сжимающее T и растягивающее T_s усилия определяются из решения стержневой системы по следующим формулам:

$$T = kP, \quad (73)$$

$$T_s = k_1P, \quad (74)$$

где P – внешняя сила;

k и k_1 – опытные коэффициенты.

Прочность балок по растянутой и сжатой зонам рассчитывается по формулам:

$$P = 0,7kR_b b l_p, \quad (75)$$

$$P = \frac{1}{k_1} R_s A_s, \quad (76)$$

где l_p – расчетная ширина сжатого контура;

$l_p = 2a$ – при отсутствии горизонтальных хомутов;

$l_p = 4a$ – при наличии горизонтальных хомутов.

В Нормам Голландии предлагается расчет коротких балок производить по следующим зависимостям.

Растягивающие усилия передаются на продольную арматуру с учетом ее ярусного расположения по высоте балки и определяются по формуле

$$P_m = \frac{4}{\ell_t - \frac{1}{2}k_\ell} R_s \frac{\omega_0}{100} b h^2 \left(1 - 0,5 \frac{\omega_0}{100} \frac{R_s}{0,83R_{sc}}\right). \quad (77)$$

Сжимающие усилия передаются на наклонную полосу бетона и арматуру, пересекающую эту полосу, и вычисляются по формуле

$$P_d = \eta \sigma_1 b h_0. \quad (78)$$

При этом используется ряд эмпирических зависимостей и коэффициентов.

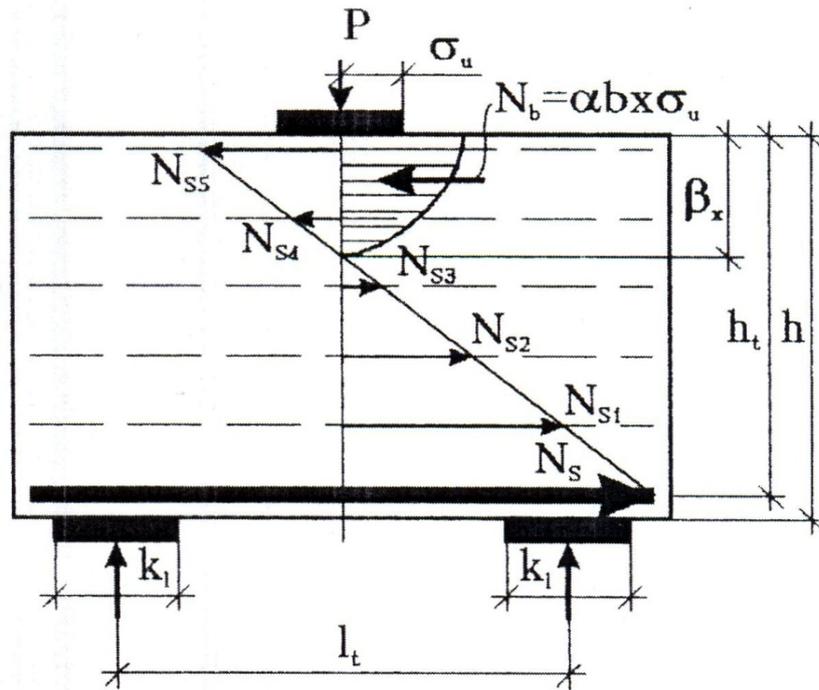


Рис. 71. Пример расчетной модели для расчета прочности коротких балок по нормам Голландии

Короткие консоли. В зарубежной практике существует несколько методов расчета консолей.

В практике проектирования США (рис. 72,а) для расчета коротких консолей используются следующие расчетные зависимости.

Сжимающие D и растягивающие Z усилия определяются по следующим формулам (см. рис.72,а):

$$Z = Pa/0,85h, \quad (79)$$

$$D = Z/\cos\gamma. \quad (80)$$

Прочность консолей по растянутой и сжатой зонам рассчитывается по формулам

$$Z \leq kR_s A_s, \quad (81)$$

$$D \leq k_1 \alpha R_b x b, \quad (82)$$

где k, k_1, α – опытные коэффициенты. Высота сжатой зоны $x = kh \cos\gamma$. Германские Нормы DIN-1045 рекомендуют расчет консолей производить по следующим зависимостям.

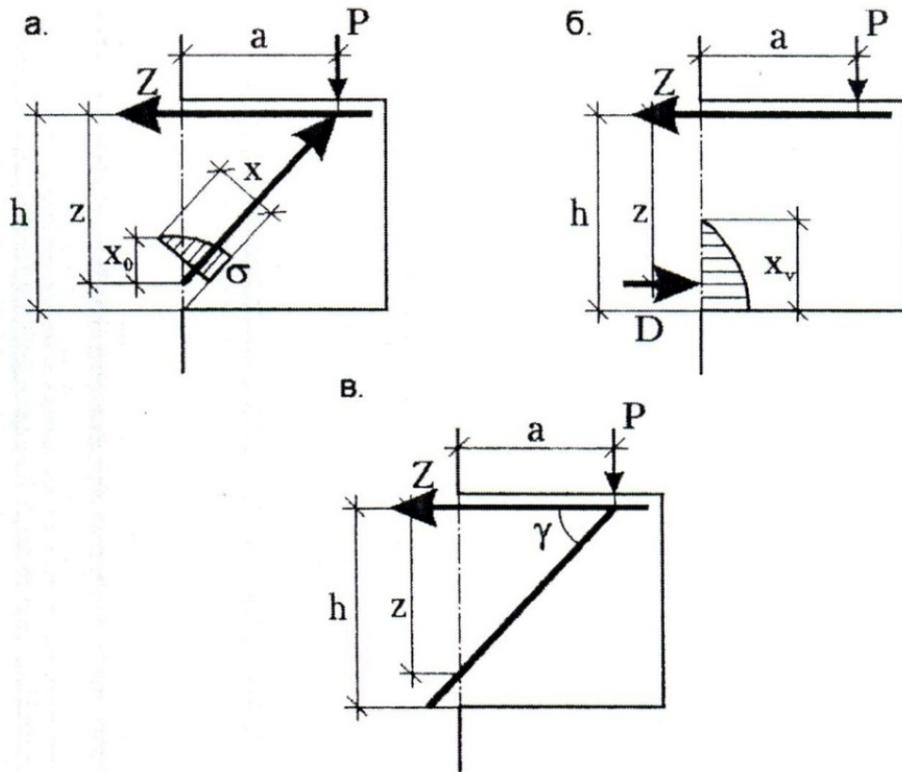


Рис. 72. Примеры расчетных моделей коротких консолей:
 а – нормы США; б – нормы Германии; в – нормы ЕКБ

Сжимающие D и растягивающие Z усилия определяются по следующим формулам (рис.72,б):

$$D = Pa / 0,7h, \quad (83)$$

$$Z = Pa / 0,78h. \quad (84)$$

Прочность консолей по растянутой и сжатой зонам вычисляется по формулам

$$Z \leq R_s A_s, \quad (85)$$

$$D \leq kR_b x_v b, \quad (86)$$

где k ; x_v , k_x – коэффициенты, определяемые опытным путем. Рекомендации ЕКБ предлагают рассчитывать короткие консоли по следующим зависимостям.

Сжимающие D и растягивающие Z усилия определяются по формулам (рис. 72,в):

$$Z = Pa / 0,8h, \quad (87)$$

$$D = Z / \cos \gamma. \quad (88)$$

Прочность консолей по растянутой и сжатой зонам определяется по формулам:

$$Z \leq R_s A_s, \quad (89)$$

$$D \leq 0,15 R_b b h. \quad (90)$$

Рассмотрим примеры конструктивных решений железобетонных конструкций, разработанные на основе зарубежных Норм проектирования.

Короткие балки. Институтом строительства Голландии (GUR) разработано конструктивное решение коротких балок, показанное на рис.73. Приняты два характерных решения, которые отличаются друг от друга отсутствием и наличием поперечной арматуры в виде горизонтальных хомутов, равномерно распределенных по высоте балки.

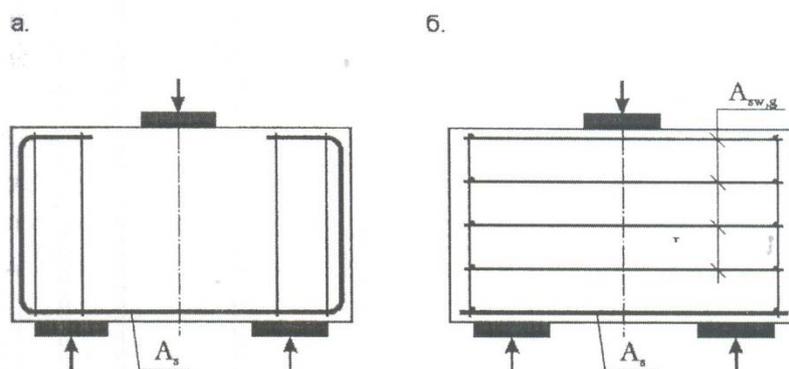


Рис. 119. Армирование коротких балок, разработанные институтом строительства Голландии (GUR)

При отсутствии поперечной арматуры тщательно армируется растянутая зона. Продольные стержни отгибаются по высоте балки, к ним привариваются два вертикальных хомута, расположенных за площадкой опирания.

