

Министерство образования и науки Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Комсомольский-на-Амуре государственный
университет»

На правах рукописи

Ширяева Алена Алексеевна

Влияние поперечного армирования на деформационные характеристики
сжатого бетона

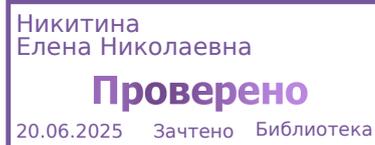
Кафедра «Строительство и архитектура»

Направление 08.04.01 – «Строительство»

Профиль – «Инновационные технологии в строительстве»

АВТОРЕФЕРАТ

диссертации на соискание ученой степени магистра наук



Работа выполнена на кафедре «Строительство и архитектура»
Комсомольского-на-Амуре государственного университета.

Научный руководитель: кандидат технических наук, доцент

В.А. Дзюба

Комсомольский-на-Амуре государственный университет

Рецензент: доцент кафедры "Строительные конструкции, здания и сооружения" Дальневосточного государственного университета путей сообщения, кандидат технических наук, доцент.

А.В. Головкин

Защита состоится «18» июня 2025 г. в 9 часов 00 минут на заседании государственной аттестационной комиссии в Комсомольском-на-Амуре государственном университете по адресу: 681013, г. Комсомольск-на-Амуре, пр. Ленина 27, ФГБОУ ВО «КнАГУ»

С диссертацией можно ознакомиться на кафедре «Строительство и архитектура» КнАГУ.

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования:

В последние десятилетия наметилась четкая тенденция к увеличению этажности зданий в городском строительстве. Это связано с ростом населения в крупных городах при ограничении площади застройки. Основным материалом, который используется при возведении многоэтажных и высотных зданий является монолитный железобетон. Поэтому исследования железобетона с целью увеличения его прочности и повышения пластичности являются актуальным направлением научных исследований.

Железобетонные конструкции, несмотря на их известную прочность и долговечность, со временем подвергаются износу. Накопление повреждений в бетоне и арматуре может привести к сокращению срока их службы и, в некоторых случаях, к неожиданным обрушениям.

Благодаря поперечной арматуре, бетон не может свободно расширяться в поперечном направлении под действием продольной нагрузки. Это создает эффект "обжатия", который значительно увеличивает прочность бетона на сжатие. Разрушение бетона, армированного плотной сварной сеткой, не происходит сразу после отслоения внешнего слоя. Несущая способность сохраняется до тех пор, пока поперечная арматура не достигнет предела текучести и не начнет пластически деформироваться.

Добавление поперечной арматуры в достаточном количестве позволяет сдерживать расширение бетона в поперечном направлении, что, в свою очередь, приводит к увеличению его способности к продольному деформированию.

Цель диссертационной работы – исследование влияния поперечного армирования на прочность и деформативность сжатого бетона.

Предмет исследования:

Напряжённо-деформированное состояние центрально сжатых железобетонных элементов с учетом поперечного армирования.

Автор защищает:

- результаты исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных прямоугольных колонн с разным шагом поперечного армирования и диаметра хомутов, выполненных на основе материалов экспериментальных исследований многочисленных авторов;

- результаты анализа диаграмм сжатого бетона без поперечного и с поперечным армированием, полученных экспериментальным путем различными авторами;

- учет повышения прочности сжатого бетона при введенных коэффициентах за счет поперечного армирования.

Научную новизну работы составляют:

- результаты исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных колонн с поперечным армированием при различном шаге поперечной арматуры;

- результаты исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных колонн с поперечным армированием при различном диаметре поперечной арматуры;

- определена степень повышения прочности и предельной деформативности бетона при сжатии при различных значениях параметров поперечного армирования;

- на основе анализа материалов экспериментальных исследований, выполненных зарубежными авторами, предложены надежные зависимости, описывающие диаграммы «напряжение-деформации» с учетом эффекта поперечной арматуры.

Практическая ценность

Предложенные аналитические диаграммы для описания деформирования армированного сжатого бетона позволяют выполнять расчеты колонн с учетом положительного влияния поперечного армирования, что приводит к экономии проектных решений.

Учет поперечного армирования позволяет получить эффективные значения осевых жесткостей и выполнять расчет несущих систем зданий с учетом физической нелинейности.

Объем и структура диссертации

В диссертационной работе представлены: введение, 4 главы, библиографический список из 52 наименований. Работа отображена на 89 страницах машинописного текста, содержит 28 рисунков, 3 таблицы, 187 формул.

В **первой главе** описывается развитие многоэтажного домостроения в России и рассмотрены конструктивные системы многоэтажных зданий.

В качестве первого советского небоскреба был выбран проект Дворца Советов – монументального сооружения высотой 415 метров, с планируемой 100-метровой статуей Ленина на вершине. Однако проект так и остался только на бумаге.

В период с 1947 по 1955 год в Москве были возведены семь знаменитых высотных зданий, ставших символами эпохи (рисунок 1):

- 1) главный корпус МГУ на Воробьевых горах (240 метров);
- 2) жилой дом на Котельнической набережной (176 метров);
- 3) гостиница "Украина" (206 метров);
- 4) здание Министерства иностранных дел (172 метра);
- 5) жилой дом на Кудринской площади (также известный как Дом авиаторов) высотой 156 метров;
- 6) высотка у Красных Ворот (138 метров);

7) гостиница "Ленинградская" (136 метров).



