

Министерство образования и науки Российской Федерации
**Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального образования
«Тамбовский государственный технический университет»**

К.А. АНДРИАНОВ, В.И. ЛЕДЕНЕВ, И.В. МАТВЕЕВА

РАСЧЁТ УСИЛЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ПЕРЕД РЕКОНСТРУКЦИЕЙ И КАПИТАЛЬНЫМ РЕМОНТОМ

Утверждено Учёным советом университета
в качестве учебного пособия для студентов очной и заочной форм обучения,
обучающихся по направлению 270800 «Строительство»



Тамбов
Издательство ФГБОУ ВПО «ТГТУ»
2012

УДК 69.059.7(07)
ББК Н5-09я73-1
А659

Рецензенты:

Главный инженер ООО ПИ «Тамбовгражданпроект»
В.А. Медведев

Кандидат технических наук,
доцент кафедры «АиСЗ» ФГБОУ ВПО «ТГТУ»
Н.В. Кузнецова

Андреанов, К.А.
А659 Расчёт усиления конструкций перед реконструкцией и капитальным ремонтом : учебное пособие / К.А. Андреанов, В.И. Ле-
денев, И.В. Матвеева. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ»,
2012. – 112 с. – 100 экз. – ISBN 8-978-5-8265-1104-6.

Рассмотрены принципы и методика выполнения проверочных рас-
чётов элементов зданий перед постановкой их на реконструкцию или
капитальный ремонт, а также приведены числовые примеры, поясняю-
щие методику расчёта усиления различных конструкций.

Предназначено для студентов очной и заочной форм обучения,
обучающихся по направлению 270800 «Строительство».

УДК 69.059.7(07)
ББК Н5-09я73-1

ISBN 8-978-5-8265-1104-6

© Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего
профессионального образования
«Тамбовский государственный технический
университет» (ФГБОУ ВПО «ТГТУ»), 2012

ВВЕДЕНИЕ

Усиление строительных конструкций зданий и сооружений при реконструкции и капитальном ремонте должно производиться на основе предварительно выполненного проекта усиления.

Проект усиления разрабатывается при наличии заключения о техническом состоянии эксплуатируемых конструкций, составленного по результатам их обследования и поверочных расчётов. В процессе разработки проекта усиления решаются вопросы о выборе способа усиления и выполняются расчёты усиления конструкций. На основе результатов расчётов производится окончательное проектирование усиления.

Вопросы, связанные с оценкой технического состояния зданий, подлежащих реконструкции или капитальному ремонту, рассмотрены в учебном пособии [3]. Там же изложены принципы усиления основных строительных конструкций зданий различными наиболее широко применяющимися в практике способами.

В настоящем пособии рассмотрены методика выполнения поверочных расчётов элементов зданий и методы расчётов усиления конструкций способами, рассмотренными в пособии [3]. Предложенные методы расчёта иллюстрируются достаточно простыми и наглядными примерами.

Пособие предназначено для бакалавров и магистрантов направления 270800 «Строительство», изучающих курсы по реконструкции и эксплуатации зданий и сооружений, а также разрабатывающих курсовые и дипломные работы, связанные с реконструкцией и капитальным ремонтом зданий.

Изложенный в пособии материал может использоваться инженерами-строителями при обследовании, проектировании и выполнении работ по реконструкции и капитальному ремонту зданий.

1. ПОВЕРОЧНЫЕ РАСЧЁТЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1.1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ ПОВЕРОЧНЫХ РАСЧЁТОВ

Поверочные расчёты необходимо выполнять по фактическим расчётным схемам сооружения в целом или отдельных конструкций и фактическим сечениям с учётом влияния обнаруженных дефектов и повреждений, по уточнённым значениям расчётных сопротивлений материала конструкций и сооружений, при фактических действующих нагрузках и их реальных сочетаниях.

Реальные расчётные схемы конструкций, фактические сечения элементов, дефекты и повреждения устанавливаются в процессе обследования, проводимого по специальным инструкциям и рекомендациям, например [5 – 8]. Основные правила обследования регламентированы нормативными документами [2, 11].

Дефекты конструкций в основном являются следствием ошибок, допущенных при проектировании, изготовлении, транспортировке и монтаже конструкций, а также при их эксплуатации. Например, в стальных конструкциях к наиболее характерным дефектам, влияющим на работоспособность и эксплуатационную пригодность, относятся: трещины, вырезы и вырывы; отклонения геометрических размеров от проектных; непрямолинейность элементов, отклонения от проектного положения конструкций и их элементов; неточная подгонка элементов в узлах сопряжений, расцентровка; отсутствие отдельных элементов или необходимых соединений; некачественное выполнение сварных швов (неполномерность швов, подрезы, непровары, прожоги, трещины, шлаковые включения, поры и др.) и болтовых или заклёпочных соединений (ослабление, отсутствие болтов или заклёпок и др.); дефекты антикоррозионной защиты и др.

Повреждения конструкций, появляющиеся и развивающиеся во время эксплуатации, являются, как правило, следствием грубых нарушений правил технической эксплуатации или ошибок, допущенных при проектировании. Причинами их могут быть также дефекты изготовления, транспортирования и монтажа. Например, характерными повреждениями стальных конструкций, влияющими на работоспособность и эксплуатационную пригодность, в этих случаях являются: разрушения защитных покрытий и коррозия металла; разрывы и трещины в основном металле и швах; ослабления болтовых и заклёпочных соединений; вырезы в элементах или полный демонтаж элементов; пережоги расплавленным металлом; деформации, вызванные перегрузками или неравномерными осадками и креном фундаментов; абразивный износ и др.

Аналогичные по причинам возникновения дефекты и повреждения имеются также в каменных, бетонных и железобетонных конструкциях (см. например [7, 8, 15]).

Оценку качества материалов эксплуатируемых конструкций следует производить по рабочим чертежам, данным заводских сертификатов или по результатам испытаний образцов.

Испытания образцов производятся при отсутствии исполнительной документации или сертификатов, а также при недостаточности имеющихся в них сведений или при обнаружении повреждений, которые могли быть вызваны низким качеством материала конструкций и соединений. Правила определения характеристик материалов металлических конструкций при обследовании приведены в СП 12-103-2003 [11]. При исследовании и испытании металла следует определить следующие характеристики: химический состав с содержанием элементов, предусмотренных государственными стандартами или техническими условиями по ГОСТ 22536.1-77*, ГОСТ 22536.3-77, ГОСТ 22536.2-87 и др.; предел текучести, временное сопротивление и относительное удлинение при испытаниях на растяжение по ГОСТ 1497-84*; ударную вязкость для температур, соответствующих группе конструкций и климатическому району по СП 16.13330.2011 [12, прил. В)] и после механического старения в соответствии с ГОСТами или техническими условиями на сталь. Кроме указанных, механические свойства стали допускается определять и другими методами, обеспечивающими надёжность результатов, соответствующую испытаниям на растяжение. Подробно принципы испытаний стали и установления расчётных сопротивлений для различных элементов и соединений стальных конструкций приведены также в [5].

Правила определения характеристик материалов каменных, бетонных и железобетонных конструкций при обследовании приведены в СП 13-102-2003 [11].

Принципы определения характеристик материалов и оценки их качества при различных ситуациях даны также в [6, 7]).

Определение нагрузок и воздействий производится на основе результатов обследований, при этом атмосферные нагрузки допускается принимать по данным метеослужб с учётом предполагаемого срока службы конструкций или по указаниям СП 20.13330.2011 [13] как для вновь проектируемых конструкций.

Нормативные нагрузки от собственного веса конструкций определяются по результатам обмеров. Коэффициенты надёжности по нагрузке принимаются по указаниям СП 20.13330.2011 [13].

Постоянные нагрузки от собственного веса стационарно установленного оборудования, трубопроводов, промышленных проводов, агрегатов

и т.п. определяется по паспортным данным или рабочим чертежам с учётом фактической схемы их размещения и опирания на конструкции и согласовываются со службой эксплуатации зданий и сооружений. Коэффициенты надёжности по нагрузке для указанных выше воздействий принимаются равными единице.

Постоянные нагрузки на конструкции покрытий и перекрытий (звуко- и теплоизоляция, стяжки, гидроизоляция кровель, покрытия полов и др.) принимаются с учётом результатов вскрытий ограждений и установления состава всех слоев. Число вскрытий согласно СП 13-102–2003 [11] должно быть не менее трёх на этаже и не менее 6 на 500 м² площади.

Нормативные значения этих нагрузок определяются взвешиванием образцов и обработкой результатов взвешивания по формуле

$$q_n = q_m \pm S_q \frac{t_\alpha}{\sqrt{n}}, \quad (1.1)$$

где $q_m = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m q_i$ – среднее арифметическое значение нагрузки по всем

вскрытым участкам; n – число вскрытых участков; $S_q = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^m (q_i - q_m)^2}$ –

среднее квадратичное отклонение от результатов взвешивания; q_i – вес i -го образца, кН; m – количество образцов; t_α – коэффициент, учитывающий объём выборки и определяемый по табл. 1.1.

В формуле (1.1) знак «плюс» принимается при неблагоприятном действии увеличенной нагрузки, знак «минус» – при благоприятном.

Коэффициент надёжности по нагрузкам от всех типов конструкций принимается равным 1,1 [14].

1.1. Значения коэффициента Стьюдента t_α при обеспеченности 0,95 (одностороннее ограничение)

Количество образцов m	Коэффициент t	Количество образцов m	Коэффициент t
5	2,01	15	1,75
6	1,94	20	1,73
7	1,89	25	1,71
8	1,86	30	1,70
9	1,83	40	1,68
12	1,78	60 и более	1,66

Более подробно принципы определения нагрузок и воздействий, действующих на конструкции, а также необходимые справочные данные приводятся в соответствующих рекомендациях и инструкциях. Например, для стальных конструкций необходимые указания по определению воздействий и нагрузок приведены в пособии [5].

1.2. МЕТОДИКА ВЫПОЛНЕНИЯ ПОВЕРОЧНЫХ РАСЧЁТОВ КОНСТРУКЦИЙ

Как правило, поверочные расчёты выполняются для конструкций, имеющих дефекты и повреждения. Характер и объём расчётов в этом случае зависят от вида дефекта или повреждения, конструкции элемента, условий его загруженности.

На основании результатов обследования и последующих поверочных расчётов должна быть установлена *категория технического состояния конструкции по несущей способности*. Согласно СП 13-102-2003 [11] Категория технического состояния – это степень эксплуатационной пригодности строительной конструкции или здания в целом, установленная в зависимости от доли снижения несущей способности и эксплуатационных характеристик конструкций.

В том случае, если при поверочном расчёте конструкций с дефектами и повреждениями установлена достаточная несущая способность при действующих на неё нагрузках, конструкция имеет *работоспособное техническое состояние*. Согласно ГОСТ Р 53778-2010 [2] работоспособное состояние – это категория технического состояния, при которой некоторые из числа оцениваемых контролируемых параметров не отвечают требованиям проекта или норм, но имеющиеся нарушения требований в конкретных условиях эксплуатации (в данном случае выявленных при обследовании) не приводят к нарушению работоспособности и необходимая несущая способность обеспечивается.

В случае, если при поверочном расчёте конструкции с дефектами и повреждениями установлено существенное снижение несущей способности, но отсутствует опасность внезапного разрушения при действующих на неё нагрузках, конструкция имеет ограниченно работоспособное состояние. Согласно ГОСТ Р 53778-2010 [2], *ограниченно работоспособное техническое состояние* – это категория технического состояния строительной конструкции, при которой имеются дефекты и повреждения, приведшие к снижению несущей способности, но отсутствует опасность внезапного разрушения, потери устойчивости или опрокидывания, и функционирование конструкций возможно либо при контроле (мониторинге) технического состояния, либо при проведении необходимых мероприятий по восстановлению или усилению конструкций и последующем мониторинге технического состояния (при необходимости).

В случае, если при поверочном расчёте установлено, что конструкция исчерпала свою несущую способность и существует опасность её внезапного разрушения, конструкция имеет аварийное состояние. Согласно ГОСТ Р 53778–2010 [2], *аварийное состояние* – это категория технического состояния строительной конструкции, характеризующаяся повреждениями и деформациями, свидетельствующими об исчерпании несущей способности и опасности обрушения. При аварийном состоянии дальнейшая эксплуатация конструкции не допускается. Конструкция, как правило, подлежит замене.

Методика поверочных расчётов имеет некоторые отличия для конструкций из разных строительных материалов. Ниже приведены основные методические положения по выполнению поверочных расчётов стальных, железобетонных и каменных конструкций и даны примеры расчётов.

1.2.1. ПОВЕРОЧНЫЕ РАСЧЁТЫ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Поверочный расчёт стальных конструкций выполняется с целью установления: возможности дальнейшей эксплуатации конструкций без каких-либо ограничений; возможности эксплуатации конструкций с ограничениями до проведения плановых ремонтно-восстановительных работ; необходимости усиления конструкций; необходимости немедленного прекращения эксплуатации в аварийной ситуации.

Проверку прочности элементов, имеющих ослабления в виде вырезов, вырывов, подрезов и т.п., следует производить по площади нетто с учётом эксцентриситетов от смещения центров тяжести ослабленного сечения относительно центра тяжести первоначального сечения в соответствии с указаниями СП 16.13330.2011 [12, п. 9.1.1]. При этом допускается вместо формулы (105) [12] при отсутствии бимоента применять формулу с использованием компенсирующих добавок усилий N , $M_x^{\text{осл}}$, $M_y^{\text{осл}}$:

$$\left(\frac{N + N^{\text{осл}}}{AR_{y0}\gamma_c} \right)^n + \frac{(M_x + M_x^{\text{осл}})y_c}{C_x I_x R_{y0}\gamma_c} + \frac{(M_y + M_y^{\text{осл}})x_c}{C_y I_y R_{y0}\gamma_c} \leq 1, \quad (1.2)$$

где $N^{\text{осл}} = \sigma^{\text{осл}} A^{\text{осл}}$; $M_x^{\text{осл}} = N^{\text{осл}} y^{\text{осл}}$; $M_y^{\text{осл}} = N^{\text{осл}} x^{\text{осл}}$;

$$\sigma^{\text{осл}} = \sigma_F \left(1 - \frac{A^{\text{осл}}}{A} - \frac{I_x^{\text{осл}}}{I_x} - \frac{I_y^{\text{осл}}}{I_y} \right)^{-1}; \quad x_c, y_c - \text{координаты наиболее напряжённой}$$

точки реального поперечного сечения, составленные относительно главных осей $x - x$ и $y - y$ неослабленного сечения; A, I_x, I_y – геометрические характеристики неослабленного сечения; $x^{\text{осл}}, y^{\text{осл}}$ – координаты центра тяжести площади ослабления $A^{\text{осл}}$ в осях $x - x$, $y - y$; $I_x^{\text{осл}}, I_y^{\text{осл}}$ – моменты инерции ослабления; $\sigma_F = N/A + M_x y^{\text{осл}}/I_x + M_y x^{\text{осл}}/I_y$ – напряжение в центре

тяжести площади ослабления $A^{\text{осл}}$, вычисленное для неослабленного сечения при действии заданных усилий; R_{y0} – расчётное сопротивление стали; γ_c – коэффициент условий работы; C_x, C_y, n – коэффициенты, принимаемые по СП 16.13330.2011 [12, табл. Е1] для неослабленного сечения.