При использовании поперечной арматуры главным конструктивным решением является организация замкнутого контура в каждом уровне горизонтальных хомутов. Для этого свариваются между собой продольные и поперечные хомуты. Диаметр хомутов в 2–3 раза меньше диаметра рабочей продольной арматуры.

Двухконсольные балки и короткие консоли. Институтом строительства во Франции разработаны конструктивные решения двухконсольных балок (рис. 74), широко используемых в искусственных сооружениях в виде виадуков и т.д. Принцип конструктивного решения аналогичен рассмотренному выше, GUR (см. рис. 74). Характерным для этого решения является расположение рабочей арматуры в верхней и нижней зонах элемента. Анкеровка арматуры осуществляется путем отгибов по контуру. Первый горизонтальный хомут располагается на минимальном расстоянии S , равном

2а, от верхней продольной арматуры. Диаметр хомутов в 2–2,5 раза меньше диаметра рабочей арматуры.

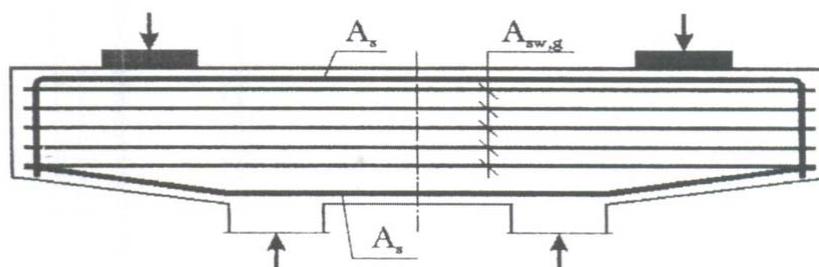


Рис.74. Армирование двухконсольных балок, разработанное институтом строительства во Франции

Конструктивное решение образцов консолей, разработанных в США, показано на рис. 75. Армирование консолей выполняется продольной арматурой, расположенной у верхней грани. Продольная арматура располагается в трех уровнях. Стержень, имеющий максимальный диаметр, находится у верхней грани, стержни меньшего диаметра размещаются во втором и третьем уровнях.

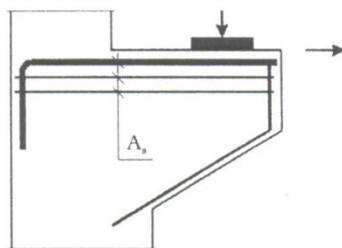


Рис.175. Армирование консолей колонн, разработанное в США

Рассмотренные примеры конструктивных решений железобетонных конструкций, используемых за рубежом, подчиняются единому принципу, изложенному в начале данного раздела.

Облегченные варианты армирования обеспечивают безопасность за счет использования в работе сжатой бетонной зоны. В большинстве рассмотренных случаев применяется стержневая модель, состоящая из горизонтального и наклонного стержня. Однако такая модель носит незаконченный характер и используется только для указания направления сжимающих и растягивающих усилий. Сами усилия и прочность растянутой и сжатой зоны определяются на основе расчетных зависимостей, имеющих в большей степени эмпирический характер. Положительными показателями для рассмотренных конструктивных решений являются низкий расход арматуры, надежная анкеровка растянутых стержней и высокая экспериментальная обоснованность.

4.3. Оценка конструктивных решений железобетонных конструкций, разработанных на основе метода расчета с использованием аналоговых каркасно-стержневых моделей

Прежде чем рассмотреть принципы конструирования коротких элементов, напомним характерные особенности и функциональные возможности методов расчета, базирующиеся на каркасно-стержневой модели. Разработка расчетных моделей носит законченный характер, позволяет оценивать все виды разрушения коротких балок и сформулировать принцип армирования. Способность рассмотренного метода описывать закономерности изменения расчетных усилий в результате изменения многочисленных факторов является главным его преимуществом.

Принцип конструирования включает в себя подбор и установку продольной рабочей арматуры в растянутой зоне, а также рабочей арматуры, повышающей сопротивление сжатию в бетоне расчетной наклонной полосы. Принципиальными являются 4 варианта армирования. К первому варианту относится армирование продольной арматурой только растянутого пояса балок с использованием многорядной схемы расположения арматуры в растянутом поясе (рис. 76,а). Ко второму варианту относится решение, включающее в себя армирование растянутого пояса продольной арматурой и армирование сжатых наклонных бетонных полос косвенной арматурой в виде горизонтальных или вертикальных хомутов (рис. 76,б,в). Третий вариант – это армирование балок продольной арматурой в растянутом поясе и наклонной арматурой бетонных сжатых полос, которая располагается вдоль оси сжатой полосы. К четвертому варианту относится смешанное армирование, получаемое в результате комбинации вышеуказанных вариантов (рис. 76,г).

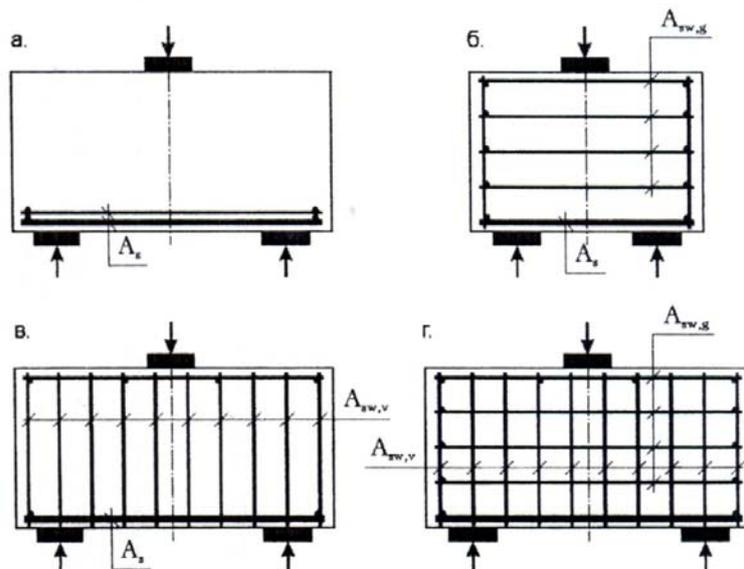


Рис. 76. Принципиальные схемы армирования коротких балок на основе каркасно-стержневой модели:
а – балки без поперечной арматуры; б – балки с $a/h_0 < 0,7$, армированные горизонтальными хомутами; в – балки с $a/h_0 > 0,7$, армированные вертикальными хомутами; г – балки с комбинированным армированием

Методика расчета предусматривает два вида работы поперечной арматуры – прямое и косвенное участие в сопротивлении сжатой полосы бетона. Для оценки работы поперечной арматуры построен критерий прочности, показанный на рис. 77. Согласно этому критерию степень прямого участия поперечной арматуры в работе сжатых полос бетона определяется величиной проекции полного усилия в поперечной арматуре на продольную ось полосы, степень косвенного участия – величиной проекции на поперечную ось сжатой бетонной полосы.

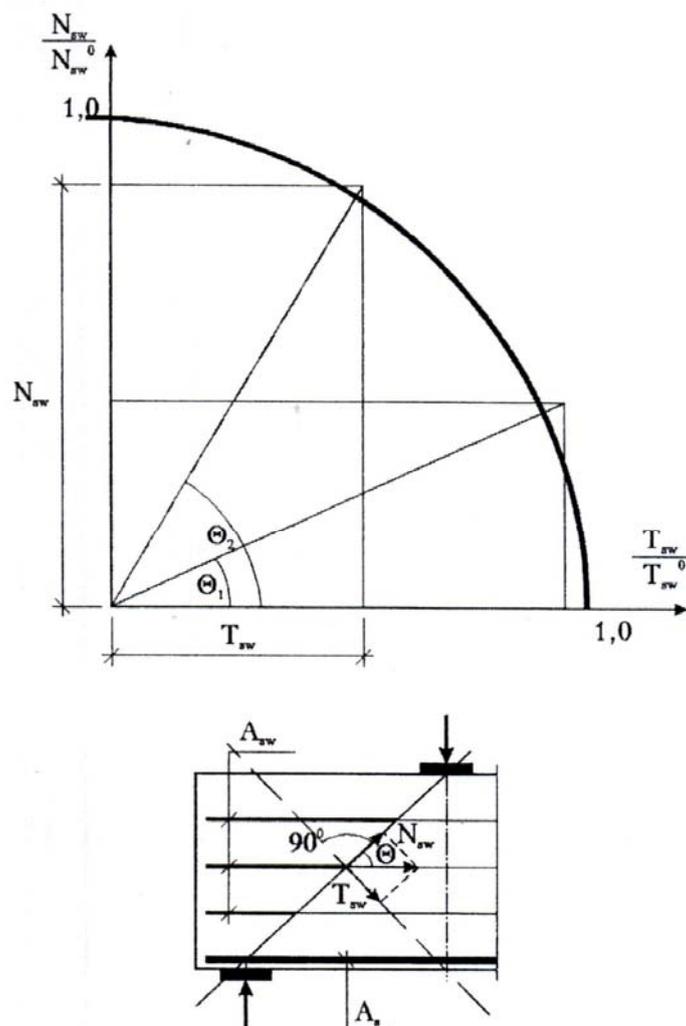


Рис. 77. Расчетный критерий оценки работы поперечной арматуры

Короткие балки. Виды армирования представлены на рис. 76. Обратим внимание на особенности армирования. В коротких балках, воспринимающих небольшие усилия, не требуется поперечного армирования (см. рис. 76,а). Анкеровка продольной арматуры усиливается приваркой коротышей и поперечных стержней, объединяющих продольные стержни в единый контур. В тяжело нагруженных коротких балках с малыми пролетами среза ($a/h_0 < 0,7$) вместе с продольным армированием используются