Рисунок 1 – Высотные здания, построенные в период с 1947 по 1955 гг:
а) главный корпус МГУ на Воробьевых горах; б) жилой дом на Котельнической набережной; в) гостиница "Украина"; г) здание Министерства иностранных дел; д) жилой дом на Кудринской площади; е) высотка у Красных Ворот; ж) гостиница "Ленинградская".

После смерти Сталина интерес к строительству небоскребов снизился. Новый лидер, Никита Хрущев, отдал приоритет массовому жилищному строительству, результатом которого стали знаменитые "хрущевки".

После распада Советского Союза Россия вновь обратилась к концепции высотного строительства. Одной из площадок для высотного строительства стал Московский международный деловой центр (ММДЦ) «Москва-Сити» (рисунок 2), который был сдан в эксплуатацию в 2007 году. На тот момент данное сооружение являлось самым высоким в Европе. Оно представляет собой современный небоскреб с каркасной конструктивной системой, с несущими конструкциями, перекрытиями и лестницами из монолитного железобетона.



Рисунок 2 - Московский международный деловой центр «Москва-Сити»

По данным 2018 года, в городах с населением от 500 до 1000 тысяч человек средняя этажность новых зданий составила 12,8 этажей. Это на 2,2 раза больше по сравнению с советским периодом и на 1,5 раза выше, чем в

1990–2000 годах. Наибольшим средним числом этажей в новом строительстве среди этих городов выделяются Владивосток (19,4 этажа), Оренбург (15,3 этажа) и Ижевск (15,2 этажа).

В настоящее время преобладающая часть высотных строений возводится по каркасным (рисунок 3) или комбинированным технологиям.

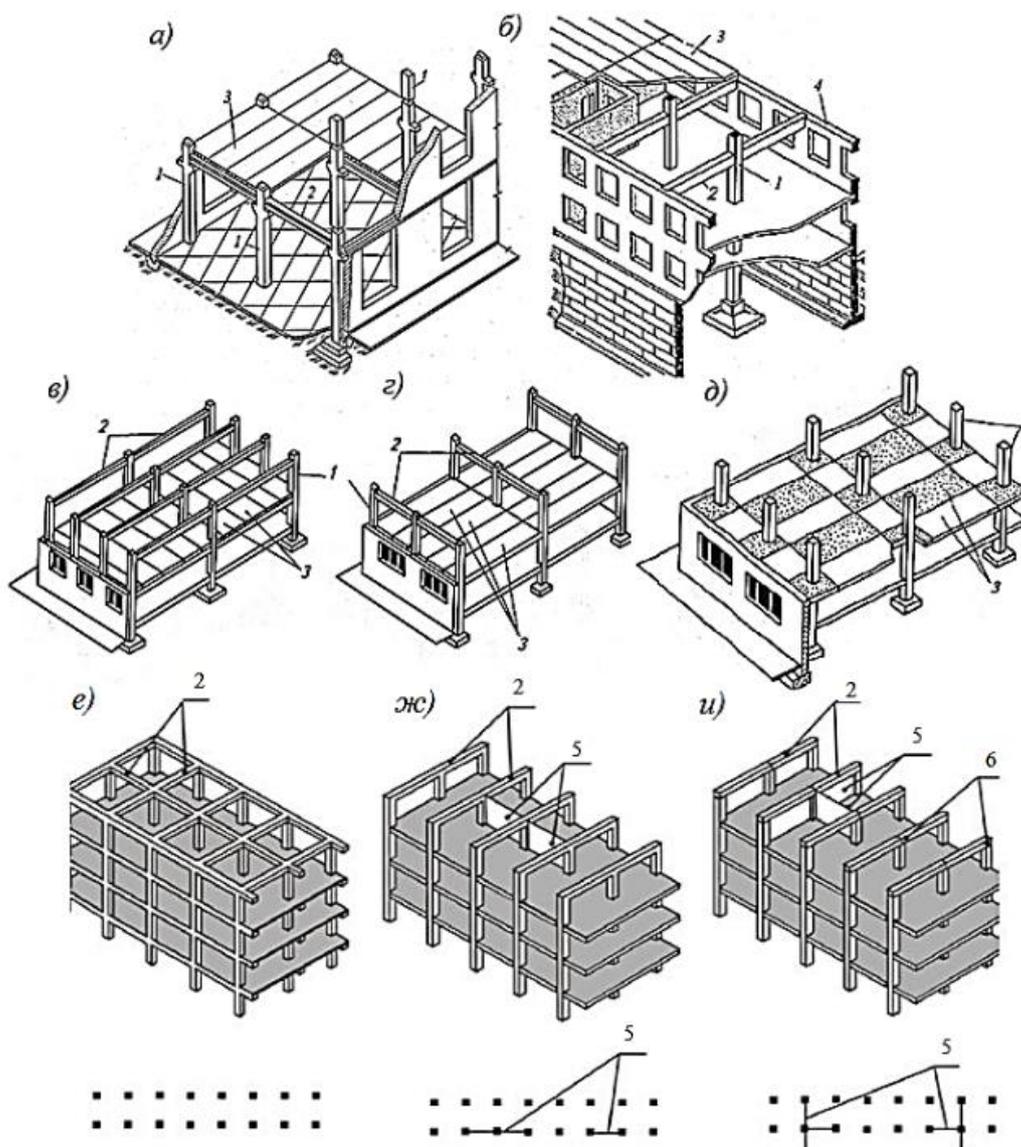


Рисунок 3 - Конструктивные схемы каркасных зданий:

- а) с полным каркасом; б) с неполным каркасом; в) поперечным расположением ригелей; г) с продольным; д) безригельная е) рамная; ж) рамно-связевая; и) связевая; 1) колонны каркаса; 2) ригель; 3) перекрытие; 4) наружные несущие стены; 5) диафрагма жесткости; б) шарнирное соединение ригеля с колонной.

