

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

П. П. ПОЛЬСКОЙ

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЁТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ,
УСИЛЕННЫХ НАРАЩИВАНИЕМ СЕЧЕНИЙ**

РОСТОВ – НА – ДОНУ
2023

УДК 624.012.45: 69.059.3

П 49

П.П.Польской

П 49. Проектирование и расчёт железобетонных конструкций, усиленных наращиванием сечений: учебное пособие. – Ростов н/Д: ДГТУ, 2023 – 163 с.

Содержатся основные указания и пояснения по проектированию усиления и расчёту прочности усиленных железобетонных конструкций методом наращивания сечений с использованием железобетонных и металлических конструкций. Приведены примеры расчёта изгибаемых и сжатых элементов, усиленных с помощью набетонок, рубашек и обойм, выполненные в соответствии с требованиями СП 63.13330.2018 и рекомендаций по проектированию усиления железобетонных конструкций. Предназначено для студентов строительных вузов и факультетов, а также аспирантов и молодых специалистов.

УДК 624.012.45: 69.059.3

© Донской государственный
технический университет, 2023.
© Польской П.П., 2023.

Оглавление

Введение	5
1.Основные положения о проектировании усиления железобетонных конструкций методом наращивания сечений	6
1.1.Общие сведения о способах наращивания сечений.....	7
1.2.Материалы, используемые при усилении конструкций.....	18
1.2.1.Бетон усиления.....	18
1.2.2.Арматурная сталь и прокат	19
1.3.Технология и условия производства работ при усилении.....	20
1.3.1.Сварочные работы.....	20
1.3.2.Технология укладки бетона.....	21
1.3.3.Методы выполнения работ.....	22
1.3.4.Учет требований технологии и условий производства работ при проектировании усиления.....	28
1.3.5.Преимущества и недостатки метода наращивания сечений.....	30
2.Основные положения по расчету усиления железобетонных конструкций	31
3.Проектирование и расчет изгибаемых железобетонных элементов, усиленных обоймами, рубашками и наращиванием	34
3.1.Расчет усиления элементов прямоугольного профиля по нормальным сечениям	34
3.1.1.Анализ существующих методов расчета.....	35
3.1.2.Расчет элементов прямоугольного профиля, усиленных обоймой (общий случай).....	37
3.1.3.Примеры расчета усиления элементов прямоугольного профиля: 3.3.1-3.1.4.....	42
3.2.Расчет прочности нормальных сечений элементов таврового профиля, усиленных двухсторонним наращиванием	51
3.2.1.Граница сжатой зоны проходит в пределах высоты полки ($x < h'_f$)...51	
3.2.2.Граница сжатой зоны проходит в ребре ($x > h'_f$).....	52
3.2.3.Примеры расчета усиления элементов таврового профиля: 3.2.1-3.2.5.....	53
3.3.Расчет прочности наклонных сечений усиленных изгибаемых элементов на поперечную силу	68
3.3.1.Общие сведения по усилению элементов на поперечную силу.....	68

3.3.2.Расчет усиления изгибаемых конструкций на действие поперечных сил.....	71
3.3.3.Примеры расчета усиленных изгибаемых элементов на поперечную силу: 3.3.1-3.3.2.....	76
4.Проектирование и расчет сжатых железобетонных конструкций усиленных обоймами, рубашками или наращиванием.....	80
4.1.Расчет усиления сжатых элементов со случайным эксцентриситетом.....	80
4.1.1.Железобетонные обоймы.....	80
4.1.2.Металлические обоймы.....	83
4.1.3.Примеры расчета центрально сжатых элементов, усиленных обоймами: 4.1.1-4.1.3.....	85
4.2.Расчет усиления внецентренно сжатых элементов с расчетным эксцентриситетом.....	89
4.2.1.Особенности расчета усиления	89
4.2.2.Основные расчетные положения.....	90
4.2.3.Сопоставление существующих методов расчёта.....	95
4.2.4.Классический метод расчета усиления.....	97
4.2.5.Универсальный метод расчета усиления.....	104
4.2.6.Примеры расчета усиления внецентренно сжатых элементов: 4.2.1-4.2.3.....	108
5.Усиление сжатых железобетонных элементов стальными пред- напряженными распорка- ми.....	121
5.1.Основные сведения о конструкции распорок.....	121
5.2.Общие сведения о расчете преднапряженных распорок.....	124
5.3.Расчет центрально сжатых элементов усиленных распорками.....	126
5.4.Расчет внецентренно сжатых элементов с большими эксцентриситетами ($\xi \leq \xi_R$)	129
5.5.Расчет внецентренно сжатых элементов с малыми эксцентриситетами ($\xi > \xi_R$).....	132
5.6.Основные положения расчета преднапряженных распорок при действии двухзначных моментов.....	135
5.7.Примеры расчета сжатых элементов усиленных преднапряженными распорками: 5.1-5.4.....	135
Библиографический список.....	150

ВВЕДЕНИЕ

В учебном пособии содержатся основные положения и рекомендации по проектированию и расчёту по первой группе предельных состояний различных видов усиления изгибаемых и сжатых железобетонных элементов, выполненных методом наращивания сечений с использованием железобетонных и стальных конструкций.

Пособие состоит из пяти разделов, списка литературы и четырёх приложений. В первых двух разделах раскрываются содержание самого метода усиления наращиванием сечений с использованием обойм, рубашек, односторонних и двухсторонних набетонок, а также требования по технологии и условиям производства работ при усилении. В последующих – изложены расчётный аппарат и конструирование элементов усиления. Эти разделы сопровождаются численными примерами, позволяющими более глубоко раскрыть содержание темы. Все разделы подробно иллюстрированы.

Приведенные материалы базируются на положениях, заложенных в **рекомендациях** по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий, которые адаптированы к требованиям новых нормативных документов –СНиП 52–01–2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения», СП 52–101–2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры» и другим нормативным документам. В отдельных случаях, когда в нормах или рекомендациях отдельные вопросы широко не раскрыты, автор руководствовался предшествующей нормативной и специальной литературой.

Предназначено для более углублённого изучения вопросов усиления конструкций методом наращивания сечения в рамках курсового и дипломного проектирования и ориентировано на ручной расчёт.

1. Основные положения о проектировании усиления строительных конструкций методом наращивания сечений

Усиление железобетонных и каменных конструкций выполняется с целью увеличения или восстановления их несущей способности, которая была утрачена вследствие износа в процессе эксплуатации, перегрузки, неравномерной осадки фундаментов, надстройки и других факторов.

Наиболее распространенным и одновременно надежным методом усиления дефектных конструкций является устройство обойм, рубашек, одностороннего или двухстороннего наращивания с одновременным дополнительным армированием, которое получило широкое распространение в разных странах мира.

При проектировании и разработке вариантов усиления железобетонных и каменных конструкций необходимо руководствоваться требованием тех же нормативных документов, что и для проектирования вновь возводимых зданий и сооружений.

Согласно требованиям СНиП 52-01-2003 и ГОСТ 27751-88, все запроектированные железобетонные и каменные конструкции должны обладать достаточной прочностью и надежностью как при возведении, так и при эксплуатации в нормальных или особых условиях. Эти же требования относятся и к усиленным конструкциям.

Безопасность, безотказность и долговечность усиленных конструкций обеспечивается выполнением определенных требований, которые предъявляются к конструкциям усиления и материалам, из которых они выполнены; к технологии и методам производства работ в процессе усиления, а также к вопросам расчета и конструирования элементов усиления и усиленных конструкций.

Прежде чем рассмотреть эти требования, остановимся на самом понятии «наращивание сечений».

1.1. Общие сведения о способах наращивания сечений

Одним из наиболее распространенных методов усиления или восстановления строительных конструкций является метод наращивания сечений с помощью железобетонных, растворных или стальных конструкций. Первые сведения об успешном выполнении инженером В.К.Струве усиления существующих конструкций замкнутым сечением из бетона и дополнительной арматуры относятся к 1919 году. Примерно в то же время начались исследования по изучению равнопрочности соединения разновозрастных слоёв бетона. В 1938 году И.М.Литвинов предложил метод усиления железобетонных конструкций односторонним наращиванием бетоном с добавлением арматуры. В 1942 году была опубликована инструкция Наркомстроя, в которой был обобщен и систематизирован опыт по восстановлению и усилению железобетонных конструкций. Большой вклад в развитие теории и практики усиления несущих конструкций внесли А.А.Гвоздев, О.Я.Берг, В.В.Михайлов и другие ученые. Обширный материал по обобщению опыта восстановления и усиления конструкций и расчетный аппарат представил Н.М. Онуфриев [4].

Усиление несущих конструкций методом наращивания сечений предполагает использование четырёх её разновидностей. Одним из наиболее распространенных способов усиления стержневых систем являются **обоймы**, характерная особенность которых – замкнутое сечение, охватывающее усиливаемый элемент со всех четырех сторон. Обоймы могут быть как железобетонными и растворными, так и металлическими. Данный вид усиления балок, колонн, стен или простенков используется в случае, когда по тем или иным причинам нельзя применить менее трудоемкий способ – **одностороннего или двухстороннего наращивания** изгибаемых или сжатых элементов.

Четвертая по порядку, но не по значимости разновидность набетонки – **рубашка**, которая представляет собой не замкнутую с одной стороны конструкцию. Они используются в том случае, когда возведению обоймы препят-

ствуют другие конструкции, например плиты перекрытия для изгибаемых элементов или примыкающие несущие стены – для колонн.

Из перечисленных разновидностей набетонок наиболее надежной является **обойма**, так как благодаря замкнутой конструкции она не только охватывает балку (рис. 1.1) или колонну (рис. 1.2) по всему периметру, но и плотно зажимает элементы благодаря происходящей в бетоне усадке. Это свойство обоймы очень ценно, т.к. она даже при некачественном выполнении работ гарантирует совместность работы существующей и усиливающей конструкции.

Размеры сечения любого вида набетонок определяют расчетом. Толщину сечения обоймы или наращивания принимают также в зависимости от величины защитного слоя бетона, а также диаметра рабочей и поперечной арматуры. Минимальная её величина для изгибаемых элементов составляет 60 мм, максимальная – обычно $100 \div 120$, но не более 250-300 мм.

В наибольшей степени конструкция обоймы проявляет себя при усилении сжатых элементов, т.к. наличие замкнутой поперечной арматуры (хомутов) обеспечивает всестороннее сжатие бетона существующей конструкции, увеличивая эффект обоймы. При установке замкнутой арматуры в виде спиральной обмотки диаметром 6 мм класса А240 (А-I) эффект обоймы еще больше увеличивается. Минимальное сечение обоймы в сжатых элементах составляет 60 мм, а максимальное, в зависимости от степени увеличения несущей способности, не превышает, как правило, 300 мм. В зависимости от конструктивных особенностей и применяемых материалов для усиления колонн используют несколько типов обойм. Одним из типов железобетонных обойм являются обоймы с обычной продольной и поперечной арматурой без связи арматуры обоймы с арматурой усиливаемого элемента (рис. 1.2,а).

Площадь сечения арматуры обоймы определяется расчётом, однако диаметр сжатых стержней должен быть не менее 16, а для растянутых – 12 мм. Вязаная поперечная арматура принимается диаметром не менее 6, а сварная – 8мм.

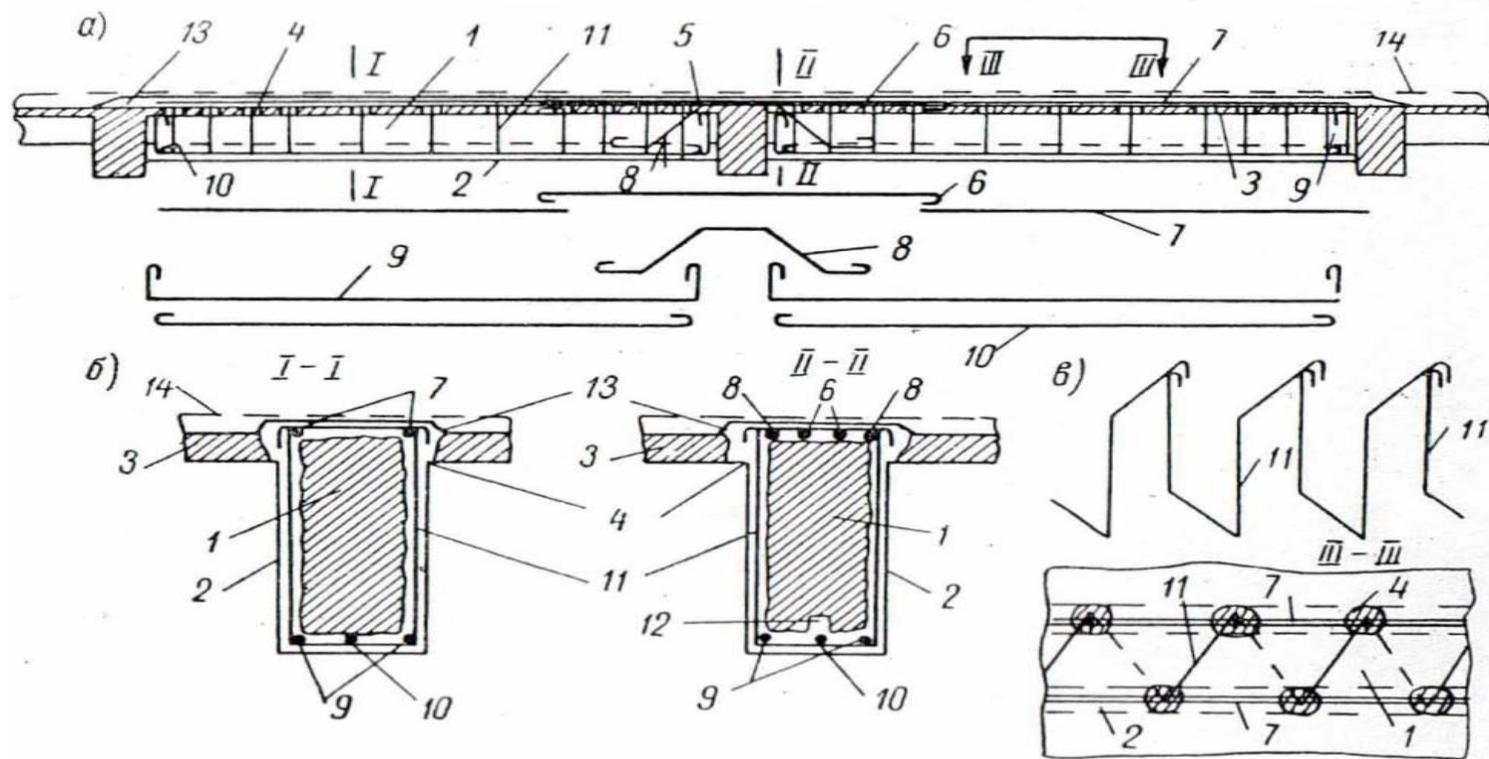
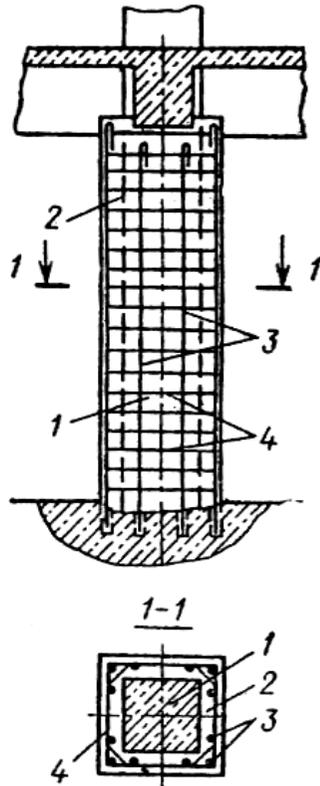


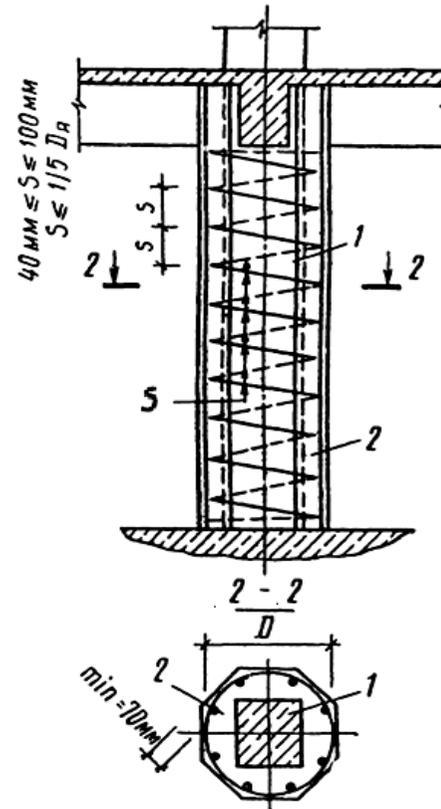
Рис. 1.1 Конструкция обоймы на неразрезной балке ребристого перекрытия:

а) – общий вид конструкции обоймы; **б)** – сечение балки усиленной обоймой; **в)** – установка хомутов при шахматном порядке пробивки отверстий в плите перекрытия; 1 – усиливаемая балка; 2 – обойма; 3 – плита перекрытия; 4 – пробитые в плите отверстия для пропуска хомутов, обоймы и для бетонирования последней; 5 – пробитые в плите отверстия для пропуска хомутов и отогнутых стержней, используемых также при бетонировании обоймы; 6 – продольная надопорная рабочая арматура обоймы; 7 – верхняя монтажная арматура обоймы для установления хомутов; 8 – косые, отогнутые стержни; 9 – нижние боковые рабочие стержни обоймы; 10 – нижние средние рабочие стержни обоймы; 11 – хомуты обоймы; 12 – гнездо для крюка средних нижних стержней; 13 – набетонка над плитой в толще пола; 14 – уровень пола

а)



б)



в)

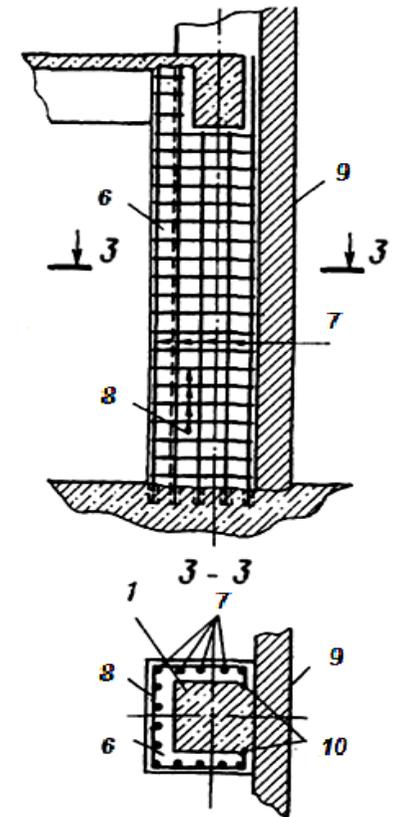


Рис. 1.2. Варианты усиления железобетонных колонн: а) – усиление колонны обычной железобетонной обоймой б) – усиление колонны обоймой со спиральной арматурой в) – усиление колонны железобетонной рубашкой
 1 – усиливаемая колонна; 2 – обойма; 3 – продольная арматура обоймы; 4 – поперечная арматура обоймы; 5 – спиральная арматура; 6 – рубашка; 7 – рабочая арматура рубашки; 8 – хомуты; 9 – ограждающая стена; 10 – сварка внахлестку хомутов к арматуре колонны

Шаг поперечной арматуры устанавливается минимальным исходя из трех условий: 15 диаметров продольной арматуры; не более трёхкратной толщины обоймы и не более 200 мм.

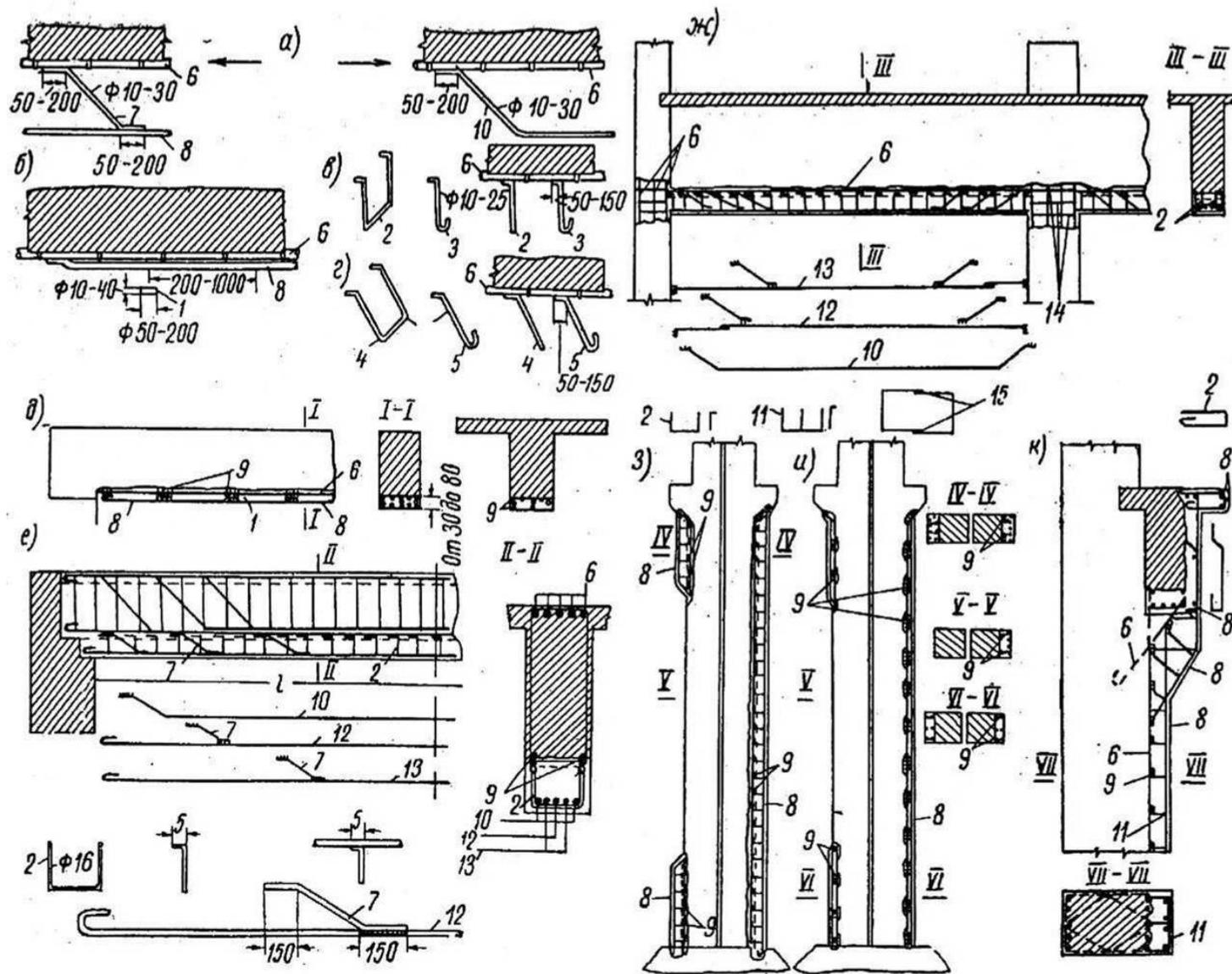
Разновидностью такого усиления являются обоймы с обычной продольной и поперечной арматурой в виде непрерывных спиралей из проволоки диаметром не менее 6 мм, устанавливаемой с шагом 40-100 мм и не более 1/5 диаметра ядра обоймы, охваченной спиралью (рис. 1.2,б). На приопорных участках в пределах длины зоны анкеровки и возможных местах концентрации напряжений шаг спиралей не должен быть более 50 мм.

При сильном повреждении колонн, причинами которого является отслоение защитного слоя бетона, коррозия металла, физические дефекты – целесообразно продольную арматуру обоймы приваривать с помощью коротышей к существующей арматуре после её тщательной очистки (рис. 1.3,д,и).

При повреждении колонн локально устраивают местные обоймы, которые должны выходить за пределы этого участка на длину не менее: 400 мм; удвоенного значения большего размера сечения; пяти толщин обоймы или длины анкеровки (рис. 1.3,з).

Наряду с железобетонными можно использовать металлические обоймы, состоящие из стальных уголков, которые устанавливают по граням колонн, соединительных планок и упорных деталей из уголков-коротышей и листового металла (рис. 1.4).

Металлические обоймы рекомендуется применять при ограниченных габаритах помещений в местах проводимого усиления или когда усиление нужно выполнить в кратчайшие сроки. При этом обязательными условиями являются: плотное примыкание металлических уголков к граням колонны; их вертикальность; плотное примыкание торцов вертикальных уголков к упорным деталям, приваренным к арматуре балок или закладным деталям. Последнее достигается



а—детали прикрепления дополнительной арматуры посредством отгибов; б—то же, посредством коротышей; в—детали вертикальных элементов для прикрепления дополнительной арматуры; г—детали наклонных элементов для прикрепления дополнительной арматуры; д—усиление на бетонной при установке дополнительной арматуры на коротышах; е—усиление наращиванием с установкой дополнительной арматуры на отгибах и хомутах; ж—то же, при наличии опор в виде колонн; з—усиление колонн наращиванием при значительном увеличении грузоподъемности; и—то же, при небольшом увеличении грузоподъемности; к—одностороннее усиление колонны консольного выступа и подкрановой балки посредством одностороннего наращивания

1—коротыши; 2—вертикальные двусрезные хомуты; 3—вертикальные крючки; 4—наклонные двусрезные; 5—наклонные крючки; 6—существующая арматура усиливаемых элементов; 7—приваренные отгибы; 8—дополнительная арматура; 9—приварка; 10—дополнительные рабочие стержни с отгибами; 11—трехсрезные хомуты; 12—рабочие дополнительные стержни с приваренными отгибами в пролете; 13—дополнительные рабочие стержни с приваренными отгибами в колоннах; 14—дополнительные хомуты в колоннах; 15—приварка, осуществляемая на монтаже.

Рис. 1.3. Детали и виды конструкций усиления методом наращивания сечения

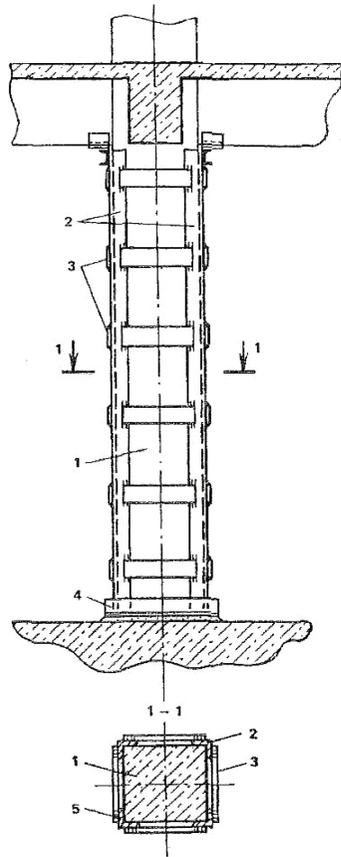


Рис.1.4. Усиление колонны металлической обоймой:

- 1 – усиливаемая колонна; 2 – стойки-уголки;
 3 – соединительные планки;
 4 – подкладки; 5 – зачеканка цементным раствором

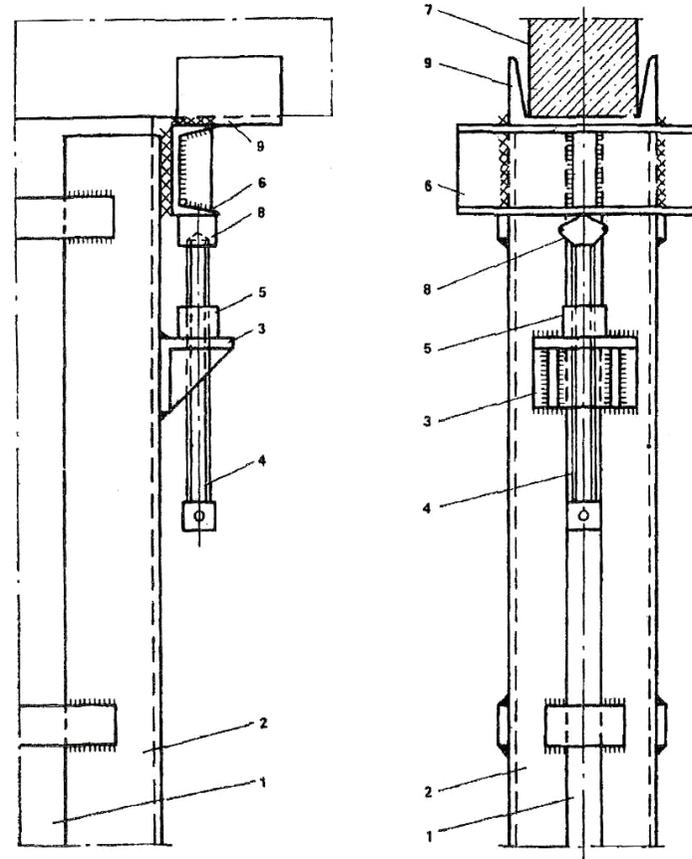


Рис.1.5. Приспособление для включения в работу металлической обоймы колонны:

- 1 – усиливаемая колонна; 2 – обойма; 3 – столик;
 4 – металлический винт; 5 – гайка; 6 – упорный элемент;
 7 – ригель; 8 – динамометр; 9 – прокладка

с помощью специальных приспособлений, один из вариантов которого приведен на рис. 1.5.

Эффективность работы металлической обоймы резко повышается при устройстве преднапряженных планок, которое осуществляется посредством их нагрева перед приваркой к уголку. Эффективность этого метода достигается за счет обжатия колонны металлическими поясами, образованными из приваренных планок при их остывании.

Наибольший эффект и надёжность при усилении колонн достигается при использовании преднапряженных металлических распорок, которые для центрально-сжатых колонн (после завершения работ по усилению) превращаются в преднапряженную, теперь уже в вертикальном направлении, обойму. Внецентренно – сжатые колонны усиливаются одно или двухсторонними распорками и работают со стороны сжатого бетона. Более подробно этот вопрос изложен в разделе 5.

Рубашки, как элемент усиления изгибаемых и сжатых элементов, рекомендуется применять в тех же случаях, что и обойма. Однако в отличие от обойм их чаще используют при усилении монолитных балок ребристых перекрытий, (рис. 1.6).

Конструкция рубашки аналогична обоймам. Они армируются продольной и поперечной арматурой. Часть поперечной арматуры балок является рабочей, а другая – конструктивной. В колоннах эта арматура является конструктивной. Рабочая арматура определяется по расчёту и устанавливается в растянутой зоне усиливаемых балок, либо работает на сжатие – в колоннах.

Поперечная арматура рубашек выполняется в виде отдельных стержней или открытых хомутов. Если последние по расчёту не требуются, то они устанавливаются конструктивно с максимально допустимым шагом с учетом высоты балок согласно действующим нормам.

Для сжатых элементов особое внимание необходимо уделять анкерровке поперечной арматуры по концам поперечного сечения рубашек. Хомуты

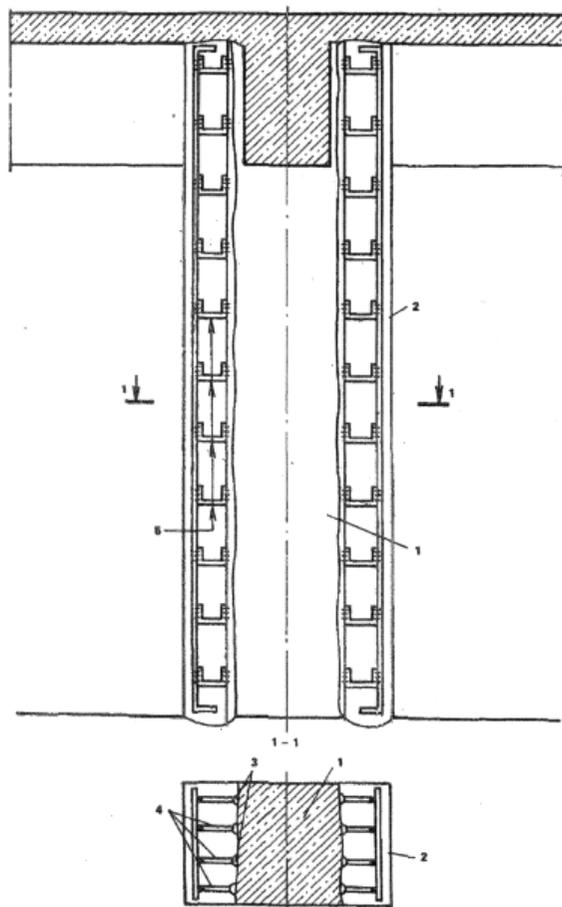


Рис. 1.7. Конструкция усиления колонны двухсторонним наращиванием сечения:

1—усиливаемая колонна; 2—одностороннее наращивание; 3—арматура колонны; 4—добавочная рабочая арматура; 5—соединительные стержни на сварке

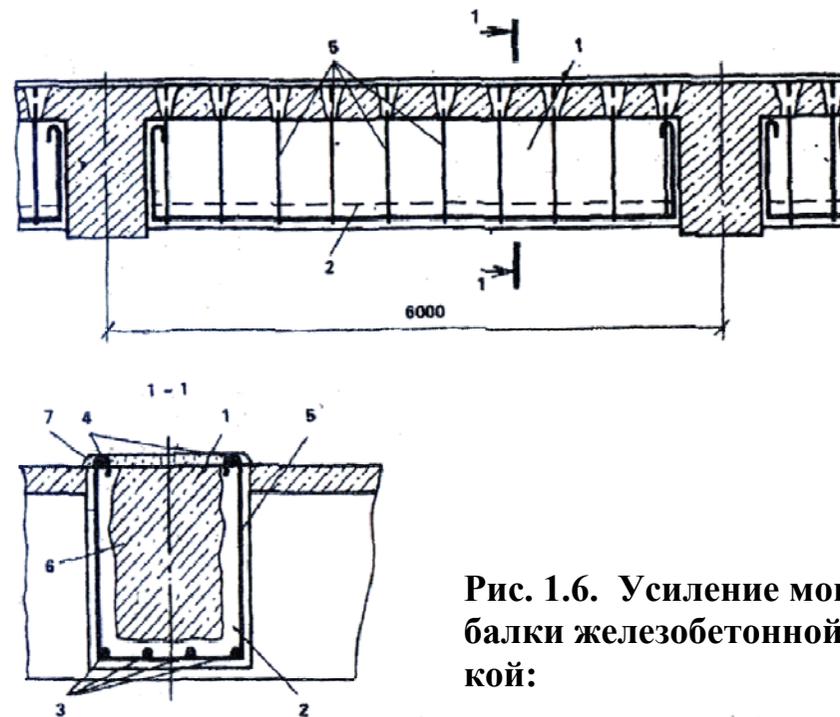


Рис. 1.6. Усиление монолитной балки железобетонной рубашкой:

1 – усиливаемая балка; 2 – рубашка; 3 – рабочая арматура рубашки; 4 – монтажная арматура рубашки; 5 – хомуты; 6 – насечка; 7 – стяжка

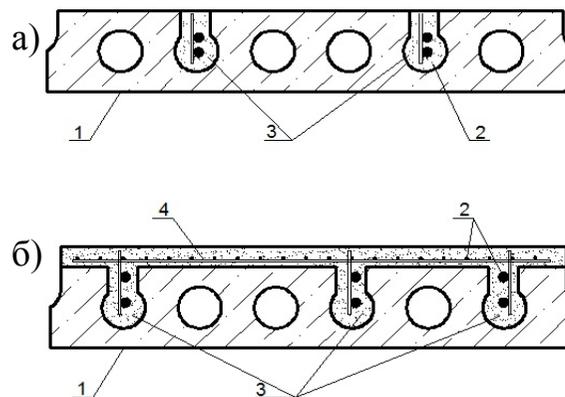


Рис. 1.8. Усиление сборных плит с пустотами:

а) – вскрытие сверху с установкой каркаса; б) – то же с бетонированием сверху с противоусадочной сеткой; 1 – усиливаемая плита; 2 – арматура; 3 – бетон усиления; 4 – противоусадочная сетка

обязательно приваривают к арматуре усиливаемой колонны. При усилении монолитных балок ребристых перекрытий хомуты выводят через просверленные в плите отверстия и анкеруют с помощью продольных арматурных стержней, укладываемых вдоль балок (рис. 1.2,в).

Усиление одно- или двухсторонним наращиванием заключается в увеличении рабочего сечения по высоте (сверху, снизу или одновременно с двух сторон) либо (аналогично) по ширине усиливаемой конструкции. Этот метод применим как для монолитных, так и для сборных конструкций (рис. 1.7–1.9).

Восприятие касательных напряжений, действующих в плоскости контакта старого и нового бетона **в плитах**, обеспечивается при толщине набетонки до 30 мм, выполненной насечкой либо в совокупности с конструктивными мерами в виде «пристреленной» сетки из проволоки диаметром 1,5–2 мм с ячейкой 40–70 мм. При большей толщине набетонки устанавливается конструктивная арматурная сетка.

В балках при любом способе наращивания прикрепление дополнительной рабочей арматуры к существующей (с оголенным на 0,5 диаметра защитным слоем бетона) осуществляется на сварке с использованием специальных стальных деталей диаметром не менее 10 мм.

При малой толщине наращивания (30–80 мм) используют коротыши диаметром 10–40 мм и длиной 50–200 мм, что позволяет приварить новую арматуру непосредственно около существующей с минимальным зазором. В случае необходимости значительного увеличения высоты наращивания (100–300 мм), применяют приваренные вертикальные и наклонные двухсрезные хомуты, крючки и отгибы. Конструкция различных деталей, их диаметры и отдельные варианты усиления изгибаемых и сжатых элементов приведены на рис. 1.3.

Коротыши в растянутой зоне размещают на расстоянии 200–1000 мм, а в сжатой – на расстоянии не более 500 мм и не более 20 диаметров продольной арматуры. Закономерность размещения хомутов и других деталей в растянутой и сжатой зонах балок аналогична и должна соответствовать требованиям

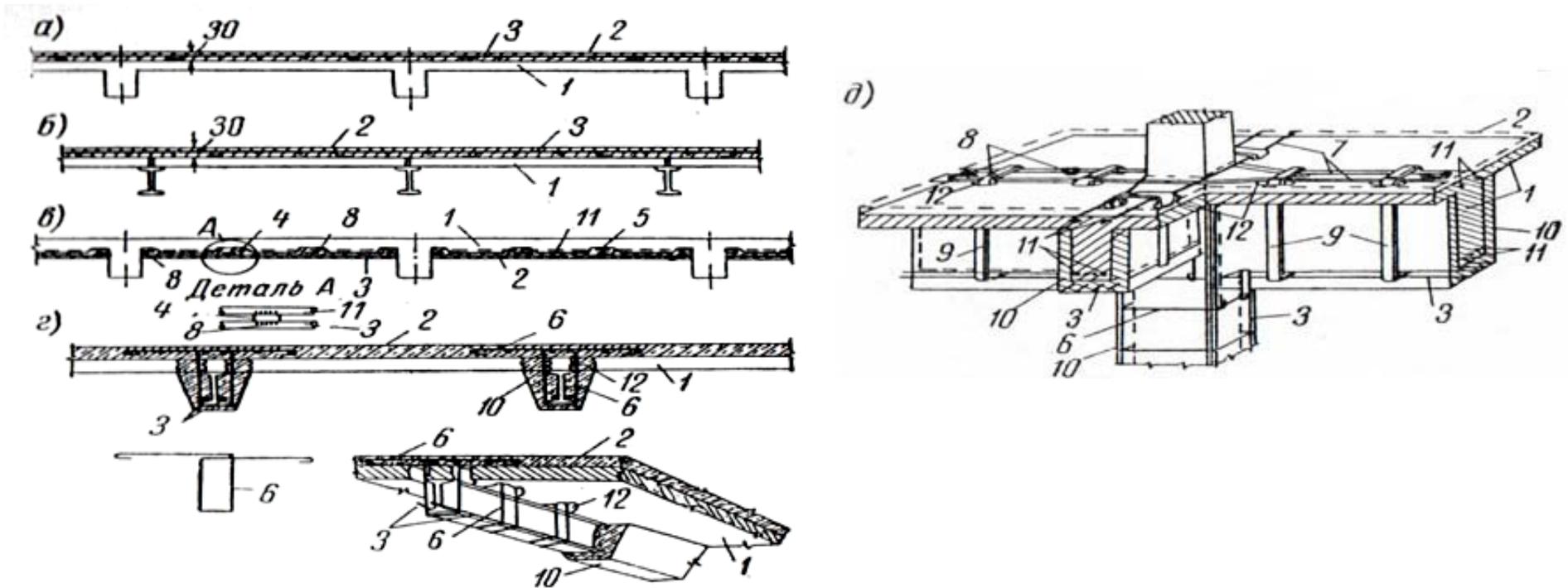


Рис 1.9. Конструкции усиления плит ребристых перекрытий наращиванием и обоями:

а) – усиление плиты наращиванием; б) – усиление сборных плит наращиванием; в) – усиление плиты наращиванием снизу; г) – усиление перекрытия, опирающегося на металлические балки; д) – усиление опорного пересечения балок; 1–существующая конструкция; 2–набетонка усиления; 3–дополнительная арматура конструкции усиления; 4–коротыши для приварки дополнительной арматуры; 5–сколотый бетон для оголения арматуры плиты; 6–дополнительные хомуты; 7–надопорная дополнительная арматура; 8–сварной шов; 9–хомуты из полосовой стали; 10–обойма; 11–существующая арматура, усиливаемой конструкции; 12–отверстия пробитые в плите для пропуска хомутов и бетонирования обоймы металлических балок.

действующих нормативных документов.

Более подробно вопросы конструирования элементов усиления для наиболее распространенных видов конструкций и методов силового воздействия рассмотрены ниже в соответствующих разделах.

1.2. Материалы, используемые при усилении конструкций

Одним из основных факторов надежной работы усиленных конструкций является обеспечение совместной работы усиливаемого и усиливающего элементов. В первую очередь это достигается обеспечением надежного сцепления между старым и новым бетоном, которое может колебаться, согласно проведенным исследованиям, от почти полной прочности монолитного бетона до 40% от неё. Во многом это зависит от применяемых материалов и технологических факторов.

1.2.1. Бетон усиления. Класс бетона усиления должен приниматься выше, чем ближайший условный класс существующего бетона. Но в любом случае не ниже В15 для надземных конструкций и В12,5 – для фундаментов. Раствор для заделки отверстий, защитной штукатурки и т.п. принимается не ниже марки 150.

Для бетона и раствора должен использоваться нормальный портландцемент марки не ниже 400. Это связано с тем, что быстротвердеющие цементы, в особенности глиноземистые, показывают пониженную до 50% прочность по контакту поверхностей, т.к. обладают повышенной усадкой. При необходимости быстрого схватывания и твердения рекомендуется тот же цемент в совокупности с температурной обработкой бетона при мягком режиме повышения температуры, составляющем 5-10° С в час.

Применение быстротвердеющих цементов или добавок – ускорителей твердения допускается только при соответствующем подборе составов, которые обеспечивают усадку, не превышающую для обычных бетонов естественного твердения.

Крупность заполнителя и удобоукладываемость бетонной смеси должны увязываться с толщиной облоймы, рубашки или одностороннего наращивания.

Максимальная крупность заполнителей для бетона усиления принимается из следующих условий. При вибрировании бетона усиления крупность заполнителя не должна превышать 20 мм при толщине набетонки более 120 мм (за исключением массивных конструкций) и 5÷10 мм – при толщине облоймы 75–120 мм. При торкретировании крупность заполнителя принимается согласно паспортных данных используемого оборудования, но не более 8-10 мм. При толщине полости подлива высотой до 50 мм – не более 5 мм. При частом расположении арматуры допускается применять цементно-песчаный бетон с проектной прочностью с модулем крупности песка не ниже 2,2–2,5.

Удобоукладываемость бетонной смеси зависит от толщины набетонки и положения бетонируемого элемента. При толщине бетонируемого элемента до 120 мм осадка конуса принимается не менее 6-8 см; от 120 до 200 – от 5-6 см до 2-3; при толщине более 200 мм и наличии вибробулавы – 1-3 см. Для повышения удобоукладываемости жёсткого бетона рекомендуется применять пластификаторы при наличии **подбора** составов с целью уменьшения усадки. При использовании литых – суперпластифицированных смесей осадка конуса бетона должна составлять 16–20 см.

Очень важен и температурный режим. При усилении конструкций в зимнее время, усиливаемые конструкции и бетон усиления должны иметь температуру **не менее 15° С**.

1.2.2. Арматурная сталь и прокат. Для армирования элементов усиления рекомендуется применять рабочую арматуру классов А240 (А-I), А300 (А-II) и А400 (А-III) по ГОСТ 5781-82(2005), т.е. мягкую сталь. Рекомендуемую СП [10] в качестве рабочей арматуры преимущественно сталь классов А500 и В500 на наш взгляд можно применять лишь в случае усиления конструкций, изготовленных с использованием рабочей арматурой указанных классов. В кон-

струкциях, предназначенных для работы в агрессивных средах, желательно использовать стали Ат-IVК; Ат-VСК и Ат-VIK.

Для изготовления металлических конструкций усиления (стальные обоймы, преднапряженные распорки) рекомендуется применять прокат из сталей класса С235 марок ВСт-3Гпс; ВСт-3пс; ВСт-3кп по ГОСТ 380-71*, в том числе сталь листовую горячекатаную по ГОСТ 19903-74*, сталь прокатную уголковую по ГОСТ 8509-86 и ГОСТ 8510-86; швеллеры по ГОСТ 8240-89; болты и гайки нормальной точности по ГОСТ 1759.0-87 и ГОСТ 1759.5-87*; шайбы по ГОСТ 18123-82*.

1.3.Технология и условия производства работ

при усилении наращиванием

В обеспечении надежности совместной работы старого и нового бетонов, в том числе сцепления, важную роль играют технологические факторы, связанные с выполнением сварочных работ, процесса бетонирования, в том числе удобство выполнения, а также требований технологии и условий производства работ.

1.3.1.Сварочные работы при усилении железобетонных конструкций необходимо выполнять в соответствии с ГОСТ 10922-75, СНиП III-18-75 и СНиП 3.03.01-87. Не допускается производство сварочных работ (соединений) при напряжениях в арматуре усиливаемого элемента более 85% от предела текучести без принятия мер по разгрузке или временному усилению.

При использовании сварных соединений, детали (коротыши, хомуты, крючки, скобы и др.), привариваемые к существующей арматуре, во избежание подрезов и пережогов арматуры рекомендуется изготавливать из стали класса А240 (АI) диаметром 10 – 16 мм. При этом перечисленные детали, соединяющие на сварке существующую и дополнительную арматуру, должны располагаться «в разбежку» (в шахматном порядке), а расстояние между ними должно составлять не менее 20 диаметров существующей арматуры.

Коротыши в зависимости от их размера (от 10 до 40 мм), устанавливаются по длине с шагом $200 \div 1000$ мм.

Для снижения деформации усиливаемых конструкций приварку дополнительной арматуры к существующей с помощью коротышей рекомендуется выполнять симметрично в направлении от опор (менее нагруженных участков) к более нагруженным.

Приварку скоб и хомутов необходимо вести от изогнутой части к концу стержня с обязательным заплавлением кратера шва. Сечение сварных швов должно быть минимальным во избежание концентрации напряжений. Целесообразнее увеличить длину шва вместо его толщины. Сварку в один проход при высоте катета шва $k_f \leq 3$ мм осуществляют электродами типа Э42 диаметром 2,5 мм.

При выполнении сварных соединений под нагрузкой при отрицательной температуре или наличии динамической нагрузки швы с катетом $k_f \leq 6$ мм выполняют за два прохода, а при большем катете – за три. При усилении конструкций, полностью разгруженных от временных нагрузок, допускается сварные швы с катетом 4–6 мм выполнять в один проход, применяя электроды диаметром 4–6 мм.

При устройстве многослойных швов перед наложением каждого последующего слоя следует устраивать перерыв для остывания предыдущего слоя до температуры ниже 100°C . Двухсторонние многослойные швы накладывают симметрично слоями поочередно с каждой стороны, строго соблюдая температурный режим.

В стальных конструкциях усиления сварные швы накладываются симметрично относительно нейтральных осей свариваемых элементов. Катет шва увязывается с толщиной деталей.

1.3.2. Технология укладки бетона

Усиление методом наращивания сечений сводится к укладке нового бетона соответствующего состава и пластичности на чистую шероховатую по-

верхность старого бетона с обязательным вибрированием. Вид или характер шероховатости поверхности определяется в каждом конкретном случае в зависимости от возраста и технического состояния бетона и самой конструкции. При относительно молодом бетоне получить шероховатую поверхность можно, если тщательно обработать металлическими щетками. Однако в большинстве случаев на усиливаемую поверхность наносится насечка с помощью перфоратора, снабженного специальными насадками. При насечке всю поверхность необходимо очистить от верхней пленки цементного молока, а на каждом квадратном дециметре должно остаться не менее трех раковин площадью 2-3 см² глубиной 10-15 мм.

В помощь насечке для обеспечения совместной работы старого и нового бетонов применяют различные конструктивные мероприятия, например пристреливание сеток или установка в высверленные отверстия скоб, коротышей на эпоксидном клее.

Усиливаемую поверхность после насечки обязательно обеспыливают сжатым воздухом и промывают сильной струей воды из брандспойта. Указанные работы нужно проводить за 1–1,5 часа до укладки нового бетона, чтобы усиливаемые поверхности были влажными, но не мокрыми и без лужиц воды в насечке. Последнее повышает водоцементное отношение укладываемого бетона и снижает прочность сцепления.

1.3.3. Методы выполнения работ

Одним из основных условий выбора того или иного способа усиления является наличие свободной рабочей зоны вокруг усиливаемого элемента, необходимой для установки подмостей или рабочей площадки. В зависимости от вида конструкции и высоты этажа ширина рабочей зоны составляет 1–2 м.

Конфигурация наращивания сечений выбирается с учетом возможности использования сварных сеток и каркасов заводского изготовления и окончательно принимается в зависимости от принятого метода бетонирования.