наиболее эффективные в этом случае замкнутые горизонтальные хомуты (см. рис. 76,б). В тяжело нагруженных балках с увеличением пролета среза ($a/h_0 > 0,7$) изменяется вид поперечной арматуры, используются вертикальные хомуты. В случаях увеличения нагрузки применяется комбинированное армирование (см. рис. 76,г). Армирование сжатых бетонных полос продольными стержнями производится в особых случаях, когда армирование горизонтальными и вертикальными хомутами является недостаточным.

Короткие консоли. В соответствии с вышеуказанной методикой расчета коротких консолей на основе КСМ разработаны варианты эффективного армирования коротких консолей.

Оценка эффективности того или иного вида армирования коротких консолей производится в соответствии с рекомендациями, изложенными выше для коротких балок.

К особенностям армирования коротких консолей относится сложное конструктивное решение при анкеровке продольной арматуры. В консолях промышленных зданий используется прокатный профиль в виде уголков, к которым привариваются продольные стержни. Для повышения эффективности косвенного армирования сжатого бетонного подкоса консолей используются сварные сетки, которые отгибаются вдоль поперечной оси сжатого подкоса.

Перемычки над проходами. Расчет перемычек над проходами в надкрановой части колонн промышленных зданий на основе КСМ рассмотрен ранее. Расчет прочности перемычек производится по растянутому горизонтальному поясу и наклонным сжатым полосам бетона.

Для повышения прочности сжатой зоны перемычек внутренние продольные стержни арматуры ветвей отгибаются в направлении приложения силы вдоль расчетной полосы. Такое конструктивное решение обосновывается тем, что напряжения в верхних участках стержней колонны приближаются к нулю. Для повышения эффективности использования отогнутых вдоль полосы стержней предлагается армировать перемычки закладными деталями, представляющими собой грузовую площадку с анкерами, ориентированными и удлиненными вдоль расчетной полосы. Арматурные стержни выполняют одновременно две функции – анкеров и рабочих стержней, воспринимающих сжатие по полосе. Для облегчения армирования перемычек можно использовать предварительно напряженную арматурную спираль, выполняющую три функции при изменении интенсивности шага по высоте перемычки. Предусматриваются учащенный шаг внизу для восприятия растягивающих усилий и более разреженный шаг в средней части. Учащенный шаг в верхней части обеспечивает прочность бетона под опорной площадкой. Внутренние стержни арматуры ветвей колонны в данном случае не доводятся до верхней грани перемычки.

Подкрановые ригели двухветвевых колонн. Отогнутая арматура, применяемая в типовых решениях, незначительно увеличивает прочность подкрановых ригелей. Длина рабочего участка в этой арматуре составляет $1/4$ – $1/5$ часть от общей длины, при этом прочность увеличивается всего на 5–7 %. На этом основании от данного вида поперечного армирования можно отказаться. Поперечная арматура в виде горизонтальных и вертикальных хомутов является облегченным видом армирования; в зависимости от диаметра и шага каждого вида стержней можно повышать степень ее участия в работе расчетной полосы. Армирование подкрановых ригелей предварительно напряженной спиралью с переменным шагом также эффективно и в значительной степени упрощает схему армирования.

Оценка конструктивных решений. В отличие от типовых схем армирования коротких балок и их разновидностей рассмотренные в данном разделе виды армирования можно назвать облегченными и эффективными, поскольку они обеспечивают безопасность конструкций, снижают трудоемкость и сокращают расход материалов. Количественная оценка эффективности того или иного вида армирования коротких балок приводится в подразд. 4.4. Возможность упростить схемы армирования обусловлена эффективностью использования разработанного метода расчета коротких элементов, который базируется на каркасно-стержневой модели. Этот метод просто и четко описывает физическую работу сложных конструкций. Расчетная модель сама собой является принципиальной основой армирования. Она описывает два вида разрушения – по растянутому арматурному поясу и наклонной сжатой полосе. Косвенное и прямое армирование сжатой полосы имеет свой критерий повышения прочности, величина этого критерия определяется углом наклона поперечной арматуры к продольной или поперечной осям сжатой полосы.

Таким образом, можно выбрать наиболее эффективную арматуру при любых значениях пролета среза, т.е. при любом положении расчетной полосы бетона.

Рассматриваемый метод в полной мере позволяет учитывать работу сжатого бетона при определении прочности коротких элементов аналогично зарубежному опыту проектирования.

Для сопоставления показателей отметим, что в типовых решениях коротких балок и их разновидностей поперечная арматура принималась конструктивно. Работа бетона учитывалась недостаточно. Приближенные методы расчета не позволяли описать физическую работу коротких элементов, поэтому желание повысить безопасность малоизученных конструкций приводило к избыточному армированию.

Другим преимуществом моделирования работы коротких элементов является возможность учитывать влияние косвенной арматуры, расположенной под грузовыми и опорными площадками путем введения в расчет-

ные зависимости коэффициента косвенного армирования, повышающего ширину расчетной полосы бетона за счет дополнительного перераспределения внешних усилий на большую площадь бетона под грузовой площадкой.

Таким образом, в результате использования каркасно-стержневых моделей при проектировании расчет прочности коротких балок и их разновидностей с типовым армированием возрастает в два и более раз. В этом заключается резерв сокращения расхода арматуры и бетона.

Для более яркой оценки эффективности метода моделирования целесообразно на конкретных примерах с помощью современной методики произвести подсчет экономического эффекта.

4.4. Примеры расчета железобетонных конструкций на основе аналоговых каркасно-стержневых моделей

Для выявления экономической эффективности использования нового метода расчета были использованы конкретные представители коротких балок в виде перемычек и подкрановых ригелей, а также балок-ригелей с подрезкой.

Выбрана табличная форма изложения материала. В табл. 1 и на рис. 80–82 приведены результаты расчета указанных коротких элементов с типовым и облегченным видом армирования, а также результаты подсчета расхода арматуры.

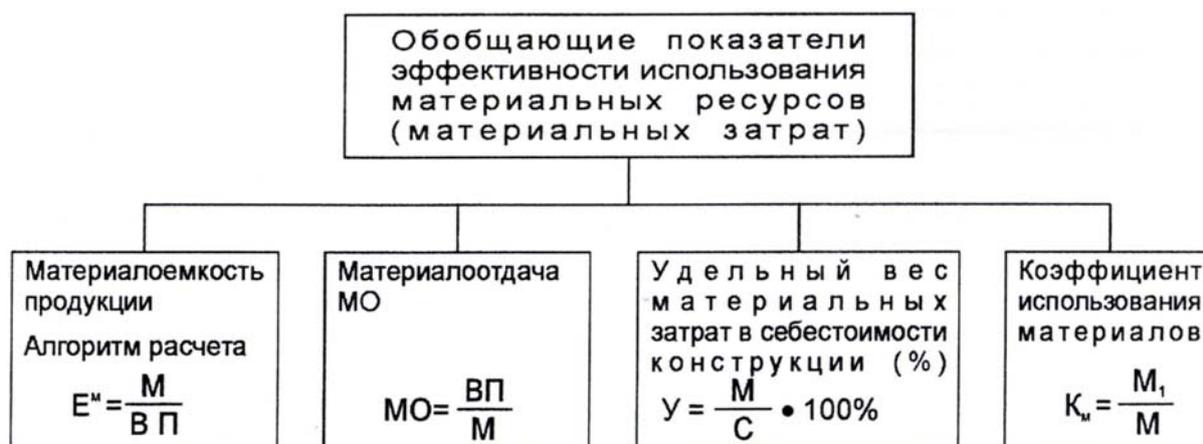


Рис.78. Схема определения обобщенных показателей эффективности использования материальных ресурсов.