В случаях, когда простая конструктивная система не обеспечивает требуемой жёсткости, прибегают к комбинированным системам. К примеру, при сочетании ствольной и стеновой систем горизонтальные нагрузки распределяются как на внешнюю оболочку здания, так и на центральный ствол (ядро жесткости), а также на внутренние несущие стены. Использование комбинированных конструктивных систем позволяет оптимизировать распределение воспринимаемых усилий между различными элементами несущего остова за счёт варьирования их жёсткости.

Выводы по первой главе:

Строительство высотных зданий в крупных городах РФ постоянно увеличивается, что связано с увеличением численности городского населения и ограничениями территории застройки. При этом железобетонные конструкции являются основными элементами несущих систем высотных зданий. Очевидно, что при этом наиболее нагруженными будут колонны нижних этажей каркасов. Для повышения их прочности, уменьшения размеров поперечного сечения необходимо проводить специальные дополнительные научные исследования. В данной работе для увеличения прочности и пластичности железобетонных колонн рассматривается влияние поперечного армирования на напряженно-деформированное состояние железобетонных сжатых конструкций.

Во **второй главе** рассмотрен учет неупругих свойств железобетона при диаграммных методах расчета различных авторов и нелинейное поведение бетона, описаны программы, предназначенные для выполнения нелинейного анализа.

В настоящее время, при анализе напряженно-деформированного состояния бетонных и железобетонных элементов, принимается во

внимание зависимость между напряжением и деформацией, представленная полной диаграммой деформирования бетона при сжатии.

Кривая деформирования бетона характеризуется наличием двух отчетливых сегментов: возрастающей и убывающей частей. Возрастающая часть отображает взаимосвязь между напряжением и деформацией до достижения пиковых значений напряжения, соответствующих пределу прочности бетона при кратковременном воздействии. А нисходящая ветвь отображает взаимосвязь между напряжением и деформацией после пиковых значений напряжения.

Нелинейный анализ требует итеративного подхода, включающего многократные вычисления с обновлением значений жесткости и прочих характеристик. Вследствие этого, ручное выполнение нелинейных расчетов становится чрезмерно сложной задачей. Это объясняет их непопулярность на протяжении длительного времени. Однако, с прогрессом в области вычислительных технологий и появлением автоматизированных инструментов, в настоящее время существует множество программных средств, что привело к увеличению интереса к применению неупругих расчетов с использованием компьютерных технологий.

Среди актуальных программ, предназначенных для выполнения нелинейного анализа железобетонных конструкций, наибольшее распространение получили такие комплексы, как MathCAD, ПК «Лири-САПР», Мономах-САПР и Сапфир.

В третьей главе описывается поведение сжатого бетона на стадии близкой к разрушению, рассмотрены модели «напряжения-деформации» сжатого бетона с поперечными хомутами различных авторов.

При вертикальном сжатии бетонный образец разрушается в поперечном направлении, так как в нем возникают горизонтальные силы и

образуются вертикальные микротрещины. Во время бетонирования в теле бетона появляются поры (рисунок 4а) за счет испарения избыточной воды. Когда действует вертикальная сила, ей приходится огибать поры и она искривляется. Из-за этого возникают горизонтальные силы. Они приводят к образованию вертикальных микротрещин (рисунок 4б). В итоге при сжатии образуется вторичное поле растягивающих напряжений, поэтому сжимаемый образец начинает расширяться в поперечном направлении, микротрещины объединяются и происходит разрушение призмы. Вертикальные микротрещины являются одной из причин снижения сопротивления бетона сжатию. В качестве эффективного средства, повышающего прочность сжатого бетона, ограничивающего его поперечные деформации и в целом обеспечивающего надежность конструкции при работе на сжатие, могут рассматриваться замкнутые поперечные стержни (хомуты). Эти арматурные изделия устанавливаются по длине сжатого элемента с определенным шагом.

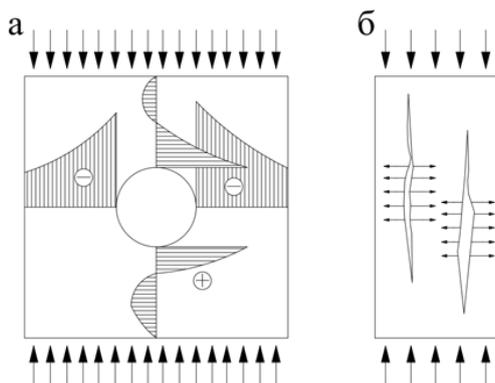


Рисунок 4 - Схема напряженного состояния бетонного образца при сжатии: а - концентрация самоуравновешенных напряжений вокруг микропор; б - трещины разрыва призмы в поперечном направлении

Для того, чтобы повысить прочностные и деформационные характеристики бетона применяют поперечное армирование. Оно ограничивает поперечное расширение бетона и, тем самым, создает равновесное объемное состояние. Бетон с поперечными хомутами имеет

характеристики напряжения и деформации, которые заметно отличаются от характеристик простого (без хомутов) бетона.

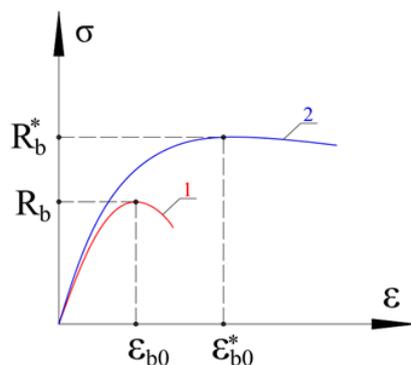


Рисунок 5 - Работа бетона без армирования (1) и с поперечным армированием (2)

На рисунке 5 видно, что при поперечном армировании бетона прочность и предельные деформации образцов увеличиваются.