При устройстве **обойм** для прямоугольных самостоятельных балок укладку товарного бетона ведут сверху с использованием заранее подготовленной горизонтальной опалубки на весь элемент. Обоймы колонн устраивают по аналогии с обоймами балок, однако бетонирование выполняют по высоте щитов переставной опалубки. Как правило, высота щита составляет 0,6-0,8 м, а при литых смесях – до 1,5 м.

В некоторых случаях обоймы бетонируют с использованием торкрет-бетона. Нанесение бетона торкретированием производится как правило в безопалубочном варианте слоями толщиной до 15 мм. При этом общая толщина обоймы может быть уменьшена до своего минимального конструктивного значения – 30 мм.

В том случае, когда балка входит в состав ребристого перекрытия, работы по устройству обоймы усложняются. Лучший вариант обоймы получают при одновременном усилении плиты. Обоймы в этом случае бетонируют через пробитые по грани балок в шахматном порядке отверстия сечением 200х200 мм с расстоянием до 700 мм (см. рис. 1.1,в и 1.9) но не менее 500мм. Эти же отверстия используют для установки поперечной арматуры. При устройстве обоймы только для ребра балки, непосредственно над балкой на плите делают набетонку с уклоном в обе стороны от балки (поз. 13 на рис.1.1). При наличии пола это делается в его толще. Одновременно вдоль балки между отверстиями делаются борозды для установки надопорной продольной арматуры, к которой закрепляются и хомуты. Анкеровка надопорной арматуры осуществляется крючками, загнутыми на её торцах, для которых также вырубают гнёзда.

Бетонирование **рубашек** в балках ребристого перекрытия лучше всего производить с использованием пневмонасосов и литой смеси бетона либо торкретированием. При ограниченных объемах усиления или когда механизированная укладка неприемлема, бетонирование осуществляется более трудоемким ручным способом с использованием специальных ящиков (рис. 1.10).

В этом случае верх короба опалубки не доходит до низа плиты перекрытия на 100–150 мм. Бетонирование производится участками посредством переставных трехсторонних ящиков с толкателями (своеобразными поршнями). Эти ящики боковыми сторонами опираются на вертикальные стенки опалубки, а днищем - на переставные подставки.

После наполнения ящика бетоном, его устанавливают в рабочее положение и с помощью толкателя освобождают от бетона, заполняя рубашку. Одновременно происходит поверхностное вибрирование короба либо с применением шлангового вибратора. Бетон укладывают параллельно с двух сторон короба с последовательным перемещением вдоль балки.

При отсутствии оборудования на перекрытии бетонирование рубашек можно выполнять по аналогии с устройством обойм – через пробитые в плите отверстия.

При устройстве рубашек особое внимание нужно уделять анкеровке поперечной арматуры по концам поперечного сечения рубашек. Если усиливаются колонны, то хомуты приваривают к продольной арматуре усиливаемого элемента. При усилении монолитных балок ребристых перекрытий – хомуты выводятся через просверленные в плите отверстия и анкеруют с помощью дополнительных продольных стержней арматуры диаметром 8–10 мм. Диаметр вязаных хомутов должен быть не менее 6, а сварных – не менее 8 мм. При усилении сборных конструкций диаметр поперечной арматуры обычно увеличивают на 2 мм.

Как и при устройстве обойм, рубашки можно устанавливать только на поврежденных участках с аналогичными конструктивными требованиями.

Устройство **набетонок сверху** балок или плит (рис. 1.9 и 1.10) не требует особых комментариев и выполняется по подготовленной поверхности с вибрированием. Толщина набетонок усиления сверху должна быть не менее 35 мм при использовании обычного бетона и 25 – при торкретировании.

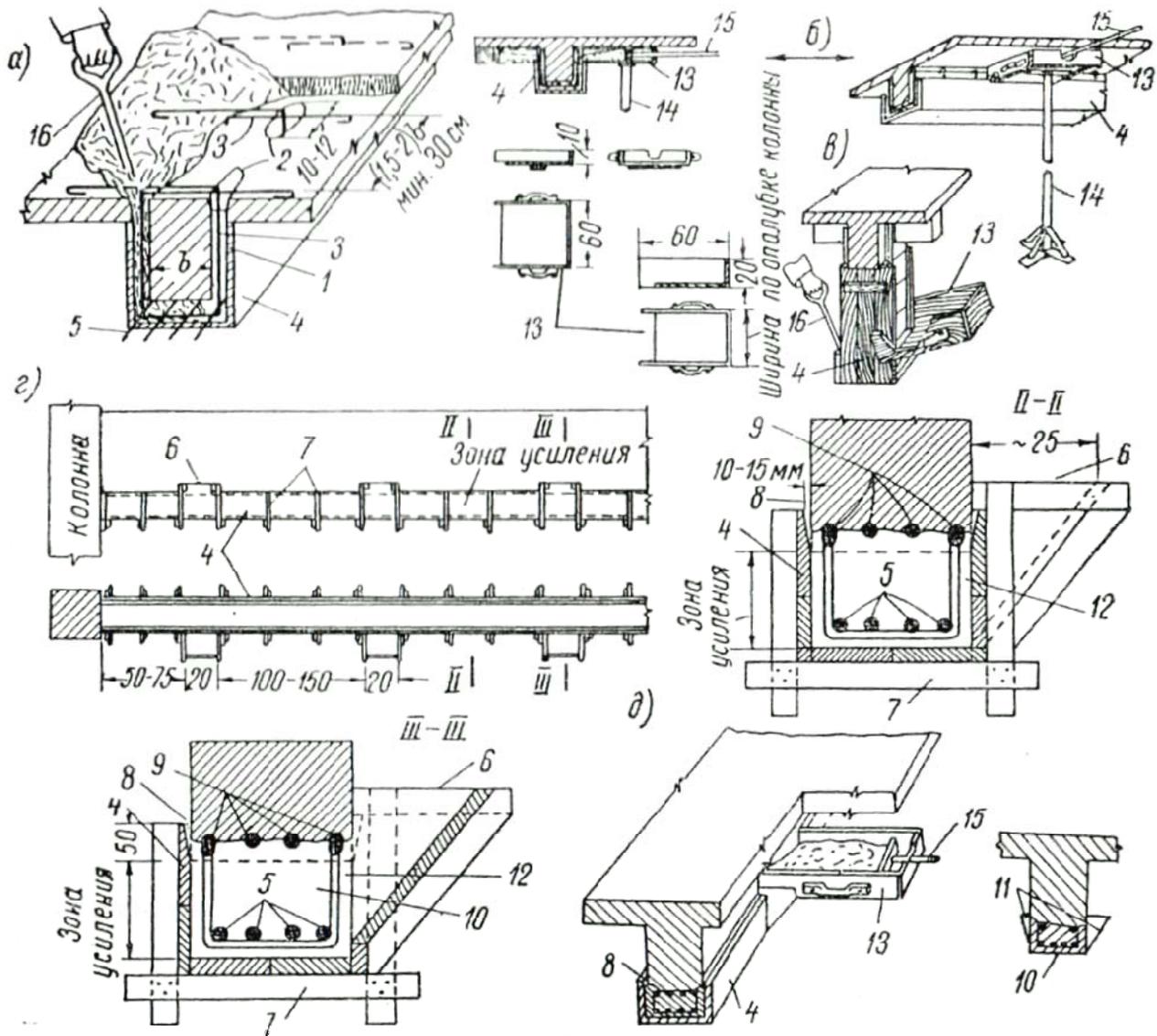


Рис. 1.10. Бетонирование обоймы, рубашек или наращиваний при усилении железобетонных элементов:

а) – бетонирование обоймы балки ребристого перекрытия через отверстия в плите; б) – бетонирование рубашек с помощью ящиков; в) – бетонирование бокового наращивания колонны с помощью ящика попеременно с двух сторон; г) – опалубка для бетонирования наращивания балки снизу с помощью боковых воронок; д) – бетонирование нижнего наращивания балки при помощи ящика

1 – зазор между боковыми гранями балки и коробом опалубки для рубашки; 2 – пробитые отверстия в плите для пропуска хомутов и укладки бетона; 3 – концы хомутов; 4 – короб опалубки; 5 – вновь устанавливаемая продольная арматура; 6 – загрузочная боковая воронка для укладки бетона; 7 – ребра жесткости коробов опалубки; 8 – зазор для выпуска воздуха и контроля заполнения; 9 – существующая арматура усиливаемой конструкции; 10 – набетонка усиления; 11 – уступы в местах воронок, которые скалываются после снятия опалубки; 12 – приваренные; 13 – ящик для бетонирования; 14 – подставка; 15 – выталкиватель бетона из ящика; 16 – штыковка

При усилении неразрезных плит устанавливают дополнительную надпорную арматуру, а пролетная остается без изменения. При этом толщина набетонки принимается такой, чтобы пролетной арматуры было достаточно (при одновременном увеличении высоты сечения) для восприятия возросшей нагрузки. Этот метод используют и для усиления сборных плит, превращая их в неразрезные.

Если устройство набетонок сверху не представляется возможным (при наличии оборудования), то используют менее удобный способ наращивания плит снизу. Как правило, такое усиление выполняют с помощью потолочного торкретирования. При невозможности использовать этот метод, бетонирование после установки опалубки осуществляется через пробитые в плите отверстия, расположенные в шахматном порядке с шагом не более 800 мм. Толщину нижней набетонки плит нужно выбирать такой, чтобы количество надпорной арматуры было достаточным при возросшей рабочей высоте плиты. При этом минимальная толщина набетонки в этом случае составляет 60 мм при обязательном вибрировании.

Установка дополнительной расчетной арматуры выполняется при помощи коротышей, приваренных к существующей арматуре, или крючков, устанавливаемых на пересечении стержней сетки. Для осуществления этого, в плите снизу пробивают поперечные борозды с оголением арматуры. Расстояние между этими бороздами должно быть в пределах 500-700 мм. Дополнительные борозды пробивают также вдоль главных и второстепенных балок с одновременным вскрытием существующей арматуры, к которой приваривают концы дополнительной арматуры.

При **наращивании балок снизу** (со стороны растянутой зоны) и использовании торкретбетона набетонку выполняют прямоугольного очертания без установки опалубки. Толщина набетонки в этом случае должна быть не менее 50 мм.

При большом коэффициенте усиления монолитных балок, имеющих, как правило, достаточно большую ширину, набетонка осуществляется с установкой прямоугольной опалубки. Для укладки бетона в опалубке устраивают боковые воронки, расположенные с шагом 1–1,5 м. Верх этих воронок должен располагаться выше нижней растянутой грани усиливаемой балки. В местах примыкания опалубки к боковым поверхностям балок предусматриваются щели шириной 10–15 мм для выпуска воздуха (поз. 1 на рис.1.10) Наплывы бетона после снятия опалубки и набора им прочности – удаляют.

Для сборных балок, особенно таврового профиля, наращивание снизу рекомендуется выполнять с уширением ребра. При этом должны выполняться следующие соотношения: ширина растянутой полки $b_f \geq (b+150)$ мм; высота полки $h_f \geq 100$ мм; или $h_f \geq 1/3b_f$. Углы наклона верхней грани набетонки должны быть не менее 15° для конструкций внутри помещений и 45° – для конструкций на открытом воздухе.

Одно- и двухстороннее наращивание колонн практически ничем не отличается от усиления балок. Такое наращивание можно выполнять как на всю высоту колонны, так и на отдельные наиболее дефектные участки. При небольших набетонках сопряжение добавочной и существующей арматуры выполняется на коротышах, а при толщине набетонки 100 мм и больше – на хомутах, приваренных к оголенной арматуре усиливаемых колонн.

При выполнении набетонок в балках и колоннах следует выполнять расчет на действие касательных усилий по плоскости срачивания старого и нового бетона. Это вызвано тем, что существенно уменьшается контактная поверхность и отсутствует обжимающий усадочный эффект. Однако наличие приваренной поперечной арматуры является достаточной гарантией прочности по зоне контакта.

Приспособление для наращивания балок снизу можно с успехом использовать при усилении колонн (сечение II-II на рис. 1.10). В этом случае опалубка устанавливается на всю высоту колонны, а загрузочные воронки изготавливают

с одной или двух сторон удобным для загрузки бетона уклоном. Ширина воронок соответствует ширине опалубки. Загрузка бетона в верхней трети колонны осуществляется с помощью уже известных по усилению балок ящиков.

1.3.4. Учет требований технологии и условий производства работ при проектировании усиления

Выбор конструкций усиления должен в обязательном порядке увязываться с требованиями технологии выполнения работ и условиями, в которых эти работы выполняют.

Технологические требования устанавливают соответствие конструкций усиления (по толщине и конфигурации набетонок, виду арматуры и др. факторы) параметрам применяемой оснастки, оборудования и инструмента. Условия производства работ определяют в том числе возможность применения того или иного способа усиления, которые связаны в первую очередь с наличием свободной зоны вокруг усиливаемого элемента или конструкции.

Конфигурацию наращиваний любого вида выбирают с учетом возможности применения изделий заводского изготовления при одновременном учете простоты конструкции.

Размеры обойм, рубашек и наращиваний рекомендуется увязывать не только с требованиями расчета и конструирования, но и с принятым методом бетонирования и оснастки.

Основные из этих требований следующие:

–при усилении плит сверху толщина набетонок должна быть не менее 35 мм при бетонировании с вибрированием и 25 мм – при торкретировании;

–толщина набетонок при усилении плит снизу должна быть не менее 60 и 35 мм соответственно при бетонировании с вибрированием и торкретировании. Бетонирование в первом случае выполняется через пробитые в плитах технологические окна, о чем было сказано выше в п. 1.3.3.;

–минимальная толщина обойм при усилении колонн по конструктивным требованиям принимается 60 мм. Однако при использовании глубинных вибраторов, толщина стенки должна быть не менее 80 мм при высоте щитов опалубки 0,6÷0,8 м и 130 мм – при высоте щитов 1,2 м;

–при использовании наружного вибрирования и литых бетонных смесей толщина стенок обойм принимается не менее 75 мм при высоте щитов опалубки 1,5 м и более;

–при торкретировании минимальная толщина слоя обоймы для колонн должна быть не менее 50 мм;

–при усилении металлических конструкций из прокатных профилей путем бетонирования толщина защитного слоя бетона принимается не менее 50 мм.

При проектировании усиления необходимо учитывать и результаты натурного обследования, а именно:

–в случае значительных отклонений арматуры в конструкциях от своего проектного положения соединительные детали следует принимать Г-образной формы с последующим вторым загибом по месту и приварке деталей к существующей арматуре. При этом диаметр соединительных деталей должен быть не более 12 мм;

–в целях выполнения усиления по проекту соединительные детали (отгибы, коротыши и др.) рекомендуется проектировать с учетом компенсации имеющихся отклонений, т.е. предусматривать стыки внахлестку или с накладками. Во избежание перекосов арматуры соединительные детали принимаются из арматуры класса А240 диаметром не менее 10 мм. Их форма должна быть простой, позволяющей использовать гибочные автоматы;

–детали усиления, охватывающие существующие элементы, принимают по максимальным размерам сечения этих элементов.

При использовании стальных конструкций усиления (в нашем случае преднапряженных распорок), их проектируют с учетом возможности заводского изготовления, полностью подготовленными к монтажу. Желательно преду-

смаывать выполнение контрольной сборки на заводе-изготовителе. При наличии значительных отклонений размеров по высоте, выявленных в процессе обследования, металлические конструкции усиления проектируют со смещаемыми опорами. Роль смещаемых опор отводится установочным болтам, диаметр которых должен быть рассчитан на восприятие монтажных усилий не менее трех тонн (30 кН.).

Помимо вышеизложенного при проектировании усиления необходимо учитывать общепринятые правила по вопросам унификации размеров сечения элементов усиления и положения о допусках. Последние – при использовании торкретбетона не должны быть отрицательными, а положительная их величина должна указываться на рабочих чертежах.

Более подробно рассматриваемые вопросы приведены в разделе 4 [7].

1.3.5.Преимущества и недостатки метода наращивания сечений

Рассмотренные в настоящем разделе конструкции усиления в виде обойм, рубашек, одно- или двухстороннего наращивания обладают целым рядом преимуществ, которые в ряде случаев невозможно превзойти, несмотря на появление современных методов усиления с использованием композитных материалов. Эти **преимущества** следующие:

–достижение значительного эффекта по увеличению несущей способности усиленных конструкций при относительно малом расходе материалов, что свидетельствует об экономичности данного метода усиления;

–возможность использования наращивания сечений не только для увеличения несущей способности конструкций при проведении реконструкции, но и исправления допущенных при проектировании или изготовлении ошибок, что свидетельствует об его универсальности;

–вышеперечисленные конструкции усиления, выполненные из бетона и дополнительной арматуры, обладают органической идентичностью с существую-

щими железобетонными конструкциями, сохраняя основное, очень важное, свойство железобетона – его монолитность;

–относительно небольшое увеличение размеров сечения конструкций при высоком коэффициенте усиления и незначительном уменьшении габаритов помещений. При этом не страдает эстетичная сторона вопроса, т.к. внешний вид усиленных конструкций мало чем отличается от первоначального;

Несмотря на целый ряд важных преимуществ метода наращивания сечений, он имеет и существенные **недостатки**:

–сложность проведения работ, особенно в стесненных условиях, которая проявляется в большой трудоемкости, многодельности, большим объемом подготовительных работ (установка лесов или подмостей; вскрытие арматуры существующих конструкций; как правило, потолочные швы при выполнении сварных работ), бетонировании относительно тонких конструкций;

–необходимость тщательного проведения всех видов работ как на стадии подготовки, так и на стадии выполнения работ (по установке и закреплению дополнительной арматуры, а также при самом бетонировании), что требует узкоспециализированной квалификации и грамотного и надежного контроля за выполнением работ;

–невозможность проведения работ по усилению конструкций без остановки действующего производства, что сказывается на экономической эффективности предприятия.

2. Основные положения по расчёту усиления железобетонных конструкций.

Согласно СП 52-01-2003 восстановление и усиление строительных конструкций необходимо выполнять на основе результатов контурного обследования, поверочного расчета, а также расчета и конструирования усиливаемых конструкций.

Руководствуясь разделом 3[7] применительно к усилению конструкций методом наращивания сечений, можно выделить следующие расчетные положения.

Усиленные конструкции рассчитывают по двум группам предельных состояний, а именно – по несущей способности или непригодности к дальнейшей эксплуатации и нормальной эксплуатации, осуществляют в соответствии с бытовыми и технологическими требованиями (или по деформированности, трещиностойкости и ширине раскрытия трещин). Исключение составляют обычные конструкции, усиление которых выполнено вследствие наличия дефектов. Для таких конструкций расчет выполняют только по предельным состояниям первой группы.

Расчёт конструкций усиления производится в соответствии с указаниями и положениями действующих нормативных документов (см. п.п. [9-13] в списке используемой литературы) и рекомендаций по проектированию усиления ...[7] в предположении, что усиленная конструкция работает как единое монолитное целое. Все конструктивные требования, относящиеся к вновь проектируемым конструкциям, справедливы и к конструкциям усиления (если это специально не оговорено в выше указанных рекомендациях).

Нормативные и расчетные значения прочности бетона и арматуры для элементов усиления принимают согласно [10]. При этом расчетные сопротивления бетона и арматуры должны учитывать коэффициенты условий работы γ_{bt} и γ_{st} согласно действующего свода правил.

Для усиливаемого элемента указанные характеристики принимают по результатам натурного обследования конструкций с учетом статистической надежности результатов обследования и коэффициентов надежности по п.п.1.47–1.49 [7].

Если в усиленном элементе использовали бетоны и арматуру разных классов, то в расчете каждый вид бетона и арматуры вводят со своими расчетными характеристиками. При этом центр тяжести усиленного элемента и ста-

тические моменты рекомендуется определять, приводя все расчетные сечения к бетону и арматуре одного класса.

Усиление конструкций железобетонными обоймами, рубашками, наращиванием рекомендуется выполнять при нагрузке, не превышающей 65% от её расчётного значения. Если это условие невыполнимо (т.е. нагрузка >65%), при определении расчетных характеристик бетона и арматуры принимают дополнительные коэффициенты условий работы $\gamma_{br1} = 0,8$ и $\gamma_{sr1} = 0,8$. При нагрузке, превышающей 80% от предельного значения, сварные работы на арматуре запрещены.

При усилении приопорных участков балок на поперечную силу необходимо учитывать наличие трещин в наклонном сечении введением дополнительных коэффициентов $\gamma_{swr6} = 0,75$ и $\gamma_{swr7} = 0,85$, учитывающих соответственно работу бетона и преднапряжённых хомутов. При отсутствии трещин в наклонном сечении указанные коэффициенты равны единице.

При усилении сжатых железобетонных элементов преднапряжёнными распорками вводится дополнительный коэффициент условий работы $\gamma_{sr5} = 0,9$, учитывающий снижение расчётных сопротивлений прокатной стали.

При повреждении площади сечения усиливаемого элемента или рабочей арматуры на 50% и более, несущую способность существующих конструкций в расчётах не учитывают и вся нагрузка передается на элементы усиления. Площадь сечения поперечной арматуры (как и продольной) определяют по результатам обследования.

При наличии следов коррозии арматуры из высокопрочной проволоки, конструкцию следует усиливать на полную нагрузку, без учета работы этой арматуры.

При приварке к существующей арматуре деталей усиления или дополнительных стержней, её расчетное сечение должно снижаться на 25% в связи с возможным пережогом.

Прочность усиленных конструкций нужно рассчитывать для нормальных и наклонных сечений, а также на действие нагрузок, вызывающих местное смятие, продавливание и отрыв.

При использовании комплексного усиления (бетон и металл), расчет усиленной конструкции должен производиться с учетом податливости узлов сопряжения, которая принимается равной:

- при металлических упорах на бетон через слой раствора – 1–5 мм/узел;
- при сопряжении металла с помощью болтов – 1 мм/узел.

3. Проектирование и расчет изгибаемых железобетонных элементов, усиленных обоймами, рубашками и наращиванием

3.1. Расчет усиления элементов прямоугольного профиля по нормальным сечениям

Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций предполагают готовые расчетные формулы, которые базируются на решении классических уравнений равновесия внешних и внутренних сил и учитывают весь спектр изменения параметров усиливаемого сечения: прочностные характеристики материалов; различные виды наращивания, а также различные варианты армирования. Все это позволяет назвать данный метод универсальным.

Вместе с тем, форма подачи отдельных расчетных формул на стадии определения площади дополнительной рабочей арматуры как бы предполагает наличие заранее выполненного расчета, т.к. в этих формулах используют приведенные характеристики усиленного сечения (в частности h_{0red}), которые до начала расчета площади дополнительной рабочей арматуры не известны.

Для устранения этого несоответствия ниже выполнен анализ формулы (12) [7] с целью уточнения входящих в неё коэффициентов А и В при определении площади дополнительной рабочей арматуры A_{sad} в первом приближении. Сле-

лано это на самом простом примере – элементе прямоугольного сечения, усиленном наращиванием снизу при отсутствии арматуры в сжатой зоне бетона.

Учитывая, что речь идет о внесении изменений в расчетные формулы, сделаем это подробно.

3.1.1 Анализ существующих методов расчета

При проведении анализа выполнено сопоставление расчетных формул, полученных из уравнений равновесия предлагаемых в [7] и уравнениях равновесия, составленных для усиливаемых и усиленных конструкций. При решении этой задачи задаемся толщиной набетонки d и расстоянием между центрами тяжести существующей (A_s) и дополнительной (A_{sad}) арматуры a_0 :

- уравнения равновесия всех сил на горизонтальную ось соответственно для существующего и усиленного сечения примут вид: $R_b \cdot b \cdot x = R_s \cdot A_s$ (3.1)

$$R_b \cdot b \cdot x = R_s \cdot A_s + R_{sad} \cdot A_{sad}; \quad (3.2)$$

- то же, уравнение равновесия по изгибающему моменту относительно центра сжатия бетона: $M = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5x)$ (3.3)

$$M_{ad} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) + R_{sad} A_{sad} (h_0 + a_0 - 0,5x). \quad (3.4)$$

Поскольку нас интересует площадь дополнительной растянутой арматуры, примем условие, что величина $R_s = R_{sad}$, и определим из выражения (3.2) высоту сжатой зоны бетона: $x = R_s (A_s + A_{sad}) / R_b b$. (3.5)

В выражении (3.4) просуммируем все члены с величиной x , предварительно раскрыв скобки, и приравняем к нулю.

$$M_{ad} - R_s A_s h_0 - R_s A_{sad} (h_0 + a_0) + 0,5 R_s x (A_s + A_{sad}) = 0. \quad (3.6)$$

Подставим в выражение (3.6) значение x из выражения (3.5) и сгруппируем все слагаемые, касающиеся площади сечения дополнительной рабочей арматуры A_{sad} .

$$(M - R_s A_s h_0) R_b b - R_s A_{sad} (h_0 + a_0) R_b b + 0,5 R_s^2 (A_s + A_{sad})^2 = 0. \quad (3.7)$$

Возведя в квадрат выражение в скобках из последнего слагаемого, получим квадратное уравнение общего вида, а разделив все слагаемые на величину $0,5R_s^2$, будем иметь приведенное квадратное уравнение типа:

$$A_{sad}^2 + aA_{sad} + b = 0, \quad (3.8)$$

$$0,5R_s^2 A_{sad}^2 - R_s A_{sad} (h_0 + a_0) R_b b + 0,5R_s^2 A_{sad}^2 + R_s^2 A_s A_{sad} + (M - R_s A_s h_0) = 0 ;$$

$$A_{sad}^2 - \frac{A_{sad} R_s (h_0 + a_0) R_b b}{0,5R_s^2} + \frac{0,5R_s^2 A_{sad}^2}{0,5R_s^2} + \frac{R_s^2 A_s A_{sad}}{0,5R_s^2} + \frac{(M - R_s A_s h_0) R_b b}{0,5R_s^2} = 0 .$$

Проведя дальнейшие преобразования, получим:

$$A_{sad}^2 + \frac{A_{sad} [R_s A_s - R_b b (h_0 + a_0)]}{0,5R_s} + A_{sad}^2 + \frac{(M_{ad} - R_s A_s h_0) R_b b}{0,5R_s^2} = 0 . \quad (3.9)$$

Учитывая, что коэффициенты a и b приведенного уравнения (3.8) являются не числами, а выражениями, заменим их соответственно на A и B и запишем их значения: $A = [R_s A_s - R_b b (h_0 + a_0)] / 0,5R_s$;

$$B = (M_{ad} - R_s A_s h_0) R_b b / 0,5R_s^2 + A_{sad}^2 . \quad (3.11)$$

$$\text{Формула (3.8) окончательно примет вид } A_{sad}^2 + A \cdot A_{sad} + B = 0 . \quad (3.12)$$

Выражение (12) [7] как видно из выполненного анализа получена из выражения (3.12) и имеет вид $A_{sad} = A/2 - \sqrt{A^2/4 - B}$.

При более сложных вариантах усиления, когда применяют разные классы бетона и арматуры и разные виды наращивания, коэффициенты A и B получаем аналогичным образом. Однако они будут иметь более сложную структуру.

Сравнивая выражения (3.10) и (3.11), видим, что изменение размеров усиленного сечения касается только коэффициента A , а в коэффициент B входят известные или принятые для выполнения расчета данные. Отметим, при этом, что в наших выражениях (3.10) и (3.11) при расчёте в первом приближении отсутствует величина h_{0red} , и налицо неравенство $h_0 < h_{0red} < (h_0 + a_0)$.

Учитывая изложенное, при определении площади арматуры A_{sad} в первом приближении в формулах (13) и (15) [7] вместо h_{0red} необходимо принимать

величину $(h_0 + a_0)$, а в формулах (14) и (16) [7] – h_0 , т.е. расстояние от центра тяжести арматуры существующего сечения до наиболее удаленной сжатой грани усиленного сечения.

Приведенную рабочую высоту для усиленного сечения можно применять, начиная расчет во втором приближении, т.к. имея A_{sad} и A_{sred} , легко найти и величину h_{0red} . Однако если рабочая высота усиленного сечения предварительно определяется исходя из принципа оптимального проектирования по формуле $h_{0ad} = \sqrt{M_{ad} / \alpha_m^{onm} R_b b}$ при величине $\xi^{onm} = 0,3-0,4$, то расчета площади дополнительной арматуры A_{sad} в первом приближении, как правило, бывает достаточно.

3.1.2. Расчет прочности элементов прямоугольного профиля, усиленных обоймой

Железобетонные изгибаемые элементы, усиливаемые железобетонными обоймами, рубашками, двух- или односторонним наращиванием, рассчитывают по общему случаю как монолитные конструкции при любой форме сечения.

Расчётная схема для общего случая расчета прочности нормальных сечений прямоугольного профиля, усиленного обоймой, представлен на рис. 3.1.

Расчет нормальных сечений усиленных изгибаемых конструкций, имеющих двойную арматуру в усиливаемой и усиливающей частях сечения, согласно рекомендаций [7], допускается производить в зависимости от соотношений относительной высоты сжатой зоны бетона ξ , определяемой из соответствующих условий равновесия и его граничного значения ξ_R , определяемого по формуле (6.11) СП52-101-2003 [10].

При $\xi \leq \xi_R$ – предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре расчетного сопротивления. Относительная высота сжатой зоны бетона ξ , определяется по формуле: $\xi = x/h_{0,red}$, (3.13) где x – высота сжатой зоны бетона;

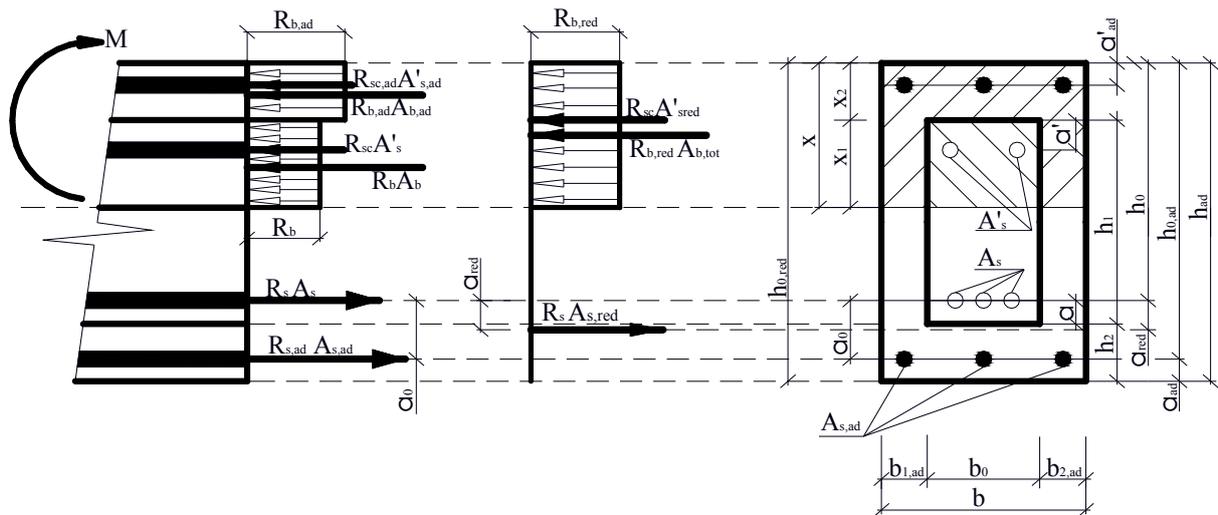


Рис. 3.1. Расчетная схема и эпюры напряжений в нормальном к продольной оси сечения изгибаемого элемента, усиленного облоймой (общий случай)

$h_{o,red}$ – расстояние от сжатой грани бетона до общего центра тяжести растянутой арматуры A_s и дополнительной арматуры $A_{s,ad}$.

При определении ξ и ξ_R , когда в сжатой зоне расположен усиливаемый и усиливающий бетон разного класса, в расчетах следует принимать расчетное сопротивление бетона R_b более низкого класса.

$$\text{Значение } h_{o,red} \text{ определяется по формуле: } h_{o,red} = h_0 + a_{red}, \quad (3.14)$$

h_0 – расстояние от сжатой грани усиленного элемента до центра тяжести растянутой арматуры усиливаемого элемента;

a_{red} – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры усиливаемого элемента (A_s) до общего центра тяжести всей растянутой арматуры ($A_s + A_{s,ad}$).

При различных значениях расчетного сопротивления растянутой и сжатой арматуры усиливаемого элемента (R_s и R_{sc}) и арматуры усиления ($R_{s,ad}$ $R_{s,ad}$) положение их от центра тяжести a_{red} определяется с учетом приведенной площади сечения растянутой ($A_{s,red}$) и сжатой ($A'_{s,red}$) арматуры:

$$A_{s,red} = A_s + A_{s,ad} \cdot R_{s,ad} / R_s; \quad (3.15)$$

$$A'_{s,red} = A'_s + A'_{s,ad} \cdot R_{sc,ad} / R_{sc}; \quad (3.16)$$

$$a_{red} = [R_{s,ad} \cdot A_{s,ad} (h_{o,ad} - h_o)] / [R_s \cdot A_s + R_{s,ad} \cdot A_{s,ad}] . \quad (3.17)$$

В этих формулах:

A_s и A_s' – площадь растянутой и сжатой арматуры в усиливаемом элементе;

$A_{s,ad}$ и $A'_{s,ad}$ – площадь растянутой и сжатой арматуры в усиливающем элементе;

R_s и $R_{s,ad}$ – расчетное сопротивление растянутой арматуры усиливаемого и усиливающего элементов;

R_{sc} и $R_{sc,ad}$ – расчетное сопротивление сжатой арматуры усиливаемого и усиливающего элементов;

$h_{o,ad}$ – расстояние от сжатой грани усиленного элемента до центра тяжести растянутой арматуры усиливающего элемента.

При $\xi \leq \xi_R$, величина ξ определяется с учетом формулы (3.14)

$$\xi = (R_s \cdot A_{s,red} - R_{sc} \cdot A'_{s,red}) / R_b \cdot b \cdot h_{o,red} , \quad (3.18)$$

где b – ширина усиленного элемента

R_b – расчетное сопротивление бетона, принимаемое равным R_b или $R_{b,ad}$ в зависимости от класса бетона, попадающего в сжатую зону бетона.

Расчет прочности балки, усиленной облойкой, производится из условия:

$$M_{ad,ult} = R_{b,red} b x (h_{o,red} - 0,5x) + R_{sc} A'_{s,red} (h_{o,red} - a') , \quad (3.19)$$

где a' – расстояние от сжатой грани бетона усиленного элемента до сжатой арматуры усиления $A'_{s,ad}$;

$R_{b,red}$ – приведенное расчетное сопротивление бетона сжатой зоны усиленного элемента, $R_{b,red} = (R_b A_b + R_{b,ad} A_{b,ad}) / A_{b,tot}$.

В формуле (3.20) $A_{b,tot} = A_b + A_{b,ad}$ – суммарная площадь элемента сечения сжатой зоны бетона усиленного элемента; A_b – площадь сечения сжатой зоны бетона усиливаемого элемента; $A_{b,ad}$ – площадь сечения сжатой зоны бетона усиливающего элемента; x – полная высота сжатой зоны бетона усиленного элемента $x = x_1 + x_2$;

x_1 – часть высоты сжатой зоны бетона, находящаяся в усиливаемом элементе;

x_2 – часть высоты сжатой зоны в усиливающем элементе.

$$A_b = [b - (b_{1,ad} + b_{2,ad})] x_1 , \quad (3.22)$$

где $b_{1,ad}$, $b_{2,ad}$ – ширина обоймы наращивания. При наращивании бетона без обоймы $b_{1,ad}=b_{2,ad}=0$, тогда: $A_{b,ad}=b \cdot x - A_b$. (3.23)

Если в результате расчета окажется, что высота сжатой зоны бетона находится только в бетоне усиления, то вместо $R_{b,red}$ принимается величина $R_{b,ad}$ и уточняется новая высота сжатой зоны бетона

$$x = (R_s A_{s,red} - R_{sc} A'_{s,red}) / R_{b,ad,red} b. \quad (3.24)$$

Количество дополнительной растянутой арматуры находится по формуле:

$$A_{s,ad} = -A/2 - \sqrt{A^2/4 - B}, \quad (3.25)$$

где коэффициенты A и B определяются из выражений:

$$A = [R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red} - R_{b,red} b (h_0 + a_0)] / 0,5 R_{s,ad}; \quad (3.26)$$

$$B = \{2[M + (R_{sc} A'_{s,red} a' - R_s A_s h_0)] R_{b,red} b + [R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red}]^2\} / R_{s,ad}^2. \quad (3.27)$$

При отсутствии сжатой арматуры A'_s и $A'_{s,ad}$ в усиливаемом и усиливающем элементах, или когда они в расчете не учитываются (при $x \leq 2a'$), коэффициенты A и B определяются из выражений:

$$A = [R_s A_s - R_{b,red} b (h_0 + a_0)] / 0,5 R_{s,ad}; \quad (3.28)$$

$$B = [2(M - R_s A_s h_0) R_{b,red} b + R_s^2 A_s^2] / R_{s,ad}^2. \quad (3.29)$$

Высота сжатой зоны бетона определяется по формуле:

$$x = (R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad}) / R_{b,red} b. \quad (3.30)$$

Полученная высота сжатой зоны бетона не должна превышать своей граничной величины из формулы: $x \leq x_R = \xi_R h_{0,red}$.

Когда площадь растянутой арматуры принята больше расчетной по конструктивным соображениям, или $x > \xi_R h_{0,red}$, высота сжатой зоны бетона x определяется из выражения:

$$x = [\sigma_{s,ad} A_{s,ad} + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_{s,red}] / R_{b,red} b; \quad (3.31)$$

$$\sigma_s = [(0,2 + \xi_R) R_s] / [0,2 + \xi + 0,35 \sigma_{sp} / R_s (1 - \xi / \xi_R)]; \quad (3.32)$$

$$\sigma_{s,ad} = [(0,2 + \xi_R) R_{s,ad}] / [0,2 + \xi + 0,35 \sigma_{sp} / R_{s,ad} (1 - \xi / \xi_R)], \quad (3.33)$$

где σ_{sp} – предварительное напряжение в напрягаемой арматуре, определяемое по действующим нормам.

Если преднапряженная арматура отсутствует, третье слагаемое в формулах (3.32) и (3.33) – отсутствует, тогда:

$$\sigma_s = [(0,2 + \xi_R) R_s] / (0,2 + \xi) ; \quad (3.32a)$$

$$\sigma_{s,ad} = [(0,2 + \xi_R) R_{s,ad}] / (0,2 + \xi). \quad (3.33a)$$

Значения коэффициентов А и В в формуле (3.25) определяются из выражений:

$$A = (\sigma_s A_s - R_{sc} A'_{s,red} - R_{b,red} b h_{o,red}) / 0,5 \sigma_{s,ad} ; \quad (3.34)$$

$$B = [2(M + R_{sc} A'_{s,red} a' - \sigma_s A_s h_{o,red}) R_{b,red} b + (\sigma_s A_s - R_{sc} A'_{s,red})^2] / \sigma_{s,ad}^2 . \quad (3.35)$$

При усилении балок и плит только наращиванием сверху, высоту наращивания x_2 определяют из условия, чтобы при увеличенном моменте, количество имеющейся в растянутой зоне арматуры было достаточным:

$$x_2 = M / R_s A_s - h_o + 0,5 x, \quad (3.36)$$

при этом: $x = R_s A_s / R_{b,red} b. \quad (3.37)$

В формуле (3.37) значения $R_{b,red}$ следует принимать:

при $x \leq x_2$ $R_{b,red} = R_{b,ad} ;$

при $x > x_2$ $R_{b,red}$ определяется по формуле (3.20).

При усилении балок или плит наращиванием только снизу, когда наращивание сверху невозможно, значения коэффициентов А и В в формуле (3.25) определяют из выражений (3.28) и (3.29)

Примечания: 1) сжатая арматура учитывается только в случае, когда $x \geq 2a'$;

2) формулы (3.26) – (3.28) справедливы при расчёте в первом приближении.

При втором и последующих приближениях значения $(h_o + a_o)$ в формулах (3.26) и (3.28) заменяются на величину $h_{o,red}$ по формуле (3.14), а в формулах (3.27) и (3.29) необходимо заменить на $h_o = h_{o,red}$.

Рассмотрим наиболее простые случаи расчета несущей способности изгибаемых элементов, усиленных односторонним или двухсторонним наращиванием.

3.1.3. Примеры расчёта усиления элементов прямоугольного профиля

Пример 3.1.1 (рис. 3.2). Расчёт усиления плиты ребристого перекрытия наращиванием сверху. **Дано:** железобетонная плита толщиной $h = 8$ см. Бетон усиливаемого элемента класса В15 (по табл. П.1.1, $R_b = 7.7$ МПа). Бетон усиления класса В20 ($R_{bad} = 10.5$ МПа). На 1 погонный метр плиты установлено 7Ø8A240 (по табл. П.2.1, П.2.3, $A_s = 3.52$ см²; $R_s = 215$ МПа). Требуется определить толщину наращивания плиты, при возросшем моменте $M_{ad} = 7.5$ кН·м.

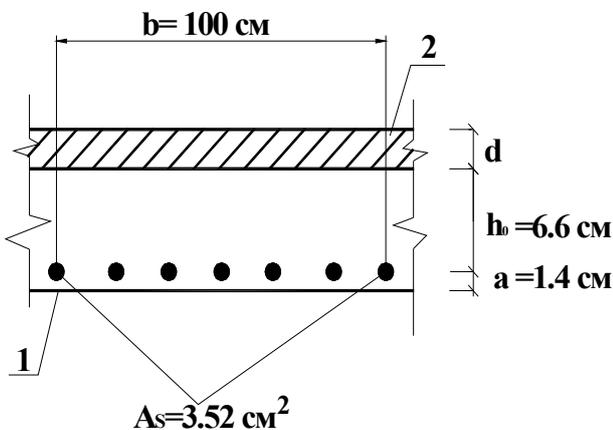


Рис. 3.2. Расчетная схема усиления плиты наращиванием сверху:

- 1 – усиливаемая плита;
- 2 – набетонка

Согласно требованиям норм [5,10], толщина защитного слоя бетона при $h \leq 100$ мм, $a_b = 10$ мм, тогда $a = a_b + 0.5 d_s = 1.4$ см.

Согласно условиям стандартизации фиксаторов положения арматуры, величина защитного слоя бетона должна быть кратна 5 мм. (При проведении реконструкции все характеристики сечения принимаются согласно материалам натурного обследования[8]). Высота рабочего сечения $h_0 = 6,6$ см.

Проверяем несущую способность существующего сечения:

$$x = R_s A_s / R_b b = 215 \cdot (100) \cdot 3.52 / 7,7 \cdot (100) \cdot 100 = 0,983 \text{ см};$$

$$M_{0ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 7,7 \cdot (100) \cdot 100 \cdot 1.03 \cdot (6,6 - 0,5 \cdot 0,983) = 4,7 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} < M_{ad} = 7,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коэффициент усиления $K = 1,6$.

Используя формулу (3.36), определяем толщину наращивания плиты. Так как $x = 0,983 \text{ см} < d_{\min} = 3 \text{ см}$, принимаем величину $R_b = R_{\text{bad}}$.

$$x_2 = d = M_{\text{ad}} / R_s A_s - h_0 + R_s A_s / 2 R_{\text{bad}} b =$$

$$= 7,5 \cdot 10^5 / 215 \cdot (100) \cdot 3,52 - 6,6 + 215 \cdot (100) \cdot 3,52 / 2 \cdot 10,5 \cdot (100) \cdot 100 =$$

$$= 9,91 - 6,6 + 0,36 = 3,67 \text{ см. Принимаем } d = 4 \text{ см.}$$

Несущая способность усиленного сечения:

$$M_{\text{ad,ult}} = R_s A_s (h_0 + d - 0,5x) = 215 \cdot (100) \cdot 3,52 \cdot (6,6 + 4 - 0,36) = 7,75 \cdot 10^5 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

что превышает возросший после реконструкции момент $M_{\text{ad}} = 7,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Несущая способность достаточна.

Мероприятия по обеспечению сцепления «старого» и «нового» бетона в усиленном перекрытии приведены в разделе 1.3.2. Толщина набетонки в нашем случае составляет менее 5 см, следовательно, усиление выполняют без применения конструктивных сеток (по ГОСТ 8478-81) укладываемых на существующее перекрытие. При малой прочности бетона целесообразно применять противоусадочную сетку.

Примечание. В примере 3.1.1 и во всех последующих, расчетные сопротивления бетона и арматуры, указанные в МПа, приводятся к размерности Н/см² посредством умножения их на коэффициент (100), специально указанной в скобках, для удобства сокращения цифр при расчетах.

Пример 3.1.2 (рис. 3.3). Расчёт усиления изгибаемого элемента прямоугольного профиля наращиванием снизу. **Дано:** размеры сечения усиливаемого элемента $h = 90 \text{ см}$, $b = 40 \text{ см}$. Бетон усиливаемого элемента класса В30 ($R_b = 15,5 \text{ МПа}$). $h_0 = 84 \text{ см}$, $h_{0\text{ad}} = 99 \text{ см}$, $a = 6 \text{ см}$, $a' = 3 \text{ см}$, $a_{\text{ad}} = 4 \text{ см}$, $a_0 = 15 \text{ см}$. Арматура усиливаемого и усиливающего элементов класса А400 ($R_{\text{sc}} = 355 \text{ МПа}$, $R_s = R_{\text{sad}} = 355 \text{ МПа}$). $A_s = 22,81 \text{ см}^2$ (6Ø22), $A'_s = 3,39 \text{ см}^2$ (3Ø12). Коэффициенты усиления сечения $K = 1,45$. Требуется определить площадь дополнительной растянутой арматуры A_{sad} , если известно, что усиление балки будет проводиться без разгрузки элемента, однако нагрузка на усиливаемый элемент не пре-

вышает 65% от разрушающей. Следовательно, коэффициенты условия работы бетона и арматуры приняты равными единице.

В первом приближении величиной a_0 задаемся из удобства производства работ. При двухрядном расположении арматуры $a_0^{\min} = 15$ см.

Рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 90 - 6 = 84$ см, где $a = a_b + 0.5d_s + \sqrt{1/2} = 22 + 22/2 + 50/2 = 58$ мм (см. табл. П.3.2). Принимаем $a = 6$ см.

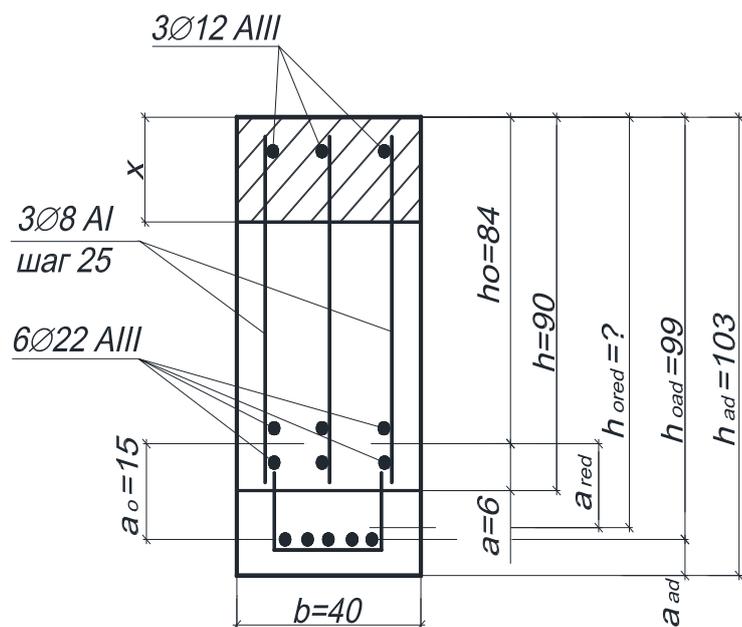


Рис.3.3. Расчетная схема усиления элементов прямоугольного профиля наращиванием снизу.

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / R_b b h_0 = [355(22,81 - 3,39)] / 15,5 \cdot 40 \cdot 84 = 0,132 < \xi_R = 0,53,$$

где ξ_R определяется по формуле (6.11)[10];

$$\xi_R = 0,8 / (1 + R_s / 700) = 0,8 / (1 + 355 / 700) = 0,53;$$

т.к. $\xi < \xi_R$, растянутая арматура работает с полным расчетным сопротивлением при $\xi = 0,132$ $x = \xi h_0 = 0,132 \cdot 84 = 11,1$ см $> 2a' = 6$ см.

Сжатая арматура учитывается в расчете.

Несущая способность существующего сечения:

$$M_{0ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 15,5(100) \cdot 40 \cdot 11,1(84 - 0,5 \cdot 11,1) + 355(100) \cdot 3,39(84 - 3) = 539,9 \cdot 10^5 + 97,5 \cdot 10^5 = 637,4 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{см}.$$

Величина момента, действующего на балку после проведения реконструкции

$$M_{ad} = M_{0ult} K = 637,4 \cdot 10^5 \cdot 1,45 = 924,2 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{см}.$$

Площадь дополнительной растянутой арматуры определяем по формуле (3.25), в которой с учётом неравенства $\xi \leq \xi_R$, коэффициент А и В определяем из выражений (3.26) и (3.27).

$$A = [R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red} - R_{b,red} b (h_0 + a_0)] / 0,5 R_{sad}.$$

Ввиду отсутствия наращивания сверху, величина $A'_{s,red} = A'_s$; а значение $R_{bred} = R_b$.

$$A = [355(100) \cdot 22,81 - 355(100) \cdot 3,39 - 15,5(100) \cdot 40 \cdot (84 + 15)] / 0,5 \cdot 355(100) = -307 \text{ см}^2;$$

$$B = 2[M_{ad} + (R_{sc} A'_{s,red} a' - R_s A_s h_0)] R_{bred} b / R_{sad}^2 + [R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red}]^2 / R_{sad}^2 =$$

$$= 2 \cdot \{924,2 \cdot 10^5 + [355(100) \cdot 3,39 \cdot 3 - 355(100) \cdot 22,81 \cdot 84] \cdot 15,5(100) \cdot 40 +$$

$$+ [355(100) \cdot 22,81 - 355(100) \cdot 3,39]^2\} / [355(100)]^2 =$$

$$= 2436,8 \text{ см}^2 + 377,2 \text{ см}^2 = 2814,0 \text{ см}^2,$$

$$A_{sad} = -\frac{A}{2} \sqrt{\left(\frac{A}{2}\right)^2 - B} = -\left(\frac{-307}{2}\right) - \sqrt{\left(\frac{-307}{2}\right)^2 - 2814} = 153,5 - 144 = 9,45 \text{ см}^2.$$

С учетом возможного ослабления сечения трёх стержневой арматуры из шести при сварке на 25%, требуемая площадь дополнительной рабочей арматуры $A_{sad}^{teor} = A_{sad} + \Delta A_{sad} = A_{sad} = 9,45 + 0,25 \cdot 22,81/2 = 12,3 \text{ см}^2$.