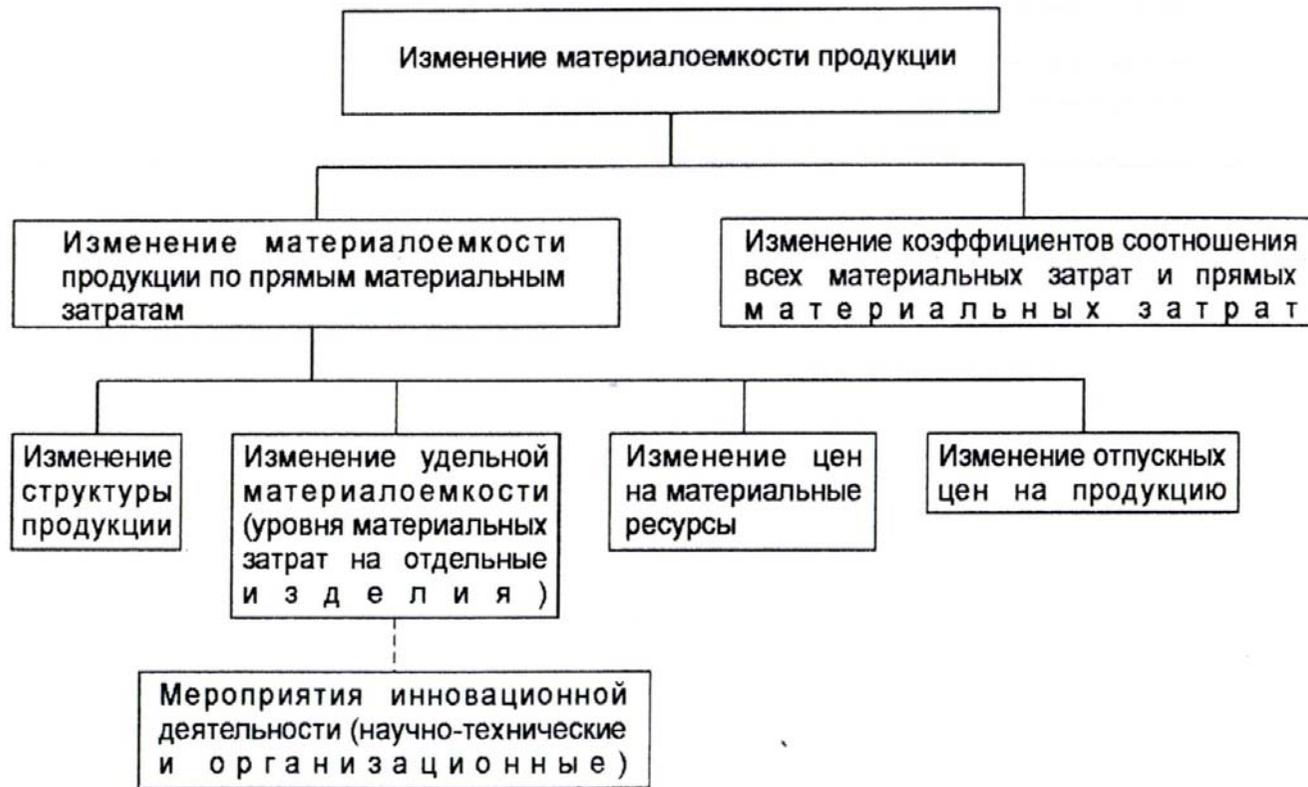


Рис. 79. Структурно-логическая факторная модель материалоемкости продукции № 1

Таблица 1

Примеры расчета коротких балок и их разновидностей.

№ п/п	Вид конструкции	Расчет по СНиП 2.03.01-84 $F_{calc}^{СНиП}$, кН	Расчет по предла-г. методу на основе КСМ $F_{calc}^{КСМ}$, кН	Коэф-т эфф-сти предла-го метода расчета на основе КСМ $K_{эф}^{\Delta} = \frac{F_{calc,г}^{КСМ}}{F_{calc,г}^{СНиП}}$	Коэф-т эфф-сти вариан-тов облегченно-го армирования $K_{эф}^{*} = \frac{F_{calc,о}^{КСМ}}{F_{calc,г}^{СНиП}}$	Коэф-т резерва экономии арматуры и бетона $K_{эф} = \frac{K_{эф}^{\Delta}}{K_{эф}^{*}}$	Расход арматуры на объем 1000м ³ V, т	Эконо-мия арматуры $\Delta = V_{тип} - V_{обл}$	Коэф-т эфф-ти расхода арматуры $K_{As} = \frac{V_{тип}}{V_{обл}}$	Коэф-т полноты экономии арматуры $K = \frac{\Delta}{V_{тип}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.	Разновидно-сти коротких балок:									
	Подкрановые ригели:									
	- типовое армирова-ние	830	1560	1,88	-	-	270	-	-	-
	- облегчен-ное арми-рование *	500	1360	-	1,64	1,15	165	105	1,64	0,39
2.	Перемычки над прохода-ми:									
	- типовое армирова-ние	300	740	2,47	-	-	90	-	-	0,33
	- облегчен-ное арми-рование *	300	715	-	2,38	1,04	60	30	1,5	0,33

Окончание табл. 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3.	Приопорные участки балок-ригелей с подрезками ($L_i=0,25L$):	300	540	1,8			135			
	– армирование – облегченное	240	470		1,57	1,15	105	30	1,29	0,22
	– армирование *									

Примечания:

1. $K_{эф}^*$ получен как отношение расчетной прочности коротких балок с облегченным армированием на основе КСМ к расчетной прочности коротких балок с типовым армированием на основе СНиП.

2. $\Delta = V_{тип} - V_{обл}$ определяется как разность расхода арматуры на короткие балки с типовым и облегченным армированием.

* – Схемы облегченного армирования разновидностей коротких балок приведены в главе.