Для центрально сжатых и центрально растянутых элементов, имеющих симметричные ослабления сечений, например в виде вырезов, формула (1.2) преобразуется к виду

$$\frac{N}{A - A^{\text{осл}}} \leq R_{y0} \gamma_c. \quad (1.3)$$

Проверка прочности элементов, ослабленных коррозией, выполняется по действующим нормам с учётом изменившихся характеристик сечения. Учёт влияния коррозионных повреждений производится уменьшением расчётной площади поперечного сечения. При этом для элементов, имеющих коррозионный износ с потерей более 25% площади поперечного сечения или остаточную после коррозии толщину 5 мм и менее, расчётные сопротивления снижаются путём умножения на коэффициент γ_d , принимаемый по табл. 1.2.

Таблица 1.2

Степень агрессивности среды по СНиП 2.03.11–85	Коэффициент γ_d
Слабоагрессивная	0,95
Среднеагрессивная	0,90
Сильноагрессивная	0,85

При равномерном коррозионном износе элементов расчётную площадь поперечного сечения допускается определять по формуле

$$A = (1 - K_{sa} \Delta^*) A_0, \quad (1.4)$$

где A_0 – площадь поперечного сечения элемента без учёта коррозионных повреждений; K_{sa} – коэффициент слитности сечения, равный отношению периметра, контактирующего со средой к площади поперечного сечения (можно принимать K_{sa} для уголков – $2/t$, для замкнутых профилей – $1/t$, для швеллеров и двутавров – $4/(t + d)$). Здесь t и d толщины полки и стенки соответственно.

Для проверки прочности изгибаемых элементов, подверженных коррозии, расчётный момент сопротивления допускается определять по формуле

$$W = (1 - K_{sw} \Delta^*) W_0, \quad (1.5)$$

где W_0 – момент сопротивления сечения без учёта коррозионных повреждений; K_{sw} – коэффициент изменения момента сопротивления вследствие коррозионного износа, принимаемый для некоторых профилей по табл. 1.3.

1.3. Значения коэффициентов K_{sw}

Швеллеры ГОСТ 8240–72*	$K_{sw\ x}$	$K_{sw\ y}$	Двутавры ГОСТ 8239–72*	$K_{sw\ x}$	$K_{sw\ y}$
12	0,29	0,27	20	0,26	0,24
14	0,28	0,26	22	0,25	0,23
16	0,27	0,25	24	0,24	0,21
16а	0,25	0,24	27	0,23	0,20
18	0,26	0,25	27а	0,22	0,20
20	0,25	0,24	30	0,22	0,20
22	0,24	0,23	30а	0,21	0,19
24	0,23	0,22	36	0,18	0,16
27	0,22	0,20	40	0,17	0,15
30	0,21	0,19	50	0,15	0,13
36	0,18	0,17	60	0,13	0,10

В формулах (1.4) и (1.5) Δ^* – величина проникновения коррозии, которая принимается при односторонней коррозии замкнутых профилей, равной $\Delta^* = \Delta$, и равной $\Delta^* = \Delta/2$ – при двусторонней коррозии открытых профилей (двутавров, швеллеров, уголков и т.п.), где Δ – уменьшение толщины элемента, равное разнице между начальной и фактической толщинами элемента.

Часто встречающимся дефектом стальных конструкций является *искривление элементов*.

Сжатые сплошностенчатые стальные конструкции, имеющие общие искривления, следует рассчитывать как внецентренно сжатые. Отличие работы искривленных стержней от внецентренно сжатых (рис. 1.1) следует учитывать умножением стрелки искривления стержня f_0 в ненагруженном состоянии на коэффициент K перехода от максимальной стрелки искривления к эквивалентному эксцентриситету, принимаемому

$$m_{ef} = K\eta m_f, \quad (1.6)$$

где $m_f = f_0 A/W$.

Коэффициент K вычисляется по формуле

$$K = 0,82 + 0,1\sqrt{\eta m_f / \bar{\lambda}}, \quad (1.7)$$

где $\bar{\lambda}$ – условная гибкость стержня в плоскости искривления; η – коэффициент влияния формы сечения, принимаемый по СП 16.13330.2011 [12, табл. Д2].

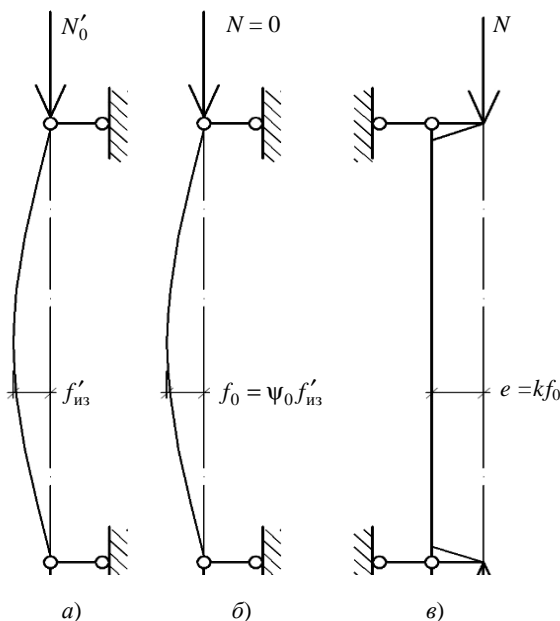


Рис. 1.1. Сжатый стержень с общим искривлением:

a – нагруженный; *б* – ненагруженный; *в* – эквивалентный внецентренно сжатый

Стрелка искривления стержня в ненагруженном состоянии определяется по формуле

$$f_0 = \psi_0 f'_{из}, \quad (1.8)$$

где $f'_{из}$ – полная стрелка искривления, замеренная при нагрузке стержня силой N'_0 (см. рис. 1.1); ψ_0 – коэффициент ($0 \leq \psi_0 \leq 1$), вычисляемый по формуле

$$\psi_0 = 1 - 0,1 \bar{\lambda}^{-2} \sigma' / R_{y0}, \quad (1.9)$$

где $\sigma' = N'_0 / A_0 \leq \pi^2 E / \lambda^2$ – напряжения в стержне в момент замера стрелки $f'_{из}$; R_{y0} – расчётное сопротивление стали.

В тех случаях, если усилие в стержне N'_0 в момент замера стрелки определить невозможно, следует принять $\psi_0 = 1$.

Для ферм из спаренных уголков в ряде случаев искривления можно не учитывать. Это объясняется тем, что в большинстве случаев в стержнях есть резервы несущей способности за счёт унификации сечений, градации сортамента, неполного использования прочностных свойств металла. Допустимые относительные искривления приведены в табл. 1.4.

1.4. Допустимые искривления сжатых стержней ферм из спаренных уголков

$\frac{N}{\varphi A_0 R_{y0}}$	Относительное искривление	Допустимое искривление			
0,9	f_{0x}/L	1/250	1/400	1/600	1/800
	f_{0y}/L	0	1/750	1/600	1/500
0,8	f_{0x}/L	1/150	1/250	1/400	1/600
	f_{0y}/L	0	1/600	1/450	1/350
0,7	f_{0x}/L	1/100	1/200	1/300	1/800
	f_{0y}/L	0	1/450	1/300	1/250
0,6	f_{0x}/L	1/100	1/200	1/500	1/800
	f_{0y}/L	0	1/250	1/180	1/170

При превышении допустимых величин расчёт на устойчивость сжатых стержней из двух спаренных, расположенных в тавр и имеющих искривления в двух плоскостях, следует выполнять по формуле

$$N/(\psi_{uv} A_0) \leq R_{y0}, \quad (1.10)$$

где ψ_{uv} – коэффициент снижения несущей способности, определяемый по табл. 1.5 в зависимости от условной гибкости в плоскости симметрии сечения

$$\bar{\lambda}_x = l_0/i_x \sqrt{R_{y0}/E} \quad (1.11)$$

и условных относительных стрелок искривлений в двух плоскостях

$$\bar{u}_0 = \frac{f_{x0}}{l_0} \sqrt{E/R_{y0}}; \quad \bar{v}_0 = \frac{f_{y0}}{l_0} \sqrt{E/R_{y0}}, \quad (1.12)$$

При этом для элементов решётки ферм (кроме опорных раскосов и опорных стоек) следует учитывать упругое защемление в поясах, принимая в плоскости ферм коэффициент приведения расчётной длины $\mu = 0,8$ и используя данные табл. 1.5, где также приведена выборка значений φ_{uv} ; более подробные сведения можно получить в [5].

Стрелки искривления в ненагруженном состоянии f_{x0} и f_{y0} следует определить, пользуясь, как и ранее, формулами (1.8) и (1.9).

1.5. Значения коэффициентов ϕ^*

$\bar{\lambda}_x$	\bar{u}_0	ϕ_{uv} при \bar{v}_0							
		-0,3	-0,2	-0,1	-0,05	0,05	0,1	0,2	0,3

Для опорных раскосов и верхних поясов ферм
из равнополочных уголков при $\mu_x = 1, \mu_y = 1$

2	0,05	605	655	749	779	777	680	553	472
	0,1	580	637	704	727	783	685	553	473
	0,2	535	584	632	661	727	703	562	474
	0,3	501	532	574	595	643	667	571	480
3	0,05	438	500	586	647	613	510	398	349
	0,1	420	475	544	592	615	510	399	347
	0,2	388	426	475	507	582	523	403	343
	0,3	351	388	427	445	489	521	412	341
4	0,05	307	356	426	476	436	367	292	258
	0,1	299	344	406	441	441	369	390	256
	0,2	278	315	357	381	473	377	296	253
	0,3	261	288	316	335	376	394	294	250

Для сжатых раскосов ферм из равнополочных уголков при $\mu_x = 0,8, \mu_y = 1$

2	0,05	559	625	706	758	755	647	515	430
	0,1	534	585	650	690	782	651	515	432
	0,2	477	522	566	595	650	683	523	433
	0,3	433	467	508	526	561	581	537	443
3	0,05	404	464	547	594	598	492	378	305
	0,1	380	432	489	525	609	494	376	311
	0,2	341	375	413	433	474	496	383	309
	0,3	308	335	358	372	396	410	403	315
4	0,05	286	337	399	437	434	358	274	226
	0,1	274	315	362	386	451	362	277	227
	0,2	250	275	303	318	347	357	283	231
	0,3	225	246	264	272	286	291	288	231

$\bar{\lambda}_x$	\bar{u}_0	Φ_{uv} при \bar{v}_0							
		-0,3	-0,2	-0,1	-0,05	0,05	0,1	0,2	0,3
Для сжатых поясов и опорных раскосов ферм из неравнополочных уголков при $\mu_x = 1, \mu_y = 1$									
2	0,05	541	590	647	678	743	708	586	503
	0,1	499	536	576	599	640	659	587	548
	0,2	432	464	482	496	518	524	537	512
	0,3	383	400	419	423	434	440	447	451
3	0,05	377	415	450	472	496	500	424	358
	0,1	342	367	396	406	422	426	419	362
	0,2	290	304	318	324	335	336	335	324
	0,3	255	265	271	277	280	283	282	273
4	0,05	265	286	308	313	321	321	302	259
	0,1	240	255	267	273	279	278	271	254
	0,2	204	214	222	222	225	227	223	213
	0,3	178	186	190	190	191	191	189	185

* – значения Φ_{uv} в таблице увеличены в 1000 раз.

Не допускается в формуле (1.10) принимать значения коэффициентов Φ_{uv} больше значений коэффициентов Φ для центрально-сжатых стержней, приведённых в СП 16.13330.2011 [12, табл. Д1].

Проверку устойчивости стержней из спаренных равнополочных уголков, имеющих кроме пространственного искривления оси ещё и *местные дефекты в виде вырезов или локальных погибей полок* для случая $\mu_x = \mu_y = 1$ рекомендуется выполнять по формуле

$$\frac{N}{\Phi_{uv} K_{осл} A_0} \leq R_{y0} \gamma_c, \quad (1.13)$$

где Φ_{uv} – коэффициент, определяемый по табл. 1.5; $K_{осл}$ – коэффициент, учитывающий влияние местного выреза полки, принимаемый равным: $K_{осл} = 1$ – если вырез расположен на концевом участке стержня (в пределах узловой фасонки); из [9, табл. 7 прил. 4] – если вырез расположен в пределах средней трети длины стержня; по интерполяции – в прочих случаях; A_0 – площадь неослабленного сечения. Для стержней, не имеющих местных дефектов и повреждений, следует считать $K_{осл} = 1$. Некоторые значения $K_{осл}$ приведены в табл. 1.6.

1.6. Коэффициент $K_{\text{осл}}$, учитывающий влияние краевого выреза на устойчивость шарнирно закреплённого стержня из спаренных уголков ($\mu_x = \mu_y = 1$)

$\bar{\lambda}_x$	f_0	$K_{\text{осл}}$ при ν , равном							
		0	$\pi/4$	$\pi/2$	$3\pi/4$	π	$5\pi/4$	$3\pi/2$	$7\pi/4$
1	0,1	0,78	0,84	0,89	0,93	0,93	0,81	0,77	0,73
	0,3	0,78	0,99	1	1	1	0,98	0,76	0,76
	0,5	0,77	1	1	1	1	1	0,74	0,76
3	0,1	0,88	1	1	0,95	0,9	1	0,81	0,84
	0,3	0,87	1	0,96	1	1	1	0,89	0,85
	0,5	0,85	1	0,94	1	1	1	0,82	0,83
5	0,1	0,97	1	0,92	0,95	0,96	0,93	0,9	0,93
	0,3	0,97	1	0,86	1	1	1	0,86	0,92
	0,5	0,98	1	0,93	1	1	1	0,92	0,91
1	0,1	0,92	0,85	0,79	0,75	0,74	0,75	0,79	0,83
	0,3	0,99	1	0,89	0,74	0,74	0,74	0,89	1
	0,5	0,99	1	0,93	0,73	0,73	0,73	0,93	1
3	0,1	1	1	0,97	0,79	0,84	0,79	0,96	1
	0,3	0,95	1	1	0,8	0,84	0,8	1	1
	0,5	0,91	1	1	0,84	0,82	0,84	1	1
5	0,1	0,98	0,97	0,9	0,85	0,85	0,85	0,9	0,97
	0,3	1	0,98	0,92	0,9	0,91	0,9	0,95	1
	0,5	0,96	0,99	1	0,91	0,89	0,91	1	0,99

Параметры выреза $\delta_{\text{осл}} = 0,3b_{\text{осл}}$; $l_{\text{осл}} = 0,5b_{\text{осл}}$, $f_0 = \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}$.