Принимаем в качестве дополнительной арматуры 5Ø18 А400.

$A_{sad} = 12,72 \text{ см}^2$. Фактическая расчетная площадь арматуры усиления

$$A_{sad}^{fact} = A_{sad}^{teor} - \Delta A_{sad} = 12,72 - 2,85 = 9,87 \text{ см}^2.$$

Дополнительную арматуру крепят к рабочей арматуре на сварке с использованием двухсрезных вертикальных хомутов и вертикальных крючков Ø10А240 (см. поз.2 и 3 на рис. 1.3).

Пример 3.1.3. Проверка несущей способности усиленной наращиванием снизу балки прямоугольного профиля. **Дано:** для условий, сформулированных в примере 3.1.2, определить несущую способность усиленного сечения.

Расчет выполняем с использованием приведенных характеристик усиленного сечения по формулам:

-(3.15): $A_{\text{sred}} = 22,81 + 9,87 \cdot 355 / 355 = 32,68 \text{ см}^2$;

-(3.16) находим A'_{sred} . При отсутствии набетонки в сжатой зоне $A'_{\text{sred}} = A'_s$;

-(3.17) вычисляем a_{red} : $a_{\text{red}} = \frac{355(100) \cdot 9,87 \cdot (99 - 84)}{355(100) \cdot 22,81 + 355(100) \cdot 9,87} = 4,53 \text{ см}$;

-(3.14) определяем: $h_{0\text{red}} = 84 + 4,53 = 88,53 \text{ см}$;

-(3.18) и (3.20) вычисляем значения ξ и R_{bred} . Учитывая отсутствие набетонки в сжатой зоне, принимаем величину $R_{\text{bred}} = R_b$, а величину ξ_R принимаем по аналогии с примером 3.1.2

$$\xi = \frac{355(100) \cdot 32,68 - 355(100) \cdot 3,39}{15,5(100) \cdot 40 \cdot 88,53} = 0,189 < \xi_R = 0,53.$$

Высота сжатой зоны бетона $x = \xi \cdot h_{0\text{red}} = 0,189 \cdot 88,53 = 16,77 > 2a' = 6 \text{ см}$.

Следовательно, сжатую арматуру учитываем в расчете.

-Несущая способность усиленного сечения согласно формуле (3.19)

$$M_{\text{adult}} = 15,5(100) \cdot 40 \cdot 16,77(88,53 - 0,5 \cdot 16,77) + 355(100) \cdot 3,39 \cdot (88,53 - 3) = \\ = 833,3 \cdot 10^5 + 102,9 \cdot 10^5 = 936,2 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} > M_{\text{ad}} = 924,2 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Несущая способность усиленного сечения достаточна для восприятия увеличенного момента.

Пример 3.1.4 (рис. 3.4). Расчёт усиления изгибаемого элемента прямоугольного профиля двухсторонним наращиванием. **Дано:** размеры сечения усиливаемого элемента $h_1 = 60 \text{ см}$; $b = 30 \text{ см}$; бетон усиливаемого элемента класса В25 ($R_b = 13,0 \text{ МПа}$); $h_{01} = 55 \text{ см}$; $a = 5 \text{ см}$; $a' = 3 \text{ см}$. Арматура усиливаемого элемента класса А300 в растянутой зоне и А240 – сжатой, $A_s = 15,71 \text{ см}^2$ ($5\emptyset 20$) с расположением в один ряд; $A'_s = 2,36 \text{ см}^2$ ($3\emptyset 10$); $R_s = 270 \text{ МПа}$; $R_{sc} = 215 \text{ МПа}$. После проведенной реконструкции момент на балку возрос в 2,3 раза и составляет $M_{\text{ad}} = 660 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Требуется определить площадь дополнительной сжатой и

растянутой арматуры A'_{sad} и A_{sad} и уточнить её расчётом во втором приближении. Нагрузка на балку при усилении не превышает 65% от предельной величины.

Принимаем вариант усиления балки двухсторонней набетонкой из бетона класса В30 ($R_{bad} = 15,5\text{МПа}$) и арматуры класса А400.

Определяем предварительные габариты усиленного сечения без учета работ сжатой арматуры из условия оптимального проектирования, принимая относительную высоту сжатой зоны бетона ξ в пределах $0,3 \div 0,4$. При $\xi = 0,35$ значение $\alpha_m = 0,289$ (табл.П.3.1). Рабочая высота усиленного сечения балки h_{0ad} при существующей ширине:

$$h_{0ad} = \sqrt{M_{ad} / \alpha_m^{opt} R_b \cdot b} = \sqrt{660 \cdot 10^5 / 0,289 \cdot 13(100) \cdot 30} = 76,5\text{см}.$$

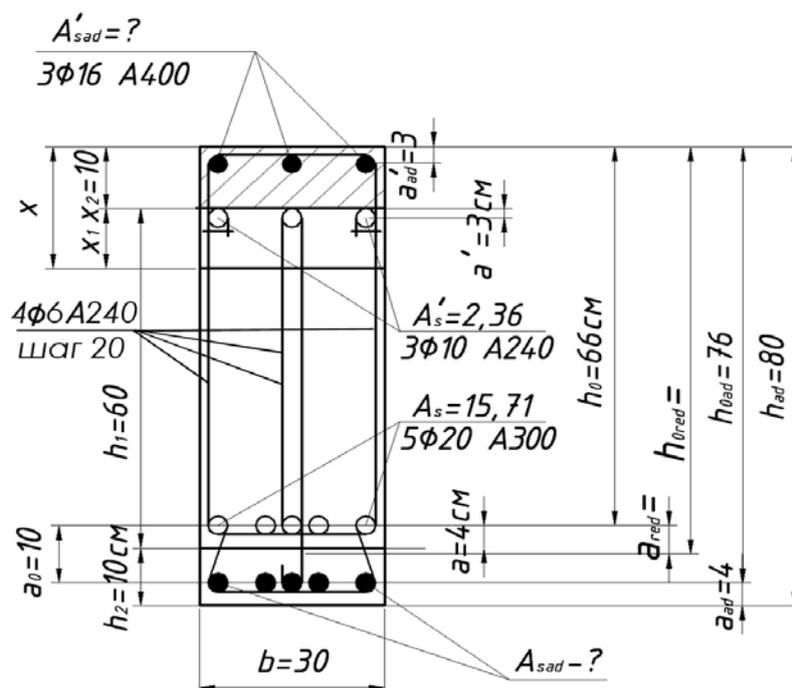


Рис.3.4.Расчетная схема усиления элемента прямоугольного профиля двухсторонним наращиванием.

Принимаем высоту усиленного сечения $h_{ad} = 80$ см. В этом случае суммарная высота набетонки составит $h_{ad} - h_1 = 80 - 60 = 20$ см. Толщину наращиваний

x_2 и h_2 соответственно в сжатой и растянутой зонах принимаем одинаковой и равной 10см.

В сжатой зоне дополнительную арматуру принимаем конструктивно из 3 Ø16 А400 ($a'_{ad}=3$ см), $A'_{sad}=6,03$ см². Растянутую арматуру принимаем того же класса диаметром 20-25 мм. Следовательно, величина $a_{ad}=4$ см. Усиление балки предполагается выполнить при уровне нагрузки, не превышающей 65% от разрушающей. Следовательно, коэффициенты условий работы бетона и арматуры принимаем равными единице.

Площадь дополнительной растянутой рабочей арматуры в первом приближении определяем по формуле (3.25), а коэффициенты А и В, входящие в неё, по формулам (3.26) и (3.27). Соответственно, учитывая, что в эти формулы входят приведенные значения площади сжатой арматуры и прочности бетона, величину A'_{sred} определяем по формуле (3.16), а предварительное значение R_{bred} – исходя из положения нейтральной оси. Учитывая, что полная площадь рабочей растянутой арматуры отсутствует, высоту сжатой зоны бетона определяем опосредованно через величину α_m , принимая $R_{bred} = R_b$.

$$A'_{sred} = A'_s + A'_{sad} R_{scad} / R_{sc} = 2,36 + 6,03 \cdot 355 / 215 = 12,2 \text{ см}^2;$$

$$\alpha_m = \frac{M_{ad} - R_{sc} A'_{sred} (h_{0ad} - a')}{R_b b h_{0ad}^2} = \frac{660 \cdot 10^5 - 215(100) \cdot 12,2 \cdot (76 - 3)}{13(100) \cdot 30 \cdot 76^2} = 0,208;$$

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,208} = 0,236, \text{ что меньше принятого ранее опти-}$$

мального значения указанного коэффициента. Поэтому, вся растянутая арматура будет работать с полным расчетным сопротивлением.

$$\text{Высота сжатой зоны бетона } x = \xi h_{0ad} = 0,236 \cdot 76 = 17,9 \text{ см} > 2a' = 2 \cdot 3 = 6 \text{ см}.$$

Следовательно, сжатая арматура учитывается во всех последующих расчетах. Далее отмечаем, т.к. нейтральная ось четко проходит в усиливаемом сече-

нии, то и предположение $R_{bred} = R_b$ в первом приближении – верно. Это же значение мы подставляем в формулы определения коэффициентов А и В:

$$A = \frac{[R_s A_s - R_{sc} A'_{sred} - R_{bred} b(h_0 + a_0)]}{0,5 R_{sad}} = \frac{[270(100) \cdot 15,71 - 215(100) \cdot 12,2]}{0,5 \cdot 355(100)} - \frac{13(100) \cdot 30(66 + 10)}{0,5 \cdot 355(100)} = -153,5 \text{ см}^2;$$

$$B = \frac{2\{M_{ad} + [R_{sc} A'_{sred} a'_{ad} - R_s A_s h_0]\} R_{bred} b}{R_{sad}^2} + \frac{[R_s A_s - R_{sc} A'_{sred}]^2}{R_{sad}^2} =$$

$$= \frac{2\{660 \cdot 10^5 + [215(100) \cdot 12,2 \cdot 3 - 270(100) \cdot 15,71 \cdot 66]\} 13(100) \cdot 30}{[355(100)]^2} +$$

$$+ \frac{[270(100) \cdot 15,71 - 215(100) \cdot 12,2]^2}{[355(100)]^2} = 2422,2 \text{ см}^2.$$

Расчетная площадь дополнительной рабочей арматуры:

$$A_{sad} = -A/2 - \sqrt{A^2/4 - B} = -(-153/2) - \sqrt{153,5^2/4 - 2422,2} = 76,75 - 58,9 = 17,86 \text{ см}^2$$

Уточняем сечение дополнительной рабочей арматуры во втором приближении с учетом приведенного значения высоты рабочего сечения h_{0red} и прочности сжатого бетона R_{bred} , используя выражения (3.14); (3.17); (3.20)-(3.24)

Расстояние от центра тяжести существующей рабочей арматуры до общего центра тяжести всей растянутой арматуры.

$$a_{red} = \frac{R_{sad} \cdot A_{sad} (h_{0ad} - h_0)}{R_s \cdot A_s + R_{sad} \cdot A_{sad}} = \frac{355(100) \cdot 17,86 \cdot (76 - 66)}{277(100) \cdot 15,71 + 355(100) \cdot 17,86} = 5,99 \text{ см}$$

(принимаем $a_{red} = 6,0 \text{ см}$).

Приведенная высота рабочего сечения

$$h_{0red} = h_0 + a_{red} = 66 + 6 = 72 \text{ см}.$$

Приведенное значение расчетного сопротивления бетона сжатой зоны усиленного элемента определяем с учетом площади дополнительной рабочей арматуры, полученной при первом приближении.

$$A_{sred} = A_s + A_{sad} \cdot R_{sad} / R_s = 15,71 + 17,86 \cdot 355 / 270 = 39,19 \text{ см}^2;$$

$$R_{bred} = [R_b A_b + R_{bad} A_{bad}] / A_{btot};$$

$$A_b = b x_1 = 30(x-10); A_{bad} = A_{btot} - A_b = 30 \cdot x - 30(x-10) = 300 \text{ см}^2;$$

$$A_{btot} = 30(x-10) + 300 = 30x;$$

$$R_{bred} = \frac{13(100) \cdot 30(x-10) + 15,5(100) \cdot 300}{30x} = (13 + \frac{25}{x}) \cdot 100 - \text{высота сжатой зоны бе-}$$

$$\text{тона. } x = \frac{R_s A_{sred} - R_{sc} A'_{sred}}{R_{bred} b} = \frac{270(100) \cdot 39,19 - 215(100) \cdot 12,2}{(100)(13 + \frac{25}{x}) \cdot 30} = 18,48 \text{ см}^2;$$

$$R_{bred} = (100)(13 + \frac{25}{18,48}) = 14,35(100) \text{ Н/см}^2.$$

Уточненное значение коэффициентов А и В для формулы (3.25):

$$A = \frac{[270(100) \cdot 15,71 - 215(100) \cdot 12,2 - 14,35(100) \cdot 30 \cdot 72]}{0,5 \cdot 355(100)} = -165,5 \text{ см}^2;$$

$$B = \frac{2\{660 \cdot 10^5 + [215(100) \cdot 12,2 \cdot 3 - 270(100) \cdot 15,71 \cdot 72]\} \cdot 14,35(100) \cdot 30}{[355(100)]^2} + \frac{[270(100) \cdot 15,71 - 215(100) \cdot 12,2]^2}{[355(100)]^2} = 2474 + 20,8 = 2495 \text{ см}^2.$$

Расчетная площадь дополнительной арматуры:

$$A_{sad} = -A/2 - \sqrt{A^2/4 - B} = -(-165,5/2) - \sqrt{165,5^2/4 - 2495} = 82,75 - 65,97 = 16,8 \text{ см}^2,$$

что меньше площади арматуры при расчёте в первом приближении всего на $1,06 \text{ см}^2$

С учетом возможного ослабления на 25% сечения стержня, к которым привариваются хомуты или коротыши, определяем площадь утраченного сечения арматуры. При наличии в существующем сечении балки пяти рабочих стержней, дополнительную арматуру крепим с помощью П-образных хомутов и вертикальных крючков. Таким образом, ослаблению подвергаются три стержня. Приращение площади дополнительной арматуры

$$\Delta A_{sad} = 0,25 \cdot A_s \cdot 3/5 = 0,25 \cdot 15,71 \cdot 3/5 = 2,36 \text{ см}^2.$$

Полная площадь дополнительной рабочей арматуры в этом случае

$$A_{sad}^{teor} = A_{sad} + \Delta A_{sad} = 16,8 + 2,36 = 19,16 \text{ см}^2.$$

Принимаем в качестве дополнительной арматуры 5Ø22 А400. С площадью $A_{sad}^{fact} = 19,0 \text{ см}^2$. Сечение хомутов и крючков (см. поз. 2 и 3 на рис.1.3) принимаем Ø10 А240.

3.2. Расчет прочности нормальных сечений элементов таврового профиля, усиленных двухсторонним наращиванием

Элементы таврового профиля, имеющие развитую сжатую зону, усиливаются, как правило, только наращиванием снизу, реже двухсторонним. Для монолитных конструкций при необходимости усиления на поперечную силу используют обоймы или рубашки.

Расчет тавровых балок, усиленных двухсторонним наращиванием с двойной арматурой в усиливаемом и усиливающем бетоне (т.е. имеющих полку в сжатой зоне) при значении $\xi \leq \xi_R$, производится в зависимости от положения границы сжатой зоны.

3.2.1. Граница сжатой зоны проходит в пределах полки ($x \leq h'_f$) (первый случай расчета).

Общий случай расчета прочности нормальных сечений элементов таврового профиля, усиленных двухсторонним наращиванием, для первого случая, представлен на рис. 3.5.

При $x \leq h'_f$ должно соблюдаться условие:

$$R_s A_{s,red} \leq R_{b,red} b'_f h'_f + R_{sc} A'_{s,red}. \quad (3.38)$$

Расчет производится как для прямоугольного сечения с шириной $b = b'_f$ в соответствии с вышеприведенными формулами (3.13) – (3.37)

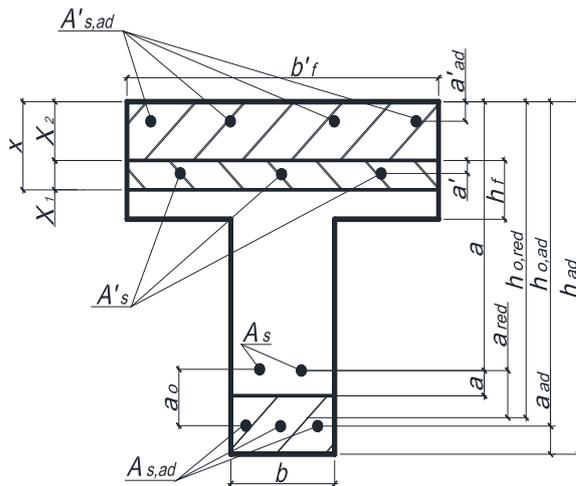


Рис.3.5. Расчетная схема усиления элемента таврового профиля по первому случаю ($x \leq h'_f$)

3.2.2. Граница сжатой зоны бетона проходит в ребре ($x > h'_f$) (второй случай расчета). Расчетная схема приведена на рис.3.6.

Условие (3.38) для этого случая не соблюдается.

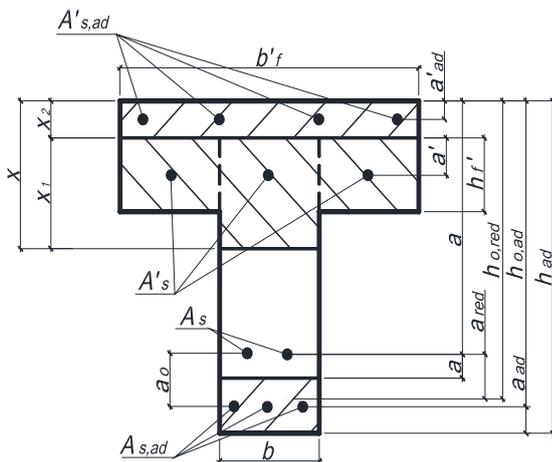


Рис.3.6. Расчетная схема усиления элемента таврового профиля по второму случаю ($x > h'_f$)

Расчет по второму случаю производится из условия:

$$M \leq R_{b,red} b x (h_{o,red} - 0,5x) + R_{b,red} h'_f (b'_f - b) (h_{o,red} - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_{s,red} (h_{o,red} - a') \quad (3.39)$$

Высота сжатой зоны бетона x , определяется из условия:

$$x = [R_s A_{s,red} - R_{b,red} h'_f (b'_f - b) - R_{sc} A'_{s,red}] / R_{b,red} b \quad (3.40)$$

где $A_{s,red}$ и $A'_{s,red}$ определяются по формулам (3.15) и (3.16), а $R_{b,red}$ – по формуле (3.20). При отсутствии набетонки сверху, величина $R_{b,red} = R_b$.

Площадь дополнительной растянутой арматуры $A_{s,ad}$ определяется по формуле (3.25), в которой значения A и B рассчитывают:

$$A = \{R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red} - R_{b,red} [b(h_o + a_o) + h'_f (b'_f - b)]\} / 0,5 R_{s,ad} \quad (3.41)$$

$$B = \{[R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red}]^2 + [R_{b,red} h'_f (b'_f - b)]^2\} / R_{s,ad}^2 +$$

$$+ 2 R_{b,red} b [M - R_s A_s h_{o,red} + R_{sc} A'_{s,red} a' + R_{b,red} h'^2_f (b'_f - b)] / R_{s,ad}^2$$

$$- [2R_{b,red}h'_f(R_sA_s - R_{sc}A'_{s,red})(b'_f - b)]/R_{s,ad}^2 . \quad (3.42)$$

Расчет тавровых балок, усиленных односторонним наращиванием сжатой полки с двойной арматурой в усиливаемом элементе и одиночной арматурой в усиливающем бетоне, должен производиться в зависимости от положения границы сжатой зоны бетона в соответствии с вышеуказанными формулами, с заменой площади $A_{s,red}$ на A_s .

Расчет балок таврового профиля, усиленных односторонним наращиванием растянутого ребра с двойной арматурой в усиливаемом элементе и одиночной арматурой в усиливающем сечении, так же производится в зависимости от положения границы сжатой зоны в соответствии с формулами (3.38) – (3.42), но с заменой $A'_{s,red}$ на A'_s . При высоте сжатой зоны бетона $x \leq 2a'$, сжатая арматура в выражениях (3.41) и (3.42) – не учитывается.

Примечание. Более подробно последовательность расчета изгибаемых элементов различного профиля по нормальным сечениям при различных видах наращивания и армирования, приведен в примерах.

3.2.3. Примеры расчёта усиления элементов таврового профиля

Пример 3.2.1 (рис. 3.7). Расчёт усиления элемента таврового профиля наращиванием снизу (для случая, когда нейтральная ось при возросшем моменте пересекает ребро). **Дано:** Размеры сечения усиливаемого элемента: $h=80$ см; $b=30$ см; $h'_f=12$ см; $b'_f=80$ см. Бетон усиливаемого элемента класса В30 ($R_b=15,5$ МПа). $h_0 = 73,5$ см; $h_{0,ad}=88,5$ см; $a=7,5$ см; $a'=3$ см; $a_{ad}=4,5$ см; $a_0=15$ см. Арматура усиливаемого элемента класса А300 для растянутой зоны ($6\phi 28$) $R_s=270$ МПа. $A_s=36,95$ см². Тоже – А240 – для сжатой зоны ($5\phi 12$), $R_{sc}=215$ МПа, $A'_s=5,65$ см². Арматура усиления класса А400, $R_{scad}=355$ МПа. Коэффициент усиления $K=2$. Требуется определить площадь дополнительной растянутой арматуры A_{sad} , если известно, что нагрузка на усиливаемый элемент не превышает 65 % от разрушающей величины. Коэффициенты условий работы, как и в примере 3.1.3 принимаем равными единице.

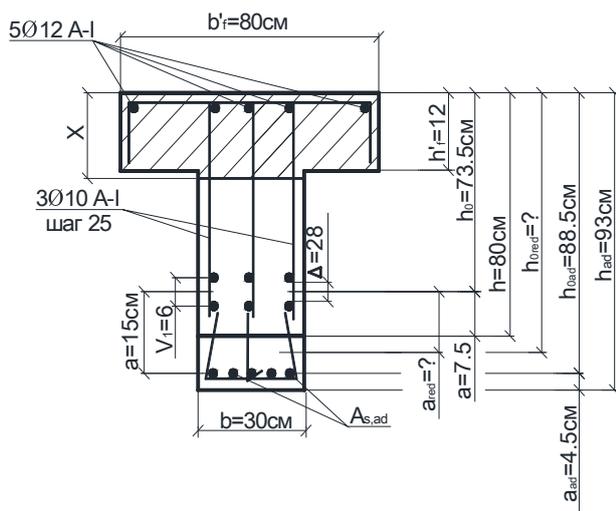


Рис. 3.7. Расчетная схема усиления элемента таврового профиля.

Так как рабочая арматура расположена в 2 ряда, величиной a_0 задаемся из условия удобства бетонирования и принимаем $a_0=15$ см. При наличии торкрет-бетона значение a_0 можно уменьшить до 10 см, а в качестве элементов крепления дополнительной арматуры использовать коротыши диаметром 32 – 36 мм.

Определяем несущую способность усиливаемого элемента:

рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 80 - 7,5 = 73,5$ см,

где $a = a_b + 0,5d_s + 0,5V_1$ (см. табл. П. 3.2).

При $d_s = 28$ мм, $V_1 = 60$ мм, по аналогии с примером **3.1.2**

$a = 30 + 0,5 \cdot 28 + 0,5 \cdot 60 = 74$ мм, принимаем $a = 7,5$ см;

при отсутствии табл. П. 3.2 величину V_1 можно определить так:

$V_1 = 0,5 \cdot d_{s1} + \Delta + 0,5 \cdot d_{s2}$, где $d_{s1,2}$ – диаметры арматуры соответственно первого и второго рядов, а Δ – зазор между стержнями: $\Delta \geq d_s$, $\Delta \geq 2,5$ мм. При $d_s =$

28 мм, $V_1 = 0,5 \cdot 28 + 28 + 0,5 \cdot 28 = 56$ мм. Округляя до величины, кратной 5 мм в большую сторону, получим $V_1 = 60$ мм;

- положение нейтральной оси получим при сравнении усилия, воспринимаемого растянутой арматурой N_s , и усилия, воспринимаемого сжатой полкой N'_{bf} вместе с расположенной в ней сжатой арматурой N'_s :

$$N_s = R_s A_s = 270(100) \cdot 36,95 = 997,7 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$N'_{bf} = R_b b'_f h'_f = 15,5(100) \cdot 80 \cdot 12 = 1488 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$N'_s = R_{sc} A'_s = 215(100) \cdot 5,65 = 121,5 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$N_s = 997,7 \text{ кН} \ll (N'_{bf} + N'_s) = (1488 + 121,5) \text{ кН}.$$

Следовательно, сжатая зона бетона расположена в пределах высоты полки $x < h'_f$. Имеем 1-й случай расчета. Высота сжатой зоны бетона

$$x = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / R_b b'_f = [355(100) \cdot 36,95 - 215(100)5,65] / 15,5(100) = 7,7 \text{ см} >$$

$2a' = 6 \text{ см}$, сжатая арматура учитывается в расчете

$$\begin{aligned} M_{0ult} &= R_b b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = \\ &= 15,5(100) \cdot 80 \cdot 7,7 \cdot (73,5 - 0,5 \cdot 7,7) + 215(100) \cdot 5,65 \cdot (73,5 - 3) = \\ &= 750,6 \cdot 10^5 \text{ Нсм} = 750,6 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Величина момента, действующего на балку после реконструкции,

$$M_{ad} = M_{0ult} K = 750,6 \cdot 2,0 = 1501,2 \text{ кНм};$$

положение нейтральной оси при увеличенном моменте получим при сравнении действующего момента с моментом, воспринимаемым полкой M'_{bf} :

$$\begin{aligned} M'_{bf} &= R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = \\ &= 15,5(100) \cdot 80 \cdot 12 \cdot (73,5 - 0,5 \cdot 12) + 215(100) \cdot 5,65 \cdot (73,5 - 3) = \\ &= 1090 \cdot 10^5 \text{ Нсм} < M_{ad} = 1501,2 \cdot 10^5 \text{ Нсм}. \end{aligned}$$

При возросшем в 2 раза моменте нейтральная ось переместилась в ребро, следовательно, $x > h'_f$, имеем 2-й случай расчета. Работу элемента таврового профиля разбиваем на работу ребра и свесов.

Площадь дополнительной рабочей арматуры A_{sad} определяем по формуле (3.25). Выражения для расчетов коэффициентов А и В принимаем в зависимости от соотношения относительной высоты сжатой зоны бетона и его граничного значения ξ_R по формуле (6.11)[10]. При разном классе арматуры A_s и A_{sad} при определении ξ_R используем расчётное сопротивление арматуры существующей балки. $\xi_R = 0,8 / (1 + R_s / 700) = 0,8 / (1 + 270 / 700) = 0,577$.

При $x > h'_f$ величину ξ определяем через коэффициент α_m :

$$\begin{aligned} \alpha_m &= [M_{ad} - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) - R_{sc} A'_s (h_0 - a')] / R_b b h_0^2 = \\ &= [1501,2 \cdot 10^5 - 15,5(100) \cdot (80 - 30) \cdot 12 \cdot (73,5 - 0,5 \cdot 12) - \\ &- 215(100) \cdot 5,65 \cdot (73,5 - 3)] / 15,5(100) \cdot 30 \cdot 73,5^2 = 0,314. \end{aligned}$$

Величину ξ определяем по табл. П.3.1, используя линейную интерполяцию, либо по формуле:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,314} = 1 - 0,61 = 0,39;$$

$\xi = 0.39 < \xi_R = 0.577$, следовательно, коэффициенты A и B определяем по формулам (3.41) и (3.42). При отсутствии набетонки сверху в указанных формулах принимаем $R_{bred} = R_b$; $A'_{sred} = A'_s$.

$$A = \frac{270(100) \cdot 36,95 - 215(100) \cdot 5,65 - 15,5(100) \cdot [30 \cdot (73,5 + 15) + 12(80 - 30)]}{0,5 \cdot 355(100)} = -234,9 \text{ см}^2;$$

$$B = \frac{[270(100) \cdot 36,95 - 215(100) \cdot 5,65]^2 + [15,5(100) \cdot 12 \cdot (80 - 30)]^2}{[355(100)]^2} +$$

$$+ \frac{2 \cdot 15,5(100) \cdot 30 \cdot [1501,210^5 - 270(100) \cdot 36,95 \cdot 73,5 + 215(100) \cdot 5,65 \cdot 3 + 15,5(100) \cdot 12^2 \cdot (80 - 30)]}{[355(100)]^2} -$$

$$- \frac{2 \cdot 15,5(100) \cdot 12 \cdot [270(100) \cdot 36,95 - 215(100) \cdot 5,65] \cdot (80 - 30)}{[355(100)]^2} = 6519,3 \text{ см}^2;$$

$$A_{sad} = -A/2 - \sqrt{\left(\frac{A}{2}\right)^2 - B} = -(-234,9/2) - \sqrt{\left(\frac{234,9}{2}\right)^2 - 6519,3} = 117,45 - 85,3 = 32,15 \text{ см}^2.$$

С учетом возможного ослабления сечения арматуры при сварных работах на 25%, требуемая площадь дополнительной рабочей арматуры $A_{sad}^{teor} = A_{sad} + \Delta A_{sad}$;

$$A_{sad}^{teor} = 32,15 + 0,25 \cdot 36,95/2 = 32,15 + 4,62 = 36,77 \text{ см}^2.$$

Принимаем (3Ø32+2Ø28) А400 с расположением в один ряд, $A_{sad} = 36,45 \text{ см}^2$.

Фактическая расчетная площадь арматуры усиления при проверке прочности

$$A_{sad}^{fact} = A_{sad}^{teor} - \Delta A_{sad} = 36,45 - 4,62 = 31,83 \text{ см}^2.$$

Крепление дополнительной арматуры A_{sad} к существующей рабочей арматуре балки A_s выполняется на сварке с использованием вертикальных хомутов и вертикальных крючков диаметром 12 мм класса А240, т.е. по аналогии с примером 3.1.2 (см. рис. 1.3).

Примечание. При определении площади дополнительной арматуры A_{sad} для элементов таврового профиля, работающих и при возросшей нагрузке также по первому случаю, т.е. при $x \leq h'_f$, коэффициенты A и B в формуле (3.25) вычисляются из выражений (3.26) и (3.27), принимая значение $b = b'_f$. При этом

справедливы и другие формулы, относящиеся к расчету балок прямоугольного сечения.

Пример 3.2.2. Проверка несущей способности усиленной балки таврового профиля. **Дано:** для условий, сформулированных в примере 3.2.1, определить несущую способность усиленного сечения.

Приведенные характеристики усиленного сечения по формуле:

$$- (3.15): A_{sred} = 36,95 + 31,83 \cdot 355 / 270 = 78,8 \text{ см}^2;$$

$$- (3.16) \text{ определяем } A'_{sred}. \text{ При отсутствии набетонки сверху } A'_{sred} = A'_s;$$

$$- (3.17): a_{red} = \frac{355(100) \cdot 31,83 \cdot (88,5 - 73,5)}{270(100) \cdot 36,95 + 355(100) \cdot 31,83} = 7,97 \text{ см};$$

$$- (3.14): h_{ored} = 75,5 + 7,97 = 81,5 \text{ см}.$$

По аналогии с примером 3.2.1, $R_{bred} = R_b$, а величина $\xi_R = 0.577$, определенная там же. Несущую способность усиленного сечения таврового профиля вычисляем с использованием формул (3.40) и (3.39):

- высота сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{270(100) \cdot 78,8 - 15,5(100) \cdot 12 \cdot (80 - 30) - 215(100) \cdot 5,65}{15,5(100) \cdot 30} = 23,15 < x_R = \xi_R \cdot h_{ored} =$$

$$= 0,577 \cdot 81,5 = 47 \text{ см};$$

$$M_{adult} = 15,5(100) \cdot 30 \cdot 23,15 \cdot (81,5 - 0,5 \cdot 23,15) + \\ + 15,5(100) \cdot 12 \cdot (80 - 30) \cdot (81,5 - 0,5 \cdot 12) + 215(100) \cdot 5,65 \cdot (81,5 - 3) = \\ = 1550,2 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} > M_{ad} = 1501,2 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Несущая способность усиленного сечения обеспечена.

Пример 3.2.3 (рис 3.8). Расчёт усиления изгибаемого элемента таврового профиля двухсторонним наращиванием (для случая, когда при возросшей нагрузке нейтральная ось после усиления из ребра поднимается в полку).

Дано: размеры сечения усиливаемого элемента: $h_1 = 100 \text{ см}$; $b = 50 \text{ см}$; $h'_f = 10 \text{ см}$; $b'_f = 120 \text{ см}$. Бетон усиливаемого элемента класса В15 ($R_b = 7,7 \text{ МПа}$). Арматура усиливаемого элемента в растянутой зоне класса А300 установлена в два ряда ($8\emptyset 25$), а в сжатой – класса А240 ($6\emptyset 10$).

$A_s = 39,27\text{см}^2$; $A'_s = 39,27\text{см}^2$; $a' = 3\text{см}^2$. Полка в усиливаемом элементе получила многочисленные физические повреждения в виде сколов и нарушения защитного слоя бетона. После проведения реконструкции нагрузка на балку возросла более, чем в 1,5 раза и составляет 1550,5 кН/м. Требуется определить площадь дополнительной растянутой арматуры, если известно, что нагрузка на усиливаемый элемент не превышает 65% от разрушающей.

Учитывая физические повреждения сжатой полки, принимаем вариант усиления балки двухсторонней рубашкой из бетона класса В 20 ($R_{\text{bad}}=10,5$ МПа) и арматуры класса А400 ($R_s = R_{\text{se}} = 355$ МПа). Сжатую арматуру в набетонке принимаем конструктивно из 4 Ø12 ($A'_{\text{sad}}=4,52\text{см}^2$). Толщину набетонки в сжатой зоне x_2 принимаем в процессе конструирования общего сечения, а в растянутой зоне получим в процессе расчета, приняв расстояние между центрами тяжести растянутой арматуры A_s и A_{sad} - $a_0=15$ см, исходя из удобства бетонирования.

Уточняем высоту рабочего сечения существующей балки при двухрядном расположении арматуры. По аналогии с порядком расчёта примера 3.21 будем иметь: $h_0 = h - a = 100 - 6,25 = 93,75\text{см}$, где $a = a_b + 0,5d_s + 0,5V_1$.

При $d_s=25\text{мм}$, расстояние между стержнями существующей арматуры $V_1=50$ мм (см. табл. П.3.2), а величина защитного слоя бетона $a_b=25$ мм.
 $a = 25 + 0,5 \cdot 25 + 0,5 \cdot 50 = 62,5\text{мм}$.

Усилие, воспринимаемое растянутой арматурой

$$N_s = R_s A_s = 270(100) \cdot 39,27 = 1060,3 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

Усилие, воспринимаемое сжатой арматурой

$$N'_s = R_{\text{sc}} A'_s = 215(100) \cdot 4,71 = 101,3 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Усилие, воспринимаемое бетоном сжатой полки, определяем с учетом размера свесов, вводимых в расчет. При отношении $h'_f/h = 10/120 = 0,083 < 0,1$, ширина свесов, вводимая в расчет, не должна быть более $3h'_f = 3 \cdot 10 = 30$ см.

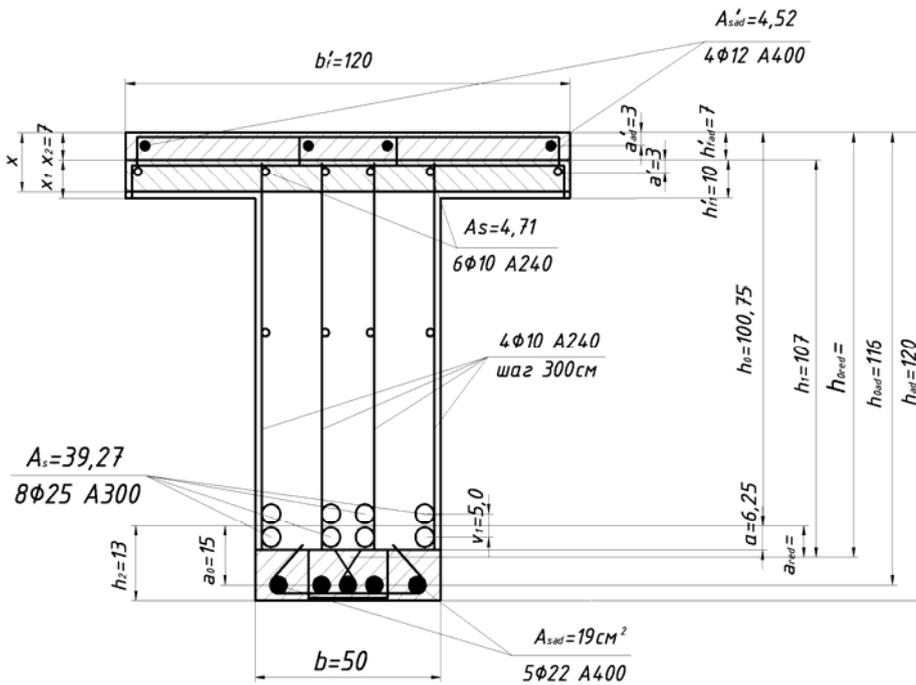


Рис. 3.8. Расчетная схема усиления элемента таврового профиля двусторонним наращиванием ($x \leq h'_f$)

Расчетная ширина полки $b'_f = b + 6h'_f = 50 + 6 \cdot 30 = 110 \text{ см} < 120 \text{ см}$.

Принимаем $b'_f = 110 \text{ см}$.

$$N'_{bf} = R_b b'_f h'_f = 7,7(100) \cdot 120 \cdot 10 = 924 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Так как $N_s = 1060,3 \text{ кН} > N'_{bf} + N'_s = 924 + 101,3 = 1025,3 \text{ кН}$, то величина $x > h'_f$, граница сжатой зоны проходит в ребре.

Высота сжатой зоны бетона по формуле (6.18) [2]

$$x = \frac{R_s A_s - R_b (b'_f - b) h'_f - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{270(100) \cdot 39,27 - 7,7(100) \cdot (110 - 50) \cdot 10 - 215(100) \cdot 4,71}{7,7(100) \cdot 50} = 12,71 \text{ см} > h'_f = 10 \text{ см}.$$

Несущая способность существующей балки

$$\begin{aligned} M_{0ult} &= R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = \\ &= 7,7(100) \cdot 50 \cdot 12,71 (93,75 - 0,5 \cdot 12,71) + 7,7(100) \cdot (110 - 50) \cdot 10 (93,75 - 0,5 \cdot 10) + \\ &+ 215(100) \cdot 4,17 (93,75 - 3) = (427,65 + 410 + 91,9) \cdot 10^5 = 929,6 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} < M_{ad} = \\ &= 1550,5 \text{ кН} \cdot \text{м}, \text{ необходимо выполнить усиление.} \end{aligned}$$

Учитывая наличие дефектов в существующей полке, окончательно принимаем вариант усиления балки двухсторонним наращиванием. Армирование сжатой зоны принято выше. Дополнительную арматуру в растянутой зоне, предположительно Ø25 А400, располагаем в один ряд.

Величина $a_{\text{bad}} + 0,5d_{\text{sad}} = 25 + 0,5 \cdot 25 = 37,5$ мм. Принимаем $a_{\text{ad}} = 4,0$ см.

Толщина набетонки в растянутой зоне составит:

$h_2 = a_0 - a + a_{\text{ad}} = 15 - 6,25 + 4,0 = 12,75$ см. Для упрощения расчета принимаем

$h_2 = 13$ см и общую высоту балки $h_{\text{ad}} = 120$ см. Толщина набетонки в сжатой

зоне в этом случае составит $x_2 = h_{\text{ad}} - h_1 - h_2 = 120 - 100 - 13 = 7,0$ см, а рабочая

высота усиленного сечения $h_{\text{oad}} = h_{\text{ad}} - a_{\text{ad}} = 120 - 4 = 116$ см. На этом конструирование

расчетного усиленного сечения закончено, приступаем к определению

дополнительной растянутой арматуры при действии $M_{\text{ad}} = 1550,5$ кН·м.

Указанный расчет начинаем с определения положения границы сжатой зоны

бетона в усиленном сечении и проверки выполнения конструктивных требований.

- Ширина свесов, вводимая в расчет при высоте усиленной полки

$$h'_f = x_2 + h'_{1f} = 7 + 10 = 17 \text{ см.}$$

Отношение $h'_{\text{fad}} / h = 17 / 120 = 0,142 > 0,1$. При данном соотношении

ширина свесов для консольной полки должна быть не более $6h'_f = 6 \cdot 17 = 102$ и

не более величины $(b'_f - b) / 2 = (120 - 50) / 2 = 30$ см. В нашем случае принимаем

$b'_f = 120$ см, т.е. фактический (конструктивный) размер ширины полки. Поло-

жение нейтральной оси получаем при сопоставлении M_{ad} и M'_{bfad} .

$$M'_{\text{bfad}} = R_{\text{bred}} b'_f h'_{\text{fad}} (h_{\text{oad}} - 0,5h'_f) + R_{\text{scad}} A'_{\text{sred}} (h_{\text{oad}} - a'_{\text{ad}}).$$

В первом приближении принимаем $R_{\text{bred}} = R_b = 7,7$ МПа, а величину

$A'_{\text{sred}} = A'_{\text{sad}} = 4,52 \text{ см}^2$, т.к. высота сжатой зоны неизвестна.

$M'_{bfad} = 7,7(100) \cdot 120 \cdot 17(116 - 0,5 \cdot 17) + 355(100) \cdot 4,52(116 - 3) = (1688,6 + 181,3) \cdot 10^5 =$
 $= 1869,9 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{ad} = 1550,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$, следовательно, величина $x < h'_{fad}$. Расчет
 выполняем как для элементов прямоугольного профиля, принимая $b'_f = b$.
 При этом будет выполняться условие $\xi < \xi_R$. Порядок расчета принимаем по
 аналогии с примером **3.2.1**.

Приведенная площадь сечения сжатой арматуры:

$$A'_{sred} = A_s + A'_{sad} R_{scad} / R_{sc} = 4,71 + 4,52 \cdot 355 / 215 = 12,17 \text{ см}^2.$$

Высоту сжатой зоны определяем, используя значения α_m и ξ для усло-
 вия $x < h'_f \cdot \alpha_m = \frac{M_{ad} - R_{sc} A'_{sred} (h_{0ad} - a')}{R_{bred} b'_f h_{0ad}^2} = \frac{1550,5 \cdot 10^5 - 215(100) \cdot 12,17(116 - 3)}{7,7(100) \cdot 120 \cdot 116^2} = 0,1$;

$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1} = 0,105$; $x = \xi h_{0ad} = 0,105 \cdot 116 = 12,25 \text{ см}$. Это больше,
 чем x_2 , но меньше, чем сумма $x_2 + 2a' = 7 + 2 \cdot 3 = 13 \text{ см}$, следовательно, сжатая
 арматура усиливаемого элемента не участвует в работе. Поэтому в дальней-
 ших расчетах величина $A'_{sred} = A'_{sad}$, $R_{sc} = R_{scad}$, а значение R_{bred} в первом
 приближении принимаем равным R_b , т.е. равным прочности бетона усилива-
 емого элемента. Определяем коэффициенты А и В в формуле (3.25).

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{\{R_s A_s - R_{sc} A'_{sred} - R_{bred} b'_f (h_0 + a_0)\}}{0,5 R_{sad}} = \\
 &= \frac{\{270(100) \cdot 39,27 - 355(100) \cdot 4,52 - 7,7(100) \cdot 120(100,75 + 15)\}}{0,5 \cdot 355(100)} = -551,85 \text{ см}^2;
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B &= \frac{2\{M_{ad} + [R_{sc} A'_{sred} a' - R_s A_s h_0]\} R_{bred} b'_f}{[R_{sad}]} + \frac{[R_s A_s - R_{sc} A'_{sred}]^2}{[R_{sad}]^2} = \\
 &= \frac{2\{1550,5 \cdot 10^5 + [355(100) \cdot 4,52 \cdot 3 - 270(100) \cdot 39,27 \cdot 100,75]\} \cdot 7,7(100) \cdot 120}{[355(100)]^2} + \\
 &\quad + \frac{[270(100) \cdot 39,27 - 215(100) \cdot 4,52]^2}{[355(100)]^2} = 7144,3 \text{ см}^2.
 \end{aligned}$$

Площадь дополнительной рабочей арматуры

$$A_{\text{sad}} = -A/2 - \sqrt{A^2/4 - B} = -(-55185/2) - \sqrt{55185^2/4 - 71443} = 2759 - 2627 = 13,2 \text{ см}^2.$$

Учитывая, что повторный расчет дает минимальное уменьшение площади дополнительной рабочей арматуры (пример 3.1.4), принимаем $A_{\text{sad}} = 13,2 \text{ см}^2$ по расчету в первом приближении.

Определяем ослабление сечения существующей арматуры при приварке хомутов. Несмотря на то, что П-образный хомут может охватить до 4 стержней, принимаем четырехсрезные П-образные хомуты из-за большой ширины ребра балки. Таким образом, ослаблению подвергаются четыре стержня диаметром 25 мм первого ряда балки. Приращение площади дополнительной растянутой арматуры:

$$\Delta A_{\text{sad}} = 0,25 A_s \cdot 4/8 = 0,25 \cdot 39,27 \cdot 4/8 = 4,91 \text{ см}^2.$$

Полная площадь дополнительной рабочей арматуры составит:

$$A_{\text{sad}}^{\text{теор}} = A_{\text{sad}} + \Delta A_{\text{sad}} = 13,2 + 4,91 = 18,11 \text{ см}^2.$$

Принимаем в качестве дополнительной рабочей арматуры 5 Ø22 А400 с площадью $A_{\text{sad}}^{\text{факт}} = 19 \text{ см}^2$. П-образные хомуты, каждый из которых охватывает по 3 стержня, принимаем Ø10 А-240 и устанавливаем в шахматном порядке (за исключением приопорных) с шагом не более 500 мм и не более S_{max} , который определяется при расчете на поперечную силу.

Пример 3.2.4. Расчет усиления изгибаемого элемента таврового профиля двухсторонним наращиванием (случай, когда сжатая зона в усиленном сечении находится в ребре). **Дано:** для условий, сформулированных в примере 3.2.3 определить площадь дополнительной рабочей арматуры, если момент после проведения реконструкции составляет $M_{\text{ад}} = 2140 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

При выполнении этого расчета оставляем в силе все ранее принятые конструктивные требования и расчетные положения, на которые мы будем ссылаться в данном примере. Концентрируем внимание на том, что, во-первых, момент, воспринимаемый балкой до усиления, $M_{0\text{ult}}$ составляет 929,6 кН·м. Это в 2,3 раза меньше, чем значение возросшего момента. Во-вторых, момент, вос-

принимаемый сжатой полкой при принятых размерах сечения, $M'_{bfad}=1869,9$ кН·м, что также меньше действующего момента. Поэтому расчет усиления будем выполнять для условия, когда сжатая зона бетона проходит по ребру усиленной балки.

Из ранее выполненного примера расчета **3.2.3** приведенная площадь сжатой арматуры $A'_{sred}=12,17$ см². Так как площадь растянутой арматуры для усиленного сечения отсутствует, для нахождения высоты сжатой зоны бетона X используем относительные характеристики α_m и ξ для условия

$$x > h'_f; \quad \alpha_m = \frac{M_{ad} - R_b(b'_f - b)h'_f(h_o - 0,5h'_f) - R_{sc}A'_{sred}(h_{oad} - a')}{R_b b h_{oad}^2} =$$

$$= \frac{2140 \cdot 10^5 - 7,7(100)(120 - 50)17(116 - 0,5 \cdot 17) - 215(100) \cdot 12,17(116 - 3)}{7,7(100)50 \cdot 116^2} = 0,166;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,166} = 0,182.$$

Относительная высота сжатой зоны $\xi=0,182 <$ граничной величины $\xi_R=0,577$ (пример **3.2.3**), следовательно, вся растянутая арматура будет работать с полным расчетным сопротивлением.

Высота сжатой зоны $x = \xi \cdot h_{oad} = 0,182 \cdot 116 = 21,1$ см. Так как сжатая зона проходит по ребру, то в расчете учитываем всю сжатую арматуру, которая будет работать с полным расчетным сопротивлением. На данном этапе расчета, согласно рекомендациям по п.3.1.2 принимаем величину $R_{bred}=R_b$.