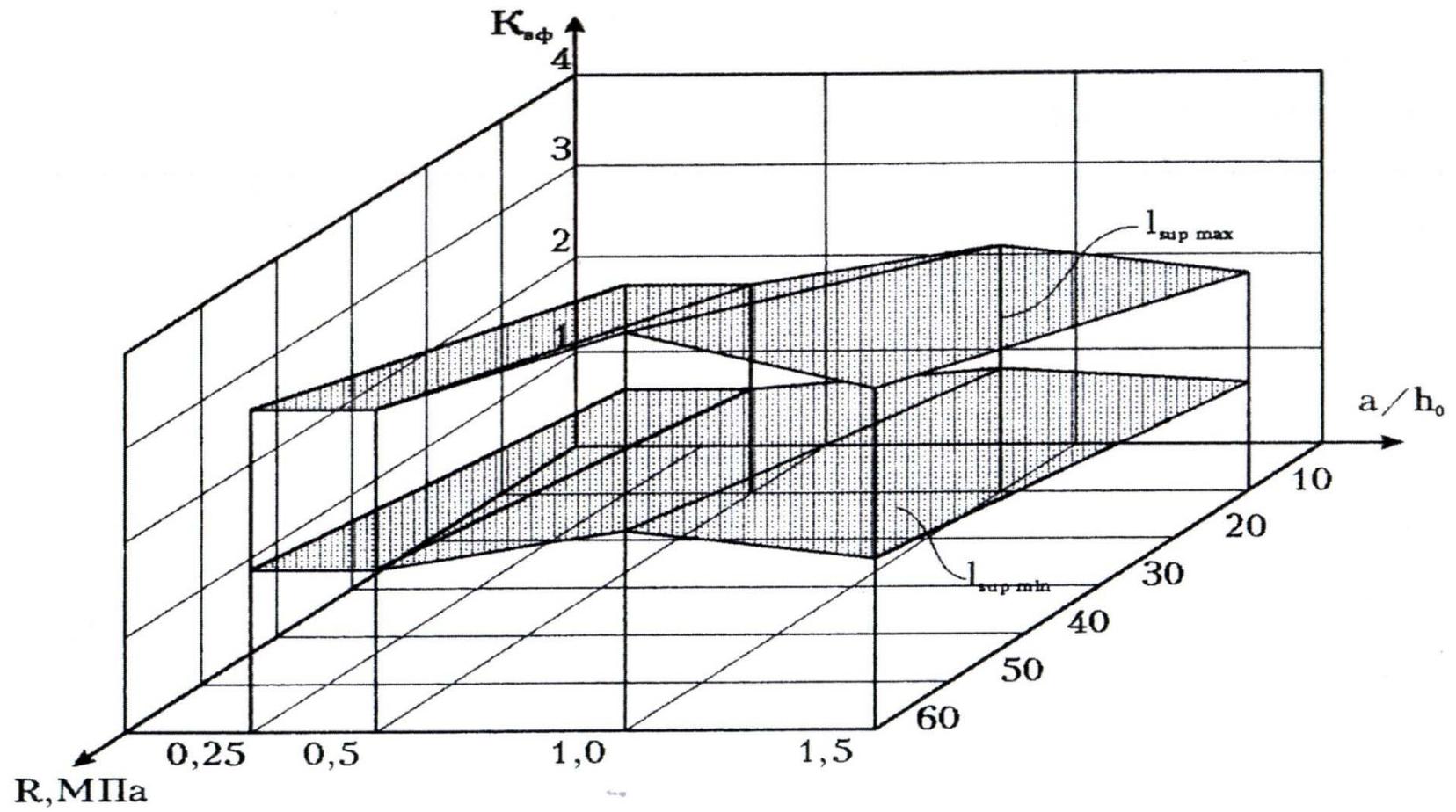
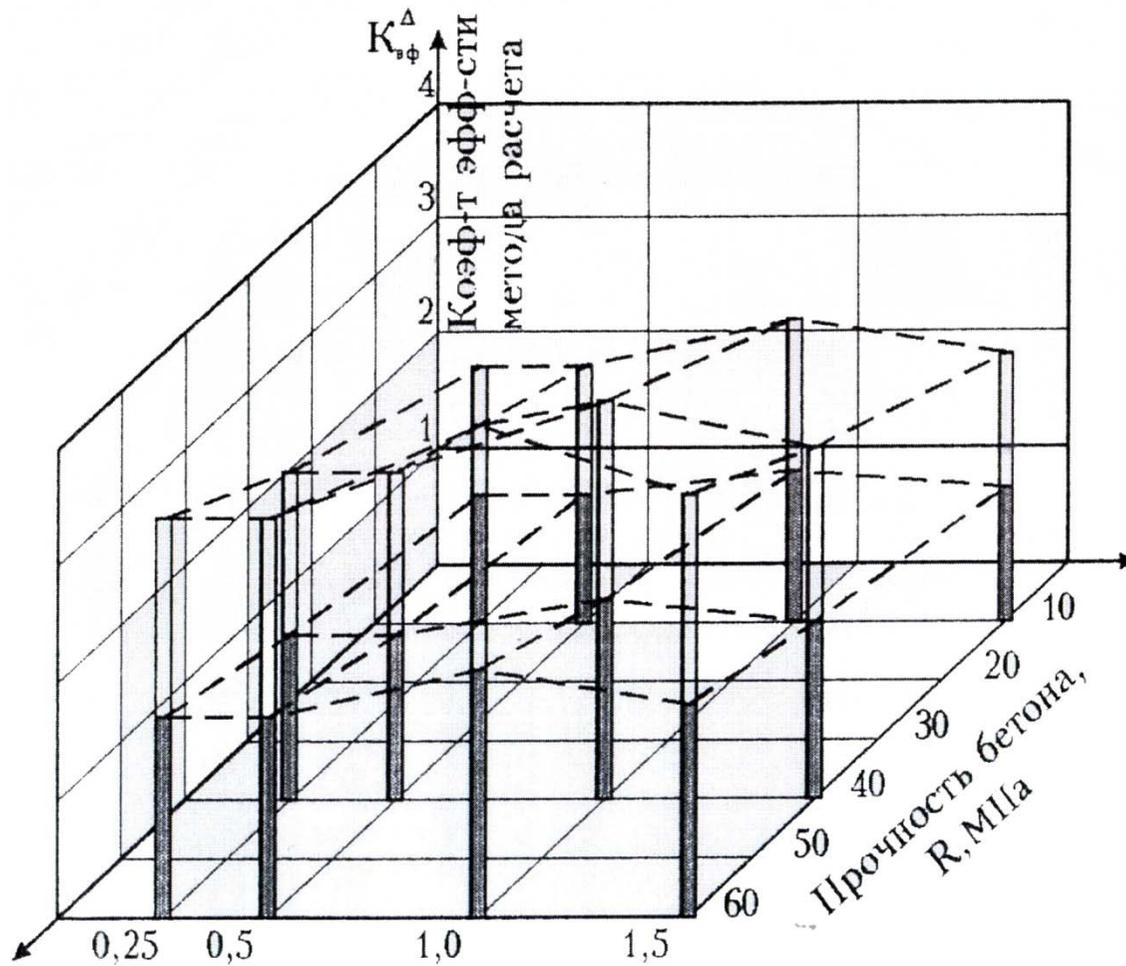


Рис. 80. Критерий эффективности предлагаемого расчета на основе КСМ



• Корреляционная таблица эффективности нового метода расчета

Значения
коэффициента эффективности
метода расчета. K_{ϕ}^{Δ}

Размеры грузовых площадок $I_{sup, min}$ / $I_{sup, max}$	$\frac{1,1}{2,2}$	$\frac{1,2}{2,4}$	$\frac{1,35}{2,7}$	$\frac{1,54}{3,1}$	$\frac{1,7}{3,4}$	Пролет срезки a/h_0
	$\frac{1,1}{2,2}$	$\frac{1,2}{2,4}$	$\frac{1,4}{2,8}$	$\frac{1,5}{3}$	$\frac{1,7}{3,4}$	
	$\frac{1,3}{2,6}$	$\frac{1,5}{3}$	$\frac{1,7}{3,4}$	$\frac{1,9}{3,8}$	$\frac{2,1}{4,2}$	
	$\frac{1,15}{2,2}$	$\frac{1,3}{2,6}$	$\frac{1,5}{3}$	$\frac{1,7}{3,4}$	$\frac{1,8}{3,6}$	
	20	30	40	50	60	
Прочность бетона R, МПа						

Рис.81. Графическая интерпретация коэффициента эффективности предлагаемого метода расчета на основе КСМ

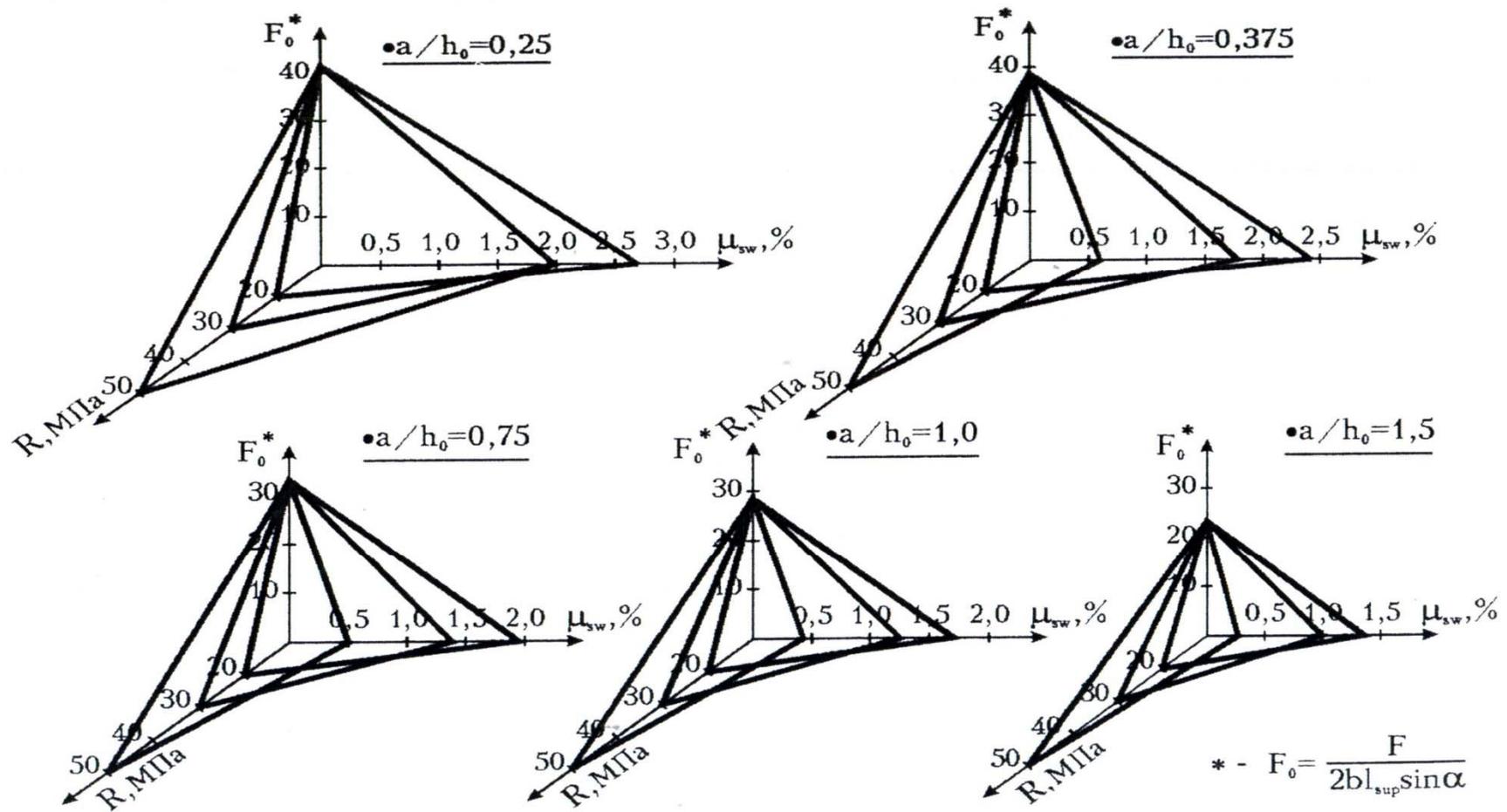


Рис.82. Критерий эффективности использования материалов при проектировании коротких элементов.

4.5. Оценка экономической эффективности использования материальных затрат. Система показателей эффективности использования материальных ресурсов

Наиболее используемыми являются показатели, в расчете которых участвует сумма материальных затрат.