Разрушение железобетонных конструкций может быть классифицировано по разрушению материала, механическому повреждению или сочетанию между разрушением материала и механическим повреждением. В отличие от простого подхода, используемого для анализа поведения обычного бетона, более сложный анализ монолитного бетона проводится уже около ста лет, и было предложено множество моделей. Исходное уравнение для большинства моделей имеет вид:

$$f_{cc} = f'_c + k f_l, \quad (1)$$

где максимальная ограниченная прочность f_{cc} связана с максимальной неограниченной прочностью f'_c и эффективное боковое ограниченное давление f_l с коэффициентом k . Этот коэффициент варьируется в зависимости от бетонной смеси и бокового давления удержания и был получен в результате аналитической и экспериментальной работы. Модели удержания, доступные в литературе,

представлены в хронологическом порядке, независимо от их сравнительной важности.

В четвертой главе рассмотрены исследования влияния поперечного армирования на предельные деформации сжатого бетона (по материалам экспериментов) и проведено сравнение результатов при различном диаметре и шаге поперечной арматуры.

Исследования на основе модели Kent и Park

Ученые Kent и Park проанализировали значительное количество экспериментальных исследований и оценили влияние поперечного армирования на параметры нисходящей ветви диаграммы сжатия бетона. Авторами было отмечено, что в процессе разрушения бетона на нисходящей ветви поперечные хомуты оказывают влияние на деформации бетона. В итоге с уменьшением шага хомутов нисходящая ветвь становится более полой. Kent и Park предложили учитывать влияние поперечной арматуры путем изменения деформации бетона при уровне напряжения $0,5R_b$. Параметр, изменяющий деформацию при напряжении $0,5R_b$ и является функцией поперечного армирования (рисунок 6).

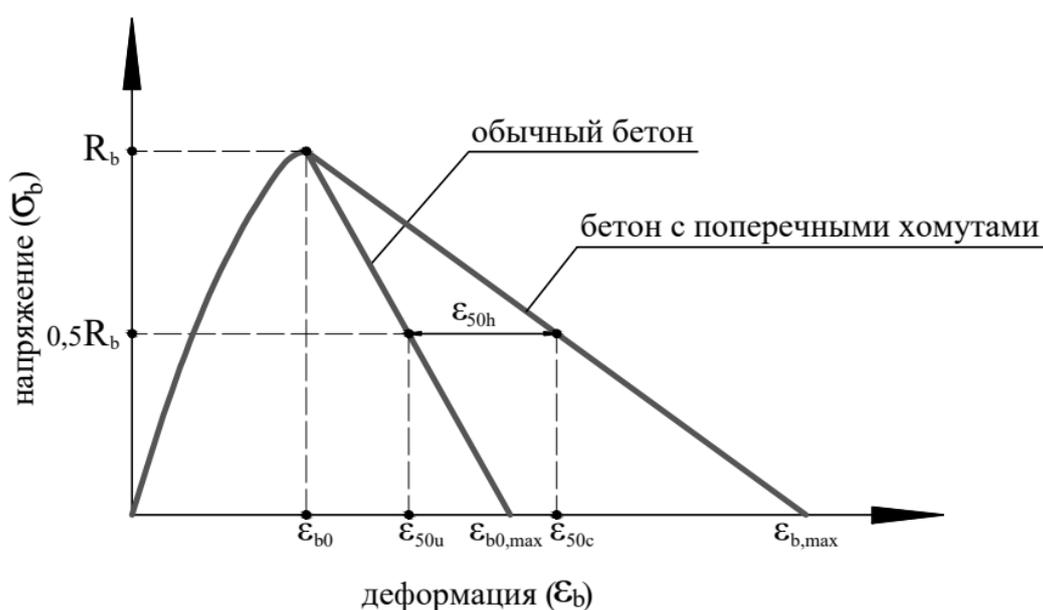


Рисунок 6 – Диаграмма сжатия бетона с учетом поперечной арматуры

Для описания восходящего участка диаграммы принимается выражение в виде квадратной параболы:

$$\sigma_b = R_b \left[\frac{2\varepsilon_b}{\varepsilon_{bo}} - \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bo}} \right)^2 \right], \quad (2)$$

в котором σ_b – текущее значение напряжения; R_b – призмочная прочность бетона (максимальное напряжение); ε_{bo} – деформация при максимальном напряжении; ε_b – текущее значение напряжения при деформации.

Нисходящая ветвь диаграммы представлена линейной функцией:

$$\sigma_b = R_b [1 - Z(\varepsilon_b - \varepsilon_{bo})]. \quad (3)$$

Угол наклона нисходящей ветви определяется параметром Z , который вычисляется по формуле:

$$Z = \frac{0,5}{\varepsilon_{50h} + \varepsilon_{50u} - \varepsilon_0}, \quad (4)$$

где ε_{50h} – дополнительная деформация бетона, которая находится по формуле:

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho \sqrt{\frac{b}{s}}, \quad (5)$$

в которой $\frac{b}{s}$ – это соотношение между шириной бетонного ядра и межцентровым расстоянием между оброчками, ρ – объемное отношение замкнутых хомутов к объему бетонного ядра, которое рассчитывается по формуле:

$$\rho = \frac{2(b+d)A_s}{bds}, \quad (6)$$

где b и d являются шириной и глубиной замкнутого ядра, A_s – площадь поперечного сечения стержня хомута, s – расстояние между хомутами от центра к центру.