Учёт местного дефекта в виде локального искривления полки осуществляется путём перехода к эквивалентному вырезу с параметрами $l_{\text{осл}}$ и $b_{\text{осл}}$, определяемыми по погиби $l_{\text{м}}$ и $f_{\text{ом}}$ (табл. 1.7).

Выше рассмотрены основные принципы поверочных расчётов только сплошностенчатых стальных конструкций, имеющих наиболее характерные дефекты и повреждения. Расчёты сквозных стержней, а также расчётные проверки на хрупкую прочность элементов подробно рассмотрены в пособии [5].

**1.7. Эквивалентный переход от сечения
с местной погибью (параметры погиби $f_{\text{ом}}$, $l_{\text{м}}$)
к сечению с краевым вырезом (параметры $l_{\text{осл}}$, $b_{\text{осл}}$)**

Длина местного ослабления погибью $\bar{l}_{\text{м}}$	Параметры выреза	Стрелка местной погиби $\bar{f}_{\text{ом}}$								
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,5	$\bar{l}_{\text{осл}}$	0,37	0,32	0,3	0,26	—	—	—	—	—
	$\bar{b}_{\text{осл}}$	0,2	0,4	0,5	0,6	—	—	—	—	—
1	$\bar{l}_{\text{осл}}$	0,71	0,63	0,6	0,72	0,59	0,52	0,54	0,5	0,47
	$\bar{b}_{\text{осл}}$	0,2	0,4	0,5	0,5	0,6	0,7	0,7	0,8	0,9
1,5	$\bar{l}_{\text{осл}}$	0,94	0,91	0,88	1,07	0,87	0,77	0,8	0,74	0,7
	$\bar{b}_{\text{осл}}$	0,2	0,4	0,5	0,5	0,6	0,7	0,7	0,8	0,9
2	$\bar{l}_{\text{осл}}$	1,57	1,57	1,58	1,38	1,14	1,26	1,06	0,99	0,94
	$\bar{b}_{\text{осл}}$	0,1	0,3	0,4	0,5	0,6	0,6	0,7	0,8	0,9
2,5	$\bar{l}_{\text{осл}}$	0,0	1,55	1,77	1,61	1,35	1,52	1,31	1,35	1,25
	$\bar{b}_{\text{осл}}$	0,0	0,3	0,4	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8
3	$\bar{l}_{\text{осл}}$	0,0	0,0	0,3	0,4	0,5	0,5	0,6	0,7	0,7
	$\bar{b}_{\text{осл}}$	0,0	0,0	2,01	2,19	1,97	2,3	1,84	1,56	1,62

$$\bar{l}_{\text{м}} = l_{\text{м}} / b; \bar{b}_{\text{осл}} = b_{\text{осл}} / b; \bar{l}_{\text{осл}} = l_{\text{осл}} / b; \bar{f}_{\text{ом}} = f_{\text{ом}} / b.$$

Пример 1.1. Поверочный расчёт стальной конструкции с дефектами.

Выполнить поверочный расчёт стойки из двутавра № 30 по ГОСТ 8239–56* ($A = 52,6 \text{ см}^2$; $W_x = 472 \text{ см}^3$; $i_x = 12,3 \text{ см}$). Стойка центрально нагружена расчётной нагрузкой $N = 500 \text{ кН}$. Стойка искривлена и имеет значительные коррозионные повреждения. Высота стойки 6,5 м.

Выполнено обследование стойки и установлено: общее искривление стойки со стрелкой $f'_{\text{из}} = 5 \text{ см}$; коррозионный износ, равномерный по поперечному сечению с глубиной проникновения коррозии $\Delta^* = 1,5 \text{ мм}$; сталь стойки имеет расчётное сопротивление $R_{\text{с0}} = 200 \text{ МПа}$; нагрузка на стойку во время обследования составила $N_0 = 450 \text{ кН}$.

Расчётные геометрические характеристики с учётом коррозионного износа определяются по формулам (1.4) и (1.5):

$$A_{ef} = 52,6 \cdot \left(1 - 1,5 \frac{4}{(6,5 + 10,2)} \right) = 33,70 \text{ см}^2;$$

$$W_{ef} = 472 \cdot (1 - 0,21 \cdot 1,5) = 323 \text{ см}^3.$$

Здесь коэффициент $K_{sw} = 0,21$ принят по табл. 1.3; $d = 6,5$ мм, $t = 10,2$ мм по ГОСТ 8239–56* для двутавра № 30.

Приведённое значение радиуса инерции

$$i_{ef} = \sqrt{W_{ef} h / 2 A_{ef}} = \sqrt{323 \cdot 15 / 33,7} = 11,9 \text{ см.}$$

Условная гибкость

$$\bar{\lambda} = \frac{650}{11,99} \sqrt{200 / 2,1 \cdot 10^5} = 1,67.$$

Напряжение в момент замера искривления

$$\sigma'_1 = 450 / 33,7 = 13,35 \text{ кН/см}^2 = 133,5 \text{ МПа.}$$

По формуле (1.9) имеем

$$\psi_0 = 1 - 0,1 \cdot 1,67^2 \cdot 133,5 / 200 = 0,814.$$

Стрелка искривления в ненагруженном состоянии по формуле (1.8) составляет

$$f_0 = 0,814 \cdot 5 = 4,07 \text{ см.}$$

Относительный эксцентриситет равен

$$m_f = 4,07 \cdot 33,70 / 323 = 0,424.$$

Коэффициент влияния формы сечения по СП 16.13330.2011 [12, табл. Д2] равен

$$\eta = (1,75 - 0,1 \cdot 0,424) - 0,02 \cdot (5 - 0,424) \cdot 1,67 = 1,55.$$

Коэффициент перехода от стрелки искривления к эквивалентному эксцентриситету определяется по формуле (1.7):

$$K = 0,82 + 0,1 \sqrt{1,55 \cdot 0,424} / 1,67 = 0,67.$$

Тогда по формуле (1.6) $m_{ef} = 0,87 \cdot 1,55 \cdot 0,424 = 0,57$.

По СП 16.13330.2011 [12, табл. Д3] для $\lambda = 1,67$ и $m_{ef} = 0,57$ имеем $\varphi_{вн} = 0,675$.

Проверяем по СП 16.13330.2011 [12, формула (109)]:

$$500/0,675 \cdot 33,70 = 21,98 \text{ кН/см}^2 = 219,8 \text{ МПа} > 200 \cdot 0,9 = 180 \text{ МПа}.$$

Условие по указанной формуле не выполняется, следовательно, стойку необходимо усилить.

1.2.2. ПОВЕРОЧНЫЕ РАСЧЁТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Поверочные расчёты железобетонных конструкций заключаются в сопоставлении фактических расчётных усилий в обследуемых элементах с их несущей способностью. На первом этапе расчётов определяются фактические усилия в сечениях конструкции. При этом размеры конструкций, их жёсткость, расположение, значение и характер нагрузки, расчётная схема принимаются по результатам обследования. Завершающим этапом расчётов является разработка выводов и рекомендаций по усилению конструкций.

Важное значение для выполнения поверочных расчётов имеет правильный выбор расчётных сопротивлений бетона и арматуры. Расчётные сопротивления принимаются по результатам соответствия с правилами, указанными в [2, 11].

Площадь поперечного сечения арматуры F_a , F_0 , F_x при расчётах должна приниматься с учётом возможного её уменьшения из-за коррозии. В зависимости от наличия и вида коррозии металла вопрос о несущей способности конструкции должен решаться в каждом конкретном случае. Например, при наличии следов коррозии предварительно напряжённой арматуры из высокопрочной проволоки, уложенной в каналах балок или ферм, рекомендуется конструкцию усиливать на полную нагрузку, независимо от результатов поверочных расчётов.

При выполнении поверочных расчётов приходится производить статические расчёты конструкций. При этом расчётные изгибающие и крутящие моменты, продольные и поперечные силы следует определять, исходя из установленных обследованием точек приложения, характера и значений нагрузок, по скорректированной в процессе обследования расчётной схеме.

Для статически неопределимых систем допускается учитывать перераспределение усилий вследствие пластических деформаций. При этом, однако, значения изгибающих моментов не должны отличаться более чем на 30% от моментов, полученных в результате расчёта по упругой стадии. Учёт перераспределения не допускается при расчёте конструкций, для которых нежелательно появление или раскрытие трещин, а также в конструкциях, армированных арматурой без явно выраженной площадки теку-

чести. Не следует также учитывать перераспределение усилий при расчёте конструкций, для которых основная нагрузка имеет динамический характер. При изменении соотношения значений пролётного и опорного моментов необходимо, чтобы в отдельных сечениях статически неопределимой балки сумма пролётного момента и доли опорных моментов была равна моменту в однопролётной балке, т.е.

$$M_0 = M_{\text{пр}} + M_A \frac{b}{l} + M_B \frac{a}{l}, \quad (1.14)$$

где M_0 – изгибающий момент в данном сечении, вычисляемый как для однопролётной статически определимой балки; $M_{\text{пр}}$ – изгибающий пролётный момент в этом сечении с учётом пластических деформаций; M_A и M_B – опорные моменты в перераспределённой эпюре; a , b – расстояния до сечения соответственно от левой и правой опор; l – длина пролёта.

Для неразрезных плит и второстепенных балок изгибающие моменты с учётом пластических деформаций можно определять приближенно, принимая для всех средних пролётов и опор максимальный изгибающий момент равным $ql^2/16$, а в крайних пролётах и над первой промежуточной опорой – $ql^2/11$. Это относится к равнопролётным или с пролётами, отличающимися не более чем на 20%, балкам и плитам с равномерно распределённой нагрузкой.

Несущая способность конструкций определяется в зависимости от напряжённого состояния конструкций по соответствующим формулам, приведённым в сводах правил к СНиП 52-01–2003 [9], например, в СП 52-101–2003 [14].

Для **центрально растянутых элементов** при надёжной анкеровке арматуры должно соблюдаться условие

$$N \leq R_s A_{s \text{ tot}}, \quad (1.15)$$

где R_s – расчётное сопротивление арматуры растяжению для предельного состояния первой группы; $A_{s \text{ tot}}$ – площадь сечения всей продольной арматуры.

Для **внецентренно растянутых элементов** прямоугольного сечения должны соблюдаться условия прочности в зависимости от положения продольной силы N (рис. 1.2):

а) при продольной силе N , приложенной между равнодействующими усилий в арматуре S и S' (рис. 1.2, а),

$$Ne \leq R_s A'_s (h_0 - a'); \quad (1.16)$$

$$Ne' \leq R_s A_s (h_0 - a'); \quad (1.17)$$

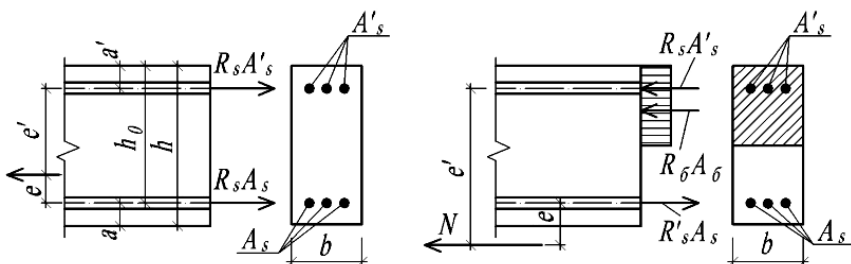


Рис. 1.2. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого элемента при расчёте по прочности

б) при продольной силе N , приложенной за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и S' (рис. 1.2, б),

$$Ne \leq R_6 b_x (h_0 - 0,5x) + R_{SC} A'_s (h_0 - a') \quad \text{при } x < \xi_R h_0, \quad (1.18)$$

где

$$x = \frac{R_s A_s - R_{SC} A'_s - N}{R_6 b}. \quad (1.19)$$

Если $x > \xi_R h_0$, то расчёт производится по формуле

$$Ne \leq R_6 b h_0^2 \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) + R_{SC} A'_s (h_0 - a'). \quad (1.20)$$

Предельная относительная высота сжатой зоны бетона ξ_R определяется по СП 52-101-2003 [14] в зависимости от характеристик бетона и арматуры.

Для *центрально сжатых элементов* должно выполняться условие

$$N \leq m \phi (R_6 A + R_{SC} A_{S \text{ tot}}), \quad (1.21)$$

где R_6 – расчётное сопротивление бетона осевому сжатию для предельного состояния первой группы; A – площадь сечения бетона; R_{SC} – расчётное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы; m – коэффициент условий работы ($m = 0,9$ – при высоте сечения элемента 20 см и менее; $m = 1$ – при высоте сечения более 20 см); ϕ – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, гибкость и характер армирования элемента и в общем случае определяемый по СП 52-101-2003 [14]. При поверочных расчётах можно принимать $\phi = \phi_\sigma$. Так как в существующих конструкциях, как правило, $N_{\text{дл}}/N = 1$, ϕ_σ можно принимать по табл. 1.8 в зависимости от соотношения l_0/h .

1.8. Зависимость φ_σ от соотношения l_0/h

L/h	≤ 6	8	10	12	14	16	18	20
φ_σ	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61

Расчётная длина элемента l_0 выбирается в зависимости от действительных условий закрепления его концов. Например, при проверке сжатых элементов ферм следует предполагать шарнирное крепление обоих концов и l_0 в плоскости фермы принимать равным расстоянию между узлами. В случаях, если концы сжатого элемента можно считать закреплёнными, то $l_0 = 0,5l$. Более конкретно условия закрепления могут быть определены в результате обследования.

Следует отметить, что центрально сжатые элементы встречаются достаточно редко. К ним условно можно отнести промежуточные колонны, верхние пояса ферм, загруженных по узлам, восходящие раскосы и стойки решётки ферм.

Внецентренно сжатые элементы проверяются по двум условиям, исходя из двух возможных случаев их разрушения. Первый случай внецентренного сжатия характерен для элементов с большим эксцентриситетом, второй – для элементов с относительно малым эксцентриситетом.

При этом для прямоугольных элементов в обоих случаях должно удовлетворяться условие (см. рис. 1.3)

$$Ne \leq R_{\delta}bx(h_0 - 0,5x) + R_{sc}A'_s(h_0 - a'). \quad (1.22)$$

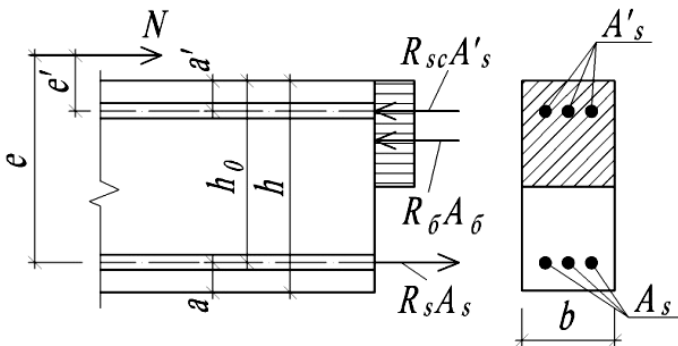


Рис. 1.3. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента при расчёте его по прочности

Значения x в формуле (1.22) для первого случая, когда $x/h_0 \leq \xi_R$, определяются из выражения

$$x = \frac{N + R_s \sigma_s - R_{sc} A'_s}{R_6 b}; \quad (1.23)$$

для второго случая, когда $x/h_0 > \xi_R$, – из выражения

$$x = \frac{N + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_6 b}, \quad (1.24)$$

где

$$\sigma_s = \left(2 \cdot \frac{1 - (x/h_0)}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_6; \quad (1.25)$$

ξ_R – предельная относительная высота сжатой зоны бетона. Значения ξ_R можно принимать по табл. 1.9 в зависимости от классов арматуры и бетона.