Для характеристики эффективности использования материальных ресурсов рекомендуется применять систему обобщающих и частных показателей.

К обобщающим показателям относится материалоемкость продукции, материалотдача, удельный вес материальных затрат в себестоимости продукции, коэффициент использования материала.

Материалоемкость продукции определяется по зависимости

$$E^M = \frac{M}{ВП} \quad (91)$$

где M – сумма материальных затрат;

$ВП$ – объем продукции.

Материалотдача рассчитывается по зависимости

$$МО = \frac{ВП}{M}. \quad (92)$$

Удельный вес материальных затрат в себестоимости продукции, %, определяется следующим образом:

$$y = \frac{M}{C} 100 \%, \quad (93)$$

где C – полная себестоимость продукции, млн руб.

Коэффициент использования материалов вычисляется по зависимости

$$K_m = \frac{M_1}{M^{\text{п}}}, \quad (94)$$

где M_1 – сумма фактических материальных затрат;

M – условная величина материальных затрат, рассчитанная исходя из плановых калькуляций и фактически выпущенного ассортимента, млн руб. Коэффициент K_m может быть $K_m > 1$ или $K_m < 1$. Если $K_m > 1$ – это свидетельствует о том, что фактический расход материалов на изделия был выше, чем предусмотрено плановыми калькуляциями. Если $K_m < 1$ – материалы использовались рационально, экономно.

Анализ материалоемкости продукции. Используем методику анализа по аддитивной, кратной или мультипликативной факторной системе.

Принимаются следующие предпосылки.

Изменение материалоемкости обуславливает изменение величины материальных затрат.

Модель для анализа включает в себя два фактора материалоемкости в виде числителя и знаменателя. Числитель – изменение материальных затрат; знаменатель – объем продукции.

Считаем, что на показатель материалоемкости продукции оказывают влияние два фактора – изменение материалоемкости продукции по прямым материальным затратам и изменение коэффициента соотношения всех материальных затрат и прямых материальных затрат. Математически факторная модель может быть выражена следующим образом:

$$E_M = \frac{M}{ВП} = \frac{M^{пр}}{ВП} \cdot \frac{M}{M^{пр}} = E^{пр} \cdot K^{мз}, \quad (95)$$

где $M^{пр}$ – прямые материальные затраты, млн руб.;

$E^{пр}$ – материалоемкость продукции по прямым материальным затратам, руб.;

$K^{мз}$ – коэффициент соотношения всех материальных затрат и прямых материальных затрат.

Для расчета влияния факторов используем способ подстановок. Этот способ предполагает расчет следующей подстановки – материалоемкость изделий по плану (в нашем случае – согласно проекту) при фактическом соотношении всех материальных затрат и прямых материальных затрат (E^M).

$$E^M = E_0^{пр} \cdot K_1^{мз}, \quad (96)$$

где $E_0^{пр}$ – материалоемкость продукции по прямым материальным затратам по плану (проекту), руб.;

$K_1^{мз}$ – фактическое соотношение всех материальных затрат и прямых материальных затрат

Приращение материалоемкости продукции составляет:

за счет изменения коэффициента соотношения всех материальных затрат и прямых материальных затрат

$$\Delta E_{K^{мз}}^M = E^{M'} - E^M, \quad (97)$$

за счет изменения материалоемкости по прямым материальным затратам

$$\Delta E_{E^{пр}}^M = E_1^M - E^{M'}. \quad (98)$$

Для анализа материалоемкости была составлена таблица показателей (табл. 2). Из приведенных данных видно, что показатели использования материальных ресурсов улучшились. Общая материалоемкость с применением новых проектных решений снизилась по сравнению с типовыми решениями приблизительно на 6 %. В табл. 3 приведены результаты расчета влияния факторов на общую материалоемкость с помощью методики цепных подстановок.

Таблица 2

Показатели использования материальных ресурсов

№ п/п	Показатели	Обозна чения в	По типовым конструкт ивным решениям	По новому проекту		Отклонения от		Фактически в % к	
				ал горит ме	конструкт ивным решениям	за один год	за один год	типовых решений за один год	нового проекта от плана
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1.	Выпуск ж/б изделий в сопоставимых ценах без НДС в млн.р	ВП							
	-подкрановые ригели		4510	3145	3100	-1410	-45	68,7	98,6
	-перемычки над проходами		3340	2560	2500	-840	-60	74,9	97,7
	-приопорные участки балок-ригелей с подрезками		4650	3730	3700	-950	-30	79,6	99,2
2.	Материальные затраты, млн.р	М							
	-подкрановые ригели		2420	1480	1420	-1000	-60	58,7	95,9
	-перемычки над проходами		1570	1240	1170	-400	-70	74,5	94,4
	-приопорные участки балок-ригелей с подрезками		2160	1300	1250	-710	-50	57,9	96,2
3.	Из них прямые материальные затраты, млн.р	М ^{ИР}							
	-подкрановые ригели		2178	1330	1290	-888	-40	59,2	97,0
	-перемычки над проходами		1413	930	910	-503	-20	64,4	97,8
	-приопорные участки балок-ригелей с подрезками		1944	1120	1090	-854	-30	56,1	97,3

Окончание таблицы 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
4.	Материалоемкость (ЖБИ), общая, р. на 1 тыс. р. продукции (стр2; стр1)	E ^м						85,4	97,3
	-подкрановые ригели		536,6	470,6	458,1	-78,5	-12,5		
	-перемычки над проходами		470,0	484,4	468,1	-2,0	-16,4	99,6	96,6
	-приопорные участки балок- ригелей с подрезками		464,5	348,5	337,8	126,7	-10,7	72,7	96,9
5.	Материалоемкость (ЖБИ) по прямым материальным затра- там, р. на 1 тыс. р. продукции (изделийХстр3; стр1)	E ^{пр}						86,2	
	-подкрановые ригели		482,9	422,9	416,1	-66,8	-6,8		98,4
	-перемычки над проходами		423,1	363,3	364,0	-59,1	0,7	86,0	100,2
	-приопорные участки балок- ригелей с подрезками		418,1	300,3	294,6	-123,5	-5,7	70,5	98,1
6.	Материалоотдача общая тыс. р. на 1 тыс. р. материальных затрат (стр1; стр2)	МО	1,864	2,125	2,183	+0,319	+0,058		
			2,127	2,065	2,137	+0,01	+0,072	100,5	103,5
			2,153	2,869	2,96	+0,817	+0,091	137,4	99,7
									101,6
7.	Материалоотдача прямых материальных затрат тыс. р. на 1 тыс. р. прямых материальных затрат	МО ^{пр}	2,071	2,365	2,403	+0,332	+0,038	116,0	
			2,364	2,753	2,747	+0,383	-0,006	116,2	99,8
			2,392	3,330	3,395	+1,003	+0,0641	141,9	101,9
							-0,0033	99,8	99,7
8.	Коэффициент соотношения всех материальных и прямых материальных затрат (стр.2; стр3)	K ^{мз}	1,1112	1,1128	1,1095	-0,0017			
			1,1108	1,3333	1,2857	+0,1749	-0,0476	115,7	96,4
			1,1110	1,1605	1,1466	+0,0356	-0,0139	103,2	98,8

*в млн руб.за 1000000 м3 в ценах 1999 г.

Т а б л и ц а 3

Расчет материалоемкости на основе методики цепных подстановок

№ п/п	ФАКТОРЫ	Расчет влияния факторов		Результаты влияния руб.
		Алгоритм	Количественная оценка	
1	2	3	4	5
1	Изменение коэффициента соотношения всех материальных и прямых затрат: – подкрановые ригели – приопорные участки балок- ригели с подрезками	$\Delta E_{k^{M3}}^M = E^{M'}$ $-E_0^M$	540,6–536,6 470,0–464,5	+4,0 +5,5
2	Изменение материалоемкости по прямым материальным затратам: – подкрановые ригели – приопорные участки балок- ригели с подрезками	$\Delta E_{E^{kp}}^M = E_1^M$ $-E^{M'}$	458,1–540,6 337,8–470,0	* -82,5 -132,2
	Итого: – подкрановые ригели – приопорные участки балок- ригели с подрезками	$\Delta E^M = E_1^M$ $-E_0^M$	458,1–536,6 337,8–464,5	-78,5 -126,7

Результаты показывают, что снижение общей материалоемкости произошло вследствие более рационального и эффективного использования материальных ресурсов непосредственно при проектировании железобетонных изделий, а именно: разновидностей коротких балок – перемычек, подкрановых ригелей и приопорных участков обычных балок – на основе новых методов расчета и конструирования, совокупное влияние обоих факторов обеспечило сокращение общей материалоемкости на $(-132,2+5,5)$ р., т.е. на $-126,7$ р.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Основными проблемами проектирования железобетонных конструкций, имеющих соизмеримое соотношение длины и высоты, на основе моделирования является отсутствие единого подхода к расчету указанных конструкций, а также отсутствие методики оценки экономической эффективности новых методов расчета.