Для изучения влияния поперечного армирования на предельные деформации сжатого бетона мною были выполнены машинные

эксперименты прямоугольных колонн (рисунок 7) с сечением 400х400 мм, с продольной арматурой диаметром 20мм и бетоном класса В20. Поперечное армирование варьировалось следующим образом: шаг хомутов принимался 100мм, 200мм и 300мм. Для каждого шага изменялся диаметр хомутов и принимался соответственно 6, 8, 10, 12, 14 и 18мм.

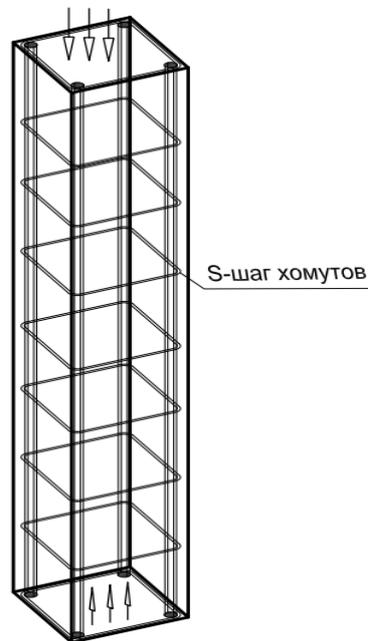


Рисунок 7 - Армирование железобетонной колонны квадратного сечения при центральном сжатии

Результаты машинных экспериментов приведены в таблице 1, 2 и на рисунке 8 (для диаметра поперечной арматуры 6мм). Анализ выполненных расчетов показывает, что при шаге 100мм максимальная деформация бетона при разрушении увеличивается практически вдвое, а при шаге 200мм и 300мм – на 30% и 20% соответственно.

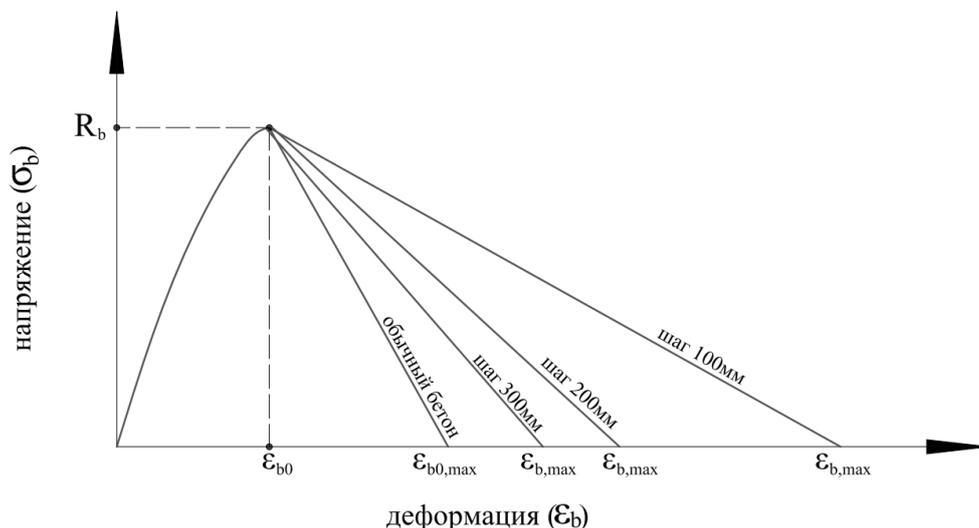


Рисунок 8 – Полные диаграммы сжатого бетона с разным шагом поперечных хомутов

Исследования на основе модели Scott, Park и Priestley

В работе Scott, Park и Priestley авторами выполнены экспериментальные исследования сжатых элементов с поперечными хомутами при скоростях нагружения, соответствующих сейсмическим воздействиям (рисунок 9).

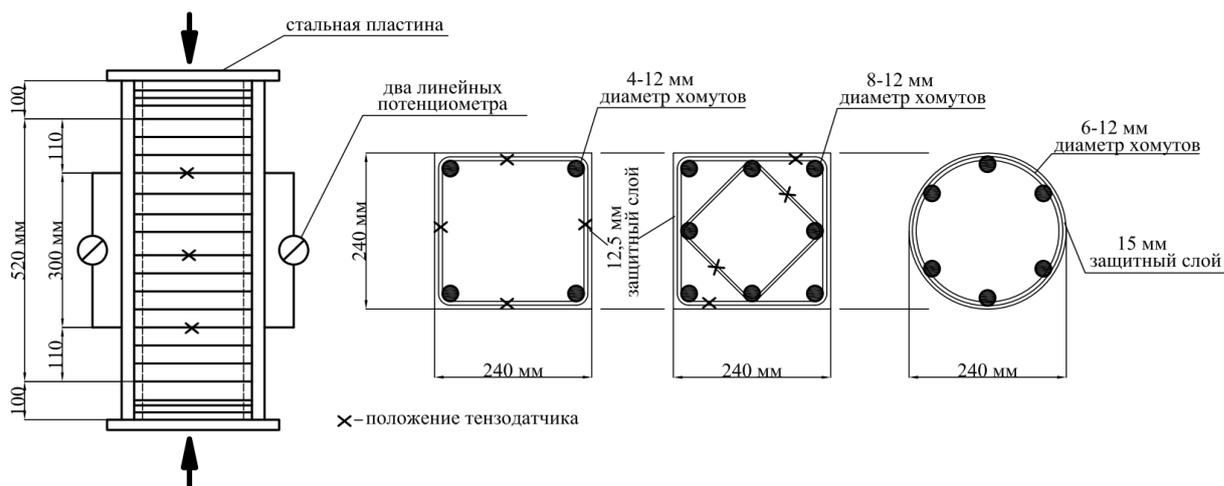


Рисунок 9 - Схема испытания железобетонных колонн с поперечной арматурой

В отличие от модели Kent и Park, которая была откалибрована по результатам мелкомасштабных испытаний, наблюдалось существенное