Для определения площади дополнительной рабочей арматуры используем формулу (3.25), в которой значения A и B определяем из выражений (3.41) и (3.42)

$$A = \{RA_s - R_{sc} A'_{sred} - R_{bred}[b(h_0 + a_0) + h'_f(b'_f - b)]\} / 0,5R_{sad} =$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{270(100) \cdot 39,27 - 215(100) \cdot 12,17 - 7,7(100)[50(100,75 + 15) + 17(120 - 50)]}{0,5 \cdot 355(100)} = -242,95 = -243 \text{ мм}^2; \\
B &= \frac{[R_s A_s - R_{sc} A_{sred}]^2 + [R_{bred} h_f' + (b_f' - b)]^2}{[R_{sad}]^2} + \\
&+ \frac{2R_{bred} b [M_{ad} - R_s A_s h_o + R_{sc} A_{sred} a' + R_{bred} (h_f')^2 (b_f' - b)]}{[R_{sad}]^2} - \frac{2R_{bred} h_f' [R_s A_s - R_{sc} A_{sred} (b_f' - b)]}{[R_{sad}]^2} = \\
&= \frac{[270(100) \cdot 39,27 - 215(100)12,17]^2 + [7,7(100)17(120 - 50)]^2}{[355(100)]^2} + \\
&+ \frac{2 \cdot 7,7(100)50[2140 \cdot 10^5 - 270(100)39,27 \cdot 100,75 + 215(100)12,17 \cdot 3 + 7,7(100) \cdot 17^2 (120 - 50)]}{[355(100)]^2} - \\
&- \frac{2 \cdot 7,7(100)17[270(100)39,27 - 215(100)12,17(120 - 50)]}{[355(100)]^2} = 1177,5 + 7550 + 358,9 = 9086,4 \text{ см}^2.
\end{aligned}$$

Площадь дополнительной рабочей арматуры

$$A_{sad} = -A/2 - \sqrt{A^2/4 - B} = -(-243/2) - \sqrt{243^2/4 - 9086,4} = 121,5 - 75,34 = 46,2 \text{ см}^2$$

Приращение площади дополнительной растянутой арматуры за счет ее потери при сварных работах (по примеру **3.2.3**) составляет $\Delta A_{sad} = 4,91 \text{ см}^2$.

Полная площадь дополнительной рабочей арматуры:

$A_{sad}^{tear} = A_{sad} + \Delta A_{sad} = 46,2 + 4,91 = 51,1 \text{ см}^2$. Полученной площади соответствует площадь (6Ø28+3Ø25) А400 ($A_{sad} = 36,95 + 14,73 = 51,68 \text{ см}^2$), которую нельзя разместить в один ряд. При размещении арматуры в два ряда и сохранении расстояния $a_0 = 15 \text{ см}$ между центрами тяжести арматуры A_s и A_{sad} , высоту балки необходимо увеличить на $a_{ad1} = a_{bad} + d_{sad} + d_{sad/2} = 28 + 28 + 28/2 = 70 \text{ мм}$. В этом случае высота балки составляет $120 + 7 = 127 \text{ см}$.

Более логично в этом случае увеличения высоты балки направить на одновременное увеличение a_0 до 20 см при сохранении однорядного расположения дополнительной арматуры. При этом одновременно получим уменьшения расхода стали на усиление балки.

Принимаем $h_{ad} = 125 \text{ см}$. Расстояние от центра тяжести дополнительной арматуры до растянутой грани: $a_{ad} = a_b + 0,5d_{sad} = 28 + 28/2 = 42 \text{ мм}$. Принимаем

$a_{ad}=4,5$ см; $h_{oad}=125-4,5=120,5$ см. Перерасчет будем сводить к уточнению коэффициента A в формуле (3.25)

$$A = \frac{270(100) \cdot 39,27 - 215(100)12,17 - 7,7(100)[50(100,75 + 20) + 17(120 - 50)]}{0,5 \cdot 355(100)} = -268,5 \text{ см}^2;$$

$$A_{sad} = -(-268,5/2) - \sqrt{268,5^2/4 - 9086,4} = 134,5 - 93,5 = 39,8 \text{ см}^2 \quad A_{sad}^{tear} = 39,8 + 4,91 = 44,7 \text{ см}^2.$$

Принимаем (2Ø32+5Ø28) А400. $A_{sad}^{fact} = 16,09 + 30,79 = 46,88 \text{ см}^2$.

Проверяем возможность размещения арматуры в один ряд. Внутренний размер П-образного хомута $b_w = b - 2ab = 500 - 2 \cdot 35 = 430$ мм. Суммарный диаметр стержней арматуры $\sum d_{sad} = 2 \cdot 32 + 5 \cdot 28 = 64 + 140 = 204$ мм. Суммарный зазор между диаметрами арматуры $\sum \Delta = 430 - 204 = 226$ мм.

При наличии 7 стержней арматуры будем иметь 6 зазоров, средняя величина которого составит $\Delta = 226/6 = 37,7$ мм $> d_s = 32$ мм. Следовательно, однорядное расположение арматуры возможно и оно удовлетворяет всем конструктивным требованиям.

Крепление дополнительной арматуры к существующей выполняем П-образным хомутом на всю ширину балки и вертикальными крючками, которые устанавливаем в шахматном порядке по отношению к П-образным хомутам. Элементы крепления арматуры выполняем Ø12А240 с шагом не более 500 мм и не более S_{max} .

Пример 3.2.5. Проверка несущей способности балки таврового профиля, усиленной двухсторонним наращиванием (для случая, когда нейтральная ось пересекает ребро балки). **Дано:** для условий, сформулированных в примере 3.2.3 с учетом изменений в примере 3.2.4, определить несущую способность усиленного сечения:

- площадь дополнительной арматуры, участвующей в работе балки

$$A_{sad} = A_{sad}^{fact} - \Delta A_{sad} = 46,88 - 4,91 = 41,97 \text{ см}^2;$$

- приведенная площадь сечения растянутой и сжатой арматуры соответственно по формулам (3.15) и (3.166). $A_{sred} = 39,27 + 41,97 \cdot 355/270 = 94,45 \text{ см}^2$

$A'_{sred}=4,71+4,52 \cdot 355/215=12,17 \text{ см}^2$. Расстояние от центра тяжести существующей арматуры A_s до общего центра тяжести A_s+A_{sad} по формуле (3.17)

$$a_{red} = [R_{sad} \cdot A_{sad} (h_{oad} - h_0)] / [R_s \cdot A_s + R_{sad} \cdot A_{sad}] =$$

$$= [355 \cdot 41,97(125 - 100)] / [270 \cdot 39,27 + 355 \cdot 41,97] = 11,54 \text{ см}^2;$$

- рабочая высота усиленного сечения по формуле (3.14)

$$h_{0red} = h_0 + a_{red} = 100,75 + 11,54 = 112,3 \text{ см};$$

- приведенная прочность сжатого бетона по формуле (3.20) с использованием формул (3.21) – (3.23) и (3.37). Последняя формула используется для определения высоты сжатой зоны бетона

$$x = [R_s A_{sred} - R_{bred} \cdot h_f' (b_f' - b) - R_{sc} A'_{sred}] / [R_{bred} \cdot b].$$

Указанная формула на данном этапе расчета используется для определения положения нейтральной оси с целью предварительного определения случая расчета, а также учета работы сжатой арматуры A_s и A_{sad} , поэтому принимаем $R_{bred} = R_b$

$$x = \frac{270(100) \cdot 94,45 - 7,7(100) \cdot 17(120 - 50) - 215(100) \cdot 12,17}{7,7(100) \cdot 50} = 35,6 \text{ см} < x_R = \xi_R h_{0red} =$$

$$= 0,577 \cdot 112,3 = 64,8 \text{ см}, \text{ где } \xi_R = 0,8 / (1 + R_s / 700) = 0,8 / (1 + 270 / 700) = 0,577.$$

В нашем случае $x = 35,6 > h_f' = 17 \text{ см}$. Это означает, что граница сжатой зоны действительно пересекает ребро и вся сжатая арматура участвует в работе балки. Кроме того, неравенство $x = 35,6 < x_R = 64,8 \text{ см}$ свидетельствует о том, что вся растянутая арматура работает с полным расчетным сопротивлением. Уточнив вышеизложенное, определяем приведенное значение расчетного сопротивления сжатого бетона $R_{bred} = [R_b \cdot A_b + R_{bad} \cdot A_{bad}] / A_{btot}$.

Для элементов таврового профиля при $x > h_f'$ значения A_b , A_{bad} и A_{btot} определяются из следующих выражений:

$$A_{btot} = A_b + A_{bad};$$

$$x = x_1 + x_2; x_1 = x - x_2; x_2 = h'_{f2} = 7 \text{ см}; A_{bad} = b'_f \cdot x_2; A_{btot} = b \cdot x + (b'_f - b) \cdot h'_f.$$

В этих формулах:

x – полная высота сжатой зоны бетона, определяемая по формуле (3.40);

x_1 – часть высоты сжатой зоны бетона, находящаяся в усиливаемом элементе;

x_2 – то же, в усиливающем элементе;

A_b – площадь сечения бетона усиливаемого элемента;

A_{bad} – то же, усиливающего элемента;

A_{btot} – суммарная площадь сечения сжатой зоны бетона.

Подставляя численные значения, получим:

$$A_b = 50(x-7)+(120-50) \cdot 10 = 50(x-7)+700 = 50x+350;$$

$$A_{bad} = 120 \cdot 7 = 840 \text{ см}^2;$$

$$A_{btot} = 50 \cdot x + (120-50) \cdot 17 = 50x+1190.$$

Для упрощения расчетов величину R_{bred} определяем в МПа:

$$R_{bred} = \frac{7,7[50x + 350] + 10,5(100) \cdot 840}{[50x + 1190]} = \frac{7,7 \cdot 50x + 2695 + 8820}{[50x + 1190]} = \frac{7,7 \cdot 50x + 11515}{[50x + 1190]}.$$

Для определения значения R_{bred} в явном виде находим высоту сжатой зоны бетона по формуле (3.40). В этом примере расчет выполняем подробно, во избежание ошибок.

$$x = \frac{270(100) \cdot 94,45 - 7,7(100) \cdot (120 - 50) \cdot 17 - 215(100) \cdot 12,17}{(100) \cdot R_{bred} \cdot 50} = \frac{13720}{50R_b}.$$

В итоге будем иметь: $50R_b \cdot x = 13720$. Подставим в полученное выражение значение R_{bred} , в неявном виде: $50x \cdot [7,7 \cdot 50x + 11515] / [50x + 1190] = 13720$ или $50x[7,7 \cdot 50x + 11515] = 13720[50x + 1190]$; сократив всё выражение на 50, окончательно будем иметь: $x[7,7 \cdot 50x + 11515] = 274,4[50x + 1190]$.

Данное выражение свидетельствует о том, что при определении приведенной высоты сжатой зоны бетона в элементах таврового профиля с набетонкой в сжатой зоне для случая, когда $x > h'_f$, необходимо решать **квадратное** уравнение. В нашем случае оно получилось следующим: $385x^2 + 11515x = 13720x + 326536$ или $385x^2 - 2205x - 326536 = 0$. Поделив всё на 385, получим приведенное квадратное уравнение: $x^2 - 5,73x - 848,1 = 0$. В буквенном выражении оно примет вид: $x^2 - ax - b = 0$. Решая его, получим следующие значения x :

$$x_{1,2} = \frac{a}{2} \pm \sqrt{\frac{a^2}{4}} + b = \frac{5,73}{2} \pm \sqrt{\frac{(5,73)^2}{4}} + 848,1;$$

$$x_1 = 2,86 + 29,26 = 32,12 \text{ см} > h'_f = 17 \text{ см};$$

$$x_2 = 2,86 - 29,26 = -26,4 < 0, \text{ чего в принципе не может быть};$$

$$\xi = x/h_{\text{ored}} = 32,1/112,3 = 0,285 < \xi_R = 0,577.$$

Условие выполняется, следовательно, справедливы все ранее изложенные предпосылки. Приведенная прочность бетона на сжатие

$$R_{\text{bred}} = 13720/50x = 13720/50 \cdot 32,12 = 8,54 \text{ МПа}.$$

Несущая способность усиленного двухсторонней рубашкой таврового сечения:

$$\begin{aligned} M_{\text{adult}} &= R_{b,\text{red}} \cdot b \cdot x (h_{\text{ored}} - 0,5x) + R_{\text{bred}} (b'_f - b) h'_f \cdot (h_{\text{ored}} - 0,5 h'_f) + R_{sc} \cdot A_{s\text{red}} (h_{\text{ored}} - a') = \\ &= 8,54(100)50 \cdot 32,1(112,3 - 0,5 \cdot 32,1) + 8,54(100) \cdot (120 - 50) \cdot 17(112,3 - 0,5 \cdot 17) + \\ &+ 215(100) \cdot 12,17(112,3 - 3) = 1319,3 \cdot 10^5 + 1054,8 \cdot 10^5 + 286 \cdot 10^5 = 2660,1 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}; \end{aligned}$$

$$M_{\text{ad}} = 2140 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} < M_{\text{adult}} = 2660,1 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Несущая способность обеспечена.

3.3. Расчет прочности наклонных сечений, усиленных изгибаемых элементов на поперечную силу

3.3.1. Общие сведения по усилению элементов на поперечную силу

Усиление наклонных сечений изгибаемых элементов может быть связано как с увеличением нагрузки в процессе реконструкции, так и с наличием дефектов конструкций, полученных в процессе эксплуатации. В основном это касается усиления на восприятие поперечных сил.

Указанное усиление осуществляется с использованием дополнительной поперечной арматуры, которую можно устанавливать как внутри усиливаемого сечения, так и снаружи.

При усилении обоймой поперечная арматура устанавливается в виде замкнутых хомутов внутри самой обоймы или рубашки (рис 1.1; 1.6). Если усиление выполняется наращиванием, то применяют открытые хомуты, которые на

сварке прикрепляют к крепежным уголкам. Эти уголки в монолитных балках устанавливаются непосредственно под плитой впритык к ребру (рис. 3.10,б, 3.11,б) и закрепляют с помощью потайных или обычных болтов, которые прикрепляют через просверленные или пробитые в плите отверстия. В сборных тавровых и прямоугольных балках устанавливают крепежные уголки, окаймляющие верхнюю полку.

При усилении с помощью набетонок, поперечную арматуру в виде полос (планок) устанавливают на растворе в предварительно прорезанные на глубину 20÷30 мм алмазной пилой или борозды (штрабы) с оголением боковых поверхностей продольной арматуры (рис. 3.11,в). Ширина борозды принимается несколько больше, чем планки. Если используются полосы, то их устанавливают на эпоксидном клее, а при усилении широкими планками приваривают к продольной арматуре боковыми швами. При наличии полок в них пробивают отверстия заподлицо с бороздами в ребре. И пластины, которые устанавливают параллельно боковым граням балок, и полосы, которые выходят торцом к боковой поверхности, устанавливают между существующими поперечными стержнями или хомутами.

Перечисленные выше варианты усиления можно назвать скрытым усилением, т.к. последние находятся в теле бетона, а при необходимости их еще и покрывают цементным раствором в виде заделки борозд или сплошной штукатурки. В работу эти виды поперечной арматуры включают с помощью сварки и сцепления с бетоном.

При усилении монолитных балок часто используют и «открытые» хомуты в виде П-образных или прямых шпилек (рис.3.9; 3.10,а) последние включаются в работу с помощью резьбового соединения открытых хомутов или шпилек вверху над полкой (плитой) и обязательной их приваркой внизу к уголкам, которые охватывают балки по всем углам. При наличии полок крепежные и окаймляющие уголки соединяют между собой с помощью приваренных стерж-

ней или планок. При малой ширине балок внизу вместо уголков на растворе устанавливают швеллеры.

Более эффективным методом усиления приопорных участков балок на поперечную силу является использование **преднапряженных хомутов** (рис.3.10,б, 3.11,а, – на первой странице обложки и рис. 3.11,б,в). При этом методе на усиливаемом участке с двух сторон устанавливают четное количество поперечных стержней, которые затем попарно стягиваются, приобретая предварительное напряжение, и надежно включаются в совместную работу с усиливаемым элементом.

Преднапряжение хомутов осуществляется с помощью специальных стяжных болтов (поз. 2 на рис. 3.11,а,б,в) с шайбами-захватами (поз.3). После натяжения хомутов, болты отрезают, а гайки – приваривают. Натяжение хомутов должно осуществляться одновременно с двух сторон балки в несколько приемов, начиная от опоры к середине.

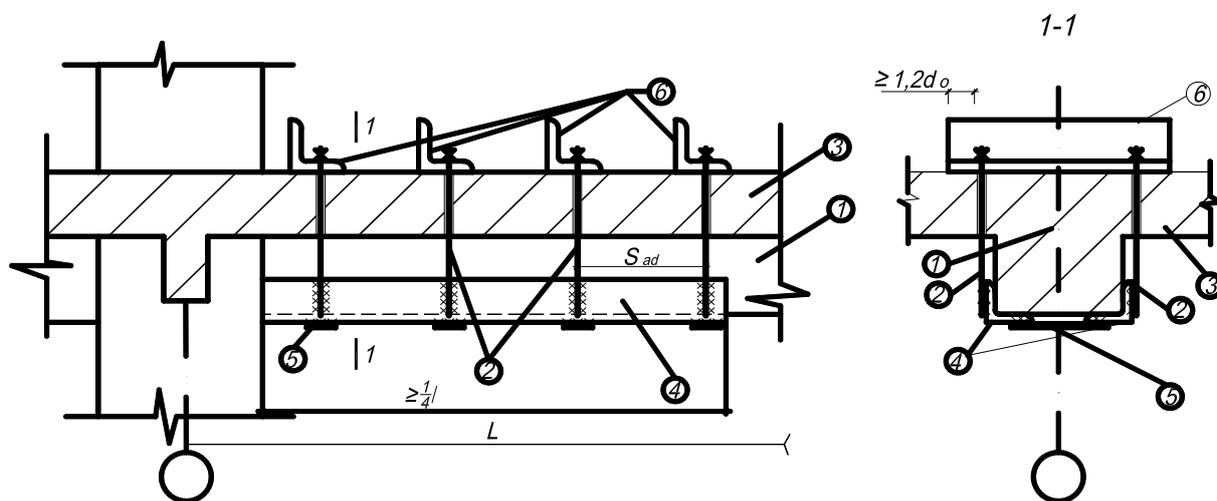


Рис.3.9. Расчетная схема усиления балок по наклонному сечению хомутами:

1 – усиливаемая балка; 2 – дополнительные хомуты в виде преднапряженных шпилек с гайками; 3 – полка (плита) перекрытия; 4 – уголки обрамления ребра балки (крепежные); 5 – соединительные планки; 6 – соединительные уголки

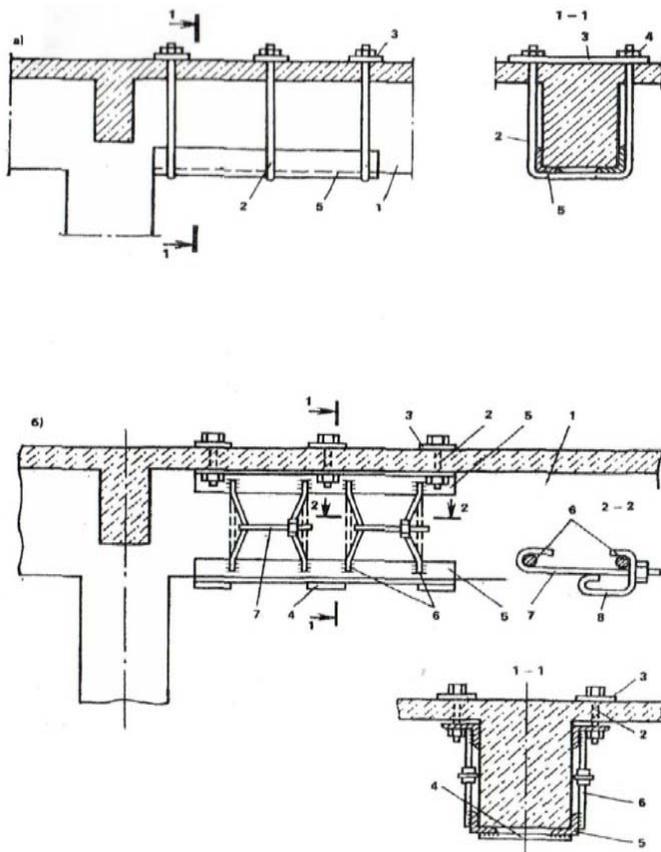


Рис. 3.10. Варианты усиление балок на восприятие поперечных сил:

а) – вертикальными накладными хомутами: 1– усиливаемая балка; 2– накладные хомуты из арматурной стали; 3– подкладка; 4– гайка; 5– нижние прокладки из уголков;
 б) – предварительно напряженными хомутами: 1– усиливаемая балка; 2– крепежный болт; 3– подкладка; 4– соединительные планки; 5– накладки из уголков; 6– предварительно напряженные хомуты; 7– стяжной болт; 8– шайба-захват

Установленную поперечную арматуру усиления необходимо защищать от коррозии с помощью масляной краски или защитными лаками. При близком расположении этой арматуры к поверхности балки последняя покрывается бетоном либо штукатуркой.

3.3.2. Расчет усиления изгибаемых конструкций на действие поперечных сил

Расчет элементов усиления изгибаемых конструкций на действие поперечных сил в рекомендациях [7] не приводится, имеет место лишь ссылка на п.п. 2.64; 2.65 о способах усиления наклонных сечений с помощью вертикальных или наклонных накладных преднапряженных, либо обычных хомутов. Поэтому ниже изложена методика расчета усиления при действии поперечных сил, основанная на рекомендациях СП 52 - 101 – 2003 [10] с учетом предложений [4].

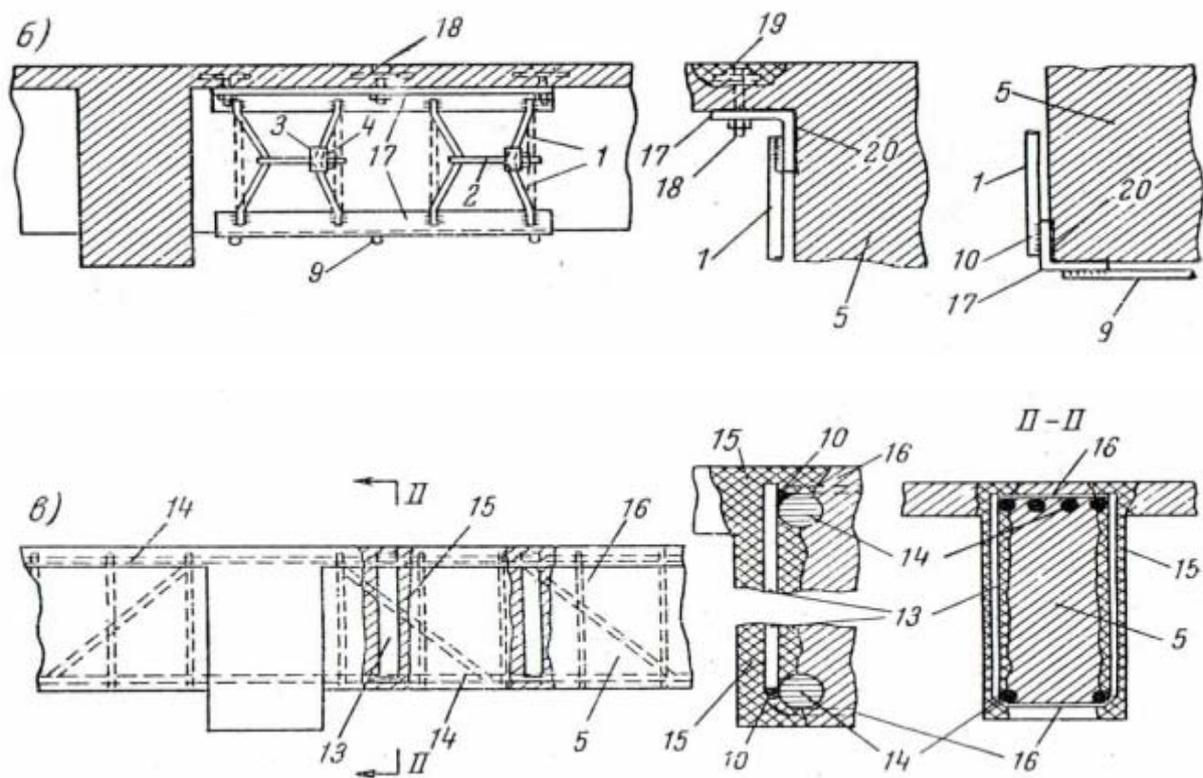


Рис. 3.11. Усиление балочных элементов на поперечные силы.

- а) – посредством преднапряженных стержней на сборной балке;
- б) – то же, на монолитной балке;
- в) – посредством поперечных планок (с деталями),

1–поперечные стержни; 2–стяжные болты; 3–шайба-захват; 4–гайка;
 5–усиливаемый элемент; 6–размалкованный швеллер; 7–слой цементного раствора; 8–окаймляющие уголки; 9–соединительные стержни; 10–сварные швы;
 11–возможные трещины; 12–отрезаемый конец болта; 13–поперечные планки;
 14–арматура усиливаемой балки; 15–сколотая поверхность бетона в виде борозды, заделываемая цементным раствором; 16–хомуты усиливаемой балки; 17–уголки для прикрепления поперечных стержней; 18–крепежные болты; 19–гнезда в плите для крепёжных болтов; 20–слой цементного раствора.

Примечание. Вариант а) – усиление распорной балки приведён на первой странице обложки.

Проектирование усиления изгибаемых элементов по наклонным сечениям производится по величине **избыточной** поперечной силы с учетом коэффициентов γ_{swr} и, в принципе, ничем не отличается от обычного проектирования поперечной арматуры. Расчет прочности усиленных конструкций выполняется по общему случаю расчета с учетом вида нагрузки в предположении, что вся дополнительная нагрузка, (независимо от вида наращивания сечения) передается только на дополнительную поперечную арматуру.

Усиленные изгибаемые элементы рассчитываются (как и вновь проектируемые) по наклонному сечению на действие главных сжимающих сил, действующих на наклонную полосу между наклонными трещинами и на действие поперечных сил, растягивающих наклонное сечение.

Расчёт по полосе между наклонными сечениями

Прочность усиленного сечения по наклонной полосе будет обеспечена, если выполняется условие: $Q_{ad} \leq Q = \varphi_{b3} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{ored}$ (3.43)

где Q_{ad} – поперечная сила, действующая на усиленную балку после реконструкций;

Q – поперечная сила в нормальном сечении элемента;

φ_{b3} – коэффициент, принимаемый равным 0,3 для тяжелого бетона;

h_{ored} – приведенная рабочая высота усиленного сечения по формуле (3.14)

Расчёт по наклонным сечениям на действие поперечных сил

Расчет усиленного наклонного сечения при действии **произвольной нагрузки** производится из условия: $Q_{ad} \leq Q = Q_{bad} + Q_{sw} + Q_{swad}$,

(3.44)

где: Q ; Q_b ; Q_{sw} – поперечные силы, действующие в наклонном сечении до усиления. Полное название этих сил приведено в п. 6.2.34 [10];

Q_{ad} – поперечная сила, действующая на элемент после проведения реконструкции или увеличения нагрузки при замене оборудования;

Q_{bad} – поперечная сила, воспринимаемая бетоном усиленного наклонного сечения над концом наклонной трещины, которая включает в себя работу самого

бетона, силы зацепления в наклонной трещине и нагельное усилие продольной арматуры $Q_{bad} = \varphi_{swr6} \cdot \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{ored} / c$, (3.45)

при этом должно выполняться условие $0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{ored} \leq Q_{bad} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{ored}$. (3.46)

В формуле (3.45) с помощью коэффициента φ_{swr6} учитывают наличие трещин в наклонном сечении перед усилением элемента. При их отсутствии $\varphi_{swr6} = 1$, а при наличии $\varphi_{swr6} = 0,75$; $\varphi_{b2} = 1,5$ для тяжелого бетона.

C – проекция наклонной трещины на продольную ось балки, равная пролету среза – a , т.е. расстоянию от точки приложения на балку опорной реакции до конца наклонной трещины (до оси приложения сосредоточенной нагрузки при отсутствии наклонной трещины);

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, пересеченной наклонной трещиной, $Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw} \cdot C_o$, (3.47)

где q_{sw} – усилие в существующей поперечной арматуре на единицу длины элемента; C_o – проекция длины наиболее невыгодной наклонной трещины на продольную ось элемента (равна расстоянию от точки пересечения центра тяжести продольной арматуры наклонной трещиной до ее конца), которая принимается равной C , но не более $2h_{ored}$. $q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw/sw}$. (3.48)

Поперечная арматура учитывается в расчете, если соблюдается условие $q_{sw} \geq 0,25 R_{bt} \cdot b$, (3.49)

при этом нормы разрешают не выполнять условие (3.49), если выполняется другое – $Q_b = 6q_{sw} \cdot h_{ored} / C$ (3.50)

Q_{swad} – поперечная сила, воспринимаемая дополнительной поперечной арматурой в усиленном наклонном сечении. Последняя должна устанавливаться на расстоянии не менее 1/4 пролета усиленной балки и не менее расстояния до первого сосредоточенного груза, $Q_{swad} = \varphi_{swr7} \varphi_{sw} q_{swad} C_o$, (3.51)

где φ_{swr7} – коэффициент, учитывающий влияние наклонных трещин на работу преднапряженной поперечной арматуры усиления ($\varphi_{swr7} = 0,85$ – при наличии трещин; $\varphi_{swr7} = 1,0$ – при их отсутствии); $\varphi_{sw} = 0,75$ – для тяжелого бетона.

В формуле (3.51) q_{swad} – интенсивность дополнительного поперечного армирования, $q_{swad} = R_{swad} A_{swad} / S_{swad}$. (3.52)

В формуле (3.52) все входящие в нее символы сохраняют внутреннее содержание символов формулы (3.48), но относятся к дополнительной – ad поперечной арматуре. В этой же формуле должны соблюдаться два условия – (3.49) и условие: $S_{wad} \leq S_{wmax} = R_{bt} b h_{ored}^2 / Q_{ad}$. (3.53)

Шаг дополнительной поперечной арматуры S_{wad} на приопорном участке необходимо увязывать также с допустимым шагом пробиваемых в монолитных плитах отверстий (см. раздел 1.3.3), чтобы не разрушить само перекрытие.

При произвольной нагрузке нормы [5] предлагают и другой вариант расчета наклонных сечений без учета проекции наклонного сечения C , который выполняется по формулам (6.70) – (6.72).

В нормах, предшествующих СНИП 52-01-2003, имел место расчет на поперечную силу при действии **равномерно распределенной** нагрузки [6, 11]. Расчет усиленного наклонного сечения в этом случае выполняется по формуле:

$$Q_{sw,bad} = 2 \sqrt{\varphi_{b2} \cdot \varphi_{swr6} R_{bt} b h_{ored}^2 (q_{sw} + q_{swad})}. \quad (3.54)$$

Входящие в эту формулу коэффициенты и выражения определяются по тем же формулам (3.45) – (3.53), что и при расчете балок, загруженных произвольной нагрузкой.

Расчет дополнительной поперечной арматуры при **произвольной нагрузке** сводится к определению дефицита несущей способности на поперечную силу – Q_{sw} из формулы (3.44); определению требуемой интенсивности дополнительного поперечного армирования $q_{swad} = Q_{sw} / C$ по формуле (3.47), где $h_0 < C \leq 2h_0$; далее определяется диаметр d_{swad} и шаг дополнительной поперечной арматуры S_{wad} , используя выражение (3.52)-(3.53)

При действии равномерно распределенной нагрузки порядок расчета следующий. Из формулы (3.54) определяется требуемая интенсивность поперечного армирования $q_{sw}^{mpe6} = (q_{sw} + q_{swad})$ (3.55) при возросшей поперечной силе Q_{ad} ;

затем находится требуемая интенсивность дополнительного поперечного армирования из выражения (3.55); далее по формулам (3.52), (3.53) определяют по аналогии с вышеуказанным d_{wad} и S_{wad} .

Проверка несущей способности наклонных сечений по поперечной силе производится по формулам (3.44) и (3.54) соответственно при действии произвольной и равномерно распределенной нагрузки после предварительного нахождения значений d_{swad} , S_{swad} и q_{swad} .

Более подробно порядок расчета приведен в примерах расчета.

3.3.3. Примеры расчета усиленных изгибаемых элементов по наклонным сечениям на поперечную силу

Пример 3.3.1. Для условий, сформулированных в примере 3.1.2, требуется определить площадь дополнительной поперечной арматуры, ее шаг и проверить несущую способность усиленного **прямоугольного** сечения. Известно, что балка загружена произвольной нагрузкой и наклонные трещины отсутствуют. Расположение поперечной арматуры приведено на рис. 3.3.

Приводим недостающие характеристики: $R_{bt} = 1.1$ МПа, $A_{sw} = 1.51 \text{ см}^2$ (3Ø8A240), $R_{sw} = 170$ МПа, шаг поперечной арматуры - $S_{w1} = 25 \text{ см}$, $\gamma_{swr6} = 1$.

Определяем несущую способность существующего сечения, используя выражения (6.66)-(6.69) [10]. Принимаем условие $Q_b = Q_{sw} = 0.5Q$. В этом случае: проекция наиболее невыгодного наклонного сечения

$$C_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1.1(100) \cdot 40 \cdot 84^2}{1026,8}} = 245,9 \text{ см} \geq 2h_0 = 168 \text{ см},$$

где $q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / S_{w1} = 170(100) \cdot 1,51 / 25 = 1026,8 \text{ Н/см}$.

Принимаем $C_0 = 2h_0 = 168 \text{ см}$.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны над концом наклонной трещины,

$$Q_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / C_0 = 1,5 \cdot 1,1(100) \cdot 40 \cdot 84^2 / 168 = 277,2 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой,

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw} C_0 = 0,75 \cdot 1026,8 \cdot 168 = 129,4 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Несущая способность существующего сечения

$$Q_{0ult} = Q_b + Q_{sw} = (277,2 + 129,4) \cdot 10^3 = 406,6 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Величина поперечной силы, действующей на балку после проведения реконструкции $Q_{ad} = Q_{0ult} K = 406,6 \cdot 1,45 = 589,5 \text{ кН.}$

Поперечная сила, передаваемая на дополнительную поперечную арматуру $Q_{swad} = Q_{ad} - Q_{0ult} = 589,5 - 406,6 = 182,9 \text{ кН.}$

Требуемая интенсивность дополнительного поперечного армирования

$$q_{swad} = Q_{swad} / C_0 = 182,9 \cdot 10^3 / 0,75 \cdot 168 = 1451,8 \text{ Н/см.}$$

Минимальное допустимое значение q_{sw}

$$q_{sw}^{\min} = 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1,1(100) \cdot 40 = 1100 \text{ Н/см.}$$

В дальнейшем расчете принимаем большее значение, при этом должны выполняться и другие конструктивные требования по установке поперечной арматуры. $S_{wmax} = R_{bt} b h_{0red}^2 / Q_{ad}$. По условиям примера **3.1.3** приведенная высота рабочего сечения $h_{0red} = 88,53 \text{ см.}$ $S_{wmax} = 1,1(100) \cdot 40 \cdot (88,53)^2 / 589,5 \cdot 10^3 = 58,5 \text{ см;}$ $S_{w1} = h_{ad} / 3 = 103 / 3 = 51,5 > 30 \text{ см.}$

Принимаем шаг дополнительной поперечной арматуры $S_{wad} = 40 \text{ см}$ и определяем площадь дополнительной поперечной арматуры.

$$A_{swad} = q_{swad} \cdot S_{wad} / R_{swad} = 1451,8 \cdot 40 / 170(100) = 3,42 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения одного дополнительного стержня.

$$a_{swad} = A_{swad} / 2 = 3,42 / 2 = 1,71 \text{ см}^2, \text{ что соответствует площади } \varnothing 16A240.$$

$$a_{swad} = 2,011 \text{ см}^2.$$

Диаметр шпильки принимают на 2 мм больше, с учетом внутреннего диаметра резьбы. Окончательно – диаметр шпильки 18 мм.

Фактическая площадь дополнительной поперечной арматуры в нормальном сечении $A_{swad} = 2 \cdot 2,011 = 4,022 \text{ см}^2;$

$$q_{swad}^{\text{fact}} = R_{swad} \cdot A_{swad} / S_{ad} = 170(100) \cdot 4,022 / 40 = 1709,35 \text{ Н/см.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая дополнительной поперечной арматурой, $Q_{swad} = q_{swad} C_0 = 1709,35 \cdot 168 = 287,2 \cdot 10^3 \text{ Н.}$

Несущая способность усиленного сечения балки прямоугольного профиля на поперечную силу по формуле (3.44):

$$Q_{\text{adult}} = Q_{\text{ult}} + Q_{\text{swad}} = 406,6 \cdot 10^3 + 287,2 \cdot 10^3 = 693,8 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{\text{ad}} = 589,5 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

По прил. П.2.5 и П 2.4 подбираем сечение уголков (поз. 4, 6 на рис. 3.9). При диаметре шпильки 18 мм, минимальный диаметр отверстия в уголке (поз. 6) $d_0=19$ мм, что соответствует уголку сечением $\perp 70 \times 5$ мм. Однако предпочтение необходимо отдавать неравнобокому уголку $\perp 70 \times 45 \times 5$ с отверстием в большей полке. Длина (поз. 6) должна превышать ширину балки на удвоенную толщину полки уголка и величину, равную $4d_0$ (см. рис. 3.9). Уголки (поз. 4) принимаем того же сечения, что и поз.6 длиной $(1/4)L+100$ мм. Сечение сварных швов для крепления шпилек к уголку, должно быть равнопрочным сечению шпилек. Поз.5 можно применять из горячекатаных полос по ГОСТ 103-76* из прил.П.2.6.

Пример 3.3.2. Для условий, сформулированных в примере 3.2.1, требуется рассчитать площадь дополнительной поперечной арматуры, ее шаг и определить несущую способность усиленного элемента **таврового** профиля. Известно, что балка загружена равномерно распределенной нагрузкой и имеет наклонные трещины. Расположение поперечной арматуры приведено на рис.3.7.

Определяем недостающие характеристики: $R_{bt}=1,1$ МПа; $A_{sw}=2,36$ см² (3Ø10A240); $R_{sw}=175$ МПа; $\gamma_{swr6}=1$, шаг поперечной арматуры $S_{w1}=25$ см.

Проверяем несущую способность балки таврового профиля на работу по сжатой полосе по формуле (3.43) $Q = 0,3R_b b h_{0red} = 0,3 \cdot 15,5(100)30 \cdot 81,5 = 1136,9 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{\text{ad}} = 828,5 \cdot 10^3 \text{ Н.}$

Несущая способность существующего наклонного сечения на поперечную силу – по формуле (3.54), без учёта величины q_{swad} при $h_{0red} = h_0 = 73,5$ см

$$Q_{\text{ult}} = 2\sqrt{\varphi_{b2} R_{bt} h_0^2 q_{sw}} = \sqrt{1,5 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot (100) \cdot 30 \cdot 73,5^2 \cdot 1605} = 41425 \cdot 10^3 \text{ Н,}$$

где $q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / S_{w1} = 170 \cdot (100) \cdot 2,36 / 25 = 1605$ Н/см.

Величина поперечной силы, действующей на балку, после проведения реконструкции: $Q_{ad} = Q_{ult} \cdot K = 414,3 \cdot 10^3 \cdot 2,0 = 828,5 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

Требуемая интенсивность поперечного армирования при возросшей нагрузке по формуле (3.54)

$$(q_{sw} + q_{swad})^{TP} = Q_{ad}^2 / 4 \phi_{B2} \gamma_{swr6} R_{bt} b h_{0red}^2 = [828,5 \cdot 10^3]^2 / 4 \cdot 1,5 \cdot 0,75 \cdot 1,1(100) \cdot 30 \cdot 81,5^2 = 6961,0 \text{ Н/см}, \text{ где по примеру } \mathbf{3.2.2} \quad h_{0red} = 81,5 \text{ см}.$$

Требуемая интенсивность дополнительного поперечного армирования $q_{swad}^{TP} = 6961,0 - 1605 = 5356 \text{ Н/см}^2$.

Далее по аналогии с примером **3.3.1** будем иметь:

$$q_{sw}^{min} = 0,25 \cdot 1,1(100) \cdot 30 = 825 \text{ Н/см} < q_{swad} = 5356 \text{ Н/см};$$

$$S_{max} = 1 \cdot 1,1(100) \cdot 30 \cdot 81,5^2 / 828,5 \cdot 10^3 = 26,5 \text{ см}; \text{ по конструктивным соображениям}$$

$$S_{w1} = h_{0red} / 2 = 81,5 / 2 = 40,75 > 30 \text{ см}.$$

С учетом конструктивных требований по шагу принимаем $S_1 = 30 \text{ см}$;

$$A_{swad} = 5356 \cdot 30 / 170(100) = 9,51 \text{ см}^2,$$

$$a_{swad} = 9,51 / 2 = 4,75 \text{ см}^2; \text{ что соответствует площади } \text{Ø}25\text{A}240; a_{sw}^{факт} = 4,909 \text{ см}^2.$$

Принимаем диаметр шпильки равным 28 мм с учётом ослабления сечения резьбой. Внутренний диаметр резьбы $d_n = d - 2 \text{ мм} = 28 - 2 = 26 \text{ мм}$, $a_{sw}^{факт} = \pi d^2 / 4 = 5,31 \text{ см}^2$.

Фактическая площадь шпилек, вводимая в расчет, $A_{swad} = 2 \cdot 5,31 = 10,62 \text{ см}^2$.

Интенсивность дополнительного поперечного армирования

$$q_{swad} = 170(100) \cdot 10,62 / 30 = 6018 \text{ Н/см}.$$

Несущая способность усиленного сечения балки таврового профиля на поперечную силу по формуле (3.54)

$$Q_{ad, ult} = 2 \sqrt{1,5 \cdot 0,75 \cdot 1,1(100) \cdot 30 \cdot 81,5^2 (1605 + 6018)} = 2 \cdot 433,5 \cdot 10^3 \text{ Н} = 867 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{ad} = 828,5 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

При диаметре отверстия в соединительном уголке (поз. 6., рис. 3.9) 30 мм необходимо принимать неравнобокий уголок 140x90x8, что неконструктивно. Поэтому принимаем пластину сечением 460x100x12 с отверстиями по оси ширины сечения. Дальнейшее конструирование усиления выполняется по аналогии с примером **3.3.1**.

4. Проектирование и расчёт сжатых железобетонных элементов, усиленных обоймами, рубашками и наращиванием

Все сжатые элементы условно разделяют на две группы. Элементы, у которых длина l не превышает $20h$, а продольная сила N приложена со случайным эксцентриситетом e_a , относят к **центрально-сжатым**. Величина e_a принимается не менее $1/600$ длины элемента или расстояния между его сечениями, закреплёнными от смещения; $1/30$ высоты сечения; 10мм (для сборных железобетонных элементов).

Элементы, работающие с расчётным эксцентриситетом e_0 , называют **внецентренно сжатыми**. К ним официально относят такие, которые одновременно подвержены действию продольных сжимающих сил N и изгибающего момента M и которые не подходят под случай сжатых элементов со случайным эксцентриситетом.

4.1. Расчёт усиления сжатых элементов со случайным эксцентриситетом

Наиболее эффективным способом усиления центрально-сжатых железобетонных элементов является устройство железобетонных или металлических обойм. Такое усиление наиболее рационально для колонн с гибкостью $\lambda_h \leq 14$.

4.1.1. Железобетонные обоймы

Самый простой тип такой обоймы – обойма с обычной продольной и поперечной арматурой (рис. 4.1). Разновидностью таких обойм, как отмечено в п.1.1, является обойма с обычной продольной арматурой и поперечной арматурой в виде спирали (рис. 4.2). Основным требованием здесь является обеспечение совместной работы старого и нового бетона.

Несущая способность обычной колонны со случайным эксцентриситетом определяется из условия:

$$N_0 = m \cdot \varphi \cdot [R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_{s \text{ tot}}], \quad (4.1)$$

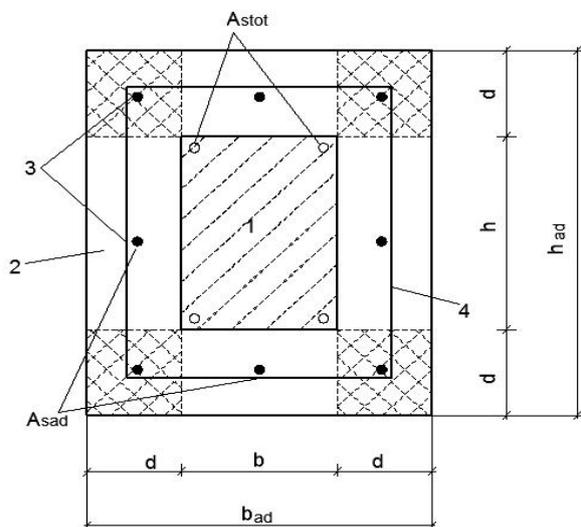


Рис.4.1. Расчетная схема усиления прямоугольной колонны железобетонной обоймой:

- 1 – усиливаемая колонна;
- 2 – обойма усиления;
- 3 – продольная арматура;
- 4 – поперечная арматура.

где m – коэффициент условий работы, зависящий от сечения колонны. При $h > 200$ мм коэффициент $m = 1$, при меньших размерах $m = 0,9$; φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле (3.98) [5] $\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s \leq \varphi_{sb}$, где коэффициенты φ_b и φ_{sb} принимаются по табл. П.4.1 и П.4.2(прил.4). Коэффициент $\alpha_s = R_s A_{s \text{ tot}} / R_b \cdot A_b$. Гибкость элемента $\lambda_h = l_0 / h$ принимается по меньшему из двух размеров сечения колонны.

Для колонн, усиленных обоймой из-за увеличения нагрузки при реконструкции или снижении несущей способности, формула (4.1) принимает вид:

$$N_{ad} = k \cdot N_0 = m \cdot \varphi \cdot [R_b \cdot (A_b + A_{b \text{ ad}}) + R_{sc} \cdot (A_{s \text{ tot}} + A_{s \text{ ad}})], \quad (4.2)$$

где $A_{b \text{ ad}}$ – площадь сечения обоймы; $A_{s \text{ ad}}$ – площадь рабочей арматуры обоймы.

Учитывая, что основную долю возросшей нагрузки воспринимает бетон обоймы, сечение дополнительной арматуры назначают в размере 1 % от ее площади.

$$\text{Принимаем в формуле (4.2) условие, что } A_{s \text{ ad}} = 0,01 \cdot A_{b \text{ ad}}, \quad (4.3)$$

получим выражение для определения площади сечения обоймы:

$$A_{b \text{ ad}} = [N_{ad} / \varphi \cdot R_b \cdot A_b \cdot R_{sc} \cdot A_{s \text{ tot}}] / (R_b + 0,01 \cdot R_{sc}). \quad (4.4)$$

Величина ϕ в этом выражении находится при минимальных значениях толщины обоймы $d=6\text{см}$ для прямоугольных колонн и $d=7\text{см}$ – для квадратных колонн со спиральной арматурой.

$$b_{ad} = b + 12 \text{ см} ; h_{ad} = h + 12 \text{ см} . \quad (4.5)$$

Для прямоугольной колонны (рис. 4.1) площадь сечения обычной обоймы в буквенном выражении будет иметь вид:

$$A_{bad} = 2b \cdot d + 2h \cdot d + 4d \cdot d = 2d(b + h + 2d) . \quad (4.6)$$

Группируя буквы этого выражения и решая его относительно толщины обоймы d , получим :

$d(b + h + 2d) - A_{bad} / 2 = 0$ или $d^2 + (b + h) \cdot d / 2 - A_{bad} / 4 = 0$. В итоге имеем классическое квадратное уравнение, корни которого:

$$d = -(b + h) / 4 + (1 / 4) \cdot \sqrt{(b + h)^2 + 4A_{bad}} . \quad (4.7)$$

Для квадратных колонн, усиленных с применением **спиральной** арматуры (рис.4.2). Толщину обоймы $d_я$ как расстояние между углом колонны до внутренней грани арматуры спирали можно определить из следующего выражения $A_{bad} = \pi D_я^2 / 4 - \pi D_1^2 / 4 = 0,785(D_я^2 - D_1^2)$,

где $D_1 = 1,41h$ – диаметр окружности, описанной вокруг квадрата и численно равный гипотенузе прямоугольного треугольника; $D_я$ – наружный диаметр обоймы без учета защитного слоя бетона, $D_1 + 2d$ или $D_я = 1,41h + 2d$

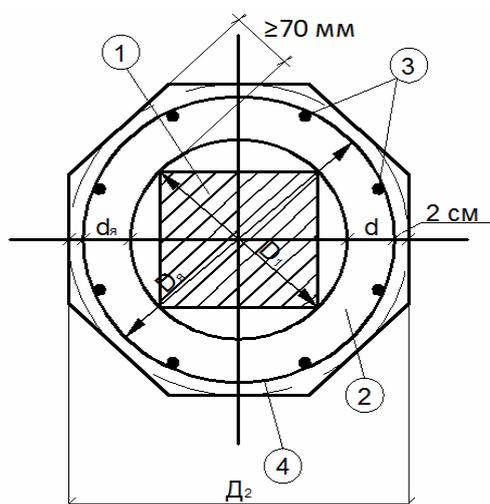


Рис.4.2. Расчетная схема усиления колонны железобетонной обоймой со спиральной арматурой:

- 1– усиливаемая колонна;
- 2– обойма усиления;
- 3– продольная дополнительная арматура;
- 4– поперечная арматура в виде спирали.

Требуемая площадь сечения обоймы определяется из формулы (4.4). Подставив в выражение (4.8) содержание значений D_1 и $D_я$, получим выражение для определения толщины обоймы:

$$\pi(1,41h + 2d_я)^2 / 4 - \pi(1,41h)^2 / 4 = A_{bad}. \quad (4.9)$$

После минимальных преобразований выражение (4.9) приобретает форму квадратного уравнения

$$(1,41h)^2 - 4 \cdot 1,41h \cdot d_я + 4d_я^2 - (1,41h)^2 - 4A_{bad} / \pi = 0.$$

Сократив всё выражение на 4, получим $d_я^2 + 1,41hd_я - A_{bad} / \pi = 0$. (4.10)

Толщина обоймы $d_я = -1,41h/2 + \sqrt{(1,41h)^2 / 4 + A_{bad} / \pi}$. (4.11)

Полная толщина обоймы $d = (d_я + 2 \text{ см}) \geq 7,0 \text{ см}$.

Толщину обоймы округляют в большую сторону до величины, кратной 1 см. Фактические площади $A_{b \text{ ad}}$ и $A_{s \text{ ad}}$ определяют по формулам (4.6) и (4.3) и принимают с учетом конструктивных требований (см. п. 1.1, табл. П. 4.3).

Несущую способность усиленного сечения при разных классах бетона и арматуры в усиливаемом и усиливающем сечениях определяют из выражения:

$$N_{ad \text{ ult}} = \varphi \cdot [R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_{s \text{ tot}} + R_{bad} \cdot A_{bad} + R_{sc,ad} \cdot A_{s,ad}], \quad (4.12)$$

где $R_{b,ad}$ и $R_{sc,ad}$ – соответственно расчетное сопротивление бетона и арматуры обоймы.