При расчётах должна учитываться гибкость элементов. В случаях гибкости элементов $l_0/i \geq 14$ (для прямоугольных сечений элементов при $l_0/i > 4$ влияние гибкости на несущую способность учитывается путём умножения значения начального эксцентриситета $e_0 = M/N$ на коэффициент продольного изгиба η , который определяется по СП 52-100-2003 [14]. При проверочных расчётах прямоугольных внецентренно сжатых элементов существующих конструкций, согласно [15], допускается определение коэффициента η по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{400 R_6 A_6} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2}, \quad (1.26)$$

Изгибаемые элементы проверяются с учётом формы сечений, наличия трещин, вида бетона.

При обследовании трудно установить сечение арматуры в сжатой зоне конструкции, так как в нагруженных конструкциях нельзя ослаблять сжатую зону бетона вскрытием арматуры. Поэтому при определении несущей способности изгибаемых элементов сжатую арматуру, как правило, не учитывают (рис. 1.4).

1.9. Значения ξ_R

Класс арматуры	Класс бетона		
	B10	B15–B22.5	B25 и выше
A-I	0,7	0,55	0,60
A-II, A-III	0,65	0,60	0,50

Примечание. Здесь и далее классы арматуры указаны в соответствии со СНиП 2.03.01-84*.

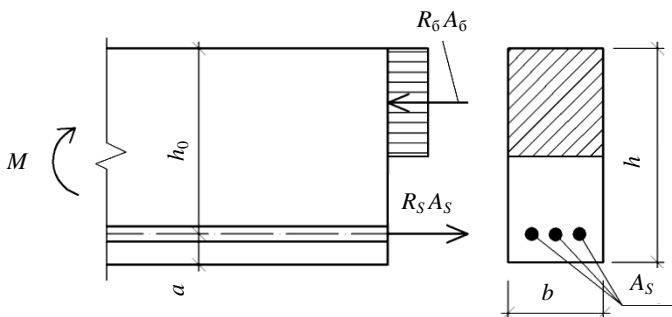


Рис. 1.4. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого элемента, при поверочном расчёте по прочности

Прочность прямоугольных элементов по нормальным сечениям будет достаточной, если выполняется условие

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x), \quad \text{при } x \leq \xi_R h_0; \quad (1.27)$$

$$M \leq R_6 b \xi_R h_0^2 (1 - 0,5\xi_R), \quad \text{при } x > \xi_R h_0, \quad (1.28)$$

где $x = R_s A_s / R_6 b$. (1.29)

Для тавровых сечений (рис. 1.5) с полкой в сжатой зоне должны выполняться условия

$$M \leq R_6 b'_f x (h_0 - 0,5x), \quad \text{при } x = R_6 A_6 / R_6 b'_f \leq h'_f; \quad (1.30)$$

$$M \leq R_6 b x (h_0 - 0,5x) + R_6 (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f), \quad \text{при } x > h'_f. \quad (1.31)$$

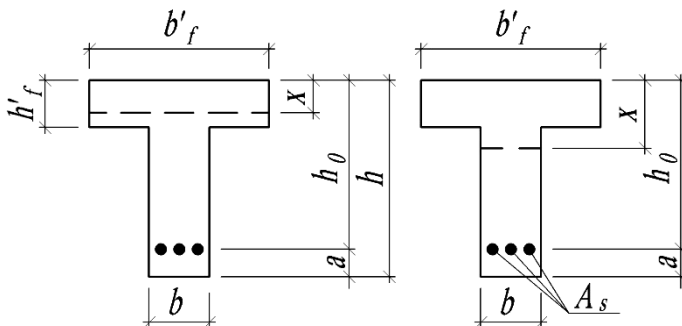


Рис. 1.5. Положение границы сжатой зоны в сечении изгибаемого железобетонного элемента:
 a – в полке; \bar{b} – в ребре

Высота сжатой зоны в этом случае находится по формуле

$$x = \frac{R_6 A_6 - R_6 (b'_f - b) h'_f}{R_6 b}. \quad (1.32)$$

Значение b'_f , вводимое в расчёт, принимается согласно указаниям СП 52-101-2003 [14].

Изгибаемые элементы из тяжёлого бетона без наличия наклонных трещин должны отвечать условию

$$Q \leq R_{SW} A_{S,inc} \sin \alpha + 2\sqrt{2R_{\sigma l} b h_0^2 q_{SW}}, \text{ при } x \leq \xi_R h_0, \quad (1.33)$$

где $q_{SW} = R_{sw} A_{sw} / S$; α – угол наклона отогнутых стержней; $A_{S, inc}$ – площадь сечения отогнутых стержней в плоскости наклонного сечения; A_{sw} – площадь сечения поперечных стержней на участке C_0 (см. рис. 1.6); S – шаг хомутов; R_{sm} – расчётное сопротивление поперечной арматуры растяжению; $R_{\sigma l}$ – расчётное сопротивление бетона осевому растяжению.

При наличии в проверяемом элементе чётко выраженной наклонной трещины условие прочности по наклонному сечению проверяется с учётом фактической горизонтальной проекции косой трещины C :

$$Q \leq R_{SW} A_{S,inc} \sin \alpha + R_{SW} A_{SW} + 2R_{\sigma l} b h_0^2 / c, \quad (1.34)$$

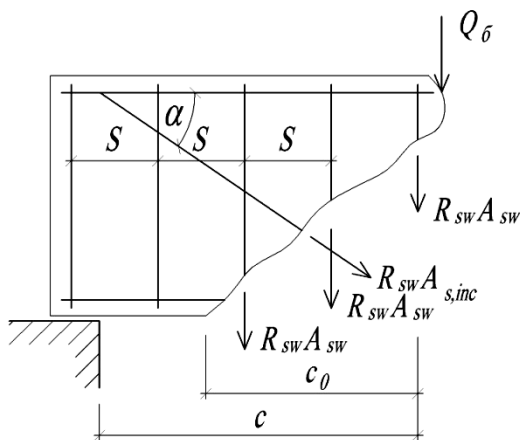


Рис. 1.6. Расчётная схема усилий в наклонном сечении железобетонного элемента при расчёте на поперечную силу

При этом всегда должно выполняться условие

$$Q \leq 0,35 R_{\sigma} b h_0, \quad (1.35)$$

Элементы, работающие на кручение с изгибом в случаях прямоугольного сечения, проверяются по условию

$$T \leq 0,1 R_{\sigma} b^2 h, \quad (1.36)$$

где b и h соответственно меньший и больший размеры граней элемента; T – крутящий момент.

Расчёт по прочности элементов, работающих на кручение с изгибом, производится только при наличии материалов обследования, содержащих сведения о сечениях всех арматурных стержней, их расположении и о соответствии поперечного армирования требованиям СНиП и соответствующих СП 52-101–2003 [14].

В случаях аварийного состояния или при необходимости срочного решения вопроса об увеличении нагрузки предварительный расчёт можно выполнять методом «разрушающих» нагрузок. Предел текучести арматуры при этом принимают как указано ранее, а класс бетона – по его средней фактической прочности, определяемой для каждого рассчитываемого элемента неразрушающими методами. Отсутствие аварийности признаётся, если несущая способность конструкции будет выше соответствующих расчётных усилий. Коэффициент запаса прочности при расчёте принимается в зависимости от вида конструкции и вида предполагаемого разгружения.

Пример 1.2. Поверочный расчёт железобетонной конструкции.

Выполнить поверочный расчёт железобетонного прямоугольного прогона, для которого в результате обследования установлены следующие параметры: сечение имеет размеры $b = 20$ см, $h = 50$ см, $h_0 = 46,5$ см; бетон класса В20 ($R_{\sigma} = 11,5$ МПа); арматура $A_S = 10,17$ см² (4Ø18 АП); расчётное сопротивление арматуры $R_S = 280$ МПа; максимальный изгибающий момент, действующий на прогон $M_{из} = 135$ кН·м. Сжатая арматура не вскрыта при обследовании из-за сильного загрузения прогона.

Определяем по формуле (1.29) высоту сжатой зоны бетона, исходя из условия, что прогон армирован только растянутой арматурой:

$$x = 280 \cdot 10,17 / 11,5 \cdot 20 = 12,38 \text{ см.}$$

Проверяем условие $x/h_0 \leq \xi_R$. По таблице 1.9 имеем $\xi_R = 0,60$. Так как $x/h_0 = 12,38/46,5 = 0,27 < 0,60$, для расчёта несущей способности используем формулу (1.27). Имеем $M = 280 \cdot 10,17 (46,5 - 0,5 \cdot 12,38) = 114\,787$ Н·м = 114,79 кН·м.

Так как $M = 114,79$ кН·м $< M_{из} = 135$ кН·м, прогон требует усиления.

1.2.3. ПОВЕРОЧНЫЕ РАСЧЁТЫ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Несущая способность повреждённых армированных и неармированных каменных конструкций определяется методом разрушающих нагрузок на основании данных, полученных при обследовании, и фактических значений прочности кирпича, камней, раствора и предела прочности арматуры. При этом учитывают факторы, снижающие их несущую способность: трещины; разрушения поверхностных слоев кладки; наличие эксцентриситетов, вызванных отклонением стен и столбов от вертикали или при их выпучивании из плоскости; нарушение конструктивной связи между стенами вследствие образования вертикальных трещин в местах их пересечения или вследствие разрыва поперечных связей между стенами, колоннами и перекрытиями каркаса; повреждение опор балок, перемычек, смещение элементов покрытий и перекрытий на опорах.

Повреждённые каменные и армокаменные конструкции подлежат временному усилению, если их несущая способность недостаточна для восприятия фактических действующих нагрузок на рассматриваемый элемент, т.е.

$$K_{\text{сн}} F \leq \Phi K_{\text{тр}} , \quad (1.37)$$

где F – фактическая нагрузка на рассматриваемую конструкцию в момент обследования; $K_{\text{сн}}$ – коэффициент безопасности ($K_{\text{сн}} = 1,7$ – для неармированной кладки; $1,5$ – для кладки с сетчатым армированием); Φ – несущая способность конструкции без учёта повреждений, определяемая по фактическим значениям площади сечения, гибкости и прочности материалов кладки; $K_{\text{тр}}$ – коэффициент снижения несущей способности каменных конструкций при наличии повреждений (трещин, сколов, повреждений при пожаре и т.п.), принимаемый: при повреждении кладки стен, столбов и простенков вертикальными трещинами (исключая трещины, вызванные температурными воздействиями и неравномерными осадками) по табл. 1.10; при повреждении кладки опор балок, ферм и перемычек по табл. 1.11; при повреждении кладки стен и столбов при пожаре по табл. 1.12.

Несущую способность армированной и неармированной кладки (Φ) без учёта повреждений при проверочных расчётах следует определять в соответствии с указаниями СНиП II-22-81 [10] путём подстановки в правые части формул, характеризующих различные виды напряжённого состояния, среднего предела прочности кладки и предела текучести арматуры. При известной марке кирпича и раствора средний предел прочности кладки \bar{R} принимается равным удвоенной величине расчётного сопротивления кладки R .

При отклонении от вертикали или выпучивании стен в пределах этажа на величину до 1/3 толщины стены их несущая способность определяется с учётом фактических эксцентриситетов от вышележащей нагрузки; при большем отклонении или выпучивании стены, столба и перегородки подлежат разборке или обязательному усилению.

При образовании вертикальных трещин в местах пересечения стен или при разрыве поперечных связей между стенами, колоннами и перекрытиями каркаса несущая способность и устойчивость стен при действии вертикальных и горизонтальных (ветровых) нагрузок определяется с учётом фактической свободной высоты стены между точками сохранившихся закреплений (связей).

1.10. Коэффициенты снижения несущей способности кладки стен, столбов и простенков при повреждении вертикальными трещинами [7]

Характер повреждения кладки стен, столбов и простенков	Коэффициент $K_{тр}$ при кладке	
	неармированной	армированной
1. Трещины в отдельных кирпичах, не пересекающие растворные швы	1	1
2. Волосяные трещины, пересекающие не более двух рядов кладки (длиной 15...18 см)	0,9	1
3. То же, при пересечении не более четырёх рядов кладки (длиной до 30...35 см) при числе трещин не более четырёх на 1 м ширины (толщины) стены, столба или простенка	0,75	0,9
4. Трещины с раскрытием до 2 мм, пересекающие не более восьми рядов кладки (длиной до 60...65 см) при числе трещин не более четырёх на 1 м ширины (толщины) стены, столба, простенка	0,5	0,7
5. То же, при пересечении более восьми рядов (длиной более 65 см)	0,0	0,5

1.11. Коэффициенты снижения несущей способности при повреждении кладки опор балок, ферм и перемычек [7]

Характер повреждения кладки опор	Коэффициент $K_{тр}$ при кладке	
	неармированной	армированной
1. Местное (краевое) повреждение кладки на глубину до 2 см (мелкие трещины, отслоения в виде лещадок) и образование вертикальных трещин по концам опор (или опорных подушек) балок, ферм, перемычек, пересекающих не более двух рядов кладки (длиной до 15...18 см)	0,75	0,9
2. То же, при пересечении трещинами не более четырёх видов кладки (длиной до 30...35 см)	0,5	0,75
3. Краевое повреждение кладки на глубину более 2 см и образование вертикальных и косых трещин по концам или под опорами (опорными подушками) балок и ферм, пересекающих более четырёх рядов кладки	0	0,5

1.12. Коэффициенты снижения несущей способности кладки стен и столбов при пожаре [7]

Глубина повреждения кладки (без штукатурки), см	Коэффициент $K_{тр}$		
	Стены толщиной 38 см и более при обогреве		Столбы при наибольшем размере сечения 38 см и более
	одностороннем	двустороннем	
До 0,5	1	0,95	0,9
≥ 2	0,95	0,9	0,85
$\geq 5...6$	0,9	0,8	0,7

При смещении прогонов, плит перекрытий и покрытий на опорах проверяется несущая способность стен на местное смятие и внецентренное сжатие по фактической величине эксцентриситета и площади опирания прогонов и плит перекрытий на стены.