повышение прочности благодаря наличию замкнутых поперечных хомутов. Таким образом, в модель Kent и Park были внесены изменения, которые позволили учесть увеличение прочности бетона на сжатие при высоких скоростях деформирования. Авторами Scott и др. было отмечено, что чем меньше шаг хомутов, тем более высоким становится максимальное достигнутое напряжение в бетоне, которое равно KR_b и деформация при максимальном напряжении в бетоне $0,002K$ (рисунок 10).

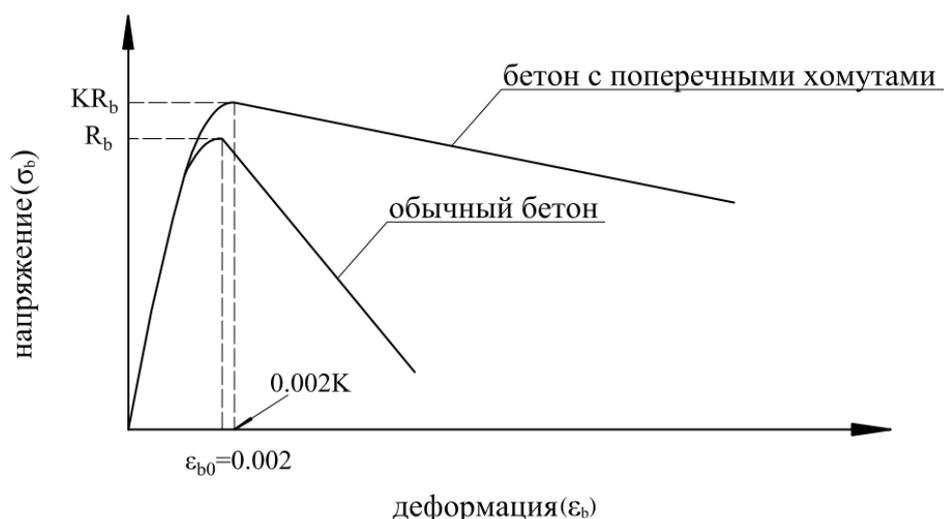


Рисунок 10 - Сравнение предельных деформаций «чистого» бетона и бетона с поперечной арматурой

Зависимость напряжения-деформации представлена двумя функциями. При увеличении напряжений от нуля до максимума используется уравнение квадратной параболы:

$$\sigma_b = KR_b \left[\frac{2\varepsilon_b}{0,002K} - \left(\frac{\varepsilon_b}{0,002K} \right)^2 \right]. \quad (7)$$

Стадия разрушения представлена линейной функцией:

$$\sigma_b = KR_b [1 - Z(\varepsilon_b - 0,002K)]. \quad (8)$$

Для определения угла наклона используется формула:

$$Z = \frac{0,5}{\frac{3+0,29R_b}{145R_b-1000} + \frac{3}{4}\rho_s\sqrt{\frac{h}{S}} - 0,002K}. \quad (9)$$

Как следует из выражения (9) угол наклона Z является функцией прочности бетона R_b , шага поперечной арматуры S и коэффициента объемного поперечного армирования ρ_s .

Параметр K , который изменяет прочность бетона и предельные деформации с учетом предела текучести поперечной арматуры R_{sw} в соответствии с работой Scott, Park и Priestley рекомендуется принимать по выражению:

$$K = 1 + \frac{\rho_s R_{sw}}{R_b}, \quad (10)$$

Исследования на основе модели Vallenas, Bertero и Popov

В работе Vallenas и соавторов авторами были представлены результаты испытаний двенадцати железобетонных колонн под действием осевой нагрузки. Размеры колонн 254 x 254 x 762 мм, с 8 продольными стержнями и без них, а также с ромбовидными и квадратными хомутами. В некоторых колоннах наблюдалось увеличение прочности бетонной сердцевины более чем на 20%. Созданная модель была аналогична модели авторов Scott и др. с увеличением максимальной прочности бетона в замкнутом пространстве.

Для описания восходящей ветви диаграммы сжатия бетона авторами Vallenas и др. была предложена следующая функция:

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = \frac{\frac{E_c \varepsilon_{bo} \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bo}}\right) - k \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bo}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_c \varepsilon_{bo} - 2}{k R_b}\right) \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bo}}\right)} \quad (11)$$

Нисходящая ветвь представлена линейной зависимостью в виде:

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = k \left[1 - Z \varepsilon_{bo} \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bo}} - 1 \right) \right]. \quad (12)$$

Коэффициент k , который влияет на повышение прочности бетона, определяется по формуле:

$$k = 1 + 0.1096 \left(1 - 0.24 \frac{s}{h} \right) \frac{\left(\rho_s + \frac{d_s}{d_{sp}} \rho \right) R_{sw}}{\sqrt{R_b}}, \quad (13)$$

где s – шаг хомутов; h - внутренний размер стороны хомута; ρ_s – коэффициент объемного армирования хомутов; ρ – коэффициент продольного объемного армирования; d_s – диаметр поперечных хомутов; d_{sp} – диаметр продольных стержней; R_{sw} – предел текучести поперечной арматуры.