4.1.2. Металлические обоймы

При невозможности увеличить сечение колонн или при сжатых сроках производства работ рекомендуют металлические обоймы из четырех уголков, устанавливаемых по граням колонн и соединительных планок из горячекатаных полос или круглой стали (рис. 4.3).

Эффективность включения металлических обойм в работу зависит от наличия упора по торцам обоймы, плотности примыкания уголков к телу колонны и предварительного напряжения поперечных планок. Для плотного примыкания уголков поверхность бетона по граням колонны тщательно выровни-

вают со скалыванием неровностей при обязательном зачеканивании всех зазоров цементным раствором после окончательного выполнения всех сварных работ.

Предварительное напряжение соединительных планок осуществляется термическим способом. Для этой цели все планки с расчетным шагом $l = S \leq 40i_x$ (но не более минимальной ширины сечения и не более 500 мм) предварительно приваривают одним концом к уголкам обоймы. После установки уголков в проектное положение с использованием струбцин каждую планку, начиная со средней по высоте колонны, разогревают газовой горелкой до температуры 100 – 120 градусов и приваривают вторым концом к соседнему уголку до замыкания их по всему периметру. Полное замыкание планок по длине колонны выполняют симметрично, начиная от середины к упорам в перекрытия.

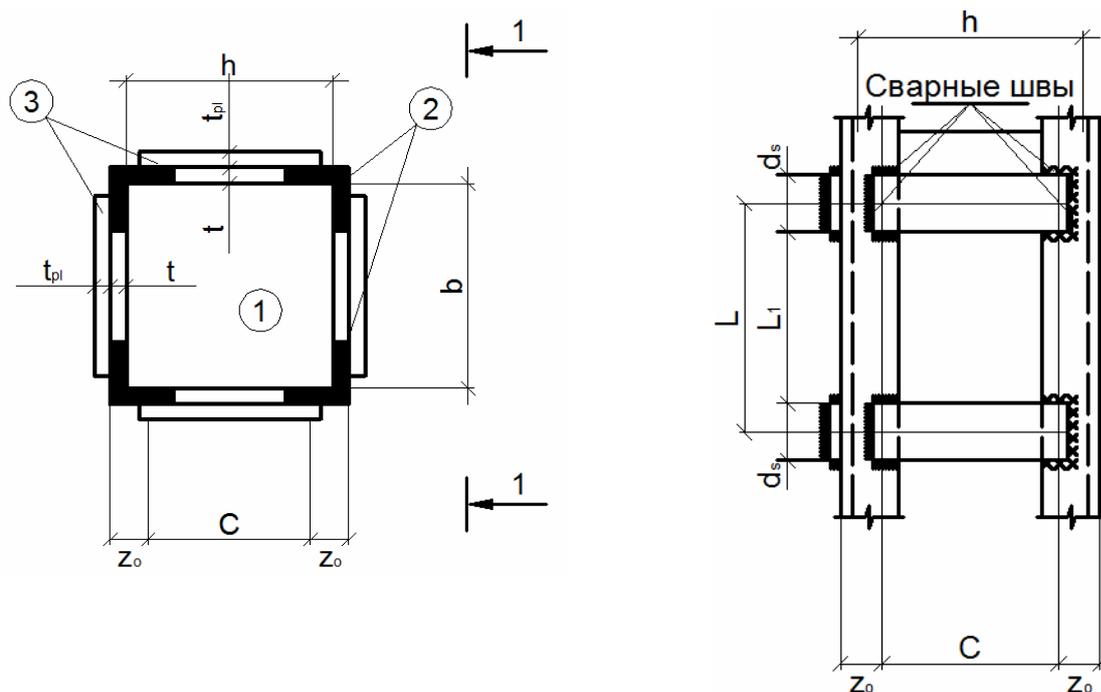


Рис.4.3. Расчетная схема усиления колонн металлической обоймой:

1– усиливаемая колонна; 2– уголки обрамления; 3– планки обоймы из полосовой или круглой стали

При остывании планок происходит обжатие поперечных сечений колонны, что положительно сказывается на её несущей способности, однако эффект косвенного армирования при этом не увеличивается. Полная совместная работа железобетонного элемента и металлической обоймы учитывается при условии

обязательного упора ветвей обоймы в перекрытия и в случае их приварки к опорным закладным деталям.

Сечение уголков при центральном сжатии определяется по аналогии с сечением железобетонной обоймы из выражения:

$$N_{ad} = m \cdot \varphi \cdot [R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_{s\ tot} + \varphi_s R_{sc,ad} \cdot A_{s,ad}], \quad (4.13)$$

где $R_{sc,ad}$ – расчетное сопротивление стали уголков усиления класса С 38/23;
 $A_{s,ad}$ – сечение четырех уголков обоймы.

$$A_{s,ad} = [N_{ad} / \varphi - R_b \cdot A_b - R_{sc} \cdot A_{s\ tot}] / \varphi_s R_{sc,ad} \quad (4.14)$$

Далее по площади одного уголка по сортаменту (табл. П.2.4) подбирают номер профиля уголка и выписывают все его характеристики. На основе этих данных по формуле (4.14) выполняют расчёт несущей способности усиленного сечения, и далее – расчёт элементов конструкции обоймы по СП [12] как самостоятельной системы. При этом гибкость продольных элементов принимают с учетом их **упора** в усиливаемый элемент в местах расположения поперечных планок. Расчету также подлежат само сечение планок и угловые швы. (Расчетные формулы и порядок расчета см. пример 4.1.3).

При отсутствии контакта между железобетонными элементами и металлической обоймой расчет последней ведут как для обычной стальной колонны согласно [12] (пример расчета 5.1).

4.1.3. Примеры расчета центрально нагруженных железобетонных колонн, усиленных обоймами.

Пример 4.1.1. (см. рис. 4.1). Усиление железобетонной колонны железобетонной обоймой. **Дано:** железобетонная колонна сечением $b \cdot h = 40$ см. Бетон усиливаемого и усиливающего элементов класса В 40 ($R_b = 20$ МПа). Арматура усиливаемого и усиливающего элементов класса А 400. $R_{sc} = R_{sc,ad} = 365$ МПа, $A_{stot} = 12,56$ см² (4Ø20). Коэффициент усиления $K=1,45$. Требуется определить сечение обоймы, площадь дополнительной рабочей арматуры и проверить несущую способность усиленного сечения.

Определяем несущую способность существующего сечения. Для упрощения и сокращения объема расчетов принимаем в формуле (4.1) значение коэффициентов $m = 1$ и $\varphi = 1$.

$$N_{0\text{ult}} = 1 \cdot 1 \cdot [20(100) \cdot 40 \cdot 40 + 355(100) \cdot 12,56] = 3646 \cdot 10^3 \text{ Н} = 3646 \text{ кН.}$$

Продольная сила, действующая на колонну после проведения реконструкции: $N_{\text{ad}} = k \cdot N_{0\text{ult}} = 1,45 \cdot 3658,4 = 5287 \text{ кН.}$

Площадь сечения обоймы по формуле (4.4)

$$A_{\text{bad}} = \frac{5287 \cdot 10^3 / 1 - 20(100)40 \cdot 40 - 355(100)12,56}{[20(100) + 0,01 \cdot 355(100)]} = 696,8 \text{ см}^2.$$

Толщина обоймы по формуле (4.7)

$$d = -(40 + 40) / 4 + (1/4) \sqrt{(40 + 40)^2 + 4 \cdot 696,8} = 3,96 \text{ см.}$$

Принимаем толщину обоймы по конструктивным соображениям $d = 6,0 \text{ см.}$

Площадь дополнительной арматуры из выражения (4.3)

$A_{\text{sad}} = 0,01 \cdot 696,8 = 6,96 \text{ см}^2$. Так как сечение усиленной колонны $52 \times 52 \text{ см}$, а расстояние между центрами тяжести вертикальной арматуры равно 46 см , допускается установка 4 рабочих стержней. Принимаем $4\varnothing 16 \text{ A400}$;

$$A_{\text{sad}}^{\text{fact}} = 8,04 \text{ см}^2$$

Проверяем несущую способность усиленного сечения колонны, используя формулы (4.6) и (4.12). Фактическая площадь сечения обоймы

$$A_{\text{s,ad}}^{\text{fact}} = 2 \cdot 6 \cdot 40 + 2 \cdot 6 \cdot 40 + 4 \cdot 6 \cdot 6 = 1104 \text{ см}^2.$$

$$N_{\text{ad ult}} = 1 \cdot [20(100) \cdot 40 \cdot 40 + 20(100) \cdot 1104 + 355(100) \cdot 12,56 + 355(100) \cdot 8,04] = 6139,3 \cdot 10^3 \text{ Н, что } > N_{\text{ad}} = 5287 \text{ кН.}$$

Несущая способность усиленного сечения достаточна.

Принимаем сварную поперечную арматуру из стали класса A240 с шагом:

$$S = 15 d_s = 15 \cdot 16 = 240 \text{ мм}; S = 3 d = 3 \cdot 60 = 180 \text{ мм}; S = 200 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем поперечную арматуру $\varnothing 8 \text{ A240}$ с шагом 150 мм .

Пример 4.1.2. (см. рис. 4.2). Усиление железобетонной колонны железобетонной обоймой со спиральной поперечной арматурой. **Дано:** по условиям

примера 4.1.1 определить площадь дополнительной рабочей арматуры и проверить несущую способность усиленного сечения со спиральной поперечной арматурой.

Толщина цилиндрической обоймы $d_я$ по формуле (4.11) при требуемой площади сечения обоймы $A_{bad}=696,8 \text{ см}^2$

$d_я = -1,41 \cdot 40/2 + \sqrt{(1,41 \cdot 40)^2 / 4 + 696,8 / 3,14} = -28,2 + 31,89 = 3,69 \text{ м} .$
 Конструктивно принимаем $d_я=5\text{см}$. Полная толщина обоймы при защитном слое бетона $a_b=2\text{см}$ $d = d_я+ a_b=5+2=7\text{см}$.

Площадь сечения дополнительной рабочей арматуры из выражения (4.3) $A_{sad}=0,01 \cdot 696,8=6,96 \text{ см}^2$.

Требуемое количество рабочих стержней с шагом не более 400 мм по длине окружности

$$n = L/40 = \pi D_я = \pi (1,41h + 2d_я) / 40 = 3,14(1,41 \cdot 40 + 2 \cdot 5) / 40 = 5,21 \text{ шт.}$$

Принимаем 6 стержней. Исходя из требуемой величины площади дополнительной рабочей арматуры $A_{sad}=6,96 \text{ см}^2$, можно принять (3Ø14+3Ø12)A400, $A_{sad}=4,52+3,39=7,91 \text{ см}^2$. Однако по конструктивным соображениям принимаем 6Ø16 A400, $A_{sad}^{fact}=12,04 \text{ см}^2$;

Проверяем несущую способность усиленного сечения, используя формулы (4.8) и (4.12). Фактическая площадь сечения обоймы

$$A_{sad}^{fact} 0,785(D_я^2 - D_1^2) = 0,785[(1,41h + 2d_я)^2 - (1,41h)^2] =$$

$$= 0,785(1,41 \cdot 40 + 2 \cdot 5)^2 - (1,41 \cdot 40)^2 = 0,785(4409 - 3181) = 964,0 \text{ см}^2.$$

$$N_{adult}=1[20(100) \cdot 40 \cdot 40 + 20(100) \cdot 964,0 + 355(100)12,56 + 355(100) \cdot 12,04] =$$

$$= 6002,9 \cdot 10^3 \text{ Н} = 6002,9 \text{ кН} > N_{ad} = 5287 \text{ кН}.$$

Несущая способность усиленной колонны достаточна.

Принимаем спиральную поперечную арматуру Ø6 мм из стали класса A240 с шагом из двух условий: $40 < S \leq 100 \text{ мм}$; $S \leq 0,2 D_я = 0,2 \cdot 72,4 = 145 \text{ мм} .$

Принимаем шаг спирали 100 мм.

Пример 4.1.3 (см. рис.4.3). Усиление железобетонной колонны стальной обоймой **Дано:** из условий, сформулированных в примере 4.1.1, определить сечение стальной обоймы и проверить несущую способность усиленного сечения.

Принимаем вариант усиления колонны металлической обоймой из стали класса С235 ($R_y=R_{sc}=225$ МПа) марки ВСтЗпсб с термонапряженными соединительными планками. Уголки устанавливаем на цементно-песчаном растворе с плотным прилеганием к колонне по всей длине. Уголок может изгибаться только на участке между планками.

Площадь сечения обоймы из четырех уголков по формуле (4.13) при величине $\varphi = \varphi_s = 1$

$$A_{\text{sad}} = [5287/1 - 20(100) \cdot 40 \cdot 40 - 355(100) \cdot 12,56] / 1 \cdot 225(100) = 72,49 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения одного уголка $A_{\text{sad1}} = 72,49/4 = 18,12 \text{ см}^2$. По табл. П. 2.4 принимаем $4 \angle 100 \times 10$. Характеристики $A_{\text{sad1}} = 19,24 \text{ см}^2$; $A_{\text{sad tot}} = 76,96 \text{ см}^2$; $i_x = 3,07 \text{ см}$; $z_0 = 2,83 \text{ см}$.

Расстояние между осями планок l при максимальной гибкости $\lambda = 40$.

$l = 40 i_x = 40 \cdot 3,07 = 122,8 \text{ см}$. По конструктивным соображениям принимаем

$l = 40 \text{ см}$. Фактическая гибкость ветви уголка $\lambda = l / i_x = 40 / 3,07 = 13,03$.

Гибкость ветви при ширине планок $d = 8 \text{ см}$: $l_1 = 40 - 8 = 32$; см; $\lambda_1 = l_1 / i_1 = 32 / 3,07 = 10,4$ По табл. П. 4.4 принимаем $\varphi_1 = 0,988$.

Несущая способность железобетонной колонны, усиленной металлической обоймой

$$N_{\text{adult}} = 1 \cdot 1 [20(100) \cdot 40 \cdot 40 + 355(100) \cdot 12,56 + 0,988 \cdot 225(100) \cdot 76,96] = 5366,7 \cdot 10^3 \text{ Н} > N_{\text{ad}} = 5287,1 \cdot 10^3 \text{ Н}. \text{ Несущая способность обеспечена.}$$

Дальнейший расчет сводится к расчету угловых швов, прикрепляющих термонапряженные планки, сечение которых принимается конструктивно. Расчетными являются горизонтальные швы.

Конструктивно принимаем планку сечением 80x8 мм. Длина планок при средней толщине штукатурки с двух сторон по 10 мм, толщине полок уголка $t = 10$ мм и расстоянии от грани уголков до торца планок $a = 20$ мм составит:

$$d = hc + 2 \cdot 10 + 2t - 2a = 400 + 20 + 2 \cdot 10 - 2 \cdot 20 = 400 \text{ мм.}$$

Длина фланговых швов $l_{\omega} = b - a = 100 - 20 = 80$ мм. Суммарная расчетная длина угловых фланговых швов $\sum l_{\omega} - 1 = 2 \cdot 8 - 1 = 15$ см.

Сечение угловых швов должно быть равнопрочным сечений планок. Усилие, воспринимаемое планками $N_d = R_y \cdot \gamma_c \cdot A_d = R_y \cdot \gamma_s \cdot dt = 215(100) \cdot 1 \cdot 8 \cdot 1 = 172 \cdot 10^3 \text{ Н}$, где $R_y = 215 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление металла планок.

Высота катета угловых швов при расчётном сопротивлении углового шва по металлу шва $R_{\omega f} = 180 \text{ МПа}$ для электродов типа Э-42

$$k_f = N / R_{\omega f} \cdot A_{\omega f} = R_{\omega f} \cdot \beta_f \cdot \sum l_{\omega} = 172 \cdot 10^3 / 180(100) \cdot 0,7 \cdot 15 = 0,91 \text{ м} > t_d = 8 \text{ м.}$$

Принимаем $k_f = 8 \text{ мм}$ и обвариваем планку по всему периметру. Полная длина углового шва $\sum l_{\omega} = 15 + 8 = 23$ см. Усилие, воспринимаемое угловым швом

$$N_{\omega} = R_{\omega f} \cdot \gamma_c \cdot A_{\omega} = 180(100) \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 23 = 231,8 \cdot 10^3 \text{ Н} > N_d = 172 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

4.2. Расчет усиления внецентренно сжатых элементов, с расчетным эксцентриситетом

4.2.1. Особенности расчета усиления

Внецентренно сжатые элементы, усиленные обоймами, рубашками или одно- и двухсторонним наращиванием, рассчитываются как монолитные. Для этого используют (как и при расчете изгибаемых элементов, усиленных аналогичным образом) следующие предпосылки.

Расчетные сопротивления бетона и арматуры, расположенной в сжатой зоне, определяются с учетом коэффициентов условий работы указанных материалов – γ_{bi} и γ_{si} , принятых согласно действующим нормам [10]. Дополнительно вводятся коэффициенты γ_{bri} и γ_{sri} , учитывающие особенности работы усиленных конструкций [4, 7]. В частности, при усилении вне-

центренно сжатых элементов под нагрузкой, превышающей 65% её предельного значения, расчетные сопротивления арматуры и бетона принимают с коэффициентом 0,8. По аналогии с изгибаемыми, для сжатых элементов справедливы и другие рекомендации (см. п. 2 и 3.1.2), которые касаются: учета возможного уменьшения площади сечения бетона и арматуры; значений нормативных и расчетных характеристик материалов для усиливаемых и усиливающих конструкций, а также учёта различных видов или классов бетона и арматуры, которые должны вводиться со своими расчетными сопротивлениями. При различных характеристиках применяемых материалов центры тяжести всего сечения или сжатой зоны, а также статические моменты бетона и арматуры нужно приводить к сечениям одного класса в соответствии с принятыми расчетными сопротивлениями.

4.2.2. Основные расчетные положения

При расчете внецентренно сжатых элементов необходимо учитывать случайный эксцентриситет e_a , значения которого указаны в начале раздела 4.

Осевой эксцентриситет e_o усиливаемых и усиленных конструкций определяют как и при новом проектировании. Для элементов статически неопределимых конструкций его величина определяется из статистического расчета и принимается не менее e_a . Для статически определенных конструкций его принимают равным сумме расчетного и случайного эксцентриситетов, т.е. $e_o + e_a$.

Допускается выполнять расчет усиленных конструкций по недеформированной схеме и учитывать влияние прогиба конструкции умножением начального значения осевого эксцентриситета на коэффициент η , определяемый по той же формуле 6.23[10], что и для вновь проектируемых конструкций.

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) , \quad (4.15)$$

где N_{cr} – условная критическая сила, которая определяется из следующих адап-

тированных к усиленному сечению выражений: $N_{crad} = \pi^2 D_{ad} / l_0^2$, (4.16)

где l_0 – расчетная длина колонны по п.6.2.18 [10]; D_{ad} – жесткость усиленного железобетонного сечения,

$$D_{ad} = \frac{0,15}{\varphi_l(0,3 + \delta_e)} E_b \cdot I_{bad} + 0,7 E_s \cdot I_{sred} . \quad (4.17)$$

Жёсткость элементов прямоугольного сечения с арматурой, расположенной у наиболее сжатой или растянутой (менее сжатой) граней, в нормах рекомендуется определять по формуле (3.89) [5], однако эта формула даёт несколько большие значения D , чем выражение (4.17) или (6.25) [10]. Для усиленных элементов указанная формула имеет вид

$$D_{ad} = E_b \cdot b_{ad} \cdot h_{ad}^3 \left[\frac{0,0125}{\varphi_l(0,3 + \delta_e)} \right] + 0,75 \mu \alpha \left(\frac{h_{0ad} - a'_{ad}}{h_{ad}} \right) . \quad (4.18)$$

В этих формулах приняты следующие обозначения:

E_b, E_s – соответственно модули упругости для бетона и арматуры **усиливаемой** конструкции;

$I_{bad} = bh_{ad}^3 / 12$ – момент инерции площади сечения бетона относительно центра тяжести усиленного поперечного сечения колонны.

I_{sred} – момент инерции площади сечения всей арматуры относительно общего центра тяжести усиленного поперечного сечения. Моментом инерции арматуры относительно собственной оси пренебрегаем ввиду его малости.

$$I_{sred} = (A_{sred} + A'_{sred})(h_{0ad} - a'_{ad})^2 / 2 ; \quad (4.19)$$

$\varphi_l = 1 + M_{l1} / M_1$ – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки;

M_1 и M_{l1} – моменты относительно центра тяжести наиболее растянутого или наименее сжатого (при полностью сжатом сечении) стержня арматуры в усиленном сечении, соответственно от действия полной нагрузки и постоянных и

$$\text{длительных нагрузок} \quad M_1 = N_{ad}(h_{0ad} - a'_{ad}) / 2 + M_{ad} ; \quad (4.20)$$

$$M_{l1} = N_l(h_{0ad} - a'_{ad}) / 2 + M_l \quad (4.21)$$

относительное значение эксцентриситета продольной силы

$$\delta_e = (e_0 + e_a) / h \geq \delta_e^{\min} = 0,15; \quad (4.22)$$

$$\mu\alpha = (A_s + A'_s) E_s / bhE_b. \quad (4.23)$$

В формуле (4.23) величина $\mu\alpha$ определяется по площади арматуры и бетона **существующего** сечения и распространяется на весь усиленный элемент.

Расчетное значение осевого эксцентриситета с учетом коэффициента η по формуле (4.15) $e_{0r} = e_0\eta + e_a$. (4.24)

Гибкость усиленного сжатого элемента прямоугольного профиля в любом направлении не должна превышать: $\lambda_h = l_0 / h \leq 58$, в том числе для колонн $\lambda_h \leq 35$.

Расчет **усиленного** элемента выполняется как и для вновь проектируемого в зависимости от высоты сжатой зоны бетона. Для усиленных элементов также различают два основных случая расчета.

Первый – большие эксцентриситеты – когда $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$.

Напряжения во всей растянутой арматуре A_s и A_{sad} достигают своего расчетного сопротивления. Критерием для такого случая может быть условие, когда $e_0 \eta > 0,3 h_{oad}$. В зависимости от соотношения величины изгибающего момента и продольной силы, а также размеров сечения усиленного элемента, величина N при **первом случае** расчета может располагаться как за пределами сжатого сечения, так и внутри него – между арматурой. Влияние этого фактора на расчет сечения изложен в разделе 5.4.

Второй – малые эксцентриситеты – когда $\xi > \xi_R$. Критерием этого случая является условие $e_0 \eta < 0,3 h_{oad}$. При расположении продольной силы внутри ядрового сечения всё усиленное сечение будет сжато, а если за пределами – частично растянуто. В этих случаях арматура A_s будет называться соответственно менее сжатой (обычно при $e_0 \eta < 0,15 h_{oad}$) или частично (слабо) растянутой при $0,15 h_{oad} < e_0 \eta < 0,3 h_{oad}$. Напряжения в этой арматуре при **втором случае** расчета не достигают своего расчетного значения ($\sigma_s < R_s$) и определяются по формуле:

$$\sigma_s = \left[\frac{2(1 - x/h_0)}{1 - \xi_R} - 1 \right]. \quad (4.25)$$

Высоту сжатой зоны бетона в формуле (4.25) для случая, когда $x > x_{Rr}$, в нормах рекомендуется определять по формуле (3.101) [5]. В адаптированном к усиленному сечению варианте указанная формула приведена в разделе 4.2.5 и

$$\text{имеет вид } \sigma_{\text{sad}} = \left[\frac{2(1 - x / h_{\text{ored}})}{1 - \xi_R} - 1 \right] R_{\text{sad}} . \quad (4.25a)$$

В некоторых случаях целесообразно применять симметричное армирование, когда $A_{\text{sad}} = A'_{\text{sad}}$. Указанное армирование используют в **трех** случаях: когда на элемент действуют разнозначные моменты, отличающиеся между собой не более чем на 20%; когда перерасход арматуры в сравнении с несимметричным сечением не превышает 5%; при достаточно низком общем проценте армирования, не превышающем 0,8%.

Подбор арматуры в усиливаемом элементе зависит от многих факторов, включая неизвестное значение величины критической силы N_{crad} . Поэтому расчет выполняется методом последовательного приближения до разницы между предыдущим и последующим результатами не более 5%.

Вид наращивания и его толщину обязательно задают, определяя лишь площадь дополнительной (сжатой, растянутой либо обоих видов) рабочей арматуры. При значительных коэффициентах усиления и симметричном армировании предпочтительнее обойма или двухсторонняя набетонка. При первом случае расчета ($e_0 \eta > 0,3h_{\text{ored}}$) и относительно небольшом коэффициенте усиления обычно армируют одностороннее наращивание со стороны растянутой арматуры.

Для второго случая расчета при $e_0 \eta < 0,3h_{\text{ored}}$, особенно когда $e_0 \eta < 0,15 h_{\text{ored}}$, рекомендуется набетонка со стороны сжатой арматуры.

Расчёт значительно упрощается, если при определении величины критической силы N_{cr} и коэффициента η согласно [3] воспользоваться табл. 4.1 и задаться для расчёта в первом приближении определённым интервалом процента армирования $(A_s + A'_s)100/A_b$, соответствующим **усиливаемому** сечению, и коэффициентом армирования μ .

Значения коэффициента армирования μ при определении N_{cr}

Интервалы процента армирования в набетонках $\mu_s = \frac{(A_s + A'_s)}{b \cdot h_0} \cdot 100\%$	Коэффициент армирования μ усиливаемого сечения
0,8 – 1,8	0,01
1,8 – 2,8	0,02
2,8 – 3,8	0,03

Примечание. Указанная таблица справедлива при гибкости усиливаемого элемента $\lambda_h \leq 20$.

По принятому коэффициенту армирования вычисляют предварительные размеры сечения набетонок, N_{cr} и коэффициент η . Если полученная площадь дополнительной арматуры ($A_{sad} + A'_{sad}$) будет соответствовать заданному интервалу армирования, а общий процент армирования будет близок к существующему, то расчет считается законченным. Если же площадь арматуры ($A_s + A'_s + A_{sad} + A'_{sad}$) окажется в другом интервале – задают новое сечение набетонки и выполняют повторный расчёт.

Усиленные сжатые элементы независимо от результатов расчёта всегда должны иметь сечения арматуры A_{sad} и A'_{sad} не ниже минимально допустимых значений, которые приведены в прил. 4, табл. П. 4.3.

Наряду с расчетом на действие изгибающих моментов усиленные внецентренно сжатые элементы должны рассчитываться на действие поперечных сил. Расчет таких элементов выполняется аналогично расчету изгибающих элементов с учетом следующих указаний:

1) при отношении $N_{ad} / N_b > 0,5$ правая часть выражения (3.43) умножается на коэффициент $\varphi_{n1} = 2(1 - N/N_b)$, (4.26)

где $N_b = 1,3R_bA_{ad}$, но не менее N_{ad} ;

A_{ad} – площадь поперечного сечения усиленного элемента;

2) значение поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении Q_b , а также правая часть условия (3.49) умножаются на коэффициент

$$\varphi_{n2} = 1 + 3N_{ad}/N_b - 4(N_{ad}/N_b)^2. \quad (4.27)$$

Во всех случаях поперечная арматура в усиливающем сечении должна отвечать конструктивным требованиям, предусмотренными нормами (п. 8.3.13 [10]). Для вновь проектируемых сжатых линейных элементов в нормах рекомендуется принимать конструкцию хомутов (или поперечных стержней) такой, чтобы: продольные стержни (по крайней мере, через один) располагались в местах перегиба, а сами перегибы – на расстояние не более 400 мм по ширине грани колонны; при ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех, допускается охват всех продольных стержней одним хомутом.

Для усиленных конструкций эти требования в большинстве случаев не выполнимы, т.к. существующие внецентренно сжатые элементы редко имеют сечение меньше 400 мм. Удовлетворение вышеуказанных условий возможно только за счет применения вертикальных или наклонных крючков либо коротышей, которые должны привариваться к оголенной арматуре существующих колонн. Требования по шагу поперечной арматуры в элементах усиления более жесткие, чем в проектируемых конструкциях и оговорены в разделе 1.1.

4.2.3. Сопоставление существующих методов расчёта

Расчет усиленных методом наращивания сечений внецентренно сжатых элементов прямоугольного профиля осуществляется согласно действующим нормам [10] и рекомендациям по проектированию усиления... [7]. В последних, а также в [14] приводятся готовые универсальные формулы, которые основаны на решении квадратных уравнений, полученных при совместном решении основных уравнений статики.

Анализ формул (54) и (56); (55) и (57) [7] показывает, что как и в случае с изгибаемыми элементами, в них используется приведенная высота рабочего сечения, которая нам не известна до начала расчёта. Поэтому при расчёте в **первом приближении** в формулах (54) и (56) [7] значение h_{ored} заменено на величину $(h_0 + a_0)$, а в формулах (55) и (57) вместо h_{ored} следует принимать h_0 , т.е. высоту рабочего сечения элемента, которая равна расстоянию от центра тяжести арматуры существующего сечения до наиболее удаленной сжатой грани, т.е. с учетом набетонки в сжатой зоне, если таковая имеет место. Одновременно необходимо отметить, что в формулах (56) и (57) при определении коэффициента **В** продольная сила N в последнем слагаемом возведена в квадрат $(0,5N^2)$, что на наш взгляд является опечаткой. В этом можно убедиться, если в формуле (4.29) второе слагаемое $R_b \cdot b \cdot x(h_0 + a_0 - 0,5x)$ заменить на равновеликое $R_s \cdot A_{sad}(h_0 + a_0 - 0,5x)$ и подставить в него значение x из выражения (4.31). Раскрыв эти скобки, увидим, что продольная сила N будет иметь только первую степень. Последнее подтверждено примерами расчёта 4.2.1 и 4.2.3.

Анализ современного расчетного аппарата показывает также, что наличие готовых формул не дает понимания работы усиленного элемента. Поэтому ниже (пп. 4.2.3 и 4.2.4) предлагаются два варианта расчета. Первый основан на использовании уравнений равновесия всех внешних и внутренних сил или (условно) **классический** метод, второй – согласно предлагаемым рекомендациям... [7] (также условно) назван **универсальным**.

Приводимые ниже примеры проектирования усиления показывают, что при ручном расчете и наличии односторонних набетонок менее трудоемок первый вариант, при более сложных вариантах усиления – второй. Отметим при этом, что первый метод расчета поможет разобраться и с определением площади дополнительной сжатой арматуры, особенно при наличии набетонки только со стороны сжатой зоны бетона. Прямого ответа на этот вопрос в рекомендациях нет.

4.2.4. Классический метод расчета усиления внецентренно сжатых элементов

Данный метод расчета внецентренно сжатых элементов предусматривает использование основных условий равновесия всех внешних и внутренних сил с учетом фактических расчетных характеристик материалов и принятых размеров сечения. Для упрощения расчетов ниже рассмотрены два наиболее простых варианта усиления – одностороннего наращивания со стороны растянутой и сжатой зон бетона, которые использовались соответственно для явно выраженных случаев больших и малых эксцентриситетов.

Большие эксцентриситеты ($\xi \leq \xi_r$) – первый случай

Рассмотрим вариант наращивания сечения со стороны растянутой арматуры.

Проверка прочности

Составим для усиленного сечения по аналогии с вновь проектируемой конструкцией два условия равновесия внешних и внутренних сил.

Проекция всех сил на продольную ось элемента:

$$N - R_b b x - R_{sc} A'_s + R_s A_s + R_{sad} A_{sad} = 0. \quad (4.28)$$

Изгибающий момент относительно центра тяжести дополнительной арматуры $Ne - R_b \cdot b \cdot x(h_0 + a_0 - 0,5x) - R_{sc} A'_s(h_0 + a_0 - a') + R_s A_s a_0 = 0$. (4.29)

В этой формуле: e – расстояние от точки приложения силы N до центра тяжести арматуры A_{sad} , определённое с учётом влияния прогиба на осевой

эксцентриситет. $e = e_0 \eta + 0,5h_{ad} - a = 0$, (4.30)

$h_{ad} = h + d$, т.е. сумма высоты существующего сечения и толщины набетонки;

a_0 – расстояние между центрами тяжести усиливаемой арматуры и арматурой усиления.

Так как в уравнениях (4.28) и (4.29) известны все геометрические и прочностные характеристики, то из уравнения (4.28) можно найти высоту сжатой зоны бетона

$$x = [R_s \cdot A_s + R_{sad} \cdot A_{sad} - R_{sc} A'_s + N] / [R_b \cdot b]. \quad (4.31)$$

Получив подтверждение о том, что $x \leq x_R = \xi_R (h_0 + a_0)$ и подставив его в выражение (4.29), можно определить предельный момент, который воспринимает усиленное сечение

$$Ne \leq M_{adult} = R_b \cdot b \cdot x (h_0 + a_0 - 0,5x) - R_{sc} A'_s (h_0 + a_0 - a'_s) + R_s A_s a_0 = 0. \quad (4.32)$$

Подбор арматуры

Второе слагаемое в формуле (4.32) представляет из себя уравнение момента M_1 для балки с размерами $b \cdot (h_0 + a_0)$ с одиночной арматурой

$$M_1 = R_b \cdot b \cdot x (h_0 + a_0 - 0,5x). \quad (4.33)$$

Так как этому моменту соответствует пара одинаковых сил $N_b = N_s = R_s A_{s1}$ с расстоянием $(h_0 + a_0 - 0,5x)$, то уравнение этого момента можно записать в другом виде $M_1 = R_s A_{s1} (h_0 + a_0 - 0,5x)$ **(4.34)**. Учитывая что $R_b \cdot b \cdot x = R_s \cdot A_{s1}$, формула (4.28) примет вид

$$N - R_s \cdot A_{s1} - R_{sc} A'_s + R_s A_s + R_s A_{sad} = 0. \quad (4.35)$$

Из этой формулы получим площадь искомой дополнительной арматуры

$$A_{sad} = A_{s1} - A_s + A'_s R_{sc} / R_s - N / R_s. \quad (4.36)$$

Площадь арматуры A_{s1} можно получить из уравнения момента M_1 , значение которого определяется из выражения (4.29)

$$M_1 = Ne - R_{sc} \cdot A'_s (h_0 + a_0 - a'_s) + R_s \cdot A_s \cdot a_0. \quad (4.37)$$

Представив момент M_1 с использованием относительных характеристик, будем иметь $M_1 = \alpha_m R_b \cdot b (h_0 + a_0)^2$ **(4.38)**. Для определения площади арматуры, соответствующей этому моменту, находим $\alpha_m = M_1 / R_b \cdot b (h_0 + a_0)^2$ **(4.39)**, затем площадь арматуры A_{s1} , используя одну из формул: $A_{s1} = \xi b h_0 R_b / R_s$, либо $A_{s1} = M_1 / \gamma_0 (h_0 + a_0) \cdot R_s$ **(4.40)**. Для этой цели применяем выражения $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$; $\gamma_0 = 1 - 0,5\xi$, либо расчётные таблицы, составленные с их использованием (табл. П. 3.1). Используя формулу (4.36), определяем значения A_{sad} , а по выражению (4.31) – высоту сжатой зоны бетона x .

Далее уточняем случай расчёта, сравнивая значения $\xi = x/(h_0 + a_0)$ и величину ξ_R . Если $\xi \leq \xi_R$, то по известной площади дополнительной арматуры подбираем её диаметр. Если окажется, что $\xi > \xi_R$, необходимо увеличить толщину набетонки и повторить расчёт. При толщине набетонки больше 30 см, необходимо применять двухстороннюю набетонку с толщиной не более 30 см. При известном значении величины осевого эксцентриситета, необходимо, задавшись толщиной набетонки, снова проверить выполнение условия $e_0 \eta > 0,3(h_0 + a_0)$ и продолжить расчёт.

Малые эксцентриситеты $\xi > \xi_R$ – второй случай

Для случая малых эксцентриситетов, когда высота сжатой зоны весьма велика, или всё сечение сжато, может возникнуть вопрос об усилении сжатой зоны сечения элемента. Напряжения в арматуре A_s , в этом случае, меняется в широком диапазоне от R_s (растянутая арматура) до R_{sc} (сжатая арматура).

При полностью сжатом сечении арматура, расположенная ближе к точке приложения силы, будет называться сжатой, а расположенная с другой стороны сечения колонны – менее сжатой.

На этапе определения толщины набетонки и площади дополнительной сжатой арматуры, необходимой для восприятия нагрузки, вопрос о напряжениях в существующей растянутой арматуре (или менее сжатой) не стоит. Он становится актуальным на этапе проверки несущей способности усиленного сечения.

Подбор арматуры

Расчётная формула для нахождения площади дополнительной сжатой арматуры A'_{sad} при наращивании сжатой зоны может быть получена из уравнения по изгибающему моменту относительно центра тяжести менее сжатой арматуры A_s , установленной в усиливаемом элементе.

Действию момента $N \cdot e$ в усиленном сечении будут противодействовать сжатый бетон, сжатая арматура существующего сечения и сжатая арматура,

устанавливаемая дополнительно в набетонке. Предельный момент, который воспринимает бетон сжатой зоны для проектируемого элемента с одиночной арматурой составляет величину $M_1 = \alpha_R R_b b (h_0 + d)^2$ (4.41). Более оптимальным по расходу бетона и арматуры получается сечение, когда вместо величины α_R в выражении для M_1 подставляют значения $\alpha_m = 0,4$. В этом случае обозначенное выше уравнение равновесия примет вид:

$$Ne - 0,4R_b b (h_0 + d)^2 - R_{sc} A'_s (h_0 + a') - R_{scad} A'_{sad} (h_0 + d - a'_{ad}) = 0. \quad (4.42)$$

В указанном выражении через a'_{ad} – обозначено расстояние от центра тяжести дополнительной арматуры A'_{sad} до наиболее удалённой сжатой грани набетонки, а через e – эксцентриситет приложения внешней нагрузки N до центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры существующего сечения A_s , определяемый по формуле (4.30). Решая формулу (4.32) относительно площади сжатой арматуры A'_{sad} , получим:

$$A'_{sad} = \frac{Ne - 0,4R_b \cdot b (h_0 + d)^2 - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_{sc} (h_0 + d - a'_{ad})}. \quad (4.43)$$

Проверка прочности

Принимая условие (4.41), которое является составной частью формулы (4.42), мы автоматически полагаем, что существующая арматура A_s достаточна для восприятия увеличенного момента, т.к. толщина набетонки d должна соответствовать предельному значению момента, который воспринимает сечение с одиночной арматурой. То есть по своей сути мы, за счёт толщины набетонки, меняем условие $\xi > \xi_R$ на условие $\xi = \xi_R$. Поэтому при расчёте в первом приближении величину d можно определить из формулы (3.36), приняв $d=x_2$, а момент $M=N \cdot e$.

С учётом изложенного после определения расчётной площади арматуры A'_{sad} по формуле (4.43) и подбору её по сортаменту несущая способность сжатого по второму случаю расчёта элемента определяется по формуле (4.42). Если фактическая площадь арматуры, принятая по конструктивным соображениям,

окажется значительно больше расчётного значения A'_{sad} , необходимо воспользоваться формулами (4.25) и (4.40) – (4.43).

Симметричное армирование

Симметричное армирование имеет место как для первого, так и для второго случаев расчета. Это условие относится и к расчету усиливаемых конструкций.

Большие эксцентриситеты ($\xi \leq \xi_R$). Первый случай

При проектировании новых элементов по **первому случаю** расчета, условие равновесия всех внутренних и внешних сил имеет вид:

$$N \leq R_b \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot A'_s - R_s \cdot A_s ; \quad (4.44)$$

$$N e \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a') . \quad (4.45)$$

При симметричном армировании значения $A_s = A'_s$; и $R_s = R_{sc}$. В этом случае высота сжатой зоны бетона из выражения (4.44) будет $x = N / R_b \cdot b$. (4.46). Подставив ее в формулу (4.45), получим выражение для определения площади симметричной арматуры:

$$A_s = A'_s = [N(e - h_0 + N/2 \cdot R_b \cdot b)] / [R_s (h_0 - a')] . \quad (4.47)$$

Для усиленных элементов эти уравнения усложняются. Принимая условия когда $R_b = R_{bad}$ и $A_{sad} = A'_{sad}$, они приобретают вид :

$$N_{ad} \leq R_b \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot A'_s + R_{scad} \cdot A'_{sad} - R_s \cdot A_s - R_{sad} \cdot A_{sad} . \quad (4.48)$$

Уравнение момента относительно оси арматуры A_{sad}

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x (h_{0ad} - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s (h_{0ad} - a'_0 - a'_{ad}) + R_{scad} \cdot A'_{sad} (h_{0ad} - a'_{ad}) - R_s \cdot A_s \cdot a_0 , \quad (4.49)$$

где $a'_0 = a_0$ – расстояние между центрами тяжести симметрично расположенной существующей и дополнительной арматуры соответственно в сжатой и растянутой зонах;

d – толщина набетонки для сжатой зоны и h_2 – растянутой. При этом $x_2 = h_2$;

h_{01} – рабочая высота существующего сечения $h_{01}=h_1 - a$;

h_0 – рабочая высота сечения элемента с набетонкой в сжатой зоне, $h_0= h_{01}+x_2$;

h_{0ad} – рабочая высота для всего усиленного сечения, в котором толщина набетонки при симметричном армировании обозначается через x_2 ,

$$h_{0ad}=h_{01}+a_0+x_2 \text{ или } h_{0ad}=h_1+h_2+x_2-a;$$

h_{ad} – полная высота сечения, равная $h_1+h_2+x_2$.

При усилении **симметрично** запроектированного (до реконструкции) сжатого элемента, высота сжатой зоны x определяется из выражения (4.46). Если усиливается сечение, запроектированное на **произвольные знакопеременные** нагрузки, то высота сжатой зоны при новой нагрузке будут определяться по формуле:

$$x = [N_{ad} - R_{sc} \cdot A'_s + R_s \cdot A_s] / R_b \cdot b \quad \text{или} \quad (4.50)$$

$$x = \Delta N_{ad} / R_b \cdot b. \quad (4.51)$$

Площадь сечения дополнительной сжатой и растянутой арматуры получим после подстановки в формулу (4.49) величины x из выражений (4.46) или (4.51).

При $A_s = A'_s$, значение x определяется по формуле (4.46)

$$A'_{sad} = A_{sad} = \frac{[N_{ad} (e_{ad} - h_{0ad} + N_{ad} / 2 \cdot R_b \cdot b)] - R_{sc} \cdot A'_s (h_{0ad} - x_2) + R_s \cdot A_s \cdot a_0}{R_{sad} (h_{0ad} - a'_{ad})}, \quad (4.52)$$

при $A_s \neq A'_s$, значение x определяем по формуле (4.51)

$$A'_{sad} = A_{sad} = \frac{[N_{ad} \cdot e_{ad} - \Delta N_{ad} (h_{0ad} - \frac{\Delta N_{ad}}{2 \cdot R_b \cdot b})] - R_{sc} \cdot A'_s (h_{0ad} - x_2) + R_s \cdot A_s \cdot a_0}{R_{sad} (h_{0ad} - a'_{ad})}. \quad (4.53)$$

Малые эксцентриситеты ($\xi < \xi_R$) – второй случай

При $e_{or} \eta \leq 0,3$ h_{0ad} сжатые элементы рассчитывают по формулам (4.48) и (4.49), в которых вместо расчетных сопротивлений арматуры R_s подставляют значения напряжений σ_s , вычисленных по формулам (4.70) и (4.71) с использованием формул (4.73) и (4.74)

В первом приближении значение A'_{sad} можно определить, используя уравнение (4.49), в котором первое слагаемое в правой части записано в виде $\alpha_m \cdot R_b \cdot b \cdot x \cdot h_{\text{oad}}^2$ и величина $\alpha_m = \alpha_R \leq 0,4$

$$A'_{\text{sad}} = \frac{N_{\text{ad}} e_{\text{ad}} - 0,4 R_b b (h_{\text{oad}})^2 - R_{\text{sc}} A'_s (h_{\text{oad}} - x_2) + R_s A_s a_o}{R_{\text{sc}} (h_{\text{oad}} - a'_{\text{ad}})} \quad (4.54)$$

Площадь арматуры A_{sad} определяют из выражения, аналогичного выражению (4.54), в котором вместо e_{ad} подставляется e'_{ad} ; вместо h_{oad} значение h'_{oad} ; вместо a'_{ad} величина a_{ad} .

Значения A'_{sad} и A_{sad} затем уточняют по формулам (4.48) и (4.49), в которых значения R_s и R_{sad} заменены на σ_s и σ_{sad} , определяемые по формулам (4.25); (4.25а).

При эксцентриситетах $0,15h_{\text{oad}} < e_o \eta < 0,3h_{\text{oad}}$ и процентах армирования $A'_{\text{sad}}/bh_{\text{oad}} \leq 2\%$ площадь сечения арматуры A_{sad} (слабо сжатой) или A'_{sad} (слабо растянутой), как правило, оказываются менее конструктивного минимума, и могут назначаться без расчета по табл. П.4.3.

Приступая к расчету усиления сжатых элементов в **первом приближении**, задают сечение набетонок, руководствуясь рекомендациям табл.4.1 и определяют площадь дополнительной арматуры A'_{sad} и A_{sad} , используя вышеуказанные формулы. Расчет во втором приближении выполняют с использованием приведенных характеристик арматуры и бетона, определяемых по формулам (3.15); (3.16); (3.14) с использованием выражений (3.20) –(3.24)

Выражения (4.47) и (4.48) примут вид:

$$N_{\text{ad}} \leq R_{\text{bred}} b x + R_{\text{sc}} A'_{\text{sred}} - R_s A_{\text{sred}}; \quad (4.55)$$

$$N e \leq R_{\text{bred}} b x + (h_{\text{ored}} - 0,5x) + R_{\text{sc}} A'_{\text{sred}} (h_{\text{ored}} - a'_{\text{ad}}). \quad (4.56)$$

Окончательно формула для определения площади симметричной арматуры примет вид:

$$A'_{\text{sad}} = A_{\text{sad}} = \frac{[N_{\text{ad}} (e_{\text{ad}} - h_{\text{ored}} + N_{\text{ad}} / 2R_{\text{bred}} b)]}{R_{\text{sad}} (h_{\text{ored}} - a'_{\text{ad}})} ; \quad (4.57)$$

для случая $\xi > \xi_R$.

$$A'_{sad} = A_{sad} = \frac{[N_{ad}(e_{ad} - h_{ored} + N_{ad} / 2R_{bred}b)]}{\delta_{sad}(h_{ored} - a'_{ad})}. \quad (4.58)$$

Величина σ_{sad} определяется по формуле (4.25a) с использованием формулы (4.67).

4.2.5. Универсальный метод расчета усиления внецентренно сжатых элементов

Расчет внецентренно сжатых элементов, усиленных обоями, рубашками и наращиванием прямоугольных сечений с двойной арматурой в усиливаемой и усиливающей частях сечения, выполняется в зависимости от положения нейтральной оси, которое контролируется сопоставлением значений ξ и ξ_R . Общий случай расчета сжатого элемента прямоугольного профиля, усиленного обоймой, представлен на рис. 4.4.

Первый случай. Большие эксцентриситеты

При $\xi \leq \xi_R$ проверка прочности сечения выполняется по формулам:

$$N \leq R_{bred} \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot A'_{sred} - R_s \cdot A_{sred}; \quad (4.59)$$

$$N \cdot e \leq R_{bred} \cdot b \cdot x(h_{ored} - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_{sred}(h_{ored} - a'). \quad (4.60)$$

Высота сжатой зоны бетона определяется из выражения (4.59)

$$x = (R_s \cdot A_{sred} - R_{sc} \cdot A'_{sred} + N) / R_{bred} \cdot b. \quad (4.61)$$

В указанных формулах: N – внешняя продольная сила;

e – расстояние от точки приложения нагрузки N до оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону и проходящего через центр тяжести сечения растянутой арматуры (A_{sad}), наиболее отдаленной от указанной прямой. При отсутствии растянутой зоны – через центр тяжести наименее сжатого стержня.

A_{sred} ; A'_{sred} – приведенная площадь всей растянутой и сжатой арматуры по формулам (3.15) и (3.16); h_{ored} – по формулам (3.14) и (3.17); R_{bred} – по формулам (3.20) – (3.22) и (3.37); b – общая ширина усиленного обоймой сечения, а при наличии только набетонок – ширина усиливаемого сечения.

При отсутствии обоймы или набетонки в растянутой зоне величина e равняется расстоянию от точки приложения силы N до центра тяжести арматуры A_s в существующем сечении.

Остальные буквенные обозначения имеют то же содержание, что и в разделе 3.

Площадь дополнительной сжатой арматуры принимается конструктивно, (не менее двух стержней диаметром 16 мм) либо определяется по формуле (4.43), но не менее минимального процента армирования по табл. П. 4.1.

Подбор арматуры

Площадь дополнительной растянутой арматуры определяется по формуле (3.25)

$$A_{\text{sad}} = -A / 2 - \sqrt{A^2 / 4 - B},$$

где коэффициенты A и B находятся из выражений:

$$A = [N + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_{\text{sred}} - R_b \cdot b(h_0 + a_0)] / 0,5 \cdot R_{\text{sad}}^2; \quad (4.62)$$

$$B = 0,5[R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_{\text{sred}}]^2 / 0,5 R_{\text{sad}}^2 + [R_{sc} \cdot A'_{\text{sred}} \cdot a' - R_s \cdot A_s \cdot h_0 + N(e - h_0) \cdot R_b \cdot b] / 0,5 \cdot R_{\text{sad}}^2 + \{N[R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_{\text{sred}}] + 0,5 \cdot N\} / 0,5 \cdot R_{\text{sad}}^2. \quad (4.63)$$

Примечание. При расчете элементов усиления методом последовательного приближения, на втором этапе расчета в формуле (4.62) значения $(h_0 + a_0)$ следует заметить на величину h_{ored} вычисляемую по формулам (3.14) и (3.17). В формуле (4.63) величина h_0 заменяется на h_{ored} (по тем же формулам), а расчетное сопротивление бетона R_b заменяется в случае необходимости на R_{bred} по формулам (3.20) – (3.22) и (3.37).