В случаях наличия в стенах больших обвалов или обрушении одного или нескольких простенков нижележащих этажей оставшаяся часть стены может работать по схеме свода. При этом необходимо определить несущую способность крайних простенков или участков стен с учётом перегрузки F от массы стен и перекрытий, находящихся выше обвалов, а также с учётом распора H , определяемого статическим расчётом.

На основании поверочных расчётов оценивается потеря несущей способности в процентах, устанавливается степень повреждения конструкций (см. табл. 1.13) и указываются мероприятия по их временному усилению.

1.13. Характеристики повреждений каменных конструкций [7]

Снижение несущей способности конструкций при повреждениях, %	Степень повреждения конструкций	Мероприятия по временному усилению
До 15	Слабое	Поверочный расчёт несущей способности конструкций: временных усилений не производить, если подтверждена достаточная несущая способность
До 25	Среднее	Поверочный расчёт несущей способности конструкций, при временном усилении, установка дополнительных стоек, упоров, стяжек, расчалок
До 50	Сильное	Капитальное восстановление производится по проекту: при временном усилении установка дополнительных стоек, упоров, стяжек, расчалок
Свыше 60	Полное	Конструкции подлежат разборке

Пример 1.3. Поверочный расчёт каменной конструкции.

Выполнить поверочный расчёт кирпичного столба, опирающегося на монолитные железобетонные перекрытия, заделанные в кладку, неподвижные в горизонтальном направлении. При обследовании установлено: столб в момент обследования центрально нагружен силой $N_{\phi} = 150$ кН; высота столба 3,5 м; сечение 51×51 см; кладка столба из глиняного кирпича марки 75 на цементно-известковом растворе марки 10. Разрушений и повреждений столб не имеет. Расчётная нагрузка на столб после реконструкции составит 200 кН.

Проверку несущей способности производим для центрального сжатия. Для обеспечения несущей способности необходимо выполнить условие

$$N \leq \Phi = m_g \varphi R A,$$

где Φ – несущая способность; R – расчётное сопротивление кладки сжатию; φ – коэффициент продольного изгиба; A – площадь сечения элемента; m_g – коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки.

Определяем расчётную высоту столба. Схема здания жёсткая, столб имеет частичное защемление на опорах и, следовательно,

$$l_0 = 0,8H = 0,8 \cdot 3,5 = 2,8 \text{ м.}$$

Определяем гибкость столба $\lambda = l_0/h = 280/51 = 5,5$.

Упругая характеристика кладки при марке раствора 10 по СНиП II-22–81 [10] равна $\alpha = 500$.

По значениям α и λ_h по СНиП II-22–61 [10] определяем значение коэффициента продольного изгиба $\varphi = 0,925$.

Расчётное сопротивление кладки при марке кирпича 75 и марке раствора 10 равна $R = 0,9$ МПа.

Площадь столба $A = 51 \cdot 51 = 5600 \text{ см}^2 = 0,26 \text{ м}^2$. Так как $A = 0,26 \text{ м}^2 < 0,3 \text{ м}^2$, коэффициент условий работы к расчётному сопротивлению R равен $\gamma_c = 0,8$.

Коэффициент длительной нагрузки при нулевом эксцентриситете равен $m_g = 1$.

Несущая способность

$$\Phi = 1 \cdot 0,925 \cdot 0,9 \cdot 0,26 \cdot 10^3 = 173 \text{ кН.}$$

Так как $N_{\phi} = 150 \text{ кН} < \Phi = 173 \text{ кН}$, прочность столба обеспечена. Для восприятия расчётной нагрузки $N_p = 200 \text{ кН}$ необходимо произвести его усиление.

Пример 1.4. Поверочный расчёт кирпичного столба, имеющего повреждения.

Выполнить проверку кирпичного столба, рассмотренного в предыдущем примере, в том случае, если столб повреждён трещинами с раскрытием до 2 мм, пересекающими до восьми рядов кладки, при числе трещин не более четырёх на 1 м ширину столба. Столб в момент обследования нагружен силой 100 кН.

Столб имеет повреждения, следовательно, проверяем необходимость его временного усиления по формуле (1.37).

Несущая способность неповреждённого столба, согласно примеру 1.3, равна $\Phi = 173$ кН. Коэффициент снижения несущей способности по табл. 1.10 для неармированной кладки $K_{тр} = 0,5$, а коэффициент безопасности $K_{сп} = 1,7$. Тогда имеем

$$K_{сп} F = 1,7 \cdot 100 = 170 \text{ кН} > K_{тр} \Phi = 0,5 \cdot 173 = 87 \text{ кН}.$$

Повреждённый столб требует временного усиления.

Так как снижение несущей способности столба составляет 50%, по табл. 1.13 имеем, что степень повреждения конструкции сильная и требуется разработка проекта по восстановлению столба. При временном усилении необходимо поставить дополнительные стойки.

2. РАСЧЁТ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ УСИЛЕНИИ ИХ БЕЗ ИЗМЕНЕНИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ И РАСЧЁТНЫХ СХЕМ

2.1. РАСЧЁТ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ УСИЛЕНИИ ИХ ПУТЁМ УВЕЛИЧЕНИЯ СЕЧЕНИЙ

Способы усиления стальных конструкций путём увеличения их сечений имеют достаточно широкое распространение в практике. Подробные сведения об усилении стальных конструкций увеличением сечений приведены в [1, 5].

Расчёт усиления стальных конструкций увеличением сечений достаточно сложен. При расчёте необходимо учитывать уровни напряжений в существующих элементах и последовательность включения в работу дополнительных деталей, а также начальные и дополнительные деформации основных конструкций, возникающие на стадии усиления.

В зависимости от уровня напряжений в существующих конструкциях принимается решение о необходимой степени их разгрузки (полной или частичной). Желательно, чтобы во всех случаях стержни перед усилением были разгружены до такой степени, чтобы усилия, возникавшие в них, не превышали 50...60% расчётных.

Статический расчёт конструкций, усиливаемых путём увеличения сечений без полной разгрузки, необходимо выполнять:

- на нагрузки, действующие на конструкции во время усиления (начальное нагружение);
- на нагрузки, которые будут действовать на конструкции после их усиления, с выбором невыгодных вариантов их сочетания.

Уровень начального напряжения элементов ограничивается с целью обеспечения их несущей способности в процессе усиления в зависимости от нормы предельных пластических деформаций в соответствии с их классом.

К первому классу относятся сварные конструкции, работающие в особо тяжелых условиях эксплуатации (подкрановые балки для кранов режима работы 7К, 8К, элементы бункерных или разгрузочных эстакад, работающих на нагрузку от подвижного состава и т.п.). Расчёты прочностных элементов выполняются в предположении упругой работы стали.

Ко второму классу относятся элементы конструкций, непосредственно воспринимающие подвижные динамические или вибрационные нагрузки и не входящие в 1 класс. Норма предельных относительных пластических деформаций $\varepsilon_{plim} = 0,001$.

К третьему классу относятся элементы конструкций, работающих при статических нагрузках, но не удовлетворяющих требованиям норм по обеспечению общей и местной устойчивости в процессе развития пластических деформаций. Для этих конструкций $\varepsilon_{\text{plim}} = 0,002$.

К четвертому классу относятся элементы конструкций, работающие при статических нагрузках и удовлетворяющие требованиям СП 16.13330.2011 [12] по обеспечению общей и местной устойчивости при развитых пластических деформациях, $\varepsilon_{\text{plim}} = 0,004$.

Ниже рассмотрен расчёт усиления сжатых сплошностенчатых элементов конструкций 3 и 4 классов. Расчёт выполняется в следующей последовательности.

1. Определяется начальный прогиб усиливаемого стержня в плоскости действия момента

$$f_0 = N_0 e / (N_{0Э} - N_0), \quad (2.1)$$

где $e = M'_0 / N_0$ – случайный начальный эксцентриситет продольной силы относительно оси x , принимаемый с соответствующим знаком; N_0 и M'_0 – расчётные значения начальной продольной силы и момента, вычисленные по недеформированной схеме: $N_{0Э} = \pi^2 EI_{x0} / L_x^2$ – Эйлера сила для основного стержня; I_{x0} , L_x – момент инерции и расчётная длина основного стержня.

В случае центрально сжатого элемента, когда $M'_0 = 0$, начальный эксцентриситет определяется по формуле

$$e = M_0 W_0 / A_0, \quad (2.2)$$

где m_0 – случайный начальный относительный эксцентриситет, определяемый по графику (рис. 2.1); W_0 – момент сопротивления неусиленного сечения.

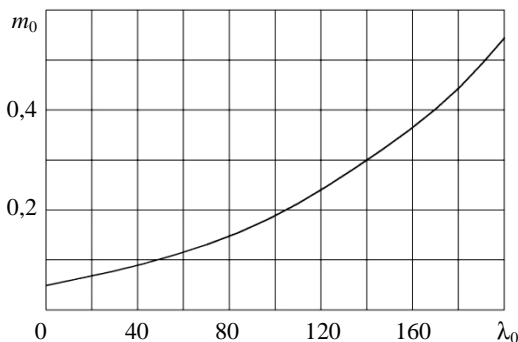


Рис. 2.1. График зависимости случайного начального относительного эксцентриситета от гибкости

2. При заданной внешней нагрузке определяется возможность усиления основного стержня.

При этом в общем случае в начале сжатия (растяжения) с изгибом определяются значения напряжений по формуле

$$\sigma_0 = \frac{N_0}{A_{0n}} \pm \frac{M_{0x}}{I_{x0n}} y \pm \frac{M_{0y}}{I_{y0n}} x, \quad (2.3)$$

где N_0 , M_{0x} , M_{0y} – продольная сила и изгибающие моменты в наиболее нагруженном сечении элемента.

При расчёте усиления гибких сжато-изогнутых или внецентренно сжатых стержней моменты M_0 вычисляются по деформированной схеме с учётом прогибов стержня

$$M_0 = N_0(e + f_0). \quad (2.4)$$

Затем определяется отношение

$$\left| \frac{\sigma_{0,\max}}{R_{y0}} \right| \leq \beta_0, \quad (2.5)$$

где β_0 – предельный уровень начального нагружения элементов для конструкций, усиливаемых с помощью сварки» в зависимости от класса конструкций ($\beta_0 \leq 0,2$ – для 1 класса, $\beta_0 \leq 0,4$ – для 2 класса, $\beta_0 \leq 0,8$ – для 3 и 4 классов).

Если указанные условия не выполняются, то необходима либо предварительная разгрузка конструкций, либо использование специальных технологических мероприятий при усилении, обеспечивающих ограничение деформаций конструкций (в частности, сварных).

3. Определяется прогиб усиленного элемента при присоединении элементов усиления:

- к плоским поверхностям по формуле

$$f_x = f_0; \quad (2.6)$$

- к выпуклым и вогнутым поверхностям по формуле

$$f_x = f_0 \left(1 - \alpha_N \frac{\sum I_r}{I_0 \sum I_r} \right), \quad (2.7)$$

где f_0 – начальный прогиб усиливаемого элемента, определяемый в расчётах сжатых стержней на устойчивость от расчётных начальных нагрузок (см. формулу (2.1)), а в расчётах на деформативность – от нормативных начальных нагрузок; $\sum I_r$ – сумма моментов инерции элементов усиления,

присоединяемых одновременно, относительно их собственных центральных осей, перпендикулярных плоскости изгиба; $\alpha_N = N_{0Э} / (N_{0Э} - N_0)$ – коэффициент, учитывающий влияние продольной силы. Если в формуле (2.7) $\sum I_r < 0,1I_0$, то поверхность можно считать плоской и $f_x = f_0$.

4. Выполняется расчёт прикрепления элементов усиления.

При использовании сварки для прикрепления элементов усиления необходимо предусматривать меры по уменьшению и регулированию сварочных деформаций. Для этого катеты швов следует принимать минимально допустимыми по расчёту с учётом рекомендаций СП 16.13330.2011 [12, п. 14.1].

В случаях усиления нагруженных конструкций 3 и 4 классов, эксплуатируемых при температуре выше минус 30 °С в неагрессивной среде, рекомендуется использовать прерывистые (шпоночные) швы (рис. 2.2, а). Шаг шпонок следует принимать максимально допустимым по расчёту, но не выше $80i_{\min}$ в растянутых и $40i_{\min}$ в сжатых элементах усиления. Здесь i_{\min} – минимальный радиус инерции элемента усиления относительно его собственной центральной оси.

Для крепления элементов усиления в конструкциях 1 и 2 классов используются только сплошные швы (см. рис. 2.2, б).

Расчёт непрерывных участков (шпоночных) швов на сдвигающие усилия производится по формуле

$$T = Q_{\max} S_r a_w / I, \quad (2.8)$$

где Q_{\max} – максимальная поперечная сила; S_r – статический момент элемента усиления относительно центральной оси усиления; a_w – шаг шпоночного шва (см. рис. 2.2, а).

Минимальная длина прерывистых (шпоночных) швов определяется как

$$l_w = \frac{\alpha_w T}{\beta_w K_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (2.9)$$

где K_f – катет шва; α_w – коэффициент, характеризующий распределение усилий между швами, прикрепляющими элемент усиления к основному стержню, и равный доле общего усилия T , отно-

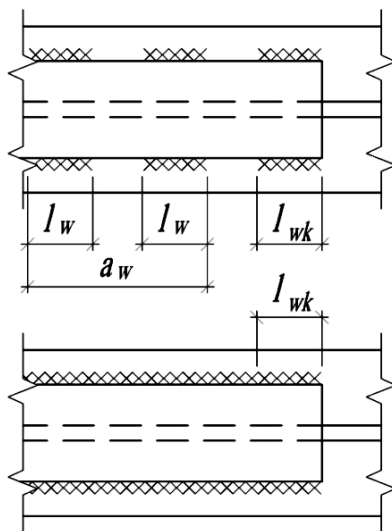


Рис. 2.2. Присоединения элементов усиления:

а – прерывистыми швами;

б – сплошными швами

сящейся к рассматриваемому шву. Под значениями β_w , γ_w и R_w подразумеваются значения β_f и β_z , γ_{wf} и γ_{wz} , R_{wf} и R_{wz} , принимаемые по СП 16.13330.2011 [12, п. 14.1.16] для двух расчётных сечений (по металлу шва и по металлу границы сплавления). Длину участка шпоночного шва следует принимать не более 50 мм.

Минимальная длина концевых участков швов определяется по формуле

$$l_{wk} = \frac{\alpha_w(T + N_r)}{\beta_w K_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (2.10)$$

где $N_r = (N - N_0)A_r / A$; A_r и A – соответственно площади элементов усиления и всего усиленного элемента; N – расчётное усилие в стержне после усиления.