2. Полученные новые данные о сопротивлении железобетонных конструкций, имеющих соизмеримое соотношение длины и высоты.

3. Разработан единый метод расчета железобетонных конструкций, имеющих соизмеримое соотношение длины и высоты, на основе аналоговых каркасно-стержневых моделей и доведен до уровня использования в практике проектирования. Предлагаемые модели и расчетные зависимости обеспечивают необходимую безопасность при проектировании железобетонных конструкций. Расчетные величины усилий хорошо согласуются с опытами. Среднее отклонение расчетных значений от опытных величин составляет 1,15.

4. Прочность железобетонных конструкций, вычисленная с использованием каркасно-стержневых моделей, в 1,8–2,5 раза выше расчетной прочности, полученной с помощью приближенных методов расчета, базирующихся на аналогиях обычных балок.

5. Разработанная методика оценки экономической эффективности проектирования железобетонных конструкций на основе аналоговых каркасно-стержневых моделей использует современные подходы экономического анализа и опирается на систему обобщенных и частных показателей. К ним относится материалоемкость изделий, материалотдача, удельный вес материальных затрат в себестоимости продукции и коэффициент использования материала. Снижение общей материалоемкости железобетонных конструкций составляет 126,7 руб. Предлагаемые виды армирования повышают рациональность использования арматуры примерно до 90 %. Следовательно усовершенствованные методы расчета экономически эффективны и целесообразны.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Адуховский, С.Н. Сейсмостойкость многоэтажных каркасных зданий из сборного железобетона [Текст]: дис. ... на соискание ученой степени канд. тех. наук / С.Н Адуховский. – М., НИИЖБ, 1967.
2. Баженов, Т.Л. Исследование работы коротких конструкций [Текст] / Т.Л. Баженов, Б.А. Кудрин // Железобетонные конструкции. – Вып. 37. Горький: ГИСИ, 1961.
3. Байков, В.Н. Определение сил сцепления арматуры с бетоном в балках в стадии после образования трещин [Текст] / В.Н. Байков, А.В. Байкова // Теории железобетона. – М.: Стройиздат, 1972.
4. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс. [Текст] / В.Н., Байков, Э.Е. Сигалов. – 5-е изд. – М.: Стройиздат, 1991.
5. Баранова, Т.И. Короткие железобетонные элементы (экспериментальнотеоретические исследования, методы расчета, конструирования) [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук / Т.И. Баранова. – М., 1986. – 486 с.
6. Баранова, Т.И. Расчет коротких железобетонных консолей на действие поперечных сил [Текст] / Т.И. Баранова, А.С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1976. – №9.
7. Баранова, Т.И., Кузин А.В., Соколов Б.С. Совершенствование метода расчета верхних ригелей двухветвевых колонн [Текст] / Т.И. Баранова, А.В. Кузин, Б.С. Соколов // Бетон и железобетон. – 1981. – №6.
8. Баранова Т.И. Новый метод расчета поперечной арматуры в коротких элементах [Текст] / Т.И. Баранова, О.В. Лаврова // Информационный листок №218–86. – Пенза: ЦНТИ, 1986.
9. Баранова Т.И., Соколов Б.С. Прочность перемычек двухветвевых колонн [Текст] / Т.И. Баранова, Б.С. Соколов // Бетон и железобетон. – 1984. №1. – С. 5–6.
10. Баранова, Т.И. Аналоговые каркасностержневые модели прочности и деформативности узлов соединения колонн с балками [Текст] / Т.И. Баранова, В.А. Новиков, Д.В. Артюшин // сб. стат. Междунар. науч.-практ. конф. «Актуальные проблемы градостроительства и жилищно-коммунального комплекса». – М.: МИКХиС, 15–16 мая 2003.
11. Баранова, Т.И. Экспериментальная база аналоговых моделей узлов сопряжения колонн и балок монолитных каркасов (статья) [Текст] / Т.И. Баранова, В.А. Новиков, Д.В. Артюшин // сб. стат. III Междунар. науч.-техн. конф. «Эффективные строительные конструкции: теория и практика». – ПГУАС, Общество «Знание» России, Приволжский Дом знаний – Пенза, 2004. – С. 445–451.
12. Безухов, К.Н. Исследование коротких железобетонных консолей [Текст] / К.Н. Безухов // Вестник инженеров и техников. – 1948. – №3.

13. Берг, О.Я. Об оценке прочности элементов конструкций при плоском напряженном состоянии [Текст] / О.Я. Берг, Н.В. Смирнов // Транспортное строительство. – 1965. – №9.

14. Бердичевский, Г.И. Поперечная арматура в железобетонных балках [Текст]: дис. канд. техн. наук / Г.И. Бердичевский. – М.: МИСИ им. Куйбышева В.В., 1940.

15. Богаткин, И.Л. Расчет железобетонных элементов на действие поперечной силы [Текст] / И.Л. Богаткин А.С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1963. – №7.

16. Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции [Текст] / В.М., Бондаренко, Д.Г. Суворкин. – М.: Высшая школа, 1987.

17. Боришанский, М.С. Расчет железобетонных элементов при действии поперечных сил [Текст] / М.С. Боришанский // Бетон и железобетон. Расчет и конструирование железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1964.

18. Бураке, А.И. Новые прогрессивные конструкции производственных зданий [Текст] / А.И. Бураке, П.И. Кривошеев. – Киев, 1986.

19. Васильев, П.И. Сопротивление железобетонных балок поперечным силам [Текст] / П.И. Васильев, О.А. Рочняк. – Минск, 1978.

20. Веригин, К.П. Сопротивление бетона разрушению при одновременном действии осевого растяжения и сжатия [Текст] / К.П. Веригин // Бетон и железобетон. – 1956. – №2.

21. Викторов, В.В. Прочность сплошных консолей стен при нагружении сосредоточенными силами [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / В.В. Викторов. – М., 1994.

22. Гвоздев, А.А. Некоторые вопросы методики исследований прочности и деформации бетона и железобетонных конструкций [Текст]: методики лабораторных исследований деформаций и прочности бетона, арматуры и железобетонных конструкций / А.А. Гвоздев // Труды координального совещания. – М.: Госстройиздат, 1962.

23. Гвоздев, А.А. Прочность бетона при двухосном напряженном состоянии [Текст] / А.А. Гвоздев, Т.М. Бич // Бетон и железобетон. – 1974. – №7.

24. Гвоздев, А.А. К расчету прочности наклонных сечений железобетонных элементов [Текст] / А.А. Гвоздев, А.С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1978. – №11. – С. 27.

25. Гениев, Г.А., Киссюк В.Н., Тюин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона [Текст] / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюин. – М.: Стройиздат, 1974. – С. 316.

26. Гимейн, Б.С. Экспериментальные исследования прочности железобетонных конструкций гидросооружений при изгибе с поперечной силой в зависимости от продольного армирования, пролета среза и масштабного фактора [Текст] / Б.С. Гимейн // Известия ВНИИГ. – 1970. – 93 с.

27. Железобетонные двухветвевые для одноэтажных зданий с мостовыми кранами. Шифр 125–79: Технические решения [Текст]. – М., 1980.

28. Залесов, А.С. Прочность наклонных сечений [Текст] / А.С. Залесов // Новое в проектировании железобетонных конструкций: Материалы семинара. – М.: МДНТП, 1974.

29. Залесов, А.С. Сопротивление железобетонных элементов при действии поперечных сил. Теория и новые методы расчета прочности [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук / А.С. Залесов. – М., 1979.

30. Залесов, А.С. Новый подход к расчету коротких элементов при действии поперечных сил [Текст] / А.С. Залесов, Т.И. Баранова // Бетон и железобетон. – 1979. – №3.

31. Залесов, А.С. совершенствование методов расчета коротких консолей при действии статической и многократно повторной нагрузки [Текст] / А.С. Залесов, Т.И. Баранова, А.В. Кузин // Совершенствование форм, методов расчета и конструирования железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1983. – С. 18–22.

32. Залесов, А.С. Несущая способность железобетонных элементов при действии поперечных сил [Текст] / А.С. Залесов, О.Ф. Ильин // Бетон и железобетон. – 1973. – № 6.

33. Залесов, А.С. Опыт построения новой теории прочности балок в зоне действия поперечных сил [Текст] / А.С. Залесов, О.Ф. Ильин // Новое о прочности железобетона. – М.: Стройиздат. – 1977. – С. 76–115.

34. Изотов, Ю.Л. Работа железобетонных балок с переменной высотой на действие поперечной силы [Текст] / Ю.Л. Изотов // Бетон и железобетон. – 1977. – №11.

35. Испытание опытных образцов средних узлов продольных и поперечных рам железобетонного каркаса [Текст]: отчет по НИР. – М.: НИИЖБ, 1972.

36. Рекомендации по расчету и конструированию жестких узлов колонн и ригелей железобетонных каркасов зданий [Текст] / науч. руков. А.С. Залесов. – М.: НИИЖБ, 1987.