Второй случай. Малые эксцентриситеты

При $\xi > \xi_R$ расчетные формулы (4.62) – (4.63) примут вид.

проверка прочности сечения

$$N \leq R_{\text{bred}} \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot A'_{\text{sred}} - \sigma_s \cdot A_{\text{sred}}; \quad (4.64)$$

$$N \cdot e \leq R_{\text{bred}} \cdot b \cdot x(h_{\text{ored}} - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_{\text{sred}}(h_{\text{ored}} - a'); \quad (4.65)$$

$$x = [\sigma_s \cdot A_{\text{sred}} - R_{sc} \cdot A'_{\text{sred}} + N] / R_{\text{bred}} \cdot b. \quad (4.66)$$

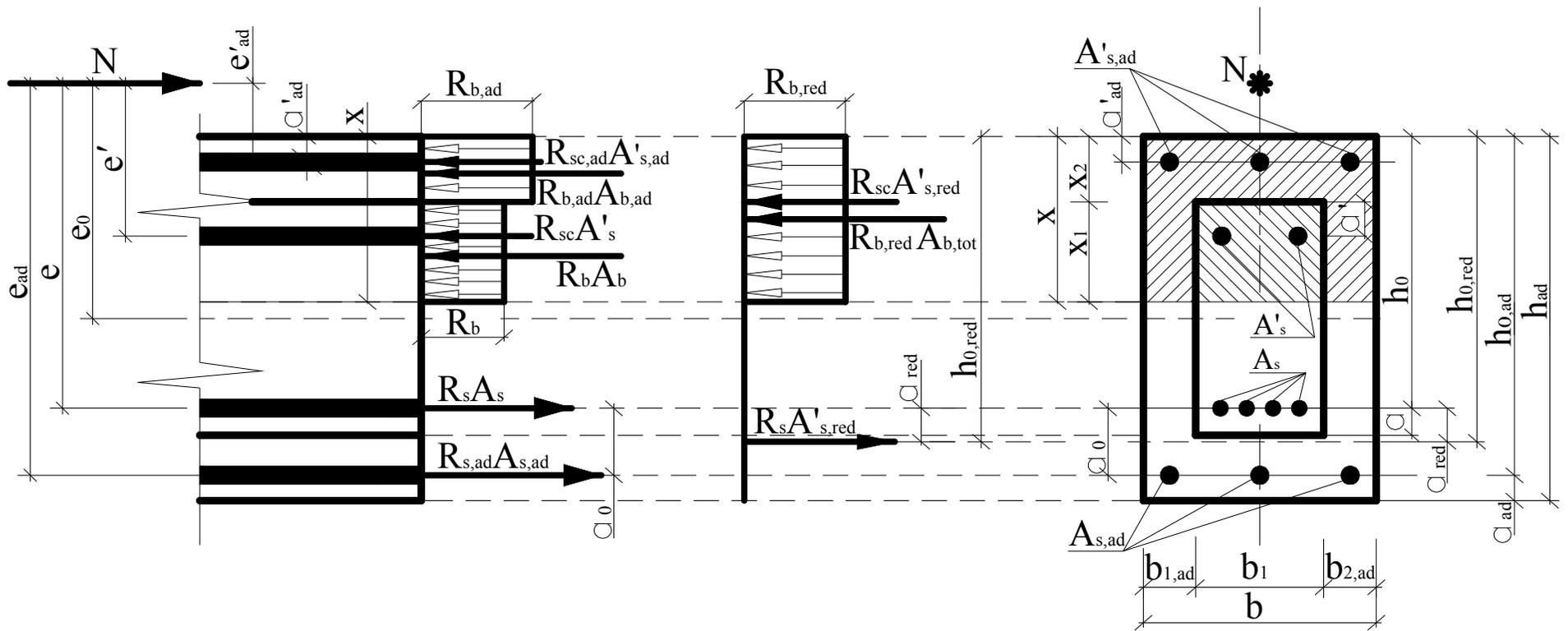


Рис. 4.4. Расчетная схема и эпюры напряжений в нормальном к продольной оси сечении внецентренно сжатого элемента, усиленного обоймой (общий случай)

Для арматуры классов А 240, А 300, А 400 и бетона класса В₃₀, напряжение в растянутой (менее сжатой арматуры) определяются из ранее приведенного выражения (4.25) и аналогичного ему выражения (4.25а) – для дополнительной арматуры.

Формулы (4.40) и (4.41) содержат в себе высоту сжатой зоны x . Решая их совместно, получим выражение для определения высоты сжатой зоны бетона

$$x = \frac{N + R_s \cdot A_s \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{sc} \cdot A'_{sred}}{R_{bred} \cdot b + \frac{2R_s \cdot A_s}{h_{0red}(1 - \xi_R)}} \quad (4.67)$$

подбор арматуры

Площадь дополнительной сжатой арматуры определяется по известной формуле (3.25), а коэффициенты А и В – из выражений:

$$A = [N + \sigma_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_{sred} - R_b \cdot b(h_0 + a_0)] / 0,5 \cdot \sigma_{sad} ; \quad (4.68)$$

$$B = 0,5[\sigma_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_{sred}]^2 / 0,5 \sigma_{sad}^2 + [R_{sc} \cdot A'_{sred} \cdot a' - \sigma_s \cdot A_s \cdot h_0 + N(e - h_0) \cdot R_b \cdot b] / 0,5 \cdot \sigma_{sad}^2 + \{N[\sigma_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_{sred}] + 0,5 \cdot N\} / 0,5 \cdot \sigma_{sad}^2 , \quad (4.69)$$

где напряжения σ_s и σ_{sad} в растянутой (менее сжатой) арматуре A_s и A_{sad} определяются по адаптированным к усиленному сечению формулам:

$$\sigma_s = \left[\frac{2(1 - x/h_0)}{1 - \xi_R} - 1 \right] R_s ; \quad (4.70)$$

$$\sigma_{sad} = \left\{ \frac{2[1 - x/(h_0 + a_0)]}{1 - \xi_R} - 1 \right\} R_{sad} . \quad (4.71)$$

Высота сжатой зоны x в формулах (4.70) и (4.71) при расчете в **первом приближении** определяется соответственно из выражений (4.72) и (4.73)

$$x = \frac{N + R_s \cdot A_s \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{sc} \cdot A'_{sred}}{R_b \cdot b + \frac{2R_s \cdot A_s}{h_0(1 - \xi_R)}} ; \quad (4.72)$$

$$x = \frac{N + R_s \cdot A_s \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{sc} \cdot A'_{sred}}{R_b \cdot b + \frac{2R_s \cdot A_s}{(h_0 + a)(1 - \xi_R)}} . \quad (4.73)$$

Примечание. Формулы (4.70) и (4.71) для определения напряжения в арматуре A_s и A_{sad} используются только при расчете в первом приближении. При втором и последующих этапах расчета, следует использовать формулы (4.25) и (4.25а), где при определении величины h_{ored} уже принимают площадь дополнительной рабочей арматуры A_{sad} , полученной в первом и последующих приближениях по формуле (3.25) с использованием формул (4.68) и (4.69).

4.2.6. Примеры расчёта усиления внецентренно сжатых элементов

В данном параграфе из методических соображений пример 4.2.1 использован для сопоставления классического и универсального методов расчёта с целью более глубокого понимания самой сути расчётного аппарата и уточнения скрытых (на первый взгляд) факторов и исправления допущенных, на наш взгляд, опечаток. Исходные данные примера 4.2.3 использованы одновременно и в примере 5.2. Этот приём позволяет, во-первых, выполнить сопоставление эффективности двух различных видов наращивания сечений. Во-вторых, освобождает от необходимости дважды выполнять однотипные расчёты, которые имеют различную значимость при расчёте различных видов усиления. В частности, расчёт несущей способности существующего сечения не является определяющим при усилении на бетонками, и одновременно является основным расчётом при использовании стальных преднапряжённых распорок, т.к. необходим для определения дефицита несущей способности.

Пример 4.2.1 (см. рис. 4.5). Расчет усиления односторонним наращиванием со стороны растянутой арматуры внецентренно сжатого элемента с использованием двух вариантов расчёта. Случай **больших эксцентриситетов** ($\xi \leq \xi_R$). **Дано:** сечение колонны $h=70$ см; $b=40$ см, бетон усиливаемого элемента класса В20 ($R_b=10,5$ МПа). Арматура класса А300 ($R_s=R_{sc}=270$ МПа) установлена в один ряд. $A_s=29,45$ см² (6Ø25); $A_s=6,03$ см² (3Ø16); $a=4$ см; $a'=3$ см. После проведения реконструкции на колонну будет действовать продольная сила $N_{ad}=450$ кН и изгибающий момент $M_{ad}=700$ кН·м, которые существующее сечение без усиления воспринимать не может. Усилия приложены по геометрической оси в плоскости высоты сечения колонны.

Требуется определить площадь дополнительной арматуры A_{sad} и проверить прочность сечения, используя оба метода расчета, если известно, что гибкость элемента λ_h не превышает 4, следовательно коэффициент, учитывающий влияние прогиба на несущую способность колонны, $\eta=1$. Уровень нагрузки при усилении составляет менее 65%.

Принято предварительное решение усилить колонну односторонним наращиванием со стороны растянутой зоны. Бетон усиления класса В25 ($R_{bad}=13$ МПа); арматура класса А300 ($R_{sad}=270$ МПа).

Задаемся толщиной набетонки $d=20$ см и расстоянием между центрами тяжести существующей и дополнительной арматуры $a_o=20$ см. В этом случае $a_{ad}=4$ см. Высота усиленного сечения: $h_{ad}=h+d=70+20=90$ см; $h_{oad}=h_{ad}-a_{ad}=90-4=86$ см или $h_{oad}=h_o-a_o=66+20=86$ см.

Вариант №1. Расчет площади дополнительной арматуры с использованием классического метода.

Определяем эксцентриситет действующей нормальной силы

$e_o = \frac{M}{N} = \frac{700 \cdot 10^5}{450 \cdot 10^3} = 155$ см $\gg 0,3h_{oad} = 0,3 \cdot 86 = 25,8$ см, следовательно имеет место первый случай расчета – **большие** эксцентриситеты.

Случайный эксцентриситет по трём условиям $e_a = \frac{h_{ad}}{30} = \frac{90}{30} = 3$ см², что

больше чем $e_a = \frac{\ell_o}{600}$ или $e_a = 1,0$ см. Принимаем $e_a = 3,0$ см

Расчетный осевой эксцентриситет $e_{or} = e_o \eta + e_a = 155 \cdot 1 + 3 = 158$ см.

По формуле (4.30) определяем эксцентриситет $e = e_{or} + 0,5h_{ad} - a_{ad} = 158 - 0,5 \cdot 90 - 4 = 199$ см.

По формуле (4.37) определяем момент

$$M_1 = N \cdot e - R_{sc} A'_s (h_o + a_o - a') + R_{sc} A'_s \cdot a_o = 450 \cdot 10^3 \cdot 199 - 270(100)6,03 \cdot (66 + 20 - 3) + 270(100)29,45 \cdot 20 = 895,5 \cdot 10^5 - 135,1 \cdot 10^5 + 159 \cdot 10^5 = 919,4 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{см}.$$

По формуле (4.39) $\alpha_m = M_1 / R_b b (h_o + a_o)^2 = 919,4 \cdot 10^5 / 10,5(100) \cdot 40(66 + 20 - 3) = 0,296 < \alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R) = 0,577(1 - 0,5 \cdot 0,577) = 0,41,$



Рис. 4.5 Усиление внецентренно сжатой колонны с большим эксцентриситетом наращиванием со стороны растянутой арматуры

где $\xi_R = 0,8 / (1 - R_s / 700) = 0,8 / (1 - 270 / 700) = 0,577$. Если условие $\alpha_m \leq \alpha_R$ не выполняется, то необходимо увеличить толщину набетонки и повторить расчет.

При $\alpha_m = 0,296$ величина $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,296} = 0,361 < \xi_R = 0,577$

Площадь арматуры A_{S1} по формуле (4.40)

$$A_{S1} = \xi b (h_0 + a_0) R_b / R_s = 0,361 \cdot 40 \cdot 86 \cdot 10,5 / 270 = 48,33 \text{ см}^2.$$

Площадь дополнительной растянутой арматуры по формуле (4.36)

$$A_{sad} = A_{S1} - A_s + A_s \frac{R_{sc}}{R_s} - \frac{N}{R_s} = 48,33 - 29,45 + 6,03 \frac{270}{270} - \frac{450 \cdot 10^2}{270(100)} = 8,21 \text{ см}^2.$$

Площадь ослабления сечения растянутой арматуры при выполнении сварных работ определяем с учетом размеров сечения колонны и количества стержней. Так как ширина усиливаемого элемента $b = 40$, для крепления дополнительной арматуры используем П-образный двухсрезный хомут с охватом не более 4 стержней. Возможное ослабление при сварке получат два существующих стержня.

Приращение площади дополнительной растянутой арматуры

$$\Delta A_{sad} = 0,25 A_s \cdot 2 / 6 = 0,25 \cdot 29,45 \cdot 2 / 6 = 2,45 \text{ см}^2.$$

Полная площадь дополнительной рабочей арматуры

$$A_{sad}^{tear} = A_{sad} + \Delta A_{sad} = 8,21 + 2,45 = 10,66 \text{ см}^2$$

Принимаем $3\text{Ø}22\text{A}300$, $A_s^{fact} = 11,4 \text{ см}^2$. П-образные хомуты принимаем $\text{Ø}10\text{A}240$ и устанавливаем с шагом $200 \text{ мм} < 15d_s = 330 \text{ мм}$.

Процент армирования набетонки $\mu_{ad} = A_s / b \cdot d = 11,4 \cdot 100\% / 40 \cdot 20 = 1,425\% < 3\%$.

то же, всего усиленного сечения

$$\mu_{ad} = (A_s + A'_s + A_{sad}) / h_{ad} \cdot b = (29,45 + 6,03 + 11,4) \cdot 100\% / 90 \cdot 40 = 1,3\%$$

Несущую способность усиленной колонны определяем по формуле (4.29), предварительно проверив правильность применяемых формул.

Расчетная площадь дополнительной рабочей арматуры

$$A_{sad} = A_{sad}^{tear} - \Delta A_{sad} = 11,4 - 2,45 = 8,95 \text{ см}^2.$$

Высота сжатой зоны бетона по формуле (4.31)

$$x = (R_s A_s + R_{sad} A_{sad} - R_{sc} A'_s + N) / R_b b =$$

$$= [270(100)29,45 + 270(100)8,95 - 270(100)6,03 + 450 \cdot 10^3] / 10,5(100)40 = 31,5 \text{ см}$$

$$< x_R = \xi_R h_{oad} = 0,577 \cdot 86 = 49,6 \text{ см, где } \xi_R = 0,8 / (1 + R_s / 700) = 0,8 / (1 + 270 / 700) = 0,577$$

Так как $x < x_R$, то вся рабочая арматура усиленного сечения будет работать с полным расчетным сопротивлением.

Предельное усилие, воспринимаемое усиленным сечением

$$N \cdot e_{ad,ult} = R_b b x (h_o + a_o - 0,5x) - R_{sc} A'_s (h_o + a_o - a') + R_s A'_s a_o =$$

$$= 10,5(100)40 \cdot 31,5(66 + 20 - 0,5 \cdot 31,5) - 270(100)6,03(66 + 20 - 3) + 270(100)29,45 \cdot 20 =$$

$$= 953,3 \cdot 10^5 \text{ н} \cdot \text{см} > N \cdot e = 450 \cdot 10^3 \cdot 199 = 895,5 \cdot 10^5 \text{ н} \cdot \text{см}$$

прочность усиленного сечения обеспечена

Вариант №2. Расчёт площади дополнительной арматуры с использованием универсального метода расчета.

Коэффициент A по формуле (4.62)

$$A = [N + R_s \cdot A_s - R_{sc} A'_{sred} - R_{bred} (h_o + a_o)] / 0,5 R_{sad} . \text{ В указанной формуле } A'_{sred} = A'_{sred};$$

$R_{bred} = R_b$. Подставляя фактические значения, получим:

$$A = \frac{[450 \cdot 10^3 + 270(100) \cdot 29,45 - 270(100)6,03 - 10,5(100)40(66 + 20)]}{0,5 \cdot 270(100)} = -187,4 \text{ см}^2$$

Коэффициент В по формуле (4.63)

$$B = \frac{0,5[R_s A_s - R_{sc} A'_{sred}]^2}{0,5[R_{sad}]^2} + \frac{[R_{sc} A'_{sred} a' - R_s A'_s h_o + N(e - h_o)]R_{bred} b}{0,5[R_{sad}]^2} +$$

$$+ \frac{N[R_s A_s - R_{sc} A'_{sred}] + 0,5N}{0,5[R_{sad}]^2} = \frac{[270(100)29,45 - 270(100)6,03]^2}{[270(100)]^2} +$$

$$+ \frac{[270(100)6,03 \cdot 3 - 270(100)29,45 \cdot 66 + 450 \cdot 10^3 (199 - 66)]10,5(100)40}{0,5[270(100)]^2} +$$

$$+ \frac{450 \cdot 10^3 [270(100)29,45 - 270(100)6,03] + 0,5 \cdot 450 \cdot 10^3}{0,5[270(100)]^2} = 548,5 + 905,45 = 1453,95 \text{ см}^2.$$

Примечание. При определении коэффициента **В** по формуле (55) [7], т.е при подстановке в последнем слагаемом $0,5N^2$ вместо $0,5N$, его значение $B=2512 \text{ см}^2$, а площадь дополнительной рабочей арматуры

$A_{sad} = -(-187,4/2) - \sqrt{(187,4)^2 / 4 - 2512} = 93,7 - 79,2 = 14,5 \text{ см}^2$, что больше $A_{sad} = 8,1 \text{ см}^2$ на $6,4 \text{ см}^2$ или в 1,8 раза. Площадь A_{sad} , полученная с использованием классического метода, равна $8,21 \text{ см}^2$. Разница составляет всего $0,11 \text{ см}^2$. Таким образом, наличие **опечатки в формуле (55) [7]**, нашло своё подтверждение сопоставительным расчетам.

Пример 4.2.2 (рис. 4.6). Расчёт усиления односторонним наращиванием со стороны сжатой зоны бетона внецентренно сжатого элемента с использованием **классического метода**. Случай **малых эксцентриситетов** ($\xi > \xi_R$). **Дано:** сечение колонны $h=60 \text{ см}$; $b=30 \text{ см}$; бетон усиливаемого элемента класса В20 ($R_b=10,5 \text{ МПа}$); арматура класса А300 ($R_s=R_{sc}=215 \text{ МПа}$); $A'_s=24,54 \text{ см}^2$ ($5\emptyset 25$) $A_s=6,03 \text{ см}^2$ ($3\emptyset 16$) $a'=40 \text{ см}$; $a=4,0 \text{ см}$. После проведённой реконструкции на колонну будут действовать продольная сила $N_{ad}=2900 \text{ кН}$ и момент $M_{ad}=220 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Указанную нагрузку колонна без усиления воспринять не может.

Требуется определить площадь дополнительной сжатой арматуры – A'_{sad} и проверить несущую способность усиленного сечения – $Madult$, если известно, что колонна перед усилением разгружена до уровня $0,65 N_{ad}$, а коэффициент $\eta=1$, т.к. $\lambda_h < 4$.

Перед выбором варианта усиления, определяем случай расчёта для существующего сечения.

Осевой эксцентриситет приложения действующей нагрузки

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{220 \cdot 10^5}{29 \cdot 10^5} = 7,6 \text{ см} < 0,3h = 0,3 \cdot 60 = 18 \text{ см}, \text{ что свидетельствует о наличии вто-}$$

рого случая расчёта. Предварительно принято решение усилить колонну односторонним наращиванием со стороны сжатой зоны бетоном класса В25 ($R_{bad} = 13 \text{ МПа}$) и арматурой класса А400 ($R_{sc} = 355 \text{ МПа}$). Набетонку принимаем толщиной $d = 20 \text{ см}$. При $a'_{ad} = 4 \text{ см}$, $a_0 = 20 \text{ см}$. Толщину набетонки увязываем с процентом армирования существующего сечения

$$\mu_s = (A_s + A'_s)(100)/bh = (24,54 + 6,03)(100)/30 \cdot 60 = 1,7\%. \text{ С учётом предложений табл. 4.1 рекомендуемый коэффициент армирования } \mu_s = 0,02. \text{ При } d = 20 \text{ см}$$

$$A'_{sad} = \mu_s \cdot A_{bad} = 0,02 \cdot 20 \cdot 30 = 12 \text{ см}^2.$$

Определяем сечение колонны после её наращивания и уточняем случай расчёта для усиленного сечения $h_{ad} = h + d = 60 + 20 = 80 \text{ см}$,

$e_0 = 7,6 \text{ см} < 0,15h_{ad} = 0,15 \cdot 80 = 12 \text{ см}$, следовательно, одностороннее наращивание со стороны сжатого бетона – оправдано. Имеем типичный второй случай расчёта – **с малым эксцентриситетом.**

Эксцентриситет приложения нагрузки по формуле (4.30)

$$e_r = e_0 + e_a + 0,5h_{ad} - a = (7,6 + 2,7) + 0,5 \cdot 80 - 4 = 46,3 \text{ см},$$

где $e_a = \frac{h}{30} = \frac{80}{30} = 2,67 \text{ см}$, принимаем $e_a = 2,7 \text{ см}$.

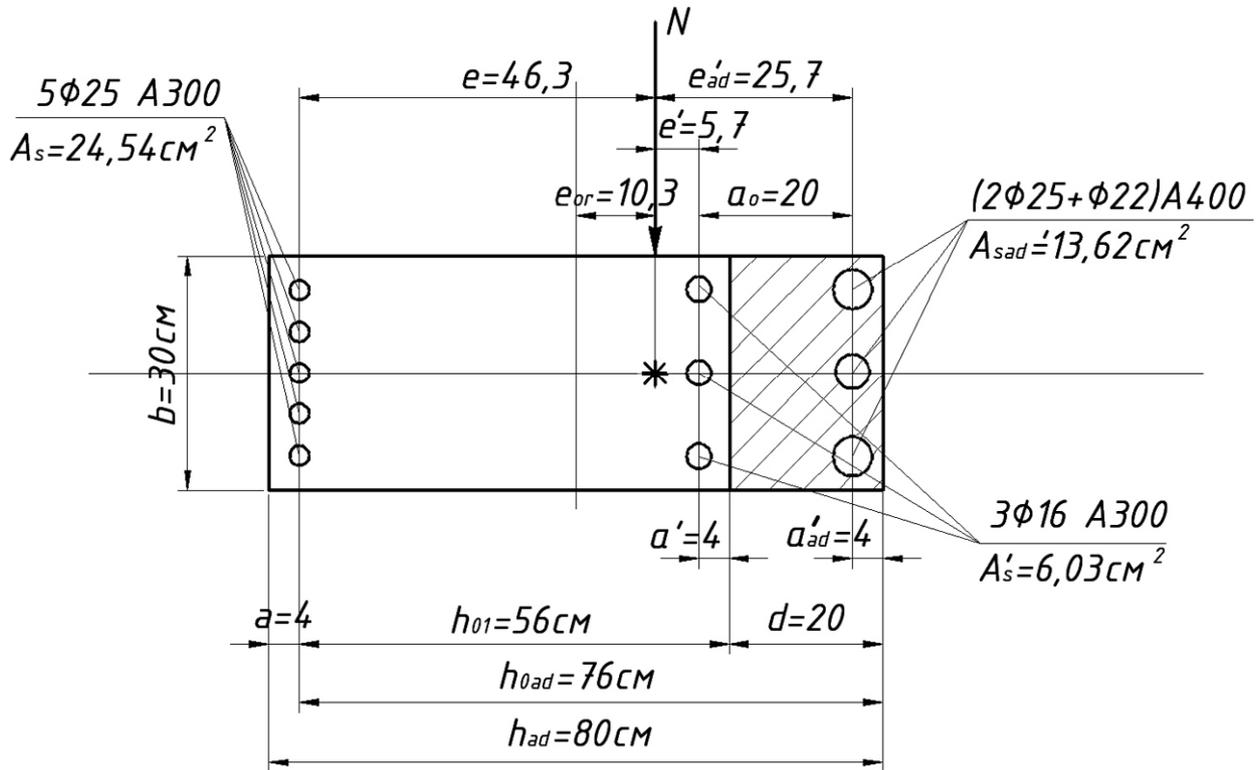


Рис. 4.6. Усиление внецентренно сжатой колонны с малым эксцентриситетом наращиванием со стороны сжатой зоны бетона

Площадь дополнительной сжатой арматуры по формуле (4.43)

$$A'_{sad} = \frac{Ne - 0,4R_b \cdot b(h_0 + d)^2 - R_{sc}A'_s(h_0 - a')}{R_{sc}(h_0 + d - a'_{ad})} =$$

$$= \frac{29,0 \cdot 10^5 \cdot 46,3 - 0,4 \cdot 10,5(100) \cdot 30 \cdot (56 + 20)^2 - 270(100) \cdot 24,54(56 - 4)}{355(100)(56 + 20 - 4)} = 10,6 \text{ см}^2, \text{ что доста-}$$

точно близко к предварительно заданному сечению арматуры набетонки и равной 12 см^2

Площадь ослабления сечения существующей арматуры в колонне при сварочных работах увязываем с шириной усиливаемой колонны. При $b=30 \text{ см} < 40 \text{ см}$, допускается установка одного П-образного хомута с охватом не более 4 стержней. Таким образом, ослабляются два существующих стержня.

Приращение площади дополнительной сжатой арматуры

$$\Delta A'_{sad} = 0,25A_s \cdot 2/5 = 0,25 \cdot 24,5 \cdot 2/5 = 2,45 \text{ см}^2.$$

Полная площадь дополнительной рабочей арматуры

$$A'_{sad\text{ теор}} = A'_{sad} + \Delta A'_{sad} = 10,6 + 2,45 = 13,05 \text{ см}^2.$$

Принимаем $(2\phi 25 + 1\phi 22)A400$ $A'_{sad\text{ факт}} = 9,82 + 3,801 = 13,62 \text{ см}^2$. П-образные хомуты принимаем $\phi 10$ А 240 с шагом 200 мм.

Процент армирования набетонки с учётом площади $\Delta A'_{sad}$

$$\mu_{ad} = \frac{A'_{sad}}{b \cdot d} = \frac{13,62 \cdot 100\%}{30 \cdot 20} = 2,27\% < 3\%.$$

В расчётах учитываем полную площадь бетона наращивания.

То же, всего усиленного сечения $\mu_{ad} = (A_s + A'_s + A'_{sad}) \cdot 100 / h_{ad} b_{had} =$
 $= (24,54 + 6,03 + 13,62)(100) / 80 \cdot 30 = 1,84\% < 3\%$, что очень близко к проценту армирования существующего сечения, равному 1,7%. Разница составляет 7,6%. Однако при учёте фактически участвующей в работе площади арматуры набетонки $A'_{sad} = 11,77 \text{ см}^2$ (см. ниже), разница составляет 2,5% что меньше допустимых 5%. Расчёт можно считать законченным.

Несущую способность усиленной колонны определяем по формуле (4.42) с учётом принятых расчётных характеристик бетона и арматуры. Более высокая, чем в колонне прочность бетона наращивания не учитывается и идёт в запас прочности.

Площадь дополнительной рабочей арматуры, участвующей в работе

$$A_{sad} = A'_{sad\text{ факт}} - \Delta A_{sad} = 13,62 - 2,46 = 11,17 \text{ см}^2;$$

$$N_{ad,ult} = 0,4 \cdot 10,5(100) \cdot 30 \cdot (56 + 20)^2 + 270(100) \cdot 24,54(56 - 4) + 355(100) \cdot 11,17(56 + 20 - 4) =$$

$$= 1357,8 \cdot 10^5 \text{ Н} > N_e = 2900 \cdot 10^3 \cdot 46,3 = 1342,7 \cdot 10^5.$$

Несущая способность усиленной колонны достаточна.

Пример 4.2.3 (рис.4.7). Расчет усиления односторонним наращиванием внецентренно сжатого элемента с использованием **универсального метода**. Случай **больших эксцентриситетов** ($\xi < \xi_R$). **Дано:** монолитная колонна многоэтажного здания сечением $h=80$ см; $b=40$ см; высота этажа $H_{эт}=6$ м. Бетон усиливаемого элемента класса В20 ($R_b=10$ МПа). Арматура класса А300 ($R_s=R_{sc}=270$ МПа). В растянутой зоне установлено $(3\phi 22+2\phi 20)$ А300

($A_s=17,68 \text{ см}^2$); в сжатой зоне – $3\text{Ø}18 \text{ A}300$ ($A_s=7,63 \text{ см}^2$), $a=a'=4 \text{ см}$, $h_o = h'_o = 80-4=76 \text{ см}$. После проведения реконструкции на колонну будут действовать: продольная сила $N_{ad}=1250 \text{ кН}$, в том числе от постоянных и длительных нагрузок $N_\ell=850 \text{ кН}$; изгибающий момент $M_{ad}=700 \text{ кН}\cdot\text{м}$, в том числе $M_\ell=476 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Требуется определить площадь дополнительной растянутой арматуры A_{sad} и проверить прочность усиленного сечения.

С учетом информации, изложенной в преамбуле к разделу 4.2.5, расчет несущей способности существующего сечения при действии новой нагрузки выполнен в примере 5.2. Из расчета следует, что имеет место случай **больших эксцентриситетов**, т.к. расчетный осевой эксцентриситет $e_0=61,6 \text{ см} > 0,3h_0 = 22,8 \text{ см}$. Несущая способность усиливаемой колонны $N_{out} = 892 \text{ кН} < N_{ad} = 1250 \text{ кН}$. Необходимо усиление.

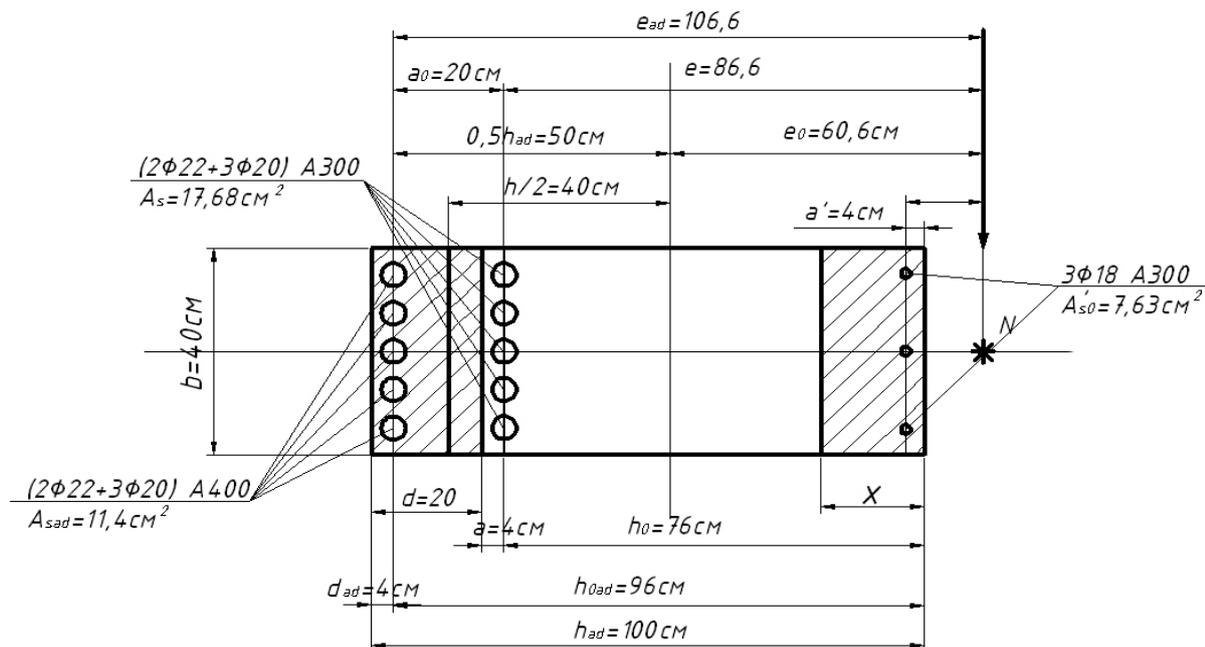


Рис. 4.7. Усиление внецентренно сжатой колонны с большим эксцентриситетом наращиванием со стороны растянутой арматуры

Принято решение усилить колонну односторонним наращиванием со стороны растянутой арматуры с использованием бетона класса В25

($R_b = 13$ МПа) и дополнительной арматуры класса А400 ($R_s = R_{sc} = 355$ МПа). Принимаем толщину набетонки $d = 20$ см и величину $a_{ad} = 4$ см. В этом случае расстояние между центрами тяжести существующей и дополнительной арматуры составит $a_0 = 20$ см. Габаритные размеры усиленного сечения: $h_{ad}=100$ см; $h_{oad}=96$; $h_0=76$ см; $b=40$ см. Процент армирования существующего сечения $\mu_s = (A_s + A'_s) \cdot 100\% / h \cdot b = (17,68 + 7,63) \cdot 100 / 80 \cdot 40 = 0,79\%$.

Согласно табл. 4.1, при интервале процента армирования колонны от 0,8 до 1,8% коэффициент армирования в предстоящем расчете принимаем $\mu_s = 0,01$. Предварительная площадь дополнительной арматуры $A_{sad} = 0,01 \cdot b \cdot d = 0,01 \cdot 40 \cdot 20 = 8$ см².

Для выполнения дальнейших расчетов приводим недостающие характеристики: модуль упругости бетона естественного твердения для класса В20 – $E_b = 27,5 \cdot 10^3$ МПа; то же, для арматуры класса А300 $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа.

В связи с увеличением сечения колонны, уточняем расчетные параметры.

Осевой эксцентриситет $e_0 = M_{ad} / N_{ad} = 700 / 1250 = 0,56$ м = 56 см $> 0,3h_{oad} = 0,3 \cdot 96 = 28,8$ см, по прежнему имеет место случай больших эксцентриситетов ($\xi < \xi_R$).

Случайный эксцентриситет по трем условиям: $e_a = 1$ см; $e_a = l_0 / 600 = 600 / 600 = 1$ см; $e_a = h_{ad} / 30 = 100 / 30 = 3,33$ см, принимаем $e_a = 3,33$ см и учитываем в дальнейших расчетах как для статически определяемой конструкции.

Гибкость усиленной колонны $\lambda_h = l_0 / h_{ad} = 600 / 100 = 6 > 4$, следовательно, необходим учет прогиба колонны. Выполняем это, используя недеформированную схему и определяем величину условной критической силы N_{cr} и коэффициент η по формулам (4.16) и (4.15)

$$N_{crad} = \pi^2 \cdot D / l_0^2, \text{ где } D = 0,15E_b \cdot I_b / \varphi_l (0,3 + \delta_e) + 0,7E_s \cdot I_s.$$

Момент инерции площади сечения бетона для усиленного элемента относительно нового центра тяжести сечения колонны

$$I_b = b \cdot h_{ad}^3 / 12 = 40 \cdot 100^3 / 12 = 3333,3 \cdot 10^3 \text{ см}^4.$$

Момент инерции площади сечения всей арматуры относительно центра тяжести усеченного сечения колонны. (Моментом инерции арматуры относительно собственной оси – пренебрегаем ввиду его малости)

$$I_s = (A_{\text{sred}} + A'_{\text{sred}})(h_{\text{oad}}/2)^2 = (28,2 + 7,63)(96/2)^2 = 82,55 \cdot 10^3 \text{ см}^4,$$

где $A_{\text{sred}} = A_s + A_{\text{sad}} \cdot R_{\text{sad}}/R_s = 17,68 + 8,0 \cdot 355/270 = 28,2 \text{ см}^2$; $A'_{\text{sred}} = A_s = 7,63 \text{ см}^2$.

Моменты M_1 и M_{I1} относительно центра тяжести наиболее растянутого стержня арматуры соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок

$$M_1 = N_{\text{ad}}(h_{\text{oad}} - a')/2 + M = 1250(0,96 - 0,04)/2 + 700 = 575 + 700 = 1275 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{I1} = N_{I\text{ad}}(h_{\text{oad}} - a')/2 + M_I = 850(0,96 - 0,04)/2 + 476 = 392 + 476 = 867 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки

$$\phi_I = 1 + M_{I1}/M_1 = 1 + 867/1274 = 1,694.$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы

$$\delta_e = (e_0 + e_a)/h_{\text{ad}} = (56 + 3,33)/100 = 0,5931; \quad \delta_{e \text{ min}} = 0,15; \text{ принимаем большую величину.}$$

Жесткость усиленного железобетонного элемента

$$D = 0,15 \cdot 27,5 \cdot 10^3(100) \cdot 3333,3 \cdot 10^3 / 1,694(0,3 + 0,593) + 0,7 \cdot 2 \cdot 10^5(100) \cdot 82,55 \cdot 10^3 = (90,9 + 116,6) \cdot 10^{10} = 206,5 \cdot 10^{10}.$$

Условная критическая сила $N_{\text{crad}} = \pi^2 D / l_0^2 = 3,14^2 \cdot 206,5 \cdot 10^{10} / 600^2 = 56556 \text{ кН}.$

Коэффициент, учитывающий прогиб колонны

$$\eta = 1 / (1 - N/N_{\text{cr}}) = 1 / (1 - 1250/56556) = 1,022.$$

Расчетный осевой эксцентриситет

$$e_{0r} = (e_0 \cdot \eta + e_a) = (56 \cdot 1,022 + 3,33) = 60,6 \text{ см};$$

$$e_{0r} = 60,6 \text{ см} > 0,3h_{\text{oad}} = 0,3 \cdot 96 = 28,8, \text{ по-прежнему имеет место первый случай.}$$

Эксцентриситет приложения нагрузки относительно центра тяжести наиболее растянутой арматуры (A_{sad})

$$e_{\text{ad}} = e_{0r} + 0,5h_{\text{ad}} - a_{\text{ad}} = 60,6 + 0,5 \cdot 100 - 4 = 106,6 \text{ см}.$$

Значение коэффициента А и В в формуле (3.25)

$$A = [N + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_{\text{sred}} - R_{\text{bred}} \cdot b(h_0 + a_0)] / 0,5R_{\text{sad}},$$

где $A'_{sred} = A'_s$; $R_{bred} = R_b$, т.к. набетонка в сжатой зоне отсутствует

$$A = \frac{[1250 \cdot 10^3 + 270(100) \cdot 17,68 - 270(100) \cdot 7,63 - 10,5(100) \cdot 40 \cdot (76 + 20)]}{0,5 \cdot 355(100)} = -70,7 \text{ см}^2,$$

$$B = \frac{0,5[R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_{sred}] + [R_{sc} \cdot A'_{sred} \cdot a' - R_s \cdot A_s \cdot h_0 + N(e - h_0)] \cdot R_{bred} \cdot b}{0,5[R_{sad}]^2} +$$

$$+ \frac{N[R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_{sred}] + 0,5N}{0,5[R_{sad}]^2} = \frac{0,5[270(100) \cdot 17,68 - 270(100) \cdot 7,63]^2}{0,5[355(100)]^2} +$$

$$+ \frac{[270(100) \cdot 7,63 \cdot 4 - 270(100) \cdot 17,68 \cdot 76 + 1250 \cdot 10^3 (106,6 - 76)] \cdot 10,5(100) \cdot 40}{0,5[355(100)]^2} +$$

$$+ \frac{1250 \cdot 10^3 [270(100) \cdot 17,68 - 270(100) \cdot 7,63] + 0,5 \cdot 1250 \cdot 10^3}{0,5[355(100)]^2} =$$

$$= 58,43 + 186,3 + 537,7 + 0,992 = 782,5 \text{ см}^2.$$

Площадь дополнительной рабочей арматуры:

$$A_{sad} = -(70,7/2) - \sqrt{70,7^2/4 - 782,5} = 35,35 - 21,61 = 13,74 \text{ см}^2.$$

Процент армирования элемента усиления $\mu_s = 13,74 \cdot 100 / 20 \cdot 40 = 1,717\%$, не выходит за пределы интервала (0,8-1,8)% принятого согласно табл. 4.1 и больше, чем его минимальное значение по табл. П 4.3, равное 0,1% при $\lambda_h < 10$.

Процент армирования усиленного сечения

$\mu_{sad} = (100) \cdot (17,68 + 7,63 + 13,98) / 100 \cdot 40 = 0,982\%$, что достаточно близко к проценту армирования существующего сечения $\mu_s = 0,79\%$ и свидетельствует о правильности предварительно выбранной площади сечения набетонки. При ее уменьшении в еще большей степени увеличивается процент армирования и набетонки, и всего усиленного сечения. Расчет считаем законченным без уточнения величины A_{sad} во втором приближении.

Уточняем сечение дополнительной арматуры с учетом возможной потери сечения при проведении сварки на 25%. При ширине колонны до 40 см допускается обхват одним хомутом не более четырех стержней. В этом случае ослабление получают 2 из 5 стержней существующей арматуры. При большем коли-

честве стержней необходима установка вертикальных крючков. Ослабление получают 3 стержня из 5.

Площадь утраченного сечения арматуры $\Delta A_{sad} = 0,25 \cdot 17,68 \cdot 3/5 = 2,65 \text{ см}^2$.

Полная площадь дополнительной арматуры

$$A_{sad}^{tear} = A_{sad} + \Delta A_{sad} = 13,98 + 2,65 = 16,63 \text{ см}^2.$$

Принимаем (2Ø22 + 3Ø20) А400; $A_{sad} = 17,02 \text{ см}^2$. Для определения несущей способности усиленного сечения определяем приведенные характеристики:

расчетная площадь дополнительной арматуры

$$A_{sad}^{fact} = A_{sad}^{tear} - \Delta A_{sad} = 17,02 - 2,65 = 14,37 \text{ см}^2;$$

- приведенная площадь растянутой и сжатой арматуры по формулам (3.15) и

$$(3.16) A_{sred} = A_s + A_{sad} \cdot (R_{sad}/R_s) = 17,68 + 14,37 \cdot (355/270) = 36,6 \text{ см}^2;$$

- расстояние от центра тяжести растянутой арматуры A_s до общего центра тяжести всей растянутой арматуры ($A_s + A_{sad}$) по формуле (3.17)

$$A_{red} = [R_{sad} \cdot A_{sad} (h_{0ad} - h_0)] / [R_s \cdot A_s + R_{sad} \cdot A_{sad}] = [355(100) \cdot 14,37 \cdot (96 - 76)] / [270(100) \cdot 17,68 + 355(100) \cdot 14,37] = 10,72 \text{ см};$$

- приведенная высота рабочего сечения из выражения (3.14)

$$h_{0red} = h_0 + a_{red} = 76 + 10,72 = 86,72 \text{ см};$$

- высота сжатой зоны бетона по формуле (4.61)

$$x = [N + R_s \cdot A_{sred} - R_{sc} \cdot A'_{sred}] / (R_{bred} \cdot b) = [1250 \cdot 10^3 + 270(100) \cdot 36,6 - 270(100) \cdot 7,63] / 10,5(100) \cdot 40 = 48,4 < x_R = \xi_R \cdot h_{0red} = 0,577 \cdot 86,72 = 49,9 \text{ см},$$

имеет место первый случай расчета ($\xi < \xi_R$). Несущая способность сечения по

$$\text{формуле (4.60)} M_{adult} = R_{bred} \cdot b \cdot x (h_{0red} - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_{sred} (h_{0red} - a') =$$

$$= 10,5(100) \cdot 40 \cdot 48,4 (86,72 - 23,23 \cdot 0,5 \cdot 48,4) + 270(100) \cdot 7,63 (86,72 - 4) = (1270,9 + 170,4) \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1441,3 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} > N_{ad} \cdot e_{ad} = 1250 \cdot 10^3 \cdot 108,1 = 1351,3 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Несущая способность обеспечена.

Примечание. При подстановке величины $0,5N^2$ вместо $0,5N$ в формуле (4.63), значение коэффициента **В** формуле (3.25) равно $1922,42 \text{ см}^2$, а подкоренное выражение получается отрицательным. Это еще раз, наравне с расчетом по примеру 4.2.1, показывает, что в формуле 55 [7] допущена опечатка.

5. Усиление сжатых железобетонных элементов стальными преднапряженными распорками

5.1. Основные сведения о конструкции распорок

Метод усиления железобетонных конструкций с применением преднапряженных распорок наиболее востребован и эффективен в условиях действующих предприятий, когда в стесненных условиях производства необходимо принять быстрые и эффективные меры по восстановлению или увеличению несущей способности сжатых элементов. Указанный метод усиления не требует сложных и трудоемких работ, так как распорки изготавливаются централизованно, а затем монтируются на месте. Они не требуют и применения специальных приспособлений для создания предварительного напряжения, так как они – приспособления – заложены в самой конструкции распорок.

Преднапряженные распорки бывают двух- и односторонними. Первые (рис. 5.1,А) применяются для повышения несущей способности сжатых элементов со случайными эксцентриситетами, а также внецентренно сжатых колонн – при наличии двухзначных моментов. Они устанавливаются по двум противоположным сторонам колонн. Вторые используют для усиления только внецентренно сжатых колонн, имеющих большие или малые эксцентриситеты, и устанавливают **с одной – сжатой стороны** колонны (рис. 5.1,Б).

В зависимости от сечения распорок увеличение несущей способности колонн может достигать 1200-1500 кН, что весьма существенно.

Преднапряжение распорок обеспечивает одновременно их надежную совместную работу с усиливаемой конструкцией за счет плотного примыкания по торцам. При этом усиливаемый элемент частично разгружается.

По конструкции каждая распорка состоит из двух уголков, связанных между собой приваренными соединительными планками. Предпочтение отдают

неравнобоким уголкам с целью снижения гибкости распорок. При малой ширине колонн распорки выполняют из швеллеров. Планки принимают шириной $(0,5 \div 0,7)$ от ширины распорки и толщиной 6-10 мм. Минимальное сечение планок 80х6 мм.

Вверху и внизу распорок приваривают планки-упоры толщиной не менее 15 мм и сечением, равным площади сечения самих распорок. Конструктивно эти планки за торцы распорок должны выступать на 100-150 мм исходя из удобства работ и для передачи нагрузок на уголки-упоры. Последние устанавливают на пластичном растворе строго горизонтально заподлицо с наружными боковыми гранями усиливаемых колонн.

В середине длины распорок в боковых полках предусматриваются вырезы с целью создания перегиба распорок при строго контролируемом угле наклона. Для возмещения утраченного сечения полков в местах перегиба распорок привариваются специальные планки, выступающие за боковые грани уголков.

Планки-упоры и планки, установленные в местах перегиба распорок, используются затем для постановки монтажных (по торцам) и стяжного (в середине) болтов. Их диаметр должен составлять соответственно не менее 16 и 20 мм.

Смонтированные и отрихтованные распорки имеют наклоны в стороны обеих торцов, образуя зазор между распорной и боковыми гранями колонны.

Создание преднапряжения в распорках осуществляется их выпрямлением в вертикальное положение. Это достигается с помощью натяжных болтов. При двухсторонних распорках эти болты стягивают между собой обе распорки, а при односторонних – распорку притягивают к колонне.

Для этого у противоположной грани колонны предварительно монтируют отрезки крепежных уголков, соединенных между собой планкой для натяжных болтов.

Преднапряжение в распорках создается для того, чтобы надежно включить их в совместную работу с усиливаемой колонной. Рекомендуемая величина такого напряжения составляет $60 \div 80$ МПа.

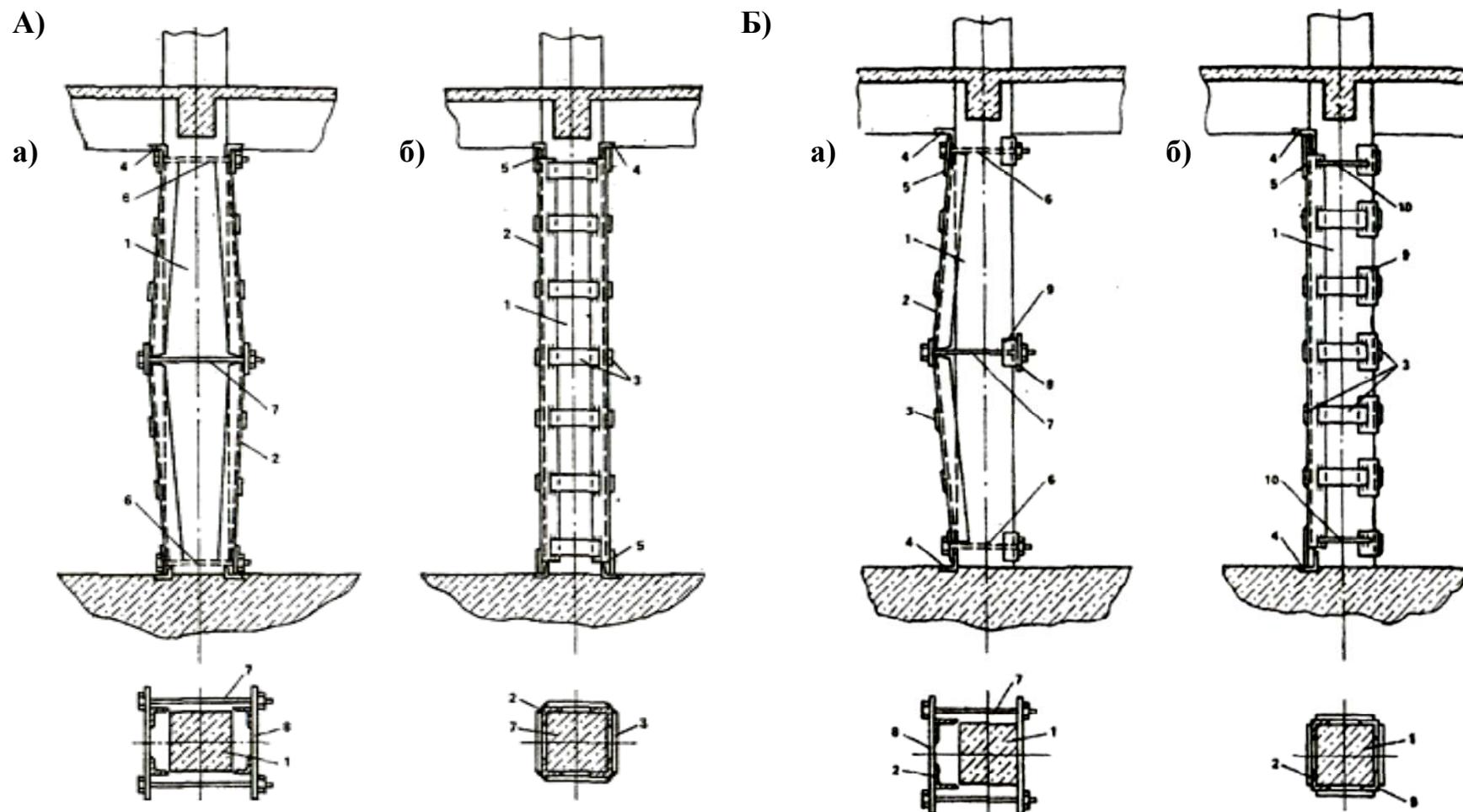


Рис. 5.1. Усиление колонн предварительно напряженными двухсторонними и односторонними металлическими распорками:

А) – усиление двухсторонними распорками; Б) – то же односторонними; а) – в период монтажа; б) – в напряженном состоянии; 1 – усиливаемая колонна; 2 – уголки распорок; 3 – соединительные планки; 4 – упорные уголки; 5 – планки – упоры; 6 – крепежный монтажный болт; 7 – натяжной монтажный болт; 8 – планки для натяжения болтов в месте перегиба; 9 – крепежные уголки; 10 – крепежные стержни (планки);

После выпрямления двухсторонних распорок и включения их в совместную работу с колонной распорки объединяют между собой с помощью планок. Односторонние распорки прикрепляют к самой колонне уголками-коротышами, которые устанавливают попарно с противоположной от распорки грани колонны. В результате такого крепления колонны получают замкнутые хомуты.