Для сплошных швов определяется минимальный катет (см. рис. 2.2, б) швов, крепящих элементы усиления

$$K_f = \frac{\alpha_w Q_{\max} S_r}{\beta_w l_w R_w \gamma_w \gamma_c}. \quad (2.11)$$

5. Определяется остаточный сварочный прогиб

$$f_w = \alpha_N \frac{a V l_0^2}{8I} \sum n_i y_i. \quad (2.12)$$

где a – средний коэффициент прерывности шпоночного шва с учётом протяжённости концевых его участков (при сплошных швах $a = 1$); $V = 0,04 K_f^2$ – параметр продольного укорочения элемента от наложения одиночного шва, K_f – катет связующих швов в см; $l_0 = l_{ef}$ – расчётная длина элемента в плоскости изгиба; y_i – расстояние от i -го шва до центральной оси усиленного сечения, принимаемое со своим знаком; $n_i = 1 - u [\ln(1 - \xi_k)] / \ln 2$ – коэффициент, учитывающий начальное напряжённно-деформированное состояние элемента и схему его усиления; $\xi_i = \sigma_{0i} / R_{y0}$ – коэффициент, характеризующий уровень начальных напряжений в зоне i -го шва в наиболее напряжённом сечении элемента; $u = 0,5$ – при односторонних швах в сжатой зоне сечения; $u = 1,5$ – то же, в растянутой зоне; $u = 1$ – при двусторонних швах; σ_{0i} – напряжение, определяемое по формуле (2.3) при характеристиках брутто (положительными считаются напряжения сжатия). Для сжатых элементов M_0 подсчитывается по формуле (2.4) при подстановке в неё f_* вместо f_0 .

6. Определяются расчётные эксцентриситеты в плоскости действия момента

$$e_f = e + f_x + K_w f_w, \quad (2.13)$$

где $K_w = 0,5$ – при разгружающем факторе сварочного прогиба f_w , $K_w = 1$ – в противном случае.

7. Проверяется устойчивость усиленного элемента в плоскости действия момента

$$\frac{N}{\phi_e A} \leq R_y^* \gamma_c, \quad (2.14)$$

где ϕ_e – коэффициент, определяемый по СП 16.13330.2011 [12, табл. Д3] в зависимости от условной гибкости усиленного элемента $\bar{\lambda}$ и приведённого относительного эксцентриситета $m_{ef} = \eta m_f$; A – площадь усиленного сечения; η – коэффициент влияния формы сечения по СП 16.13330.2011 [12, табл. Д2]

$$m_f = e_f (A / W_c), \quad (2.15)$$

где e_f – эквивалентный эксцентриситет, учитывающий особенности работы усиленного стержня и определяемый по формуле (2.13); W_c – момент сопротивления для наиболее сжатого волокна; γ_c – коэффициент условия работы, принимаемый не более 0,9; R_y^* – осредненное значение расчётного сопротивления, принимаемое равным R_{y0} , если сталь усиления близка по расчётному усилению R_{yr} стали усиливаемого элемента ($1 < R_{yr}/R_{y0} \leq 1,5$), а при отношении $R_{yr}/R_{y0} > 1,5$, определяемое по формуле

$$R_y = R_{y0} \sqrt{K_A K_I}; \quad (2.16)$$

$$K_A = R_{yr}/R_{y0} - A_0 (R_{yr}/R_{y0} - 1)/A; \quad K_I = R_{yr}/R_{y0} - I_0 (R_{yr}/R_{y0} - 1)/I,$$

где I_0 , I – моменты инерции для той оси, относительно которой выполняется проверка устойчивости.

8. Проверка устойчивости сжатых элементов сплошного сечения из плоскости действия моментов выполняется в соответствии со СП 16.13330.2011 [12, п. 9.2.4], причем при изгибе элемента в плоскости его наибольшей жёсткости ($I_x > I_y$) относительный эксцентриситет m определяется по формуле (2.15). При подсчёте l_f прогибы f_x и f_w учитываются только в том случае, если они увеличивают расчётное значение эквивалентного эксцентриситета.

9. При высоком уровне начального нагружения ($\beta_0 \geq 0,6$) проверяется устойчивость сжатых элементов в процессе их усиления с помощью сварки. При этом используется формула (2.14), в которой N принимается равным N_0 , а эквивалентный эксцентриситет определяется по формуле (2.13) при $K_w = 2$. Временный сварочный изгиб f_w вычисляется по формуле (2.12) и принимается с тем знаком, который увеличит расчётное значение l_f .

Пример 2.1. Расчёт усиления внецентренно сжатой колонны увеличением сечения.

Выполнить расчёт усиления внецентренно сжатой стальной колонны, выполненной из двутавра №20. На колонну действует продольная сила $N_0 = 220$ кН и изгибающий момент 14 кН·м. Расчётные длины колонны: $l_x = 7,0$ м; $l_y = 2,0$ м. После реконструкции на колонну будет передаваться нагрузка в следующих двух сочетаниях:

1 сочетание – $N = 450$ кН, $M_x = 20$ кН·м;

2 сочетание – $N = 400$ кН, $M_x = -30$ кН·м.

Учитывая комбинацию нагрузок, схему усиления принимаем симметричной с приваркой двух швеллеров №12 (см. рис. 2.3).

Сталь стойки имеет расчётное сопротивление $R_{y0} = 200$ МПа, сталь усиления – $R_{yr} = 270$ МПа.

Геометрические характеристики колонны до усиления: $A_0 = 26,8$ см²; $I_{x0} = 1840$ см⁴; $I_{y0} = 115$ см; $W_{x0} = 184$ см; $i_{x0} = 8,28$ см; $i_{y0} = 2,07$ см.

Геометрические характеристики колонны после усиления: $A_n = 53,4$ см²; $I_x = 5452$ см⁴; $I_y = 358$ см; $W_x = 358$ см; $i_x = 10,1$ см; $i_y = 3,68$ см.

1. Определяем начальный прогиб усиливаемой колонны в плоскости действия момента f_0 по формуле (2.1). Для этого вначале находим e и $N_{0Э}$:

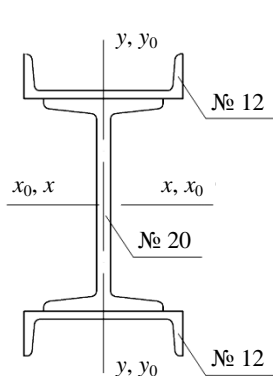


Рис. 2.3. Схема усиления колонны

$$e = \frac{1400}{220} = 6,4 \text{ см};$$

$$N_{0Э} = \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 1840}{700^2} = 777 \text{ кН}.$$

Тогда $f_0 = 220 \cdot 6,4 / (777 - 220) = 2,53$ см.

2. Определяем возможность усиления колонны при действующих нагрузках.

Уровень начального, напряжения в этом случае определяется по формулам (2.3) и (2.4) как

$$\begin{aligned} \sigma_0 &= \frac{220}{26,8} + \frac{220 \cdot (6,4 + 2,53)}{1840} \cdot 10 = 18,9 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 189 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Тогда по формуле (2.5)

$$\beta_0 = 189/200 = 0,945 > 0,8$$

и, следовательно, для выполнения работ по усилению колонны при действующих нагрузках требуется её разгрузить или временно раскрепить. Последнее более предпочтительно.

3. Определяем по формуле (2.7) прогиб колонны, после присоединения элементов усиления прижатием струбцинами

$$f_x = 2,53 \left(1 - \frac{777 \cdot 2 \cdot 31,2}{(777 - 220) \cdot 1840 \cdot 31,2} \right) = 2,526 \text{ см} \approx 2,53 \text{ см.}$$

4. Выполняем расчёт прикрепления элементов усиления сваркой прерывистыми швами.

Сварные швы рассчитываем на условную поперечную силу, принимая $Q_{\max} = Q_{fic}$.

Q_{fic} определяем по СП 16.13330.2011 [12, п. 7.27]. При этом вначале определим осредненное расчётное сопротивление стали усиленного сечения колонны R_y^* . Так как $R_{yr}/R_{y0} = 270/200 = 1,35 > 1,15$, расчёт R_y^* производим по формуле (2.16).

Имеем

$$K_A = 1,35 - 26,8 (1,35 - 1) / 53,4 = 1,17;$$

$$K_I = 1,35 - 1840 \cdot (1,35 - 1) / 5452 = 1,23; R_y^* = 200 \sqrt{1,17 \cdot 1,23} = 240 \text{ МПа.}$$

Далее определяем λ_x и φ : $\lambda_x = 700/10,1 = 69,3$; $\varphi = 0,754$.

Окончательно получим

$$Q_{\max} = Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{2,1 \cdot 10^5}{240} \right) \cdot \frac{450}{0,754} = 6,20 \text{ кН.}$$

Статический момент относительно центральной оси усиления $S_r = 154 \text{ см}^3$.

Принимаем шаг шпоночного шва $a_w = 50 \text{ см} < 40 \cdot 1,53 = 61,1 \text{ см}$. Катет сварного шва – $K_r = 4 \text{ мм}$.

Сдвигающее усилие вычисляем по формуле (2.8):

$$T = 6,20 \cdot 154 \cdot 50 / 5452 = 8,76 \text{ кН.}$$

Минимальную длину шва определяем по формуле (2.9):

$$l_w = \frac{0,5 \cdot 8,76 \cdot 10}{0,7 \cdot 0,4 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 1,98 \text{ см.}$$

В соответствии с конструктивными требованиями принимаем $l_w = 5$ см.

Концевые элементы усиления принимаем с катетом $K_f = 6$ мм и определяем по формуле (2.10) минимальную длину концевых участков швов

$$N_r = (450 - 220) \cdot 13,3/53,4 = 57,3 \text{ кН};$$

$$l_w = \frac{0,5 \cdot (8,76 + 57,3) \cdot 10}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 5,4 \text{ см.}$$

Принимаем $l_{wk} = 6$ см.

5. Определяем остаточный сварочный прогиб колонны f_w по формуле (2.12), где

$$a = 5/50 = 0; Y = 0,04 \cdot 0,4^2 = 6,4 \cdot 10^{-3} \text{ см}^2; l_0 = 700 \text{ см};$$

$$\sigma_1 = \sigma_0 = 189 \text{ МПа}; \xi_1 = 189/200 = 0,945;$$

$$n_1 = 1 - 0,5 \ln(1 - 0,945)/\ln 2 = 3,09;$$

$$\sigma_2 = 220/26,8 - 220 \cdot (6,4 + 2,53) \cdot 10/1840 = -2,47 \text{ кН/см}^2 = -24,7 \text{ МПа};$$

$$\xi_2 = -94,7/200 = -0,12; n_2 = 1 - 1,5 \cdot \ln(1 + 0,12)/\ln 2 = 0,75;$$

$$\alpha_N = 777/(777 - 220) = 1,4.$$

Тогда

$$l_w = 1,4 \cdot \frac{0,1 \cdot 6,4 \cdot 10^{-3} \cdot 700^2}{8 \cdot 5452} \cdot (2 \cdot 3,09 \cdot 10 - 2 \cdot 0,75 \cdot 10) = 0,34 \text{ см.}$$

6. Определяем расчётные эксцентриситеты в плоскости действия момента по формуле (2.13).

Для комбинации усилий 1 имеем

$$e_f = 2000/450 + 2,53 + 1 \cdot 0,34 = 7,31 \text{ см};$$

$$m_f = 7,31 \cdot 53,4/358 = 1,09.$$

Для комбинации усилий 2

$$e_f = -3000/400 + 2,53 + 0,5 \cdot 0,34 = -4,8 \text{ см};$$

$$m_f = 4,8 \cdot 53,4/358 = 0,72.$$

7. Проверяем устойчивость усиленной сплошностенчатой колонны в плоскости действия момента по формуле (2.14).

Приведённая гибкость

$$\bar{\lambda}_k = \frac{700}{10,1} \sqrt{\frac{240}{2,1 \cdot 10,5}} = 2,34.$$

По комбинации нагрузок 1

$$\eta = (1,90 - 0,1 \cdot 1,09) - 0,02(6 - 1,09) \cdot 2,34 = 1,54;$$

$$m_{ef} = 1,54 \cdot 1,09 = 1,68; \varphi_e = 0,441.$$

Тогда $450/(0,441 \cdot 53,4) = 19,11 \text{ кН/см}^2 = 191,1 \text{ МПа} < 0,9 \cdot 240 = 216 \text{ МПа}$.

По комбинации нагрузок 2

$$\eta = (1,90 - 0,1 \cdot 0,72) - 0,02 \cdot (6 - 0,72) \cdot 2,34 = 1,56;$$

$$m_{ef} = 1,56 \cdot 0,72 = 1,12; \varphi_e = 0,476.$$

Тогда $400/(0,476 \cdot 53,4) = 15,73 \text{ кН/см}^2 = 157,3 \text{ МПа} < 216 \text{ МПа}$.

Устойчивость обеспечивается.

8. Проверяем устойчивость колонны из плоскости действия момента в соответствии со СП 16.13330.2011 [12, п. 9.2.4].

По комбинации нагрузок 1:

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot 1,09 = 0,705; C = 1/(1 + 0,705 \cdot 1,09) = 0,565;$$

$$\lambda_y = 200/3,68 = 54,35; \varphi_y = 0,832;$$

$$450 \cdot 10 / 0,565 \cdot 0,832 \cdot 53,4 = 179,2 \text{ МПа} < 216 \text{ МПа}.$$

По комбинации нагрузок 2:

$$\alpha = (1 - 0,3) = 0,7; C = 1/(1 + 0,7 \cdot 0,72) = 0,671;$$

$$\lambda_y = 54,35; \varphi_y = 0,832;$$

$$400 \cdot 10 / 0,671 \cdot 0,832 \cdot 53,4 = 134,2 \text{ МПа} < 216 \text{ МПа}.$$

Устойчивость обеспечивается.

9. Проверяем устойчивость сжатых элементов в процессе их усиления. Расчёт выполняем по формуле (2.14), принимая $N = N_0 = 220 \text{ кН}$.

По формуле (2.13) при $K_w = 2$ имеем

$$e_f = 6,4 + 2,53 + 2 \cdot 0,34 = 9,61 \text{ см};$$

$$m_f = 9,61 \cdot 26,8 / 184 = 1,33.$$

Приведённая гибкость

$$\bar{\lambda} = \frac{700}{8,28} \cdot \sqrt{\frac{200}{2,1 \cdot 10^5}} = 2,60.$$

При начальной комбинации нагрузок имеем

$$\eta = (1,75 - 0,1 \cdot 1,33) - 0,02 \cdot (5 - 1,33) \cdot 2,6 = 1,43;$$

$$m_{ef} = 1,43 \cdot 1,33 = 1,90; \quad \varphi_e = 0,341.$$

Устойчивость не обеспечивается, так как $220/0,341 \cdot 26,8 = 24,07 \text{ кН/см}^2 = 240,7 \text{ МПа} > 0,9 \cdot 200 = 180 \text{ МПа}$.

Из проверки видно, что без разгрузки или без раскрепления колонн выполнять усиление нельзя.

При уменьшении раскреплением расчётной длины колонны в два раза имеем $\bar{\lambda} = 1,3$; $\varphi = 0,472$. Тогда $220/0,472 \cdot 26,8 = 17,39 \text{ кН/см}^2 = 173 \text{ МПа} < 180 \text{ МПа}$.