Исследования на основе модели Hoshikuma и соавторов

Аналитические зависимости Hoshikuma и др. основаны на результатах серии испытаний на сжатие образцов железобетонных колонн с круглым и квадратным поперечными сечениями. Переменными, которые варьировались в эксперименте, были соотношение объема хомута, расстояние между ними, конфигурация крючка в креплении хомута.

Функция, определяющая восходящую ветвь:

$$\sigma_b = E_c \varepsilon_b \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bo}} \right)^{n-1} \right]. \quad (14)$$

Для нисходящей ветви предложена зависимость:

$$\sigma_b = R_{bh} - E_{des} (\varepsilon_b - \varepsilon_{bo}), \quad (15)$$

где E_{des} - наклон нисходящей линии, который может быть найден с помощью следующего уравнения:

$$E_{des} = \frac{11.2}{\frac{\rho_s R_{sw}}{R_b^2}}, \quad (16)$$

В данной работе проведено исследование влияния поперечных стержней разного диаметра (таблица 1,2). Таким образом, при диаметре стержней 10мм максимальные деформации составили при шаге: 100мм – $27,2 \cdot 10^{-3}$; 200мм – $14,1 \cdot 10^{-3}$; 300 мм - $10 \cdot 10^{-3}$.

Сравнение проведенных исследований

Многочисленно произведена оценка влияния диаметра поперечных стержней, шага поперечных стержней при постоянном классе бетона В20 на предельные деформации. Оценка выполнена на основе предложений различных авторов. Шаг хомутов составлял 100мм, 200мм и 300мм, а диаметры хомутов изменялись от 6мм до 18мм.

Расчеты показали, что при всех диаметрах хомутов происходит рост максимальных напряжений в бетоне, кроме расчетов по авторам Kent и Park. Причем с увеличением диаметра поперечных стержней это приращение возрастает. Предельные деформации бетона также растут при учете хомутов (рисунок 11).

Kent и Park в своих расчетах учитывали только поперечную арматуру. Максимальная прочность на сжатие не увеличивалась, оставалась без изменений равной 15 МПа (таблица 1). Рекомендовать эту модель не будем, так как в своих расчетах они основывались на результатах более ранних испытаний небольших квадратных колонн, проведенных исследователями Roy и Sozen.

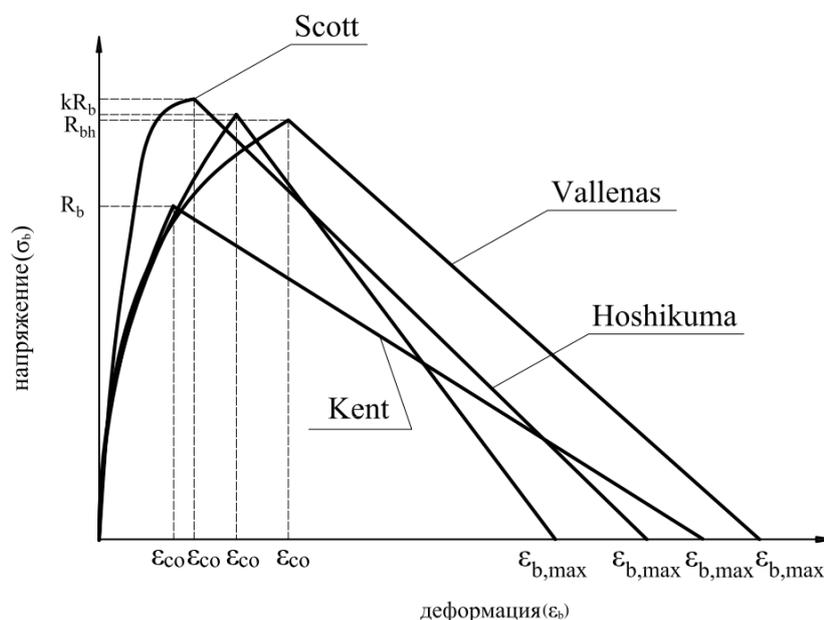


Рисунок 11 – Сравнение диаграмм

В модели авторов Scott, Park и Priestley максимальная прочность составила при шаге: 100мм – 18,22 МПа; 200мм – 16,61 МПа; 300 – 16,07 МПа (таблица 1). Максимальные деформации составили при шаге: 100мм – $33,6 \cdot 10^{-3}$; 200мм – $18,6 \cdot 10^{-3}$; 300 – $14,9 \cdot 10^{-3}$ (таблица 2). Таким образом, данная модель учитывает и рост прочности и рост предельных деформаций, однако эту модель рекомендовать не будем для расчета конструкций при статических нагрузках, так как испытания в этих работах проводились на колоннах при высоких скоростях деформации, характерных для динамических нагрузок. Поэтому данные формулы для построения диаграмм применимы для расчета на сейсмические нагружения.

В модели авторов Hoshikuma и др. максимальная прочность составила при шаге: 100мм – 17,35 МПа; 200мм – 16,17 МПа; 300 – 15,78 МПа (таблица 2). Максимальные деформации составили при шаге: 100мм – $27,2 \cdot 10^{-3}$; 200мм – $14,1 \cdot 10^{-3}$; 300 – $10 \cdot 10^{-3}$ (таблица 1). Данная модель разработана в соответствии с нормами проектирования железобетонных колонн мостов в Японии. Таким образом эти зависимости привязаны к проектированию специальных конструкций и не могут использоваться при проектировании многоэтажных монолитных каркасов.