Шаг боковых соединительных планок, как правило, соответствует шагу планок ветвей распорок. При односторонних распорках шаг крепежных планок, если позволяет гибкость уголков, может быть удвоенным по отношению к основным планкам распорок.

Боковые соединительные планки в местах выреза боковых полок и перегиба уголков принимаются увеличенным сечением, чтобы оно одновременно могло компенсировать утраченное сечение уголка. Сечение всех видов планок и длина сварных угловых швов определяются расчетом.

После завершения всех работ по усилению колонн, монтажные и стяжные болты снимают, их можно использовать как инвентарные при усилении других конструкций.

Все элементы усиления в зависимости от вида производства, агрессивности среды и пожароопасности должны защищаться окрашиванием масляной краской или покрываться цементно-песчаной штукатуркой толщиной 25-35 мм по сетке или проволоке диаметром 1,5-2 мм с ячейкой 30-80 мм.

5.2. Общие сведения о расчёте предварительно напряженных распорок

Расчет преднапряженных распорок в рекомендациях по проектированию усиления железобетонных конструкций [7] – отсутствует. Указаны лишь общие сведения и ссылка на главу СНиП II-23-81*. Поэтому ниже приводятся расчетные формулы, в основу которых положена методика расчета указанных конструкций, разработанная одновременно с конструкцией самих распорок [4].

При усилении сжатых элементов преднапряженными распорками происходит изменение первоначальной конструктивной схемы колонн, а именно напряженно-деформированного состояния. Однако статическая стержневая схема колонн остается неизменной, что позволяет использовать в расчетах классические уравнения статики.

При проектировании распорок из металла, как и при использовании различных наращиваний из железобетона, рассматриваются четыре основных случая:

-усиление центрально-сжатых колонн двухсторонними распорками;

-усиление внецентренно сжатых колонн с большими эксцентриситетами ($\xi \leq \xi_R$) с помощью односторонних распорок. При этом сжимающая продольная сила может находиться как за пределами сечения элемента, так и между существующей арматурой колонн;

-усиление внецентренно сжатых колонн с малыми эксцентриситетами ($\xi > \xi_R$) с помощью односторонних распорок при наличии двухзначной и однозначной эпюры напряжений;

-усиление колонн двухсторонними распорками при наличии больших и малых эксцентриситетов с симметричной арматурой (при двухзначном действии изгибающих моментов).

В основу вывода расчетных формул положены следующие предпосылки:

-усиливаемая железобетонная колонна и металлическая распорка работают совместно благодаря создаваемому преднапряжению;

-между внешними и внутренними силами в предельном состоянии существует равновесие.

Ниже приведены расчётные формулы для проектирования преднапряженных распорок при различных случаях загрузки.

5.3.Расчёт сжатых элементов со случайным эксцентриситетом

При эксцентриситетах, не превышающих случайные (см. п.4), расчет можно выполнять по упрощенной методике, условно принимая их центрально-сжатыми.

Проверка прочности

Несущая способность элемента, усиленного преднапряжённой распоркой (рис. 5.1,А), считается обеспеченной, если будет выполняться условие:

$$N_{ad} = \varphi [R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_{stot} + \gamma_{sr5} \cdot 2R_{scad} \cdot A_{sad}]. \quad (5.1)$$

Здесь φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по методике, предложенной [5,10], с использованием табл. П.4.1 и П.4.2

R_{scad} – расчетное сопротивление металла распорок на сжатие;

A_{sad} – площадь сечения двух уголков распорки.

$\gamma_{sr5}=0,9$ – коэффициент условий работы распорок, учитывающий потери преднапряжения.

Подбор сечения распорок

Сечение распорок для центрально-сжатых колон определяются по величине усилия ΔN_{ad} , которое должно быть передано на распорки. Это усилие определяют по разнице между полной новой нагрузкой на колонну ΔN_{ad} и предельной несущей способностью существующей колонны N_{0ult} , которое определяется по формуле:

$$N_{0ult} = \varphi [R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_{stot}]; \quad (5.2)$$

$$\Delta N_{ad} = N_{ad} - N_{0ult}. \quad (5.3)$$

Из формулы (5.1) следует, что площадь сечения распорок определяется из выражения

$$A_{sad} = \Delta N_{ad} / 2 \varphi \gamma_{sr5} \cdot R_{scad}. \quad (5.4)$$

По расчетной площади A_{sad} по сортаменту подбирается сечение распорки, состоящее из двух равнобоких или неравнобоких уголков, и выписываются их расчетные характеристики.

Далее выполняется расчет конструкции каждой распорки, состоящей из двух частей. В первую очередь рассчитывают соединительные планки распорок. Расчет заключается в определении площади их сечения при действии условной (фиктивной) поперечной силы и определении площади сечения и длины угловых швов, прикрепляющих планки к уголкам распорок. Подробно это изложено в примерах расчета колонн, усиленных стальными обоймами (пример 4.1.3) и в примерах настоящего раздела.

Затем рассчитывают собственно распорки на устойчивость при монтаже, выпрямлении и создании предварительного напряжения. За расчетную длину распорок принимают расстояние от места их перегиба до упора, где есть шарнирное крепление. Упоры устанавливают по нижним граням балок (ригелей) или капителей (при безбалочном перекрытии) и верхних обрезов фундаментов (для колонн первого этажа) или верха плит перекрытия (для междуэтажных колонн).

Гибкость распорок определяется из выражения $\lambda_x = 0,5l/i_x$ (5.5), где l – расстояние между упорами. Далее по табл. П.4.4 прил. 4 определяется коэффициент продольного изгиба распорки φ_x и предельное напряжение в распорке при полученной по формуле (5.5) гибкости $\sigma_{0\text{ ad}} = R_{\text{scad}} \cdot \varphi_x$. (5.6)

По найденной величине $\sigma_{0\text{ ad}}$, пользуясь графиком (рис.5.2), определяют возможный предельный уклон распорки (i), создаваемый при монтаже, и расстояние от грани колонны до внутренней грани полки распорки – (a). Так как рекомендуемое напряжение в распорках составляет 60-80 МПа, то уклон распорок должен находиться в пределах $i \leq 0,024-0,028$. Расстояние от внутренней грани полки уголка распорки до колонны $a = i \cdot l/2$. (5.7)

График, изображенный на рис.5.2 построен на основе формулы (5.8) представленной ниже, которая получена с использованием схемы усилий в распорке при её перегибе в середине длины (рис. 5.3).

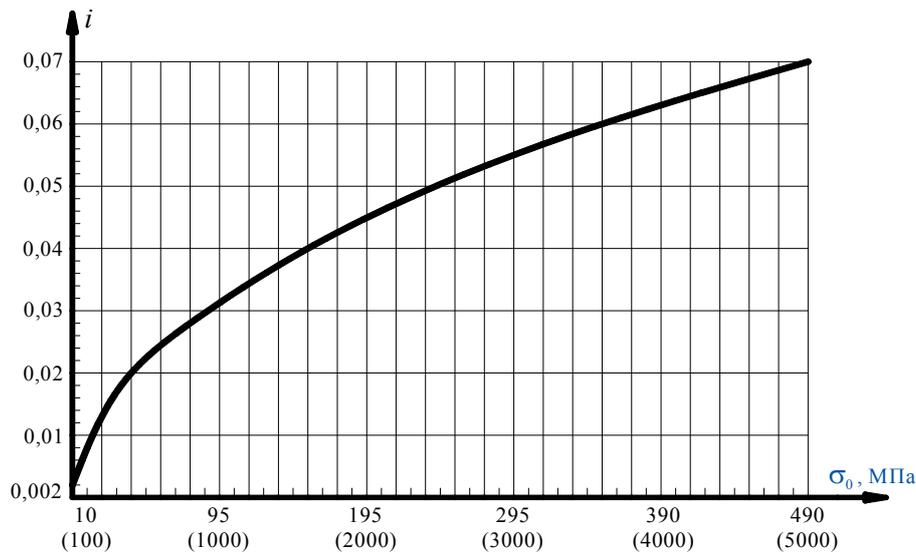


Рис. 5.2 График зависимости напряжений σ_0 в преднапряженных распорках от угла их наклона i

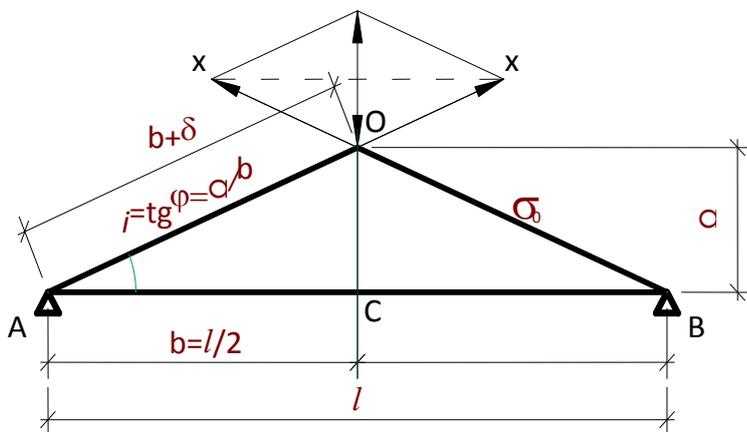


Рис. 5.3 Схема усилий в распорке в зависимости от угла их наклона

Распорка с перегибом в середине длины – это прямоугольный треугольник, для которого $a/b = \operatorname{tg}\varphi = i$, или $a = i \cdot b$. Гипотенуза этого треугольника превышает катет на величину δ и равна: $b + \delta = \sqrt{a^2 + b^2} = b\sqrt{i^2 + 1}$, откуда $\delta = b(\sqrt{i^2 + 1} - 1)$. Заменяв величину δ на относительную величину приращения длины, получим $\varepsilon = \frac{\delta}{b} = \sqrt{i^2 + 1} - 1$. Согласно закону Гука, напряжение $\sigma_0 = \varepsilon \cdot E_s$ или $\sigma_0 = E_s(\sqrt{i^2 + 1} - 1)$.

$$(5.8)$$

5.4. Расчет внецентренно сжатых элементов с большими эксцентриситетами ($\xi < \xi_R$)

Расчетная схема поперечного сечения внецентренно сжатых колонн, усиленных односторонней преднапряженной распоркой при расположении продольной сжимающей силы за пределами усиливаемого сечения или между арматурой представлены на рис. 5.4. Из рисунка видно, что усиливается только сжатая зона колонны. Этому способствует и сама конструкция распорок (рис. 5.1,Б), т.к. предварительное напряжение сжатия позволяет включать их в совместную работу только в сжатой зоне.

Действие нижеприведенных расчетных формул ограничивается условием $x \leq \xi_R h_0$, в котором, исходя из принципа оптимального проектирования, предельное значение $\xi_R = 0,55$ при соответствующем значении $\alpha_R = 0,4$.

Проверка прочности

Предельное значение продольной силы N_{adult} и изгибающего момента M_{adult} определяются из двух условий равновесия:

- проекция всех сил на вертикальную ось

$$N \leq R_b b x + R_{sc} A'_s + \gamma_{sr5} R_{scad} A_{sad} - R_s A_s . \quad (5.9)$$

При равенстве $R_s = R_{sc}$ можно записать

$$N \leq R_b b x + R_s (A_s - A'_s - \gamma_{sr5} A'_{sad}) . \quad (5.10)$$

Условие равновесия между внешними и внутренними моментами, взятыми относительно менее напряженной арматуры A'_s

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + \gamma_{cr5} R_{scad} A_{sad} (h_0 - e'_{ad}) . \quad (5.11)$$

При использовании относительных характеристик формула (5.11) может быть представлена в виде

$$Ne \leq \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + \gamma_{cr5} R_{scad} A'_{sad} (h_0 - e'_{ad}) . \quad (5.12)$$

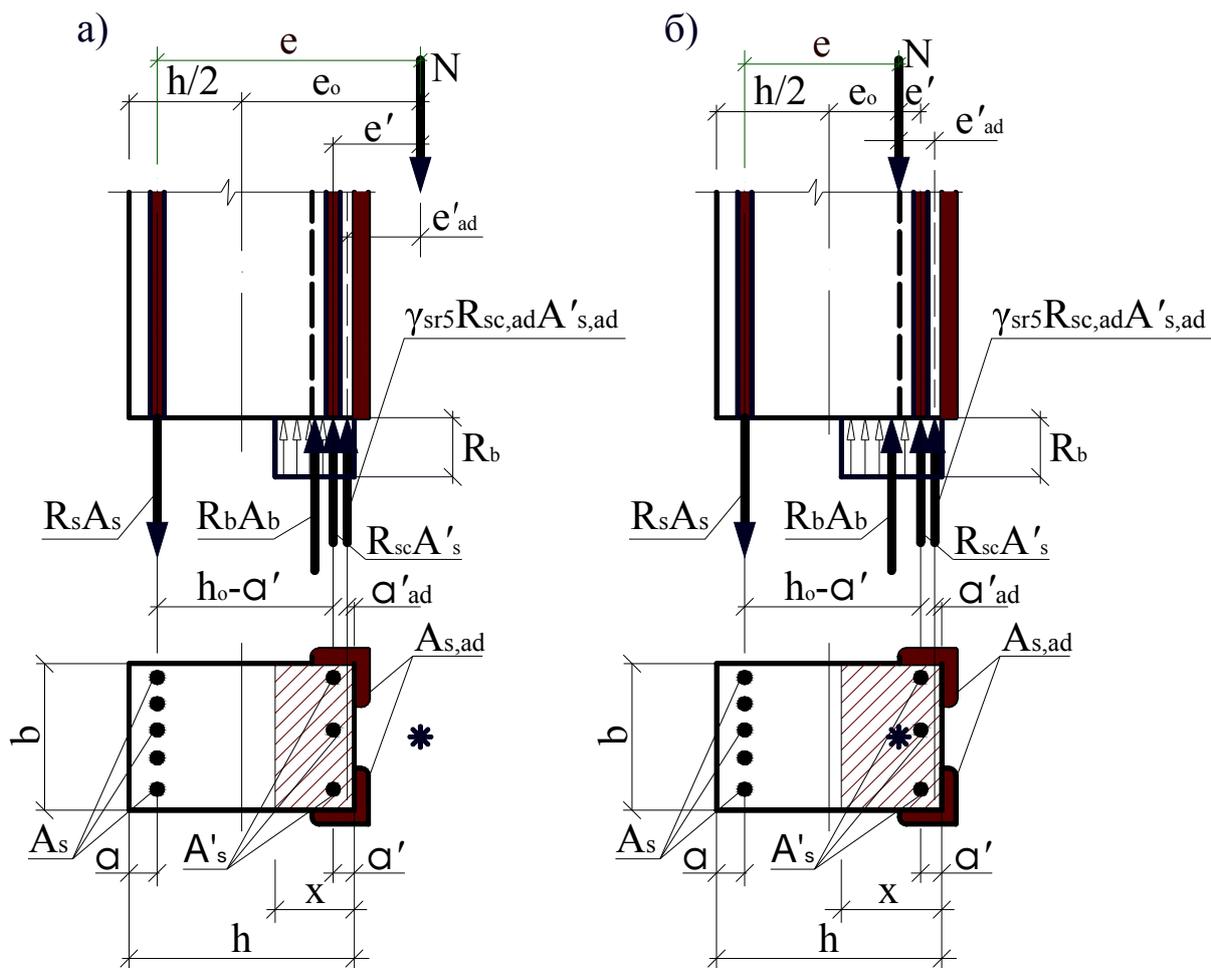


Рис.5.4. Расчетная схема колонн, усиленных преднапряженными распорками при больших эксцентриситетах ($\xi \leq \xi_R$):

а) продольная сжимающая сила N расположена вне сечения;

б) то же, при силе N , расположенной между арматурой A_s и A'_s

Условие (5.12) можно выразить через продольную силу

$$N = \frac{\alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + \gamma_{sr5} R_{sc,ad} A'_{s,ad} (h_0 - a'_{ad})}{e}. \quad (5.13)$$

Высота сжатой зоны бетона x определяется из уравнения моментов, составленного относительно оси приложения продольной силы N_{ad}

$$R_b b x (e - h_0 + 0,5x) + R_{sc} A'_s e' + \gamma_{sr5} R_{sc,ad} A'_{s,ad} e'_{ad} - R_s A_s e = 0, \quad (5.14)$$

где $e = e_{0r} + 0,5h - a$ (5.15), $e' = e_{0r} - 0,5h + a'$ (5.16) и $e'_{ad} = e_{0r} - 0,5h + a'_{ad}$ (5.17)

Раскрывая скобки, получим квадратное уравнение вида:

$$x^2 - 2(h_0 - e)x - \frac{2R_s(A_s e \mp A'_s e' \mp \gamma_{sr5} A'_{sad} e'_{ad})}{R_b b} = 0. \quad (5.18)$$

Решая это уравнение, получим формулу для определения высоты сжатой зоны бетона:

$$x = (h_0 - e) + \sqrt{(h_0 - e)^2 + \frac{2R_s(A_s e \mp A'_s e' \mp \gamma_{sr5} A'_{sad} e'_{ad})}{R_b b}}. \quad (5.19)$$

В формулах (5.18) и (5.19) расчетные сопротивления стали поставлены R_s , т.к. в колоннах обычно применяют сталь, у которой $R_s = R_{sc}$. При $R_s \neq R_{sc}$, каждое подкоренное выражение подставляют со своим расчетным сопротивлением.

В этих же формулах знак (-) **минус** под корнем принимается при значении $e_0 > h_0 - a'$ (сила расположена за пределами сечения) и знак (+) **плюс** при значении $e_0 < h_0 - a'$ (сила расположена в пределах сечения – между арматурой).
Определив по формуле (5.19) величину x , пользуясь формулами (5.9) или (5.11 – 5.12) можно вычислить несущую способность усиленной колонны. Учет гибкости усиленных колонн и коэффициента η показан на примерах.

Подбор сечения распорок

Сечение односторонних распорок при внецентренно приложенной нагрузке определяется из выражения (5.9), которое решается относительно площади распорки A'_{sad} , а именно $N_{ad} - \gamma_{sr5} R_{scad} A'_{sad} - R_{sc} A'_s - R_b b x = 0$ (5.20)

$$A'_{sad} = \frac{N_{ad}}{\gamma_{sr5} R_{scad}} + \frac{A_s - A'_s}{\gamma_{sr5}} - \frac{R_b b x}{\gamma_{sr5} R_{scad}}. \quad (5.21)$$

Высота сжатой зоны x в формуле (5.21) определяется из уравнения равновесия сил относительно центра тяжести сечения проектируемой распорки. При $e_0 > h_0 - a'$ (см. рис. 5.4,а) уравнение имеет вид

$$N e'_{ad} + R_{sc} A'_s (e' - e'_{ad}) - R_s A_s (e - e'_{ad}) + R_b b x (e - h_0 - e'_{ad} + 0,5x) = 0, \quad (5.22)$$

которое в преобразованном виде превращается в квадратное уравнение

$$0,5R_b bx^2 + R_b bx(e-h_0-e'_{ad}) + Ne'_{ad} + R_{sc}A'_s(e'-e'_{ad}) - R_s A_s(e-e'_{ad}) = 0. (5.23)$$

При $e_0 < h_0 - a'$ (рис. 5.4,б) указанное выражение принимает вид

$$Ne'_{ad} + R_{sc}A'_s(e'_{ad} - e') + R_s A_s(e + e'_{ad}) + R_b bx(e'_{ad} + e - h_0 + 0,5x) = 0. (5.24)$$

По аналогии с формулой (5.22), раскрыв скобки, получим квадратное уравнение вида:

$$0,5R_b bx^2 + R_b bx(e'_{ad} + e - h_0) + Ne'_{ad} + R_{sc}A'_s(e'_{ad} - e') - R_s A_s(e'_{ad} + e) = 0 (5.25)$$

Получив площадь сечения односторонней распорки, далее по аналогии с расчетом двухсторонних (см. п. 5,7), выполняется расчет конструкции самой распорки.

5.5. Расчет внецентренно сжатых элементов с малыми эксцентриситетами ($\xi > \xi_R$)

Расчетная схема поперечного сечения внецентренно сжатых колонн, усиленных односторонней преднапряженной распоркой, при наличии малых эксцентриситетов, показана на рис. 5.5. При расположении продольной силы за пределами ядрового сечения справедлив рис. 5.5,а. Эпюра напряжений в рассматриваемом сечении колонны – двухзначная, имеет место и сжатая арматура, в которой напряжения $\sigma_{sc} = R_{sc}$, и растянутая, когда $\sigma_s \leq R_s$. Если сила находится в пределах ядрового сечения, то эпюра напряжений однозначная (рис. 5.5,б). В сечении имеет место более сжатая арматура, для которой $\sigma_{sc} = R_{sc}$ и менее сжатая. Напряжения в ней σ_s не достигают своего расчетного сопротивления R_{sc} .

Учитывая, что несущая способность усиленных колонн при $x > \xi_R h_0$ во многом зависит от площади сечения растянутой (менее сжатой) арматуры и от уровня достигаемых в них в предельном состоянии напряжений, расчет распорок для случая малых эксцентриситетов логичнее начинать с определения пло-

щади дополнительной арматуры. От этих двух факторов зависит и высота сжатой зоны бетона x .

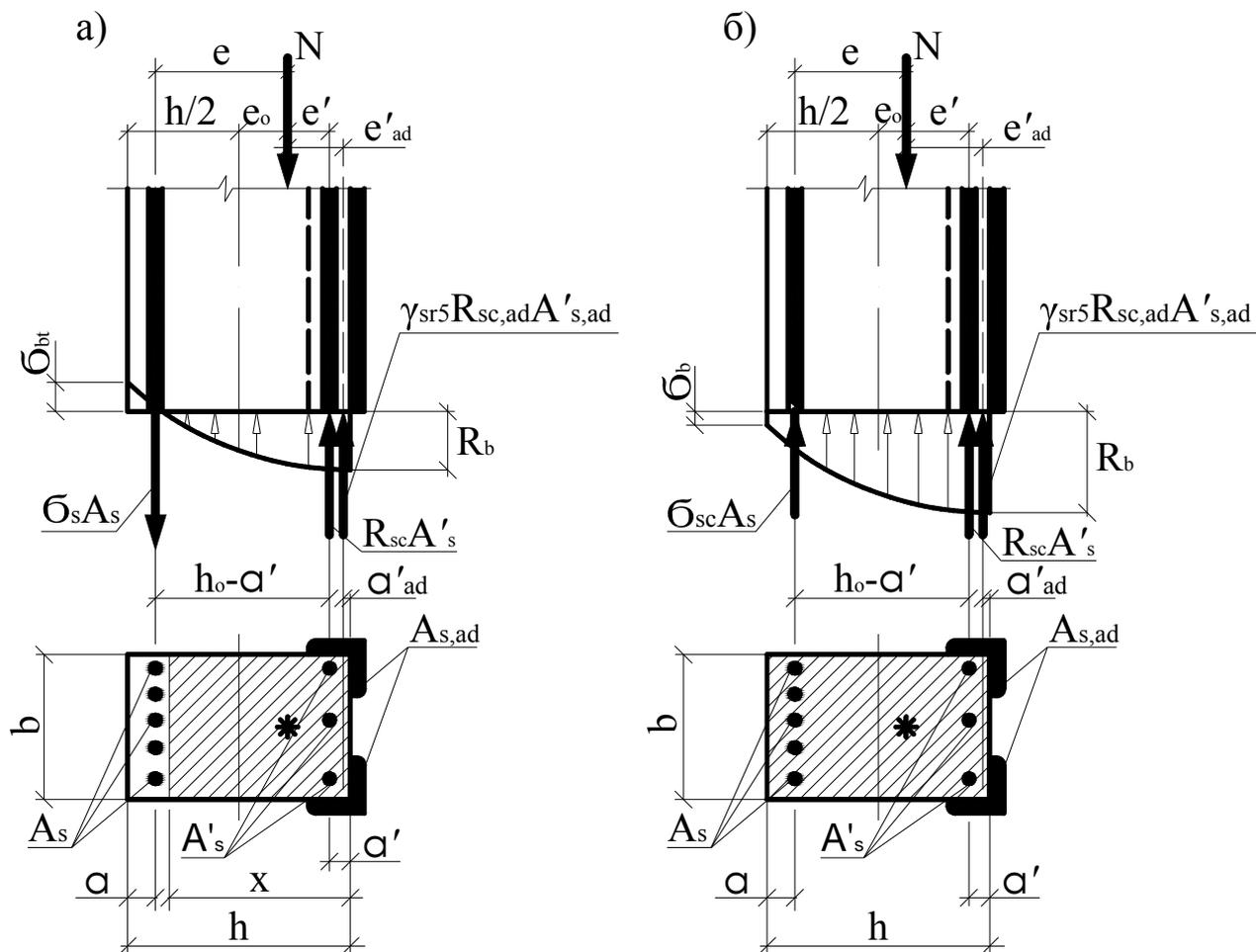


Рис. 5.5. Расчетная схема для колонн, усиленных преднапряженными распорками при малых эксцентриситетах ($\xi > \xi_R$):

а) – сечение колонны частично растянуто, напряжения в растянутой зоне

($\sigma_s < R_s$);

б) – сечение колонны полностью сжато, напряжение в менее сжатой арматуре

($\sigma_{sc} < R_{sc}$), а более сжатой ($\sigma_{sc} = R_{sc}$)

Подбор сечения распорок

Для нахождения площади сечения распорки воспользуемся формулой (5.12), решая её относительно величины $A'_{s,ad}$. Это вполне возможно, т.к. два первых слагаемых этой формулы представляют собой несущую способность

существующего сечения N_{0ult} , а третье – дефицит несущей способности по моменту.

$$N_{0ult} = [0,4R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a')] / e. \quad (5.26)$$

При условии $N_{ad} > N_{0ult}$ необходимо усиление. Принимая $\alpha_R = 0,4$, получим формулу для определения площади сечения распорки:

$$A_{sad} = \frac{Ne - 0,4 R_b b h_0^2 - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{\gamma_{sr} R_{scad} (h_0 - e'_{ad})}. \quad (5.27)$$

Для определения величины e'_{ad} необходимо предварительно задаться сечением уголков для распорки и выписать из сортамента расстояние до центра тяжести сечения этого уголка z_0 и толщину полки t .

$e'_{ad} = e_0 + 0,5h + a'_{ad}$ (5.28), где $a'_{ad} = z_0 - t$. Далее по известным уже выше формулам необходимо выполнить расчет сечения распорки.

Проверка прочности

Проверка несущей способности колонн, усиленных преднапряженными распорками, для случая малых эксцентриситетов аналогична расчету колонн, усиленных наращиванием из железобетона, и выполняется по формулам:

$$N = R_{bred} b x + R_{sc} A'_{sred} - \sigma_s A_s; \quad (5.29)$$

$$Ne = R_b b x (h_{0red} - 0,5x) + R_{scad} A'_{sred} (h_{0red} - a'_{ad}). \quad (5.30)$$

В указанных формулах при отсутствии набетонки, роль которой выполняют распорки, значение $R_{bred} = R_b$, а высота сжатой зоны x определяется из совместного решения двух уравнений: $R_b b x + R_{sc} A'_{sred} - \sigma_s A_s = 0$; (5.31)

$$\sigma_s = \left[\frac{2(1 - x/h_{0red})}{(1 - \xi_R)} - 1 \right] R_s. \quad (5.32)$$

После подстановки в формулу (5.31) значения σ_s по формуле (5.32) получим искомое, адаптированное к усиленному элементу значение высоты сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{N + R_s A_s \left(\frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} \right) - R_{sc} A'_{sred}}{R_b b + \frac{2R_s A_s}{(1 - \xi_R) h_{0red}}} \quad (5.33)$$

В формулах (5.31) и (5.32) значения A'_{sred} и h_{0red} определяются из выражений (3.16) и (3.14), а величина ξ_R – по формуле $\xi_R = 0,8 / (1 + R_s / 700)$.

5.6. Основные положения расчета преднапряженных распорок при действии двухзначных моментов

При действии двухзначных моментов, отличающихся не более, чем на 20%, проектируются симметричные двухсторонние распорки, исходя из максимальных усилий. При комбинациях усилий, с различием более 20%, проектируются две независимые двухсторонние распорки и устанавливаются в соответствии с действующими знаками усилий.

Здесь еще раз подчеркнем, что несмотря на установку двухсторонних распорок при каждой комбинации нагрузок работает только одна, которая попадает в сжатую зону колонны. Другая распорка включается в работу только при изменении направления усилий.

Расчет распорок при двухзначных моментах выполняется последовательно по каждой комбинации по аналогии с односторонними в зависимости от случая расчета. При больших эксцентриситетах ($\xi \leq \xi_R$) используются формулы (5.9) – (5.25). При малых эксцентриситетах ($\xi > \xi_R$) расчет выполняется по формулам (5.26) – (5.33). Подробно этот вопрос рассмотрен на примерах.

5.7. Примеры расчёта сжатых элементов, усиленных преднапряжёнными распорками

Для сравнения эффективности усиления внецентренно сжатых элементов с использованием стальных преднапряжённых распорок и различных видов

набетонок, в примере 5.2 приняты те же, что и в примере 4.2.3 размеры сечения, прочностные характеристики материалов и действующие усилия.

Пример 5.1 (рис.5.6). Расчёт преднапряжённых распорок для усиления центрально сжатых колонн. **Дано:** монолитная железобетонная колонна первого этажа сечением 40x40см. Бетон усиливаемого элемента класса В15 ($R_b = 7,7$ МПа). Колонна армирована 6Ø22А300 ($A_{stot} = 22,81$ см²), $R_{se} = 270$ МПа. После проведения реконструкции на колонну будет действовать продольная сила $N_{ad} = 2500$ кН, в том числе от действия постоянных и длительных нагрузок $N_1 = 2000$ кН.

Требуется определить сечение распорки, угол её наклона в месте перегиба и выполнить расчёт конструкции распорки. Распорки проектируем из прокатной стали С235 марки ВСтЗспб $R_y = R_{scad} = 225$ МПа (при толщине фасона $t = 4 - 20$ мм); $R_y = 215$ МПа для листового проката аналогичной толщины.

Для определения дефицита несущей способности, определяем несущую способность существующего сечения:

- расчётная длина колонны первого этажа $l_0 = 0,7 H_{гр} = 0,7 \cdot 0,6 = 4,2$ м ;
- гибкость колонны первого этажа $\lambda_h = l_0/h = 420/40 = 10,5$ м ;

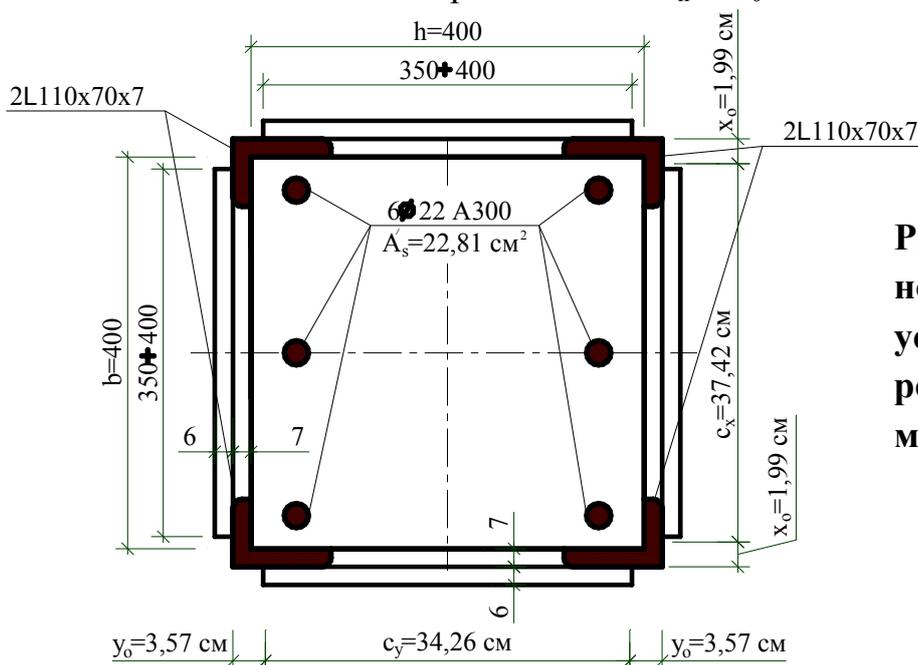


Рис. 5.6. Централь-но сжатая колонна, усиленная двухсто-ронними распорка-ми

$$\text{-коэффициент продольного изгиба } \varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s \leq \varphi_{sb},$$

где коэффициенты φ_b и φ_{sb} принимаем в зависимости от гибкости колонны и длительности действия нагрузки по табл. П 4.1, П 4.2 (прил. 4) при $\lambda_h = 10,5$ м и отношении $N_1/N_{ad} = 2000/2500 = 0,8$, $\varphi_b = 0,89$; $\varphi_{sb} = 0,903$;

$$\alpha_s = (R_{sc} A_{stot})/R_b \cdot A = (270 \cdot 22,81)/(7,7 \cdot 40 \cdot 40) = 0,5;$$

$$\varphi = 0,89 + 2(0,903 - 0,89) \cdot 0,5 = 0,903, \text{ следовательно } \varphi = \varphi_{sb} = 0,903;$$

-несущая способность существующего сечения

$$N_{0ult} = \varphi(R_b A_b + R_{se} A_{stot}) = 0,903[7,7(100) \cdot 40 \cdot 40 + 270(100) \cdot 22,81] = 1668,4 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

-степень перегрузки усиливаемой колонны

$$\Delta N_{ad} = N_{ad} - N_0 = 2500 - 1668,4 = 831,6 \text{ кН};$$

-необходимая площадь сечения распорок, проектируемых из стали класса С235

$$A_{sad} = \Delta N_{ad}/(2 \cdot \varphi \cdot \gamma_{sr5} R_{se}) = (831,6 \cdot 10^3)/(2 \cdot 0,903 \cdot 0,9 \cdot 225(100)) = 22,74 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_{sr5} = 0,9$ – коэффициент условий работы металла распорок.

Принимаем каждую распорку, состоящую из двух **неравнобоких** уголков, располагаемых по противоположным сторонам колонны, 2 L 110x70x7,

$A_{sad} = 24,6 \text{ см}^2$; расчётные характеристики принятых уголков: площадь сечения $A_{sad} = 12,3 \text{ см}^2$; Расстояние от центра тяжести уголка до грани малой полки – $y_0 = 3,57 \text{ см}$; то же, до большой – $x_0 = 1,99 \text{ см}$; радиус инерции вдоль малой полки $i_x = 3,52 \text{ см}$; то же, вдоль большой $i_y = 1,99 \text{ см}$ (рис.5.6).

Далее выполняем расчёт распорки на устойчивость при монтаже, выпрямлении и создании предварительного напряжения.

- Длина распорки от упора до места перегиба, где при установке стяжных болтов имеет место шарнирное крепление, $0,5 \cdot l = 0,5 \cdot 5,45 = 2,775 \text{ м}$, где l – расстоя-

ние в свету между упорными уголками (в нашем случае от низа главной балки до верхнего обреза фундамента). При высоте этажа 6м, высоте главной балки 0,6м и расстоянии от уровня пола первого этажа до верхнего обреза фундамента 0,15 м (условно) $l = 6,0 - 0,6 + 0,15 = 5,55\text{м}$.

-Гибкость распорки $\lambda_x = 0,5/i_x = (0,5 \cdot 5,55)/3,52 = 78,8$ по табл. П.4.4

$$\varphi_x = 0,71.$$

-Предельное напряжение в распорке

$$\sigma_{scad} = R_{se} \cdot \varphi_x = 225 \cdot 0,71 = 159,75 \text{ МПа}.$$

По найденной величине $\sigma_{scad} = 159,75 \text{ МПа}$, пользуясь графиком (рис. 5.2), определяем предельно возможный уклон распорки на монтаже, $i_{max} = 0,038$.

Учитывая, что распорки надёжно включаются в совместную с колонной работу уже при напряжениях 60-80 МПа, принимаем $\sigma_{sad} = 80 \text{ МПа}$ и уточняем уклон распорки $i = 0,028$

-Расстояние от грани колонны до внутренней грани полки распорок $\alpha = i \cdot l/2 = 0,028 \cdot 555/2 = 7,77$, принимаем $a = 8\text{см}$.

Для придания устойчивости уголков в составе распорок и обоймы в целом в составе усиленной колонны, выполняем расчёт соединительных планок.

-Шаг планок в свету l_1 определяем по рекомендуемой гибкости ветви $\lambda_1 = 30 - 40$ и минимальном значении радиуса инерции принятых неравнобоких уголков $i_y = 1,99 \text{ см}$. При $\lambda_1 = 35$ $l_1 = \lambda_1 \cdot i_y = 35 \cdot 1,99 = 69,65 \text{ см}$ принимаем $l_1 = 70 \text{ см}$.

-Условная (фиктивная) поперечная сила, действующая на сечение планок по формуле (18) СП 16.13330-2011[12]

$$\begin{aligned} Q_{fic} &= 7,15 \cdot 10^{-6} [2330 - E/R_y] \cdot N/\varphi = \\ &= 7,15 \cdot 10^{-6} [2330 - (2,06 \cdot 10^5)/(215 \cdot 10^2)] 415 \cdot 10^3 / 0,71 = 9,72 \cdot 10^3 \text{ Н} \end{aligned}$$

-Условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок с одной стороны $Q_s = Q_{fic}/2 = 9,72/2 = 4,86 \text{ кН}$

- Перерезывающая сила F и изгибающий момент M_1 , возникающие в плоскости планки от действия поперечной силы Q_s

$$F = Q_s \cdot l / c = 4,86 \cdot 85 / 37,42 = 11,04 \text{ кН},$$

где d – ширина планки, $l = l_1 + d = 70 + 15 = 85 \text{ см}$, $c = b + 2t - 2y_0$,

$$c = 40 + 2 \cdot 0,7 - 2 \cdot 1,99 = 37,42 \text{ (рис.5.6);}$$

$$M_1 = Q_s \cdot l/2 = 4,86 \cdot 85/2 = 206,6 \text{ кНм}.$$

Задаваясь толщиной планки $t_d = 6 \text{ мм}$, вычисляем её момент сопротивления.

$$W_d = t_d \cdot (d^2)/6 = 0,6 \cdot (15^2)/6 = 22,5 \text{ см}^3.$$

Проверяем напряжения в планке от изгиба

$$\sigma_d = M_1/W_d = 206,6 \cdot 10^3 / 22,5 = 9182,2 \text{ Н/см} =$$

$= 91,82 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_{sr5} = 215 \cdot 0,9 = 193,5 \text{ МПа}$. Сечение планки достаточно.

Крепление планок к уголкам выполняем на сварке электродами типа Э42. Принимаем катет углового шва $k_f = 6 \text{ мм}$ и его длину $l_\omega = d - 1 \text{ см} = 15 - 1 = 14 \text{ см}$.

В расчёт вводим только вертикальные швы.

Вычисляем момент сопротивления и площадь сечения шва с учётом расчётного сечения по металлу шва

$$W_{\omega f} = \beta_f \cdot k_f \cdot l_\omega^2 / 6 = 0,7 \cdot 0,6 \cdot 14^2 / 6 = 13,72 \text{ см}^3;$$

$$A_{\omega f} = \beta_f \cdot k_f \cdot l_\omega = 0,7 \cdot 0,6 \cdot 14 = 5,88 \text{ см}^2,$$

где $\beta_f = 0,7$ – для ручной сварки. Напряжения в сварном шве от совместного действия перерезывающей силы и момента

$$\tau_w = F/A_{\omega f} = 11,04/5,88 = 1,88 \text{ кН/см}^2 = 18,8 \text{ МПа};$$

$$\sigma_w = M_1/W_{\omega f} = 206,6/13,72 = 15,06 \text{ кН/см}^2 = 150,6 \text{ МПа}.$$

Суммарное напряжение углового шва

$$\sigma = \sqrt{\tau_w^2 + \sigma_w^2} = \sqrt{18,8^2 + 150,6^2} = 151,8 \text{ МПа} < R_{wf} \cdot \gamma_c = 180 \text{ МПа},$$

где γ_c коэффициент условий работы конструкции, равный единице.

Сечение сварных швов достаточно.

Пример 5.2 (рис. 5.7). Расчет усиления преднапряженной распоркой внецентренно сжатой колонны с **большим эксцентриситетом** ($\xi \leq \xi_R$). **Дано:** из условий, сформулированных в примере 4.2.1 требуется определить несущую способность существующей колонны при действии новых нагрузок, выявить степень её перегрузки и подобрать сечения преднапряженной распорки из стали класса С235 марки ВСткп2 (согласно табл. П.2.2, $R_y = R_s = 215$ МПа – для листового металла и $R_y = R_s = 215$ МПа – для фасона).

Для выявления случая расчета внецентренно сжатого элемента, определяем осевой эксцентриситет $e_o = M/N = 700 \text{ кН}\cdot\text{м} / 1250 \text{ кН} = 0,56 \text{ м} = 56 \text{ см}$.

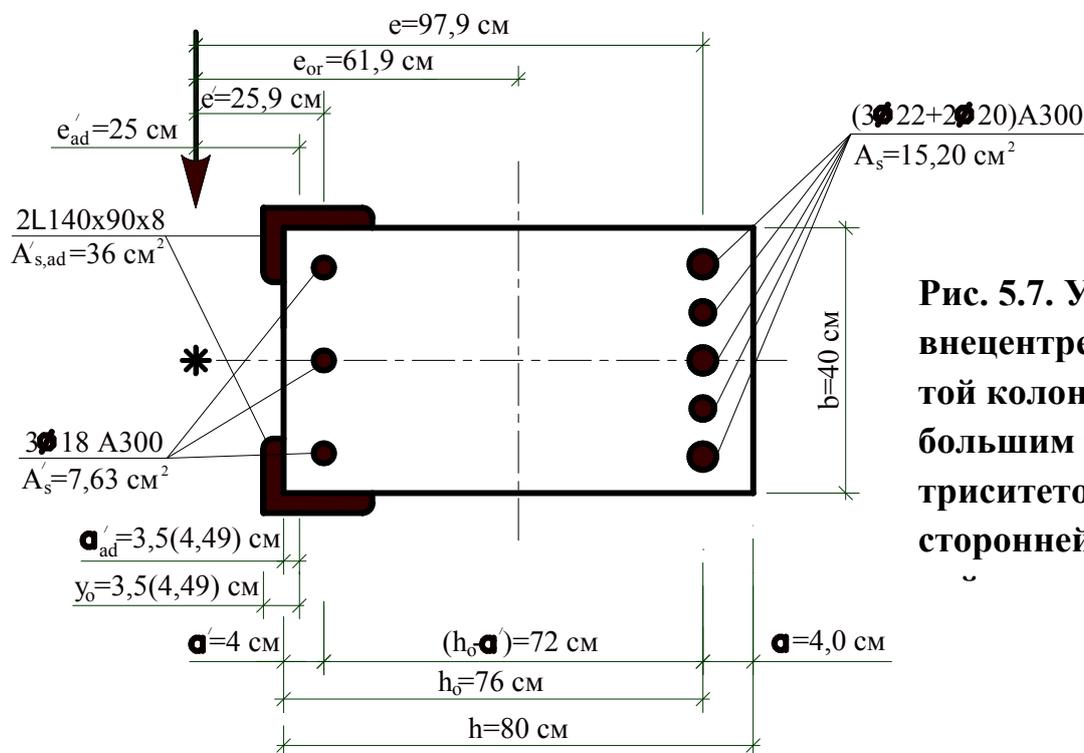


Рис. 5.7. Усиление внецентренно сжатой колонны с большим эксцентриситетом одной распоркой

Примечание. В скобках на рис. 5.7 указаны фактические значения a'_{ad} и e'_{ad}

$e_o=56\text{см} > 0,3h_o = 0,3 \cdot 76 = 22,8\text{см}$. Имеет место первый случай расчета; т.е. $\xi < \xi_R$.

Случайный эксцентриситет $e_a = \ell_o / 600 = 600 / 600 = 1\text{ см}$, где ℓ_o – см. п. 6.2.18[2],
 $\ell_o = k \cdot N_{gr} = 1 \cdot 600 = 600\text{ см}$, $e_a = h / 30 = 80 / 30 = 2,67\text{ см}$; $e_a = 1\text{ см}$.

Принимаем $e_a = 2,67\text{ см}$ и учитываем эту величину при дальнейших расчетах как при статистически определяемой конструкции.

Гибкость колонны $\lambda_h = \ell_o / h = 600 / 80 = 7,5 > 4$, следовательно расчеты выполняем с учетом прогиба колонна, который определяем по недеформированной схеме, используя величину условной критической силы по формулам (4.16) и (4.15) и коэффициента η .

$$N_{cr} = \pi^2 D / \ell_o^2, \text{ где } D = \frac{0,15}{\varphi_\ell (0,3 + \delta_e)} E_b I_b + 0,7 E_s I_s.$$

Для выполнения дальнейших расчетов приводим недостающие характеристики. Для тяжелого бетона естественного твердения класса В20 $E_b = 27,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ (табл. П.1.2); Для арматуры класса А300 $E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Момент инерции площади сечения бетона относительно центра тяжести поперечного сечения колонны $I_b = bh^3 / 12 = 40 \cdot 80^3 / 12 = 1706,7 \cdot 10^3 \text{ см}^4$.

Момент инерции площади сечения всей арматуры относительно центра тяжести поперечного сечения колонны (моментом инерции арматуры относительно собственной оси – пренебрегаем ввиду его малости)

$$I_{sred} = (A_{sred} + A'_{sred}) [(h_o - a') / 2]^2 = (17,68 + 7,63) [(76 - 4) / 2]^2 = 36,5 \cdot 10^3 \text{ см}^4.$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки $\varphi_\ell = 1 + M_{\ell 1} / M_1 = 1 + 748 / 1100 = 1,68$,

где $M_1 = N(h_o - a') / 2 + M = 1250 \cdot (0,76 - 0,04) / 2 + 700 = 400 + 700 = 1100 \text{ кН} \cdot \text{м}$

$M_{\ell 1} = N_1(h_o - a') / 2 + M_1 = 850(0,76 - 0,04) / 2 + 476 = 272 + 476 = 748 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы

$$\delta_e = \frac{e_o + e_a}{n} = \frac{56 + 2,67}{80} = 0,73 > \delta_e^{\min} = 0,15, \text{ принимаем } \delta_e = 0,73.$$

Жесткость железобетонного элемента

$$D = \frac{0,15}{1,68(0,3 + 0,73)} \cdot 27,5 \cdot 10^3 (100) \cdot 1706,7 \cdot 10^3 + 0,7 \cdot 2,0 \cdot 10^5 (100) \cdot 36,5 \cdot 10^3 =$$

$$=40,69 \cdot 10^{10} + 51,1 \cdot 10^{10} = 91,8 \cdot 10^{10} = N \cdot \text{см}^2.$$

$$\text{Условная критическая сила } N_{cr} = \pi^2 D / \ell_o^2 = 3,14^2 \cdot 91,8 \cdot 10^3 / 600 = 25140 \text{ кН}$$

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 1250 / 25140) = 1,053.$$

$$\text{Расчетный осевой эксцентриситет } e_{or} = (e_o \cdot \eta + e_a) = (56 \cdot 1,053 + 2,67) = 61,6 \text{ см.}$$

Эксцентриситет приложения нагрузки относительно центра тяжести растянутой арматуры – по формуле (5.15)

$$e = e_{or} + 0,5h - a = 61,6 + 0,5 \cdot 80 - 4 = 97,6 \text{ см.}$$

То же, относительно центра тяжести сжатой арматуры – по формуле (5.16) $e' = e_{or} - 0,5h + a' = 61,6 - 0,5 \cdot 80 + 4 = 25,6 \text{ см.}$

Высоту сжатой зоны бетона определяем из условия равновесия всех сил относительно оси приложения продольной силы N по формуле:

$$R_b b x (e - h_o + 0,5x) + R_{sc} A_s' e' - R_s A_s e = 0;$$

$$10,5(100)40x(97,6 - 76 + 0,5x) + 270(100)7,63 \cdot 25,6 - 270(100)17,68 \cdot 97,6 = 0;$$

$$42 \cdot 10^3 x(21,6 + 0,5x) - 413,2 \cdot 10^5 = 0; \quad 9,07 \cdot 10^5 x + 21 \cdot 10^3 x^2 - 413,2 \cdot 10^5 = 0;$$

$x^2 + 43,2x - 1967,6 = 0$. Решая это квадратное уравнение, получим положительный

$$\text{корень } x = -43,2/2 + \sqrt{(43,2)^2 / 4 + 1967,6} = 27,7 \text{ см;}$$

$$x = 27,7 \text{ см} < x_R = \xi_R h_o = 0,586 \cdot 76 = 44,54 \text{ см, где } \xi_R = 0,8 / (1 - 270 / 700) = 0,586.$$

Неравенство $x = 27,7 < 44,54 \text{ см}$ окончательно подтверждает наличие случая больших эксцентриситетов, т.е. $\xi = \xi_R$.