Усиление можно выполнять.

Более просто при усилении увеличением сечений рассчитываются растянутые элементы. Порядок расчёта рассмотрен на примере ниже.

Пример 2.2. Расчёт усиления увеличением сечения растянутого стального элемента.

При реконструкции производственного цеха планируется увеличить нагрузки на фермы. В растянутом нижнем поясе после реконструкции нагрузка будет составлять 810 кН. По результатам обследования установлено, что пояс выполнен из тавра 15ШТ1 (ТУ 14-2-24-72) с $A = 33,8 \text{ см}^2$. Расчётное сопротивление стали $R_y = 200 \text{ МПа}$ (20 кН/см^2). Необходимо произвести усиление пояса увеличением сечения.

1. Определяем фактическую несущую способность элементов нижнего пояса. Согласно СП 16.1330.2011 [12, формула (5)], имеем $N_\phi = 33,8 \cdot 20 \cdot 1 = 676 \text{ кН}$. Пояс будет перегружен $\Delta N = N - N_\phi = 810 - 676 = 134 \text{ кН}$.

2. Определяем дополнительную площадь сечения

$$A_{\text{доп}} = \Delta N / R_y = 134 / 24 = 5,58 \text{ см}^2.$$

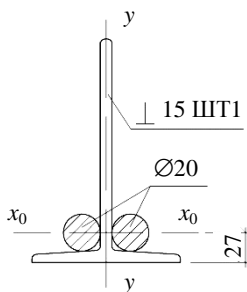


Рис. 2.4. Схема усиления пояса фермы

Так как дополнительная площадь незначительна, усиление выполняем двумя стержнями из круглой стали $2\text{Ø}20$ с $A = 6,29 \text{ см}^2$ (см. рис. 2.4). Сталь принята марки С255 с $R_y = 240 \text{ МПа}$ (24 кН/см^2). Стержни должны быть заведены за узел фермы не менее чем на величину длины сварных швов. При катете шва $K_f = 6 \text{ мм}$ $l_w = 134 / (4 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 18) + 1 = 6 \text{ см}$. Принимаем $l_w = 10 \text{ см}$. В промежутках крепление усиливающих стержней к поясу производится шпоночными швами длиной $l_w = 50 \text{ мм}$ с шагом $a = 30 \text{ см} < 80i_x$.

2.2. РАСЧЁТ УСИЛЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПУТЁМ УВЕЛИЧЕНИЯ СЕЧЕНИЙ

В практике усиления изгибаемых, сжатых, сжато-изогнутых конструкций широко распространён способ усиления путём увеличения сечения за счёт устройства обойм, рубашек, односторонних и двусторонних наращиваний сечений конструкций (рис. 2.5). Сведения об устройстве обойм, рубашек и наращиваний изложены в [3, 15].

Обоймы устраиваются замкнутыми, охватывающими элемент со всех граней, и могут выполняться из металла или монолитного железобетона, а также из полимерных материалов. Наиболее часто используются железобетонные обоймы. Применяются обоймы, как правило, при усилении вертикальных несущих конструкций (см. рис. 2.5, *а*). Для горизонтальных несущих конструкций (балок, прогонов, плит и т.п.) работы по устройству обойм усложняются, и поэтому наращивание сечений выполняется трёхсторонним (рубашкой), двусторонним и односторонним (см. рис. 2.5, *б*, *в*, *г*). Незамкнутые наращивания могут выполняться также и при усилении колонн (см. рис. 2.5, *в*).

При усилении наращиванием отсутствует эффект обжатия сечения обоймой, поэтому необходимо обеспечивать совместность работы старого и нового бетона и надёжную связь существующей и новой арматуры за счёт приварки соединительных стержней, дополнительных хомутов и отгибов (см. рис. 2.5, *г*).

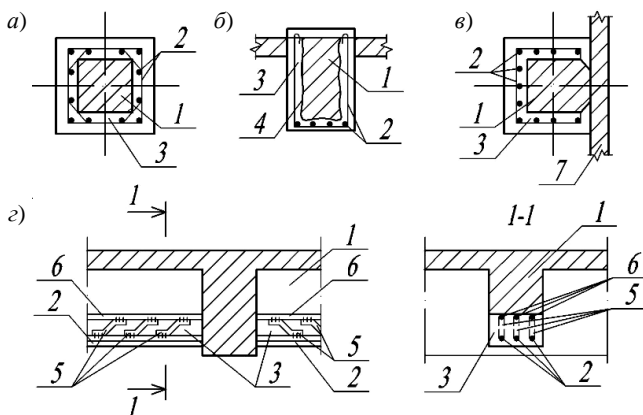


Рис. 2.5. Схемы усиления железобетонных конструкций увеличением сечений:

- а* – колонны обоймой; *б* – рубашкой балки;
- в* – рубашкой колонны; *г* – односторонним наращиванием балки;
- 1* – усиливаемая конструкция; *2* – рабочая и конструктивная арматура усиления;
- 3* – бетон усиления; *4* – насечка на бетоне балки; *5* – соединительные коротышки;
- б* – рабочая арматура балки; *7* – стена, примыкающая к колонне; *8* – стяжка

Расчёт железобетонных изгибаемых элементов, усиливаемых обоями или наращиванием, выполняется как для монолитных конструкций. Различные дефекты, имеющиеся в усиливаемой конструкции (коррозия арматуры, расслоение бетона и др.) должны учитываться также как и при расчёте конструкций до усиления. Так как после усиления конструкция имеет в одном сечении различные классы бетона и арматуры, расчёт изгибаемых элементов производится по общему случаю расчёта железобетонных конструкций в соответствии с СП 52-101–2003 [14]. При этом должны учитываться особенности, связанные с наличием в усиленной конструкции двойной арматуры, а также с различием в классах арматуры и бетона.

Расчёт усиленного изгибаемого элемента по прочности выполняется в следующей последовательности.

1. При различных классах существующей арматуры и арматуры усиления находятся приведённые площади сечения сжатой и растянутой арматуры:

$$A_{s, \text{red}} = A_s + R_{s, \text{ad}} A_{s, \text{ad}} / R_s ; \quad (2.17)$$

$$A'_{s, \text{red}} = A'_s + R_{sc, \text{ad}} A'_{s, \text{ad}} / R_{sc} , \quad (2.18)$$

где $A_{s, \text{red}}$, $A'_{s, \text{red}}$ – приведённые площади сечения сжатой и растянутой арматуры; A_s , A'_s – площади сжатой и растянутой арматуры конструкции до усиления; $A_{s, \text{ad}}$, $A'_{s, \text{ad}}$ – то же, элементов усиления; R_s , $R_{s, \text{ad}}$ – расчётные сопротивления растяжению существующей арматуры и арматуры усиления; R_{sc} , $R_{sc, \text{ad}}$ – то же, сжатию.

2. Определяется расстояние от центра тяжести существующей арматуры до центра тяжести арматуры усиления

$$a_{\text{red}} = \frac{R_{s, \text{ad}} A_{s, \text{ad}} (h_{0, \text{ad}} - h_0)}{R_s A_s + R_{s, \text{ad}} A_{s, \text{ad}}} , \quad (2.19)$$

где $h_{0, \text{red}}$ – расстояние от сжатой грани усиленного элемента до центра тяжести растянутой арматуры элемента усиления (рис. 2.6).

3. Определяется рабочая высота сечения $h_{0, \text{red}}$, равная сумме расстояния от сжатой грани сечения до центра тяжести существующей арматуры h_0 и расстояния от центра тяжести существующей арматуры до центра тяжести арматуры усиления a_{red} (см. рис. 2.6):

$$h_{0, \text{red}} = h_0 + a_{\text{red}} . \quad (2.20)$$

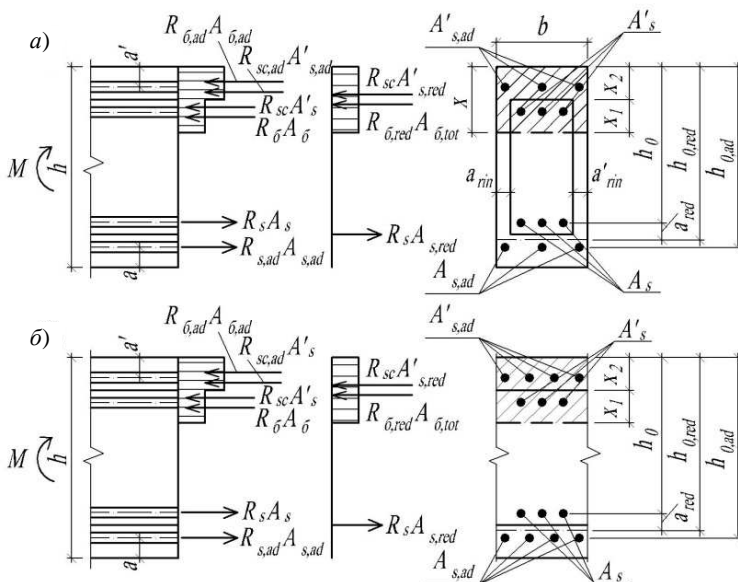


Рис. 2.6. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого элемента, усиленного:
 а – обоймой; б – двусторонним наращиванием

4. Определяется относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{R_s A_{s,red} - R_{sc} A'_{s,red}}{R_{\sigma} b h_{0,red}}, \quad (2.21)$$

где b – ширина усиливаемого элемента; R_{σ} – расчётное сопротивление бетона сжатой зоны.

Следует иметь в виду, что в случае расположения в сжатой зоне бетонов разных классов при определении ξ и ξ_R в расчётах принимается расчётное сопротивление бетона более низкого класса.

5. По СП 52-101-2003 [14] определяется граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R [14, формула (6.11)].

При подсчёте ξ_R принимается условие о том, что предельное состояние в конструкции достигается одновременно с достижением в растянутой арматуре расчётного сопротивления, принятого в соответствии с [14], но без учёта коэффициента γ_s .

6. Производится сравнение полученных значений ξ и ξ_R .

7. Определяется приведённое расчётное сопротивление сжатой зоны бетона

$$R_{\sigma, \text{red}} = \frac{R_{\sigma} A_{\sigma} + R_{\sigma, \text{ad}} A_{\sigma, \text{ad}}}{A_{\sigma, \text{tot}}}, \quad (2.22)$$

где R_{σ} – расчётное сопротивление бетона существующей конструкции при сжатии; $R_{\sigma, \text{ad}}$ – то же, элементов усиления; A_{σ} – площадь сжатой зоны усиленного элемента; $A_{\sigma, \text{ad}}$ – то же, усиливающего элемента; $A_{\sigma, \text{tot}} = A_{\sigma} + A_{\sigma, \text{ad}}$ – суммарная площадь сечения сжатой зоны усиленного элемента.

При двустороннем наращивании (см. рис. 2.5, б) полная высота сжатой зоны равна $x = x_1 + x_2$ (x_1 – высота сжатой зоны бетона в усиливаемом элементе, x_2 – то же, в усиливающем) и соответственно $A_{\sigma} = bx_1$, $A_{\sigma, \text{ad}} = bx - A_{\sigma}$ или $A_{\sigma} = b(x - x_1)$, $A_{\sigma, \text{ad}} = bx_2$ и $A_{\sigma, \text{tot}} = bx$. Формула (2.22) соответственно имеет вид

$$R_{\sigma, \text{red}} = R_{\sigma} - (R_{\sigma} - R_{\sigma, \text{ad}}) x_2 / x. \quad (2.23)$$

При усилении элемента обоймой (см. рис. 2.5, а) площади сжатого бетона определяются как $A_{\sigma} = [b - (a_{\text{rin}} - a'_{\text{rin}})]x_1$, $A_{\sigma, \text{ad}} = bx - A_{\sigma}$, где a_{rin} и a'_{rin} – ширина обоймы наращивания.

8. Определяется высота сжатой зоны бетона

$$x = (R_s A_{s, \text{red}} - R_{sc} A'_{s, \text{red}}) / R_{\sigma, \text{red}} b. \quad (2.24)$$

С учётом формулы (2.23) формула (2.24) может быть преобразована к виду

$$x = \frac{R_s A_{s, \text{red}} - R_{sc} A'_{s, \text{red}} + bx_2 (R_{\sigma} - R_{\sigma, \text{ad}})}{R_{\sigma} b}. \quad (2.25)$$

Если при расчёте окажется, что сжатая зона находится в пределах бетона усиления, необходимо принять $R_{\sigma, \text{red}} = R_{\sigma, \text{ad}}$ и уточнить новую высоту сжатой зоны бетона.

9. Определяется несущая способность усиленного элемента

$$M \leq R_{\sigma, \text{red}} bx (h_{0, \text{red}} - 0,5x) + R_{sc} A'_{s, \text{red}} (h_{0, \text{red}} - a'), \quad (2.26)$$

где x – высота сжатой зоны бетона; a' – расстояние от сжатой грани бетона усиленного элемента до центра тяжести сжатой арматуры усиления.

Приведённые выше формулы даны для расчёта усиленных конструкций прямоугольного сечения. При усилении тавровых сечений наращиванием снизу и сверху расчёт при соблюдении условия $\xi < \xi_R$ производят в зависимости от положения границы сжатой зоны. Схемы к расчёту тавровых сечений даны на рис. 2.7.

Выше рассмотрен порядок расчёта несущей способности усиленного изгибаемого элемента. В то же время на стадии проектирования усиления необходимо производить расчёты требуемых толщин бетона усиления и площадей дополнительной арматуры, обеспечивающих совместно с усиливаемым элементом восприятие после усиления проектируемой нагрузки. При этом возможно несколько случаев:

1. Необходимо определить площадь дополнительной арматуры усиления в растянутой зоне при известном моменте, действующем на балку. Высота бетона усиления и дополнительная арматура в сжатой зоне принимается конструктивно. Требуемая площадь арматуры находится из совместного решения уравнений (2.24) и (2.26) как

$$A_{s,ad} = A/2 + \sqrt{A^2/4 - B}, \quad (2.30)$$

где

$$A = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_{sc,red} - R_{\sigma,red} b h_{0,red}}{0,5 R_{s,ad}}; \quad (2.31)$$

$$B = \frac{2(M + R_{sc} A'_{sc,red} a' - R_s A_s h_{0,red}) R_{\sigma,red} b + (R_s A_s - R_{sc} A'_{sc})^2}{R_{s,ad}^2}. \quad (2.32)$$

Формулы (2.31) и (2.32) даны для прямоугольных сечений или для случая расположения границы сжатой зоны в полке таврового сечения. Для случая расположения границы сжатой зоны в ребре таврового сечения величины A и B определяются как

$$A = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red} + R_{\sigma,red} [b h_{0,red} + h_f (b'_f - b)]}{0,5 R_{s,ad}}, \quad (2.33)$$

$$B = \left\{ 2 R_{\sigma,red} b [M - R_s A_s h_{0,red} + R_{sc} A'_{s,red} a' + R_{\sigma,red} h_f^2 (b'_f - b)] - 2 R_{\sigma,red} h_f \times \right. \\ \left. \times (R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red}) (b'_f - b) + [R_{\sigma,red} h_f (b'_f - b)^2 + (R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red})^2] \right\} / R_{s,ad}^2. \quad (2.34)$$

2. Необходимо определить площадь дополнительной растянутой арматуры при условии отсутствия сжатой арматуры в усиливаемом элементе и элементе усиления. Момент, действующий на балку, известен. Высота бетона усиления задаётся конструктивно. Требуемая площадь арматуры находится по формуле (2.27), а величины A и B определяются как

$$A = (R_s A_s - R_{\sigma,red} b h_{0,red}) / 0,5 R_{s,ad}, \quad (2.35)$$

$$B = \left[2 \cdot (M - R_s A_s h_{0,red}) R_{b,red} b + R_s^2 A_s^2 \right] / R_{s,ad}^2. \quad (2.36)$$

Высота сжатой зоны бетона в этом случае определяется по формуле

$$x = R_{\sigma} A_{s, \text{red}} / R_{\sigma, \text{red}} b. \quad (2.37)$$

Следует отметить, что такой случай расчёта возникает при тех ситуациях, когда при обследовании нельзя произвести вскрытие сжатой арматуры из-за возможности обрушения конструкции. Поэтому в запас прочности сжатой арматурой пренебрегают.