37. Испытание натуральных крайних узлов рам железобетонного каркаса [Текст]: отчет по НИР. – М.: НИИЖБ, 1974.

38. Колтынюк, В.А. Особенности расчета прочности по наклонным сечениям балок, расположенных под стенами [Текст] // Бетон и железобетон. 1987. – №9.

39. Кузин, А.В. Сопротивление консолей колонн при действии многократноповторяющейся нагрузки [Текст] / дис. канд. техн. наук. – М., 1984.

40. Кузнецов, Л.В. Сжимающие напряжения в бетоне в местах приложения сосредоточенных внешних сил [Текст] // тр. Киевского инженерно-строительного института. – 1962. – Вып.20. – С. 69–73.

41. Лаврова, О.В. Прочность железобетонных балок при различных нагрузениях и конструктивных решениях [Текст]: дис. канд. техн. наук. – М., 1985.
42. Мизернюк, Б.Н., Рыбаков В.Д. Причины появления трещин в ригелях двухветвевых колонн / Б.Н. Мизернюк, В.Д. Рыбаков // Бетон и железобетон. – № 19.
43. Мурашев, В.И. Железобетонные конструкции. Общий курс [Текст] / В.И. Мурашев [и др.]; под ред. П.Л. Пастернака. – М.: Госстройиздат, 1962.
44. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций [Текст] / под общ. ред. А.А. Гвоздева. – М.: Стройиздат, 1978. – С. 158.
45. Новое о прочности железобетона [Текст] / под общ. ред. К.В. Михайлова. – М.: Стройиздат, 1977. – 272 с.
46. Отсмаа, В.А. Анализ расчетной схемы коротких железобетонных балок при действии поперечных сил [Текст] / В.А. Отсмаа // сб. тр. Таллиннского политехнического института, 1984. – С.21–29.
47. Павлов, А.П. Исследование железобетонных коротких консолей [Текст] / А.П. Павлов // Межвуз. тематический сб. тр. – Л.: ЛИСИ. 1973. – №1.
48. Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии нагрузок различной длительности [Текст]: сб. – М.: НИИЖБ., Стройиздат, 1980.
49. Поляков, С.В. Стыки сборных железобетонных конструкций каркасных зданий для районов с высокой сейсмостойкостью [Текст] / С.В. Поляков, А.М. Парамзин // Промышленное строительство. – 1966. – №10.
50. Поляков, С.В. О прочности железобетонных колонн по наклонным сечениям при сейсмических нагрузках [Текст] / С.В. Поляков // Бетон и железобетон. – 1979. – №6.
51. Провести экспериментально-теоретические исследования работы перемычек двухветвевых железобетонных колонн с проходами на действие поперечных сил и изгибающих моментов и разработать рекомендации по расчету и конструированию [Текст] // отчет по х/д теме № 27/60. – № 01825045948. – Казань, 1982.
52. Провести экспериментально-теоретические исследования работы подкрановых ригелей двухветвевых колонн на действие поперечных сил и изгибающих моментов и разработать рекомендации по расчету и конструированию [Текст] // Отчет по х/д теме. – Казань, 1984.
53. Провести исследования коротких железобетонных элементов (коротких консолей, балок, плит) на действие поперечных сил и разработать рекомендации по расчету и конструированию [Текст] // Отчет о НИР / ПензИСИ. №ГР 01860008538. Инв.№Б 91113. – М., 1987.
54. СНиП 2.03.01–84. Нормы проектирования. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1984.

55. Снежкина, О.В. Прочность и трещиностойкость балок с малым и средним пролетом среза [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / О.В. Снежкина. – М., 1998.

56. Филиппов, Б.П. Прочность и деформативность сжатых элементов с косвенным армированием [Текст] / Б.П. Филиппов [и др.] // Бетон и железобетон. – 1973. – №4.

57. Чупак, И.М. Сопротивление железобетонных элементов действию поперечных сил [Текст] / И.М. Чупак, А.С. Залесов, С.А. Корейба. – Васильев. – Кишинев, 1981.

58. Экспериментальные исследования узлов сопряжения колонн и балок монолитных ригелей [Текст] / Отчет по НИР. – Пенза: Пензенский ИСИ, НИИЖБ, 1984.

59. AGL-ASCE Committe. The Shear Strength of Reinforced Concrete Members. Journal of the structural division, vol.99, N ST6, 1973, pp. 1091–1187.

60. Committe European DV Beton Code for structures in Concrete. 1975.

61. DIN 1045 (Neufassung). Beton und Stahlbetonbau. Bemessung und Ausführung.

62. Ferguson P.M. en Thompson T.N., Diagonal Tension in T-beams without stirrups. Journal of the American Concrete Institute, March, 1953.

63. Franz G. Niedenhoff H. Die Bewehrung von Konsolen und gedrungenen Balken.-Beton und Stahlbetonbau. 1963, N5, S.112–120.

64. Commissie voor Uifvoering van Resarch. Ingesfeld door de Betonvereniging. Gedrongen Balken en korte Consoles. Rapport 47.

65. Hruban K., Hruban I. Schubbewehrung von Stahlbetonbalken bei der Berechnung nach Grenzzustanden: Bauplanung und Bautechnik, v.17, №3, 1963.

66. Kris L.B., Raths C.N. Connections in Precast Concrete Structures-Strengt of Corbels. Journal, Prestressed Concrete Institute. 1965, №1, v.10, pp. 16–61.

67. Leonhardt F., Andra W. Facheverankerung grober Vorspannkabel.-Beton und Stahlbetonbau. 1958, s. 121.

68. Murdock J.W., Kesler G.E. Effekt of range of stress on fatigue strength of plain concrete beams.-Journal American Concrete Institute, March, 1958, vol.30, N2, p.221–231.

69. Robinson I.R. Essais a reffort tranchant de poutrees a ame mince en beton- arme. In.: Annales des ponts et chaussees. Mars-Avril.1961.

70. G. Sommervill, J. Taylor The influence of reinforcement detailing on the strength of concrete structures, Vol. 7, February 1982, London.

71. CED – FIP International Recommendations, 1978.

72. ACI Standart. Building Code Requirements for Reinforcement Concrete, USA, 2000.

73. Mechanisms of Shear Resistance. Comate Euro – International du Beton, 1990.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1. АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ И МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ИМЕЮЩИХ СОИЗМЕРИМОЕ СООТНОШЕНИЕ ВЫСОТЫ И ДЛИНЫ ЭЛЕМЕНТОВ	5
1.1. Исследование коротких консолей колонн	8
1.2. Исследование коротких балок, в том числе перемычек над проходами в надкрановой части колонн	14
2. НАУЧНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ОСНОВЫ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ МЕТОДА РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ИМЕЮЩИХ СОИЗМЕРИМОЕ СООТНОШЕНИЕ ВЫСОТЫ И ДЛИНЫ ЭЛЕМЕНТОВ.....	27
2.1. Консоли колонн	27
2.2. Перемычки над проходами в надкрановой части колонн	36
2.3. Подкрановые ригели двухветвевых колонн	66
3. ОСНОВЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ КОНСОЛЕЙ КОЛОНН, ПЕРЕМЫЧЕК НАД ПРОХОДАМИ КОЛОНН, ПОДКРАНОВЫХ РИГЕЛЕЙ ДВУХВЕТВЕВЫХ КОЛОНН, НА ОСНОВЕ АНАЛОГОВЫХ СТЕРЖНЕВЫХ И КАРКАСНО- СТЕРЖНЕВЫХ МОДЕЛЕЙ – АСМ И АКСМ.....	77
3.1. Расчет аналоговых стержневых моделей.....	77
3.2. Расчеты прочности элементов аналоговых каркасно-стержневых моделей.....	82
3.3. Основные принципы конструирования.	86
4. ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ОСНОВЕ АНАЛОГОВЫХ КАРКАСНОСТЕРЖНЕВЫХ МОДЕЛЕЙ.....	96
4.1. Оценка конструктивных решений железобетонных конструкций, полученных на основе нормативных методов расчета.....	96
4.2. Оценка конструктивных решений коротких балок и консолей, полученных на основе зарубежных норм проектирования.....	99
4.3. Оценка конструктивных решений железобетонных конструкций, разработанных на основе метода расчета с использованием аналоговых каркасно-стержневых моделей.....	104

4.4. Примеры расчета железобетонных конструкций на основе аналоговых каркасно-стержневых моделей.	108
4.5. Оценка экономической эффективности использования материальных затрат. Система показателей эффективности использования материальных ресурсов.....	115
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	120
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	121

Ласьков Николай Николаевич
Лаврова Ольга Владимировна
Толушов Сергей Александрович
Болдырев Сергей Александрович

СОВРЕМЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ.
РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ
КАРКАСА ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Учебное пособие

Под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. Ю.П. Скачкова

В авторской редакции
Верстка Т.А. Лильп

Подписано в печать 20.01.15. Формат 60×84/16.
Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.
Усл.печ.л. 7,44. Уч.-изд.л. 8,0. Тираж 80 экз.
Заказ № 414.



Издательство ПГУАС.
440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28.