Наиболее подходящей для расчета железобетонных колонн является диаграмма авторов Vallenias, Bertero и Popov. В своем исследовании авторы провели испытания 12 железобетонных колонн под действием осевой нагрузки. Размеры колонн были 254 x 254 x 762 мм, с 8 продольными стержнями и без них, а также с ромбовидными и квадратными хомутами. В некоторых колоннах наблюдалось увеличение прочности бетонного ядра более чем на 20%. Максимальная прочность составляет при шаге: 100мм – 17,04 МПа; 200мм – 16,3 МПа; 300 – 16 МПа (таблица 1). Максимальные деформации составили при шаге: 100мм – $37 \cdot 10^{-3}$; 200мм – $19,7 \cdot 10^{-3}$; 300 – $15,2 \cdot 10^{-3}$ (таблица 2).

Таблица 1 – Максимальная прочность сжатого бетона при изменении параметров поперечного армирования

Класс бетона	Диаметр арматуры хомутов, мм	Максимальная прочность бетона R_b , МПа									
		Kent и Park	Scott и др.			Hoshikuma и др.			Vallenas и др.		
			шаг 100мм	шаг 200мм	шаг 300мм	шаг 100мм	шаг 200мм	шаг 300мм	шаг 100мм	шаг 200мм	шаг 300мм
B20	6	15	16.17	15.59	15.39	15.86	15.43	15.28	15.91	15.63	15.5
	8		17.07	16.04	15.69	16.51	15.76	15.5	16.42	15.94	15.8
	10		18.22	16.61	16.07	17.35	16.17	15.78	17.04	16.3	16
	12		19.61	17.31	16.54	18.37	16.68	16.12	17.77	16.72	16.3
	14		21.24	18.12	17.08	19.56	17.28	16.52	18.59	17.18	16.7
	18		25.21	20.1	18.4	22.45	18.73	17.48	20.54	18.26	17.4

Таблица 2 – Максимальные деформации сжатого бетона при изменении параметров поперечного армирования

Класс бетона	Диаметр арматуры хомутов, мм	Максимальная деформация бетона $\epsilon_{b,max} \cdot 10^3$ при $\sigma_b=0$											
		шаг хомутов 100мм				шаг хомутов 200мм				шаг хомутов 300мм			
		Kent и Park	Scott и др.	Hoshikuma и др.	Vallenas и др.	Kent и Park	Scott и др.	Hoshikuma и др.	Vallenas и др.	Kent и Park	Scott и др.	Hoshikuma и др.	Vallenas и др.
B20	6	19.3	18.9	10.8	20	13.6	13.5	6.5	13.6	12.2	12.1	5.1	12
	8	26.2	25.4	17.7	27.5	16	15.7	9.8	16.3	13.5	13.3	7.3	13.4
	10	35	33.6	27.2	37	19.2	18.6	14.1	19.7	15.2	14.9	10	15.2
	12	45.9	43.6	39.8	48.4	23	22.1	19.6	23.7	17.3	16.8	13.5	17.3
	14	58.8	55.3	56	61.7	27.6	26.2	26.4	28.5	19.8	19	17.8	19.8
	18	90.7	83.8	101.7	93.6	38.9	36.2	44.5	39.7	26	24.4	28.8	25.7

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Поперечное армирование сжатого бетона представляет огромный научный и практический интерес. Наличие замкнутых хомутов повышает пластические свойства сечений, способствуя перераспределению усилий. Отодвигается момент появления и развития микротрещин. Поперечная арматура в сочетании с продольной сдерживает боковое расширение бетона, что позволяет выдерживать более высокие напряжения сжатия и деформации до того, как произойдет разрушение. За счет повышенной деформативности сжатого бетона увеличивается жесткость конструкции в предельной стадии, что особенно важно при расчете зданий на прогрессирующее разрушение.

Материалы диссертации опубликованы в следующих работах:

1. Ширяева А. А., Дзюба В.А. Влияние поперечного армирования на деформационные характеристики сжатого бетона. Наука, инновации и технологии: от идей к внедрению. Материалы Всероссийской научно-практической конференции молодых ученых, г. Комсомольск-на-Амуре, 16-17 ноября 2023 г. с. 399-402.

2. Ширяева А. А., Дзюба В.А., Журавлев Ю.В. Предельные деформации сжатого бетона с учетом поперечного армирования. Наука, инновации и технологии: от идей к внедрению. Материалы Всероссийской научно-практической конференции молодых ученых, г. Комсомольск-на-Амуре, 16-17 ноября 2023 г. с. 396-398.

3. Ширяева А. А., Дзюба В. А. Влияние шага поперечной арматуры на предельные деформации сжатого. Молодежь и наука: актуальные проблемы фундаментальных и прикладных исследований. Часть 2. Материалы VII Всероссийской национальной научной конференции

молодых учёных, г. Комсомольск-на-Амуре, 08-12 апреля 2024 г. с. 192-194.

4. Ширяева А.А., Дзюба В.А. Сопротивление сжатию железобетонных элементов. Региональные аспекты развития науки и образования в области архитектуры, строительства, землеустройства, кадастров и техносферной безопасности в начале III тысячелетия. Материалы XI Всероссийской научно-практической конференции, г. Комсомольск-на-Амуре, 16-18 декабря 2024 г. с. 199-202.

5. Ширяева А.А., Дзюба В.А. Анализ полных диаграмм сжатия бетона с поперечным армированием. VIII Всероссийская национальная научная конференция молодых учёных «Молодёжь и наука: актуальные проблемы фундаментальных и прикладных исследований», г. Комсомольск-на-Амуре, 07-11 апреля 2025 г.