Значение x можно получить по известной формуле, которая получена на основе решения вышеуказанного квадратного выражения.

$$x = (h_o - e) + \sqrt{(h_o - e)^2 + \frac{2(R_s A_s e - R_{sc} A_s' e')}{R_b b}} =$$

$$= (76 - 97,6) + \sqrt{(76 - 97,6)^2 + \frac{2(270(100) \cdot 17,68 \cdot 97,6 - 279(100) \cdot 7,63 \cdot 25,6)}{10,5(100) \cdot 40}} =$$

$$= -21,6 + \sqrt{(21,6)^2 - 1967,4} = -21,6 + 49,3 = 27,7 \text{ см.}$$

Несущая способность существующего сечения:

$$N_{0ult} = R_b b x + R_{sc} A_s - R_s A_s = 10,5(100)40 \cdot 27,7 + 270(100)7,63 - 270(100)17,68 = 892 \cdot 10^3 \text{ Н} = 892 \text{ кН} < N_{ad} = 1250 \text{ кН}. \text{ Требуется усиление.}$$

Для нахождения дефицита несущей способности ΔN_{ad} предварительно определяем расстояние от точки приложения продольной силы до центра тяжести элементов усиления из неравнобоких уголков

$$e'_{ad} = e_{or} - 0,5h + a'_{ad} \text{ (рис. 5.7).}$$

$$\text{Задаемся величиной } a'_{ad} = 3,5 \text{ см и получаем } e'_{ad} = 61,6 - 0,5 \cdot 80 + 3,5 = 25,1 \text{ см.}$$

Так как значения $e_{or} = 61,6 \text{ см} > 0,5(h_0 - a) = 70,5(76 - 4) = 36 \text{ см}$, то сжимающая сила N расположена за пределами существующего сечения. Поэтому для нахождения высоты сжатой зоны бетона x в усиленном сечении воспользуемся преобразованным выражением (5.23).

$$0,5R_b b x^2 + R_b b x(e - h_0 - e'_{ad}) + N \cdot e'_{ad} + R_{sc} A'_s(e' - e'_{ad}) - R_{sc} A_s(e - e'_{ad}) = 0;$$

$$0,5 \cdot 10,5(100)40x^2 + 10,5(100)40x(97,6 - 76 - 25,1) + 1250 \cdot 10^3 \cdot 25,1 + 270(100)7,63(25,6 - 25,1) - 270(100)17,68(97,6 - 25,1) = 0;$$

$$21x^2 - 147x - 3130,6 = 0; \quad x^2 - 7x - 149,1 = 0;$$

$x = 7/2 + \sqrt{7^2/4 + 149,1} = 3,5 + 12,7 = 16,2 \text{ см}$ $x_R = 44,54 \text{ см}$, следовательно, сжатая и растянутая арматура работают с полным расчетным сопротивлением.

Площадь сечения распорок A_{sad} определяем по формуле (5.21), в которой расчетное сопротивление металла распорок принимается с коэффициентом условий работы $\gamma_{sr5} = 0,9$, последний учитывает потери преднапряжения распорок.

$$A_{sad} = \frac{N}{\gamma_{cr5} \cdot R_s} + \frac{A_s - A'_s}{\gamma_{cr5}} - \frac{R_b b x}{\gamma_{cr5} \cdot R_s} = \frac{1250 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 270(100)} + \frac{17,68 - 7,63}{0,9} - \frac{10,5(100)40 \cdot 16,2}{0,9 \cdot 270(100)} = 34,61 \text{ см}^2 \quad \text{принимаем распорки из}$$

двух неравнобоких уголков сечением 2L140x90x8

Расчетные характеристики сечения $A_{sad} = 36 \text{ см}^2$; $y_0 = 4,49 \text{ см}$; $x_0 = 2,03 \text{ см}$; $i_x = 4,49 \text{ см}$; $i_y = 2,58 \text{ см}$. Далее по аналогии с примером 5.1 выполняем расчет рас-

порки на устойчивость при монтаже, выпрямлении и создании предварительного напряжения. Расчет соединительных планок в данном примере опущен, т.к. выполняется аналогично примеру 5.1.

При высоте этажа $H_{\text{эт}}=6,0\text{м}$ и высоте ригеля $0,8\text{ м}$ длина распорки в месте перегиба $l_1=0,5\cdot(6-0,8)=2,6\text{м}=260\text{см}$.

Гибкость ветви распорки $\varphi_x = l / i_x = 260 / 4,49 = 57,9$.

По табл. П.4.4 $\varphi_x = 0,813$.

Возможное предельное напряжение при монтаже $\sigma_{scad} = R_{scad} \cdot \varphi_x = 225 \cdot 0,813 = 182,9\text{ МПа}$. Слишком большая величина предварительного напряжения не требуется. Поэтому принимаем рекомендованное значение

$$\sigma_{scad} = 80\text{МПа} < 182,9.$$

Для создания такого напряжения по графику (рис. 5.2) определим уклон распорки $i=0,028$.

Расстояние от внутренней грани распорки до грани колонны $a = i \cdot l_1 = 0,028 \cdot 0,5(520) = 7,28\text{см}$. Принимаем $7,5\text{ см}$.

Пример 5.3 (рис. 5.8). Расчет усиления преднапряженной распоркой внецентренно сжатой колонны с **малым эксцентриситетом** ($\xi > \xi_R$). **Дано:** колонна одноэтажной рамы с размерами $h=70\text{ см}$; $b=40\text{ см}$, выполненной из бетона класса В20 ($R_b=R_{sc}=10,5\text{ МПа}$). Арматура класса А300 ($R_b=R_{sc}=270\text{ МПа}$) в растянутой зоне установлено 4 $\emptyset 22$ ($A_s = 15,2\text{ см}^2$), а в сжатой 3 $\emptyset 16$ ($A_s' = 6,03\text{ см}^2$); $a' = 3,5\text{ см}$; $a = 4,5\text{ см}$. После проведения реконструкций на колонну будут действовать: продольная сила $N_{ad} = 2750\text{ кН}$, в том числе длительно действующая $N_l = 2250\text{ кН}$; изгибающий момент $M_{ad} = 250\text{ кН}\cdot\text{м}$, в том числе $M_l = 210\text{ кН}\cdot\text{м}$.

Требуется определить несущую способность существующей колонны при действии новых нагрузок, выявить степень ее перегрузки и подобрать сечение преднапряженной распорки из стали ВСт3пс5 ($R_y=R_s=215\text{МПа}$ – для листового металла и $R_y=R_{sc}=225\text{МПа}$ – для фасона).

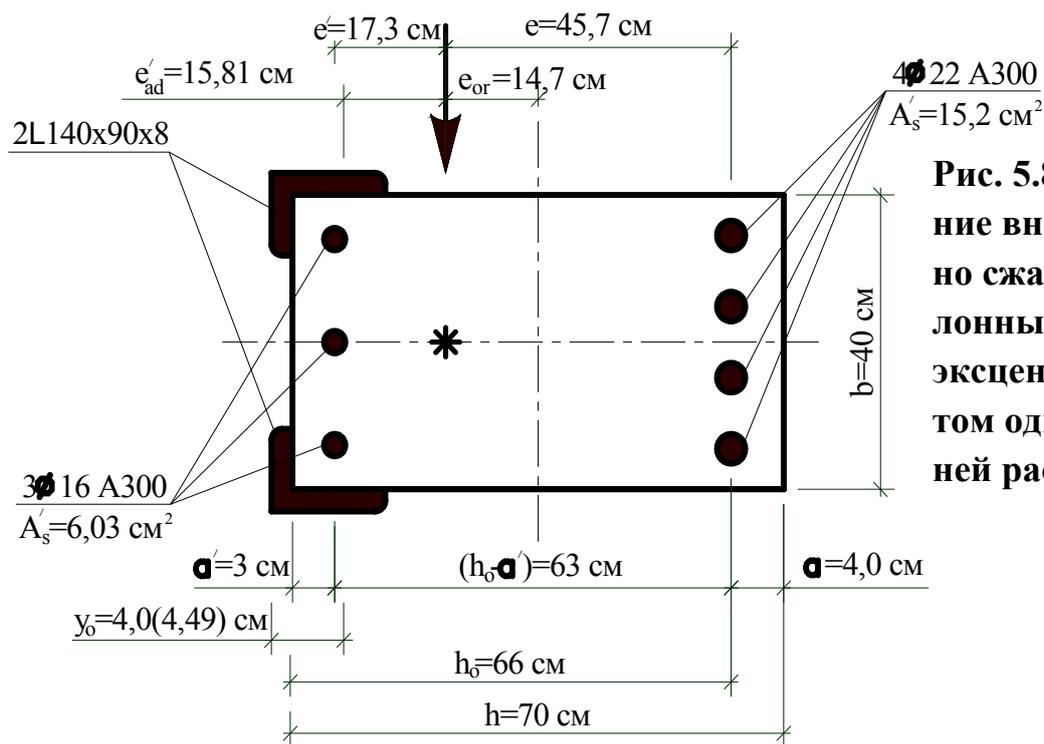


Рис. 5.8. Усиление внецентренно сжатой колонны с малым эксцентриситетом односторонней распоркой

Определяем осевой эксцентриситет: $e_0 = M/N = 250/2750 = 0,09 \text{ м} = 9,0 \text{ см}$;
 $e_0 = 9 \text{ см} < 0,3 h_0 = 0,3 \cdot 66 = 19,8 \text{ см}$. Имеет место малый эксцентриситет, т.е. $\xi > \xi_R$.
 Так как имеет место рама, определяем случайный эксцентриситет, исходя из трех условий : $e_a = h/30 = 70/30 = 2,33 \text{ см}$; $e_a = 1 \text{ см}$. Принимаем $e_a = 2,33 \text{ см}$,
 $e_0 = 9 \text{ см} > 2,3 \text{ см}$, поэтому в дальнейшем расчете для статически неопределимой конструкции случайный эксцентриситет не учитываем.

Гибкость колонны $\lambda_h = l_0/h = 0,7 \cdot 1200/70 = 12 > 4$, следовательно, расчет выполняем с учетом прогиба колонны, используя для этой цели как и в примере 5.2 коэффициент η . Выполняя дальнейший расчет в той же последовательности, будем иметь: $I_b = bh^3/12 = 40 \cdot 70^3/12 = 1143,3 \cdot 10^3 \text{ см}^4$;

$$I_s = (A_s + A_s')(h_0/2)^2 = (15,2 + 6,03)(66/2)^2 = 23,1 \cdot 10^3 \text{ см}^4;$$

$$M_1 = N(h_0 - a')/2 + M = 2750 \cdot (0,66 - 0,03)/2 + 250 = 1982,5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{I1} = N_e(h_0 - a')/2 + M_e = 2250(0,66 - 0,03)/2 + 210 = 918,75 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\varphi_I = 1 + M_{I1}/M_1 = 1 + (918,75/1982,5) = 1,46,$$

$$\delta_e = e_0/h = 9/70 = 0,128 < \delta_e^{\min} = 0,15. \text{ В дальнейшем расчете принимаем } \delta_e = 0,15;$$

$$D = 0,15 / (\varphi_I(0,3 + \delta_e)) \cdot E_b \cdot I_b + 0,7 \cdot E_s \cdot I_s = 0,15 / (1,46(0,3 + 0,15)) \cdot 27,5 \cdot 10^3 (100) \cdot 1143,3 \cdot 10^3 +$$

$$+0,7 \cdot 2,0 \cdot 10^5(100) \cdot 23,1 \cdot 10^3 = 71,78 + 32,3 \cdot 10^{10} = 104,1 \cdot 10^{10} \text{ Н} \cdot \text{см}^2.$$

Условная критическая сила

$$N_{cr} = (\pi^2 \cdot D) / l_0^2 = (3,14^2 \cdot 104,1 \cdot 10^{10}) / 1200^2 = 7127,7 \cdot 10^3 \text{ Н} = 7127,7 \text{ кН};$$

$$\eta = 1/1 - N/N_{cr} = 1/1 - 2750/7127,7 = 1,63.$$

Расчетный осевой эксцентриситет $e_0 = e_0 \eta = 9 \cdot 1,63 = 14,7 \text{ см} \ll 0,3h_0 = 19,8 \text{ см}$.

Имеет место второй случай расчета – малые эксцентриситеты.

Эксцентриситет приложения нагрузки относительно центра тяжести растянутой арматуры $e = e_{0r} + 0,5h - a = 14,7 + 0,5 \cdot 70 - 4 = 45,7 \text{ см}$.

Несущую способность существующей колонны при действии новых сил определяем по формуле (5.25)

$$N_{0nl} = [0,4R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_{sc} A_s' (h_0 - a')] / e =$$

$$= (0,4 \cdot 10,5(100) \cdot 40 \cdot 66^2 + 270(100) \cdot 6,03(66 - 3)) / 45,7 =$$

$$= 1825,8 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1825,8 \text{ кН} \ll N_{ad} = 2750 \text{ кН}. \text{ Требуется усиление.}$$

Площадь поперечного сечения распорки, устанавливаемой в сжатой зоне колонны, определяем по формуле (5.26), предварительно задавшись величиной $a'_{ad} = 4 \text{ см}$.

$$A_{sad} = \frac{N \cdot e - 0,4R_b \cdot b \cdot h_0^2 - R_{sc} A_s' (h_0 - a')}{\gamma_{sr5} R_{sc} (h_0 - a'_{ad})} =$$

$$= \frac{2750 \cdot 10^3 \cdot 45,7 - 0,4 \cdot 10,5(100) \cdot 40 \cdot 66^2 - 270(100) \cdot 6,03(66 - 3)}{0,9 \cdot 225(100) \cdot (66 - 4)} = 33,64 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2L 140x90x8 $A_{sad} = 36 \text{ см}^2$.

Расчетные характеристики сечения одного уголка $y_0 = 4,49 \text{ см}$; $x_0 = 2,03 \text{ см}$; $i_x = 4,49 \text{ см}$; $i_y = 2,58 \text{ см}$.

Далее выполняем проверку устойчивости распорки при монтаже. Расчет соединительных планок производится аналогично примеру 5.1 и в данном примере не приводится.

Гибкость распорки при $i_x = 4,49 \text{ см}$ и длине распорки в месте прогиба $0,5l$ $\lambda_x = 0,5l / i_x = (0,5 \cdot 1200) / 4,49 = 133,6$ по табл. П.4.4 с учетом интерполяции $\varphi_x = 0,364$.

Предельно возможное напряжение в смонтированной ветви распорки

$$\sigma_{oad} = R_{sad} \cdot \varphi_x = 225 \cdot 0,364 = 81,9 \text{ МПа} \approx \sigma_0^{\max} = 80 \text{ МПа}.$$

По графику (рис.5.2) находим уклон распорки, соответствующий полученному значению предельного напряжения $\sigma_{oad}=81,9$ МПа, $i=0,0282$.

Принимаем $i=0,028$.

При данном уклоне распорка будет удалена от грани колонны на величину $a=i \cdot l/2=0,028 \cdot 600=16,8$ см. Принимаем $a = 17$ см.

Пример 5.4 (рис.5.9). Расчет усиления преднапряженной распоркой внецентренно сжатой колонны с **большим эксцентриситетом** при двухзначном симметричном моменте. **Дано:** сборная междуэтажная колонна сечением $h=60$ см, $b=40$ см. Высота этажа $H_{эт}=5,4$ м. Выполнена из бетона класса В25 ($R_b=13$ МПа) и армирована сталью класса А400 ($R_s= R_{sc}=355$ МПа). Арматура колонны симметричная, поскольку момент двухзначный. В сжатой и растянутой зонах установлено по 5Ø22 ($A_s= A'_s=19$ см²); $a=a'=4$ см. После проведения реконструкции на колонну будут действовать: продольная сила $N_{ad}=1610$ кН (в том числе от постоянных и временных нагрузок $N_l=1210$ кН) и знакопеременный момент $M_{ad}=\pm 552$ кН·м (в том числе $M_l=\pm 414$ кН·м).

Требуется определить несущую способность существующей колонны при действии новых нагрузок, подобрать сечения симметричных распорок и выполнить проверку несущей способности усиленного сечения

Осевой эксцентриситет, действующий на колонну от знакопеременных моментов $e_o=\pm M/N=\pm 552/1610=0,343$ м=34,4 см; $e_o>0,3h_o=0,3 \cdot 56=16,8$ см, следовательно, имеет место (1-й случай расчета) больше эксцентриситеты: ($\xi \leq \xi_R$)

Случайный эксцентриситет, исходя из трех условий: $\ell_o=k \cdot H_{эт}=1 \cdot 540=540$ см. $e_a=\ell_o/600=540/600=0,9$ см; $e_a=h_o/30=60/30=2$ см; $e_a=1$ см.

Принимаем $e_a=2$ см и учитываем его в дальнейшем расчете, т.к. имеет место статистически определяемая система

Гибкость колонны $\lambda_h=\ell_o/h=540/60=9$ см > 4 см. Необходим учет прогиба колонны. Выполним это, используя недеформированную схему расчета посредством коэффициента η .

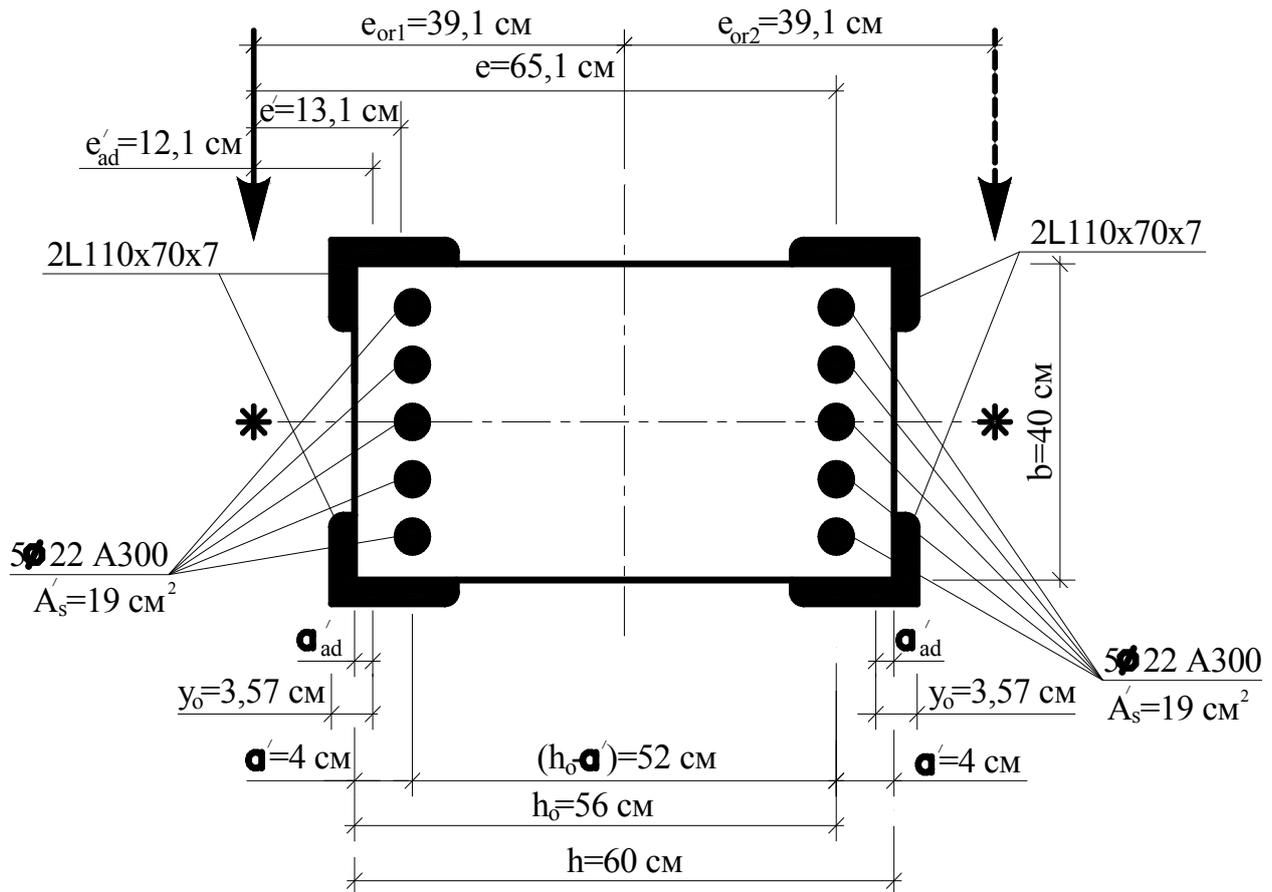


Рис. 5.9. Внецентренно нагруженная колонна с большими эксцентриситетами и двузначным моментом, усиленная двусторонними распорками

Расчет проводим по аналогии с примером 5.2 с учетом недостающих характеристик $E_b = 30 \cdot 10^3$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа;

$$I_b = bh^3/12 = 40 \cdot 60^3/12 = 720 \cdot 10^3 \text{ см}^4;$$

$$I_s = (A_s + A'_s) \cdot (h_0/2)^2 = (19 + 19) \cdot (56/2)^2 = 29,8 \cdot 10^3 \text{ см}^4;$$

$$M_1 = N(h_0 - a')/2 + M = 1610 \cdot (0,56 - 0,04)/2 + 552 = 970,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\ell 1} = N_{\ell}(h_0 - a')/2 + M_{\ell} = 1210(0,56 - 0,04)/2 + 414 = 728,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\varphi_{\ell} = 1 + M_{\ell 1} / M_1 = 1 + 728,6/970 = 1,751; \quad \delta_e = e_0/h = 34,3/60 = 0,57 > \delta_e^{\min} = 0,15.$$

В дальнейшем расчете учитываем величину $\delta_e = 0,57$

$$D = \frac{0,15}{\varphi_{\ell}(0,3 + \delta_e)} E_b I_b + 0,7 E_s I_s = \frac{0,15}{1,751(0,3 + 0,57)} 30 \cdot 10^{10} (100) \cdot 720 \cdot 10^3 +$$

$$+ 0,7 \cdot 2,0 \cdot 10^5 (100) \cdot 29,8 = (21,23 + 41,72) \cdot 10^{10} = 62,95 \cdot 10^{10} \text{ Н} \cdot \text{см}^2.$$

Условная критическая сила $N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{\ell_o^2} = \frac{3,14^2 \cdot 62,95 \cdot 10^{10}}{540} = 21284,7 \cdot 10^3$ кН;

$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 1610/21284,7) = 1,082$.

Расчетный осевой эксцентриситет:

$e_{or} = e_o \eta + e_a = 34,3 \cdot 1,082 + 2,0 = 39,1$ см > 0,3 $h_o = 16,8$ см. По-прежнему имеет место 1-й случай расчета.

Эксцентриситет приложения нагрузки относительно центра тяжести растянутой арматуры $e = e_{or} + 0,5h - a = 39,1 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 65,1$ см.

То же, относительно центра тяжести сжатой арматуры

$e' = e_{or} - 0,5h + a = 39,1 - 0,5 \cdot 60 + 4 = 13,1$ см.

Условие равновесия всех сил относительно оси приложения продольной силы $R_b b x (e - h_o + 0,5x) + R_{sc} A'_s e' - R_s A_s e = 0$;

$13(100)40x(65,1 - 56 + 0,5x) + 355(100)19 \cdot 13,1 - 355(100)19 \cdot 65,1 = 0$;

$473,2 \cdot 10^3 x + 26 \cdot 10^3 x^2 + 8835,95 \cdot 10^3 - 43909,95 \cdot 10^3 = 0$ или $x^2 + 18,2x - 1349 = 0$;

$x = -18,2/2 + \sqrt{(18,2)^2 / 4 + 1349} = -9,1 + 37,84 = 28,7$ см;

$x = 28,7$ см < $x_R = \xi_R h_o = 0,53 \cdot 56 = 29,7$ см., где $\xi_R = 0,8 / (1 + 355/700) = 0,53$.

Несущая способность существующего сечения при действии новых нагрузок $N_{ult} = R_b b x + R_{sc} A'_s - R_{sc} A_s =$

$= 13(100)40 \cdot 28,7 + 355(100)19 - 355(100)19 = 1492,4 \cdot 10^3$ Н < $N_{ad} = 1610$ кН.

Колонна подлежит усилению.

При знакопеременных моментах усиление проектируется из двухсторонних распорок. При каждой комбинации нагрузок работает только одна распорка, расположенная в сжатой зоне. Распорки принимаем из фасонной стали класса С235 $R_y = R_{sc} = 225$ МПа, $a'_{ad} = 3$ см.

Тогда $e'_{ad} = e_{or} - 0,5h + a'_{ad} = 39,1 - 0,5 \cdot 60 + 3 = 12,1$ см.

По аналогии с примером (5.2) высоту сжатой зоны бетона (x) для усиленного сечения находим из выражения (5.24)

$0,5R_b b x^2 + R_b b x (e - h_o - e'_{ad}) + N \cdot e'_{ad} + R_{sc} A'_s (e' - e'_{ad}) - R_{sc} A_s (e' - e'_{ad}) = 0$;

$$0,5 \cdot 13(100)40x^2 + 13(100)40x(65,1 - 56 - 12,1) + 1610 \cdot 10^3 \cdot 12,1 + 355(100)19(13,1 - 12,1) - 355(100)19(65,1 - 12,1) = 26 \cdot 10^3 \cdot x^2 - 156 \cdot 10^3 x + 19481 \cdot 10^3 + 674,5 \cdot 10^3 - 29003,5 \cdot 10^3 = 0;$$

После преобразований $x^2 - 6x - 340,3 = 0$.

Решая это уравнение, получим $x = 6/2 + \sqrt{6^2/4 + 340,3} = 3 + 18,69 = 21,7$ см.

Принимая $R_{scad} = 225$ МПа и $\gamma_{sr5} = 0,9$, определяем по формуле (5.21) сечения распорок

$$A'_{sad} = \frac{N_{ad}}{\gamma_{sr5} R_{scad}} + \frac{A_s - A'_s}{\gamma_{sr5}} - \frac{R_b b x}{\gamma_{sr5} R_{scad}} = \frac{1610 \cdot 10^3}{0,5 \cdot 225(100)} + \frac{19 - 19}{0,9} - \frac{13(100)40 \cdot 21,7}{0,5 \cdot 225(100)} = 79,51 - 55,7 = 23,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем распорки из 2L110x70x7 $A'_{sad} = 24,6 \text{ см}^2$. Расчетные характеристики сечения $y_0 = 3,57$ см; $x_0 = 1,6$ см; $i_x = 3,52$ см; $i_y = 1,99$ см.

Расчет соединительных планок выполняется аналогично примеру (5.1) и здесь не приводится. Выполняем проверку устойчивости распорки при монтаже, выпрямлении и создании преднапряжения.

$$\text{Гибкость ветви } \lambda_x = 0,5 \ell / i_x = 0,5 \cdot 40 / 3,52 = 76,7.$$

По табл. П.4.4 принимаем $\varphi_x = 0,7$.

Предельно возможное напряжение в монтажной ветви распорки $\sigma_{oad} = R_{sad} \varphi_x = 225 \cdot 0,7 = 157,5$, что значительно превышает рекомендуемое значение $\sigma_o = 80$ МПа. Для указанного напряжения по графику рис.5.2 находим уклон распорки $i = 0,028$. При данном уклоне грани распорки и колонны будут отстоять на величину $a = i \cdot \ell / 2 = 0,028 \cdot 270 = 7,56$ см. Принимаем $a = 8$ см.

Библиографический список

1. Аксенов Н.Б., Маилян Д.Р., Аксенов В.Н.. Расчет железобетонных конструкций по новым нормам. Часть I. Расчет по прочности: учебное пособие. – Ростов н/Д: РГСУ, 2010.
2. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1991.

3. Маилян Р.Л., Маилян Д.Р., Веселев Ю.А. Строительные конструкции. – Ростов н/Д.: Феникс, 2005, 2008.
4. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных промышленных зданий и сооружений. – Л – М.: ВШ, 1965.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005.
6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры. – М.: ЦИТП, 1989.
7. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Надземные конструкции и сооружения. – М.: СИ, 1992.
8. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений – НИИСК Госстроя СССР. – М.: СИ, 1989.
9. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.
10. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.
11. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
12. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Нормы проектирования, актуализированная версия СНиП II-23-81*. - М.: ФГУП ЦПП, 2011.
13. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. - М.: Госстрой России, ФГУП ЦПП, 2004.
14. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин [и др.], – М.: ВШ, 1991.

Основные сведения о бетонах

Таблица П.1.1

Расчетные значения сопротивления тяжелого бетона для предельных состояний первой группы
 R_b и R_{bt} , МПа

Вид сопротивления	Коэффициент γ_{b2}	Класс бетона по прочности на сжатие										
		B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
сжатие осевое, R_b	0,9	5,4	7,7	10,5	13,0	15,5	17,5	20,0	22,5	25,0	27,0	29,5
	1,0	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
растяжение осевое, R_{bt}	0,9	0,51	0,67	0,80	0,95	1,05	1,15	1,25	1,35	1,45	1,50	1,60
	1,0	0,56	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80

Таблица П.1.2

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа.

Класс бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

Основные сведения об арматуре и стальном прокате

Таблица П.2.1

Прочностные характеристики ненапрягаемой арматуры

Класс арматуры	Расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы, МПа		
	Растяжению		Сжатию R_{sc}
	продольной R_s	поперечной R_{sw}	
A240 (A-I)	215 (225)	170 (175)	215 (225)
A300 (A-II)	270 (280)	215 (225)	270 (280)
A400 (A-III)	355 (365)	285 (290)	355 (365)
A500 -	435 -	300 -	435 [400] -
B500 (B _p - I, d=5мм)	415 (360)	300 (260)	415 [360] (360)

Примечание. Значения R_{sc} в квадратных скобках используют только при расчетах на кратковременное действие нагрузки.

Холоднодеформированная арматура периодического профиля класса B500 изготавливается номинальным диаметром 3 – 12 мм.

Таблица П.2.2

Расчетные сопротивления стального проката для усиления железобетонных конструкций

Марка стали	ГОСТ или ТУ	Толщина проката, мм	Расчетное сопротивление, МПа	
			по пределу текучести R_y	по временному сопротивлению R_u
ВСт3кп2	380-71*	Лист 4 - 20	215	350
		Фасон 4 - 20	225	350
ВСт3пс6	380-71*	Лист 4 – 20	225	350
ВСт3сп5		Фасон 4 – 20	235	350

Примечание. За толщину фасона принимается толщина полки

Сортамент горячекатаных арматурных стержней

Таблица П.2.3

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней									Масса, кг/м	Прокатываемые диаметры арматуры классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240 A400 A500	A300	A540	B500
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,052	-	-	-	+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,13	0,092	-	-	-	+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,144	-	-	-	+
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	0,222	+	-	-	+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	-	-	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	+	+	-	+
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+	-	+
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+	-	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+	-	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+	-	-
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,28	2,466	+	+	+	-
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+	+	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,840	+	+	+	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,830	+	+	+	-
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,310	+	+	+	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990	+	+	+	-
40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+	+	-

Примечание. Знак «+» определяет наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.

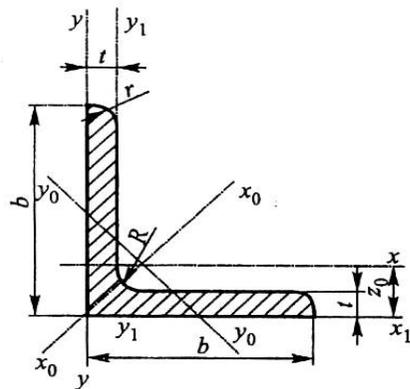


Таблица П. 2.4

Сортамент горячекатаных равнополочных уголков по ГОСТ 8509-93

Номер уголка	b	t	R	r	Площадь поперечного сечения, см ²	Справочные значения для осей										Масса 1 м уголка, кг
						x - x			x ₀ -x ₀		y ₀ -y ₀			J _{xy} , см ⁴	z ₀ , см	
						J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	J _{x0} , см ⁴	i _{x0} , см	J _{y0} , см ⁴	W _{y0} , см ³	i _{y0} , см			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
5	50	3	5,5	1,8	2,96	7,11	1,94	1,55	11,27	1,95	2,95	1,57	1	4,16	1,33	2,32
		4			3,89	9,21	2,54	1,54	14,63	1,94	3,8	1,95	0,99	5,42	1,38	3,05
		5			4,8	11,2	3,13	1,53	17,77	1,92	4,63	2,3	0,98	6,57	1,42	3,77
		6			5,69	13,07	3,69	1,52	20,72	1,91	5,43	2,63	0,98	7,65	1,46	4,47
		7*			6,56	14,84	4,23	1,5	23,47	1,89	6,21	2,93	0,97	8,63	1,5	5,15
8*	7,41	16,51	4,76	1,49	26,03	1,87	6,98	3,22	0,97	9,52	1,53	5,82				
5,6	56	4	6	2	4,38	13,1	3,21	1,73	20,79	2,18	5,41	2,52	1,11	7,69	1,52	3,44
		5			5,41	15,97	3,96	1,72	25,36	2,16	6,59	2,97	1,1	9,41	1,57	4,25

Продолжение табл. II. 2.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
6*	60	4	7	2,3	4,72	16,21	3,7	1,85	25,69	2,33	6,72	2,93	1,19	9,48	1,62	3,71
		5			5,83	19,79	4,56	1,84	31,4	2,32	8,18	3,49	1,18	11,61	1,66	4,58
		6			6,92	23,21	5,4	1,83	36,81	2,31	9,6	3,99	1,18	13,6	1,7	5,43
		8			9,04	29,55	7	1,81	46,77	2,27	12,34	4,9	1,17	17,22	1,78	7,1
		10			11,08	35,32	8,52	1,79	55,64	2,24	15	5,7	1,16	20,32	1,85	8,7
6,3	63	4			4,96	18,86	4,09	1,95	29,9	2,45	7,81	3,26	1,25	11	1,69	3,9
		5			6,13	23,10	5,05	1,94	36,8	2,44	9,52	3,87	1,25	13,7	1,74	4,81
		6			7,28	27,06	5,98	1,93	42,91	2,43	11,18	4,44	1,24	15,9	1,78	5,72
7	70	4,5	8	2,7	6,2	29,04	5,67	2,16	46,03	2,72	12,04	4,53	1,39	17	1,88	4,87
		5			6,86	31,94	6,27	2,16	50,67	2,72	13,22	4,92	1,39	18,7	1,9	5,38
		6			8,15	37,58	7,43	2,15	59,64	2,71	15,52	5,66	1,38	22,1	1,94	6,39
		7			9,42	42,98	8,57	2,14	68,19	2,69	17,77	6,31	1,37	25,2	1,99	7,39
		8			10,67	48,16	9,68	2,12	76,35	2,68	19,97	6,99	1,37	28,2	2,02	8,37
		10*			13,11	57,9	11,82	2,1	91,52	2,64	24,27	8,17	1,36	33,6	2,1	10,29
7,5	75	5	9	3	7,39	39,53	7,21	2,31	62,65	2,91	16,41	5,74	1,49	23,1	2,02	5,8
		6			8,78	46,57	8,57	2,3	73,87	2,9	19,28	6,62	1,48	27,3	2,06	6,89
		7			10,15	53,34	9,89	2,29	84,61	2,89	22,07	7,43	1,47	31,2	2,1	7,96
		8			11,5	59,84	11,18	2,28	94,89	2,87	24,8	8,16	1,47	35	2,15	9,02
		9			12,83	66,1	12,43	2,27	104,72	2,86	27,48	8,91	1,46	38,6	2,18	10,07
8	80	5,5	9	3	8,63	52,68	9,03	2,47	83,56	3,11	21,8	7,1	1,59	30,9	2,17	6,78
		6			9,38	56,97	9,8	2,47	90,4	3,11	23,54	7,6	1,58	33,4	2,19	7,36
		7			10,85	65,31	11,32	2,45	103,6	3,09	26,97	8,55	1,58	38,3	2,23	8,51
		8			12,3	73,36	12,8	2,44	116,39	3,08	30,32	9,44	1,57	43	2,27	9,65
		10*			15,14	83,58	15,67	2,42	140,31	3,04	36,85	11,09	1,56	56,7	2,35	11,88
		12*			17,9	102,74	18,42	2,4	162,27	3,01	43,21	12,62	1,55	59,5	2,42	14,05
9	90	6	10	3,3	10,61	82,10	12,49	2,78	130	3,5	33,97	9,88	1,79	48,1	2,43	8,33
		7			12,28	94,3	14,45	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	55,4	2,47	9,64
		8			13,93	106,11	16,36	2,76	168,42	3,48	43,8	12,34	1,77	62,3	2,51	10,93
		9			15,6	118	18,29	2,75	186	3,46	48,6	13,48	1,77	68	2,55	12,2
		10*			17,17	128,6	20,07	2,74	203,93	3,45	53,27	14,54	1,76	75,3	2,59	13,48
		12*			20,33	149,67	23,85	2,71	235,88	3,41	62,4	16,53	1,75	86,2	2,67	15,96

Окончание табл. П. 2.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
10	100	6,5	12	4	12,82	122,1	16,69	3,09	193,46	3,89	50,73	13,38	1,99	71,4	2,68	10,06
		7			13,75	130,59	17,9	3,08	207,01	3,88	54,16	14,13	1,98	76,4	2,71	10,79
		8			15,6	147,19	20,3	3,07	233,46	3,87	60,92	15,66	1,98	86,3	2,75	12,25
		10			19,24	178,95	24,97	3,05	283,83	3,84	74,08	18,51	1,96	110	2,83	15,1
		12			22,8	208,9	29,47	3,03	330,95	3,81	86,84	21,1	1,95	122	2,91	17,9
		14			26,28	237,15	33,83	3	374,98	3,78	99,32	23,49	1,94	138	2,99	20,63
		15*			27,99	250,68	35,95	2,99	395,87	3,76	105,48	24,62	1,94	145	3,03	21,97
		16			29,68	263,82	38,04	2,98	416,04	3,74	111,61	25,79	1,94	152	3,06	23,3
11	110	7	12	4	15,15	175,61	21,83	3,4	278,54	4,29	72,68	17,36	2,19	106	2,96	11,89
		8			17,2	198,17	24,77	3,39	314,51	4,28	81,83	19,29	2,18	116	3	13,5
12*	120	8	12	4	18,8	259,75	29,68	3,72	412,45	4,68	107,04	23,29	2,39	153	3,25	14,76
		10			23,24	317,16	36,59	3,69	503,79	4,66	130,54	27,72	2,37	187	3,33	18,24
		12			27,6	371,8	43,3	3,67	590,28	4,62	153,33	31,79	2,36	218	3,41	21,67
		15			33,99	448,9	52,96	3,63	711,32	4,57	186,48	37,35	2,34	262	3,53	26,68
12,5	125	8	14	4,6	19,69	294,36	32,2	3,87	466,76	4,87	121,98	25,67	2,49	172	3,36	15,46
		9			22	327,48	36	3,86	520	4,86	135,88	28,26	2,48	192	3,4	17,3
		10			24,33	359,82	39,74	3,85	571,04	4,84	148,59	30,45	2,47	211	3,45	19,1
		12			28,89	422,23	47,06	3,82	670,02	4,82	174,43	34,94	2,46	248	3,53	22,68
		14			33,37	481,76	54,17	3,8	763,9	4,78	199,62	39,1	2,45	282	3,61	26,2
		16			37,77	538,56	61,09	3,78	852,84	4,75	224,29	43,1	2,44	315	3,68	29,65
14	140	9	14	4,6	24,72	465,72	45,55	4,34	739,42	5,47	192,03	35,92	2,79	274	3,78	19,41
		10			27,33	512,29	50,32	4,33	813,62	5,46	210,96	39,05	2,78	301	3,82	21,45
		12			32,49	602,49	59,66	4,31	956,98	5,43	248,01	44,97	2,76	354	3,9	25,5

* Изготавливают по требованию потребителя.

Примечание. При заказе уголков размером 56–90 мм толщиной до 9мм; 100–150 мм толщиной до 12 мм; 160–200 мм толщиной до 12 мм необходимо указывать требование (в примечании к технической спецификации стали) о поставке уголков с предельными отклонениями по массе % в соответствии с п.6 ГОСТ 8509–93.

Таблица П.2.5

Риски для однорядного размещения отверстий в уголках при усилении балок на поперечную силу

Ширина полки (b)	50	56	63	70	75	80	90	100	110	125
Расстояния от обушка до риски (e_1)	30	30	35	40	45	45	50	55	60	70
Максимальный диаметр отверстия (d_{max})	13	15	17	19	21	21	23	23	25	25

Примечание. Толщину полки уголков принимать по сортаменту (табл. П4.4)

Таблица П.2.6

Сортамент горячекатаных полос по ГОСТ 103 – 76*

Толщина полос, мм	4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 56, 60
Ширина полос, мм	11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60, 63, 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95, 100, 105, 110, 120, 125, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190, 200

Таблица П.2.7

Размеры полос, мм

Толщина полос, мм	4, 6 - 8	5	9, 10, 12	11, 14, 16	18	20	22	25
Ширина полос, мм	12 - 200	11	16 - 200	20 - 200	22 – 200	25 – 200	28 - 00	32 – 200

Окончание табл. П. 2.7

Толщина полос, мм	28 – 32	36	40	45	50	56	60
Ширина полос, мм	40 - 200	45 - 200	50 - 200	60 - 200	63, 65, 80 - 200	80 - 200	85 - 200

Приложение 3

Данные для проектирования изгибаемых элементов

Таблица П.3.1

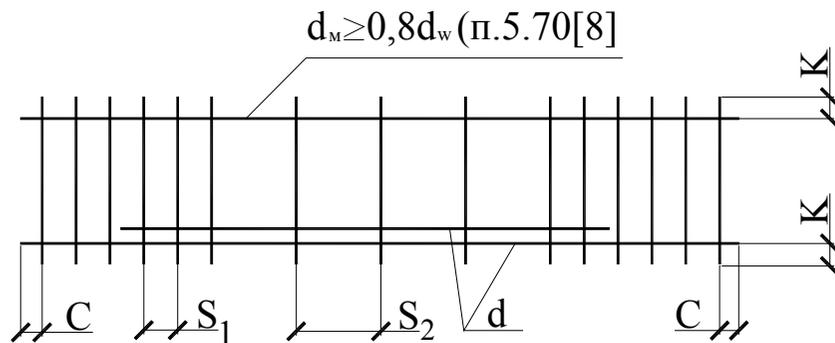
Значения величин ξ и α_m для расчета прочности нормальных сечений

ξ	α_m	ξ	α_m	ξ	α_m	ξ	α_m
0,01	0,01	0,19	0,172	0,37	0,301	0,55	0,399
0,02	0,02	0,2	0,18	0,38	0,309	0,56	0,403
0,03	0,03	0,21	0,188	0,39	0,314	0,57	0,408
0,04	0,039	0,22	0,196	0,4	0,32	0,58	0,412
0,05	0,048	0,23	0,204	0,41	0,326	0,59	0,416
0,06	0,058	0,24	0,211	0,42	0,332	0,6	0,42
0,07	0,068	0,25	0,219	0,43	0,337	0,61	0,424
0,08	0,077	0,26	0,226	0,44	0,343	0,62	0,428
0,09	0,085	0,27	0,235	0,45	0,349	0,63	0,432
0,1	0,095	0,28	0,241	0,46	0,354	0,64	0,435
0,11	0,104	0,29	0,248	0,47	0,359	0,65	0,439
0,12	0,113	0,3	0,255	0,48	0,365	0,66	0,442
0,13	0,122	0,31	0,262	0,49	0,37	0,67	0,446
0,14	0,13	0,32	0,269	0,5	0,375	0,68	0,449
0,15	0,139	0,33	0,275	0,51	0,38	0,69	0,452
0,16	0,147	0,34	0,282	0,52	0,385	0,7	0,455
0,17	0,156	0,35	0,289	0,53	0,39	0,71	0,458
0,18	0,164	0,36	0,295	0,54	0,394	0,72	0,461
$\xi = x/h_0$; $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$; $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$;							

Данные для конструирования сварных каркасов

Таблица П.3.2

1.Диаметр рабочих стержней d , мм	3,4,5	6	8,10	12	14,16	18	20	22	25	28	32	36,40
2.Наименьший диаметр распределительной (или поперечной) арматуры d_w , мм	3	3	3	4	5	6	6	8	8	10	10	12
3.Наименьший шаг поперечных стержней S_{min} , мм	50	50	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200
4.Наименьший шаг продольных стержней V_1 , мм	-	30	30	40	40	40	50	50	50	60	70	80



Если поперечная арматура требуется по расчету:

$$S_1 \begin{cases} \leq h_0/2 \\ \leq 300 \text{ мм} \\ \leq S_{max} \end{cases}$$

Если поперечная арматура по расчету не требуется:

$$S_2 \begin{cases} \leq 0,75h_0 \\ \leq 500 \text{ мм} \end{cases}$$

Примечания: 1. Расстояния C и K откладываются от оси соответствующего крайнего стержня. Их значения принимают не менее 20 мм и не менее диаметра выступающего стержня.

2. В каркасе допускается не более двух шагов поперечных стержней (хомутов). Оба должны быть кратны 50 мм. Все поперечные стержни должны быть одного диаметра.

Данные для конструирования сварных сеток

Таблица П.3.3

Площадь поперечного сечения стержней продольной растянутой рабочей арматуры на 1 м ширины сеток, см²

Число стержней на 1 пог.м, шт	Шаг стержней, мм	Диаметр стержней, мм						
		5	6	8	10	12	14	16
10	100	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11
8	125	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31	16,08
7	150	1,31	1,89	3,35	5,23	7,54	10,26	13,40
5	200	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05

Таблица П.3.4

Диаметр и шаг стержней распределительной арматуры

Диаметр стержней рабочей арматуры, мм	Шаг стержней рабочей арматуры, мм			
	100	125	150	200
5	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$
6	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$
8	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$
10	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$
12	$\frac{6}{250}$	$\frac{6}{300}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$
14	$\frac{8}{300}$	$\frac{8}{300}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{6}{300}$
16	$\frac{8}{250}$	$\frac{8}{300}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{8}{350}$
18	$\frac{10}{300}$	$\frac{10}{350}$	$\frac{10}{350}$	$\frac{8}{350}$

Примечание. Над чертой указан диаметр стержней распределительной арматуры, а под чертой – их шаг.

Приложение 4

Данные для проектирования сжатых элементов

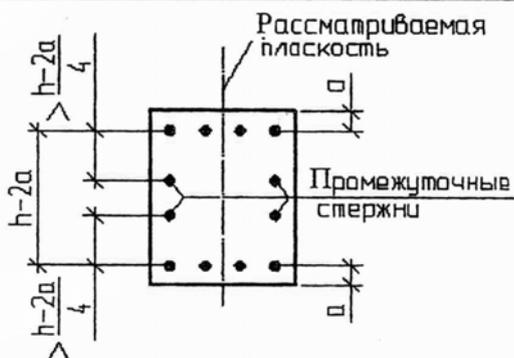
Таблица П 4.1

Кoeffициенты φ_b и φ_{sb} для расчета элементов из тяжелого бетона на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом

$\frac{N_L}{N}$	Кoeffициент φ_b при l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,82	0,77	0,71
1,0	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,76	0,68	0,60

Таблица П 4.2

$\frac{N_L}{N}$	Кoeffициент φ_{sb} при l_0/h							
	6	8	10	12	14	16		20
А. При $a = a' < 0,15h$ и при отсутствии промежуточных стержней (см. эскиз) или площади сечения этих стержней менее $A_{s, tot}/3$								
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,83
0,5	0,92	0,91	0,91	0,90	0,88	0,87	0,83	0,79
1,0	0,92	0,91	0,90	0,90	0,88	0,85	0,80	0,74
Б. При $0,25h > a = a' \geq 0,15h$ или при площади промежуточных стержней (см. эскиз), равной или более $A_{s, tot}/3$ независимо от a								
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
1,0	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,77	0,70	0,62



Обозначения, принятые в табл. П 4.1 и П 4.2

N_L – продольная сила от действия постоянных и длительных нагрузок;

N – продольная сила от действия всех нагрузок.

Таблица П. 4.3

Минимальные значения площади сечения продольной растянутой рабочей арматуры

Условия работы арматуры	$\mu_{s,min}, \%$
1. Арматура S в изгибаемых и во внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы за пределами рабочей высоты сечения	0,10
2. Арматура S и S' во внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы между арматурой S и S'	0,10
3. Арматура во внецентренно сжатых элементах при: $l_0 / i \leq 17$ (для прямоугольных сечений – при $l_0 / i \leq 5$)	0,10
$17 < l_0 / i \leq 35$ ($5 < l_0 / h \leq 10$)	0,15
$35 < l_0 / i < 83$ ($10 < l_0 / h < 25$)	0,20
$l_0 / i \geq 83$ ($l_0 / h \geq 25$)	0,25
<p>Примечания: 1. $\mu_s = (A_s / b \times h_0) \times 100\%$. 2. Для внецентренно сжатых элементов при $17 \leq l_0 / i \leq 83$ значение $\mu_{s,min}, (\%)$ можно также определять линейной интерполяцией между значениями 0,10 и 0,25. 3. Элементы, не удовлетворяющие требованиям минимального процента армирования, относятся к бетонным.</p>	

Таблица П.4.4

Коэффициенты φ продольного изгиба для расчета центрально сжатых

стальных элементов

Гибкость элемента λ_i		0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Расчетное сопротивление стали R_y , МПа	200	1	0,988	0,967	0,939	0,906	0,869	0,827	0,782	0,734	0,665	0,599	0,537
	240	1	0,987	0,962	0,931	0,894	0,852	0,805	0,754	0,686	0,612	0,542	0,478

Примечание. гибкость элемента $\lambda_i = l_{ef} / i$, где l_{ef} – расчетная длина элемента, i – радиус инерции сечения.