3. Необходимо произвести усиление элемента таврового или прямоугольного сечения только сверху. Расчёт усиления при известном действующем моменте сводится к определению высоты наращивания бетона x_2 . Величину x_2 находят из условия того, чтобы площадь имеющейся растянутой арматуры была достаточной для восприятия действующего момента. Например, при однородном расположении арматуры только в растянутой зоне величина x_2 по этому условию определится как

$$x_2 = M / (R_s A_s) - h_0 + 0,5x, \quad (2.38)$$

где
$$x = R_s A_s / (R_{\sigma, \text{red}} b). \quad (2.39)$$

Если высота сжатой зоны бетона меньше высоты наращивания, $R_{\sigma, \text{red}}$ в формуле (2.39) принимается равным $R_{\sigma, \text{ad}}$, а если $x > x_2$, то $R_{\sigma, \text{red}}$ определяется по формуле (2.23).

Пример 2.3. Расчёт по прочности железобетонного прямоугольного прогона, усиленного наращиванием снизу и сверху.

Прогон до усиления имел следующие характеристики: высота прогона 0,70 м; ширина 0,4 м; бетон класса В30 – $R_{\sigma} = 17$ МПа; арматура АIII – $R_s = 365$ МПа; площади арматуры $A'_s = 2,26 \text{ см}^2$ (2Ø12); $A_s = 12,56$ (4Ø20).

Усиление осуществляется наращиванием бетона толщинами 0,10 м. Бетон усиления класса В35 – $R_{\sigma} = 19,5$ МПа. Арматура усиления АIII – $R_{s, \text{ad}} = 365$ МПа. Площади арматуры $A'_{s, \text{ad}} = 8,04 \text{ см}^2$ (4Ø16); $A_{s, \text{ad}} = 12,56 \text{ см}^2$ (4Ø20).

Схема к расчёту дана на рис. 2.6, б. В соответствии со схемой $h_0 = 0,75$ м; $h_{0, \text{ad}} = 0,87$ м; $a = a' = 0,03$ м.

Нагрузка на усиливаемый элемент не превышала 65% от разрушающей нагрузки, следовательно, $\gamma_b = \gamma_s = 1$.

Расчёт выполняем в соответствии с изложенной выше последовательностью.

1. Определяем по формулам (2.17) и (2.18) приведённые площади сечения сжатой и растянутой арматуры после усиления:

$$A_{s, \text{red}} = 12,56 + 365 \cdot 12,56 / 365 = 25,12 \text{ см}^2;$$

$$A'_{s, \text{red}} = 2,26 + 365 \cdot 8,04 / 365 = 10,30 \text{ см}^2.$$

2. Определяем по формуле (2.19) расстояние от центра тяжести существующей арматуры до центра тяжести растянутой арматуры элемента усиления

$$a_{\text{red}} = \frac{365 \cdot 1256 \cdot (870 - 750)}{365 \cdot 1256 + 365 \cdot 1256} = 60 \text{ мм.}$$

3. Определяем по формуле (2.20) расстояние от сжатой грани усиленного элемента до общего центра тяжести

$$h_{0, \text{red}} = 750 + 60 = 810 \text{ мм.}$$

4. По формуле (2.21) определяем относительную высоту сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{365 \cdot 2512 - 365 \cdot 1030}{17 \cdot 400 \cdot 810} = 0,098.$$

5. По СНиП 2.03.01–84* (формула (25)) определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \frac{w}{1 + \left(\sigma_{sr} / \sigma_{sc, u} \right) \left(1 - w / 1,1 \right)}.$$

В формуле $\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_{\sigma}$, $\alpha = 0,85$, $\sigma_{sR} = 365 \text{ МПа}$, $\sigma_{sc, u} = 400 \text{ МПа}$. Тогда

$$\xi_R = \frac{0,85 - 0,008 \cdot 19,5}{1 + (365 / 400) [1 - (0,85 - 0,008 \cdot 19,5) / 1,1]} = 0,519.$$

Возможно также определение ξ_R по СП 52-101-2003 [14, формула (6.11)]. В том и другом случае условия $\xi < \xi_R$.

7. Определяем по формуле (2.22) приведённое расчётное сопротивление сжатой зоны бетона

$$R_{\sigma, \text{red}} = \frac{R_{\sigma} A_{\sigma} + R_{\sigma, \text{ad}} A_{\sigma, \text{ad}}}{A_{\sigma, \text{tot}}},$$

где $A_{\sigma} = bx_1 - A_{\sigma, \text{ad}} = bx - A_{\sigma}$; $A_{\sigma, \text{tot}} = A_{\sigma} + A_{\sigma, \text{ad}}$; $x_1 = x - x_2$;

$$A_{\sigma} = 400 \cdot (x - 100); A_{\sigma, \text{ad}} = 400x - 400 \cdot (x - 100) = 40\,000 \text{ мм}^2;$$

$$A_{\sigma, \text{tot}} = [400 \cdot (x - 100) + 40\,000].$$

$$R_{\sigma, \text{red}} = \frac{17 \cdot 400 \cdot (x - 100) + 19,5 \cdot 40\,000}{400 \cdot (x - 100) + 40\,000} = 17 + \frac{250}{x}.$$

8. Определяем по формуле (2.24) высоту сжатой зоны бетона

$$x = \frac{365 \cdot 2512 - 365 \cdot 1030}{(17 + 250 / x) \cdot 400} = 65 \text{ мм.}$$

Так как $x = 65 \text{ мм} < x_2 = 100 \text{ мм}$, сжатая зона находится в пределах бетона усиления и, следовательно, нужно принимать $R_{\sigma, \text{red}} = R_{\sigma, \text{ad}} = 19,5 \text{ МПа}$. Высота сжатой зоны в этом случае будет равна

$$x = \frac{365 \cdot 2512 - 365 \cdot 1030}{19,5 \cdot 400} = 70 \text{ мм.}$$

9. Определяем несущую способность усиленного элемента, используя формулу (2.26):

$$M \leq 19,5 \cdot 400 \cdot 70 \cdot (800 - 0,5 \cdot 70) + 365 \cdot 1030 \cdot (810 - 30) = 716,39 \cdot 10^6 = 716,39 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Расчёт внецентренно сжатых железобетонных конструкций, усиленных двусторонним наращиванием, производится в той же последовательности, что и для изгибаемых конструкций.

Для первого случая внецентренного сжатия при $\xi < \xi_R$ (см. рис. 2.8) несущая способность усиленного элемента оценивается условием

$$Ne < R_{\sigma, \text{red}} b x (h_{0, \text{red}} - 0,5x) + R_{sc} A'_{s, \text{red}} (h_{0, \text{red}} - a') Ne, \quad (2.40)$$

где N – продольная сила; e – расстояние от точки приложения продольной силы до оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр тяжести сечения растянутого стержня, наиболее удалённого от указанной прямой, а при отсутствии растянутой зоны – через центр тяжести наименее сжатого стержня; $A_{s, \text{red}}$, $A'_{s, \text{red}}$ определяются по формулам (2.17) и (2.18); $h_{0, \text{red}} = h_0 + a_{\text{red}}$; a_{red} и $R_{\sigma, \text{red}}$ определяются по формулам (2.19) и (2.22);

$$x = \frac{N + R_s A_{s, \text{red}} - R_{sc} A'_{s, \text{red}}}{R_{\sigma, \text{red}} b}. \quad (2.41)$$

Относительная высота сжатой зоны бетона определяется по формуле (2.21), а ξ_R по СП 52-101-2003 [14].

В случае при $\xi > \xi_R$ расчёт прочности также осуществляется по формуле (2.40), но при этом высоту сжатой зоны находят по формуле

$$x = \frac{N + \sigma_s A_{s, \text{red}} - R_s A'_{s, \text{red}}}{R_{\sigma, \text{red}} b}. \quad (2.42)$$

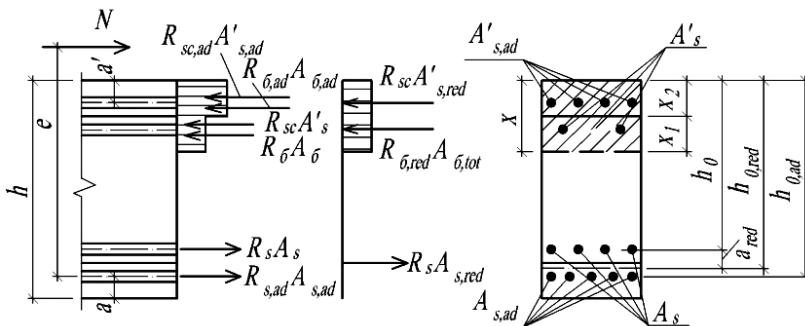


Рис. 2.8. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого элемента, усиленного двусторонним наращиванием, при его расчёте на прочность ($\xi < \xi_R$)

Напряжение σ_s для элементов из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III определяется из выражения

$$\sigma_s = \left[2 \frac{1 - x/h_{0,\text{red}}}{1 - \xi_R} - 1 \right] R_{\sigma}. \quad (2.43)$$

Для конструкций из бетона класса выше В30, а также для элементов с арматурой класса выше А-III (напряжённой и ненапряжённой) величину x определяют из выражения

$$R_{\sigma,\text{red}} bx - \sum \sigma_{si} A_{si} \pm N = 0, \quad (2.44)$$

$$\text{где} \quad \sigma_{si} = \left[\sigma_{sc,u} / (1 - w/1,1) \right] (w/\xi_i - 1) + \sigma_{spi}; \quad (2.45)$$

$$\omega = \alpha - \beta R_{\sigma}.$$

Значения коэффициентов α , β , а также величины $\sigma_{sc,u}$ и σ_{spi} определяют по СП 52-101-2003 [14].

При $\sigma_s > \beta R_s$ напряжение в арматуре определяют по формуле

$$\sigma_{si} = \left[\beta + (1 - \beta) \frac{\xi_{ebi} - \xi_i}{\xi_{ebi} - \xi_{ni}} \right] R_{si}. \quad (2.46)$$

Если найденное по (2.46) σ_{si} превышает R_{si} без учёта коэффициента γ_s , в формулу (2.42) следует подставить значение σ_s , равное R_{si} . Значения ξ_{ebi} и ξ_{ni} определяют по СП 52-101-2003 [14].

При расчётах, когда необходимо определить площадь дополнительной арматуры усиления при известной действующей силе и эксцентриситете её приложения, выполняется совместное решение уравнений: при $\xi < \xi_R - (2.40)$ и (2.41); при $\xi > \xi_R - (2.40)$ и (2.42) или (2.40) и (2.44).

В первом случае при $\xi < \xi_R$ площадь дополнительной растянутой арматуры определяется по формуле (2.27). При этом значения A и B вычисляются как

$$A = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_{s, \text{red}} - R_{\sigma, \text{red}} b h_{0, \text{red}}}{0,5 R_{s, \text{ad}}^2}; \quad (2.47)$$

$$B = \frac{0,5 \cdot (R_s A_s - R_{sc} A'_{s, \text{red}}) + [R_{sc} A'_{s, \text{red}} a' - R_s A_s h_{0, \text{red}} + N(e - h_{0, \text{red}})] R_{\sigma, \text{red}} b'}{0,5 R_{s, \text{ad}}^2} + \\ + \frac{N R_s A'_{s, \text{red}} + 0,5 N}{0,5 R_{s, \text{ad}}^2}. \quad (2.48)$$

Во втором случае при $\xi > \xi_R$ площадь дополнительной арматуры также определяется по формуле (2.27), но значения A и B вычисляются как

$$A = \frac{N - \sigma_s A_s - R_{sc} A'_{s, \text{red}} - R_{\sigma, \text{red}} b h_{0, \text{red}}}{0,5 \sigma_{s, \text{ad}}}; \quad (2.49)$$

$$B = \frac{0,5 \cdot (\sigma_s A_s - R_{sc} A'_{s, \text{red}}) + [R_{sc} A'_{s, \text{red}} a' - \sigma_s A_s h_{0, \text{red}} + N(e - h_{0, \text{red}})] R_{\sigma, \text{red}} b'}{0,5 \sigma_{s, \text{ad}}^2} + \\ + \frac{N(\sigma_s A_s - R_{sc} A'_{s, \text{red}}) + 0,5 N}{0,5 \sigma_{s, \text{ad}}^2}. \quad (2.50)$$

Пример 2.4. Расчёт по прочности внецентренно сжатого элемента, усиленного с двух сторон.

Элемент до усиления имел следующие характеристики: $b = 0,4$ м; $h = 0,41$ м; бетон класса В30 – $R_{\sigma} = 17$ МПа; арматура А-II – $R_s = 280$ МПа; площадь арматуры $A_s = A'_s = 12,56$ см² (4Ø20).

Усиление осуществлено наращиванием бетона с двух сторон толщами 0,10 м. Бетон усиления класса В35 – $R_{\sigma} = 19,5$ МПа. Арматура усиления А-III – $R_{s, \text{ad}} = 365$ МПа, $A_{s, \text{ad}} = 12,56$ см² (4Ø20), $A'_{s, \text{ad}} = 9,42$ см² (3Ø20).

Схема к расчёту дана на рис. 2.8. На схеме $h_0 = 0,46$ м; $h_{0, \text{ad}} = 0,56$ м; $a = a' = 0,04$ м.

Внецентренная нагрузка на элемент после усиления составит $N = 1800$ кН, эксцентриситет приложения нагрузки $e = 0,5$ м.

Усиление устроено при загрузке элемента нагрузкой, превышающей 65% разрушающей нагрузки, т.е. коэффициент условий работы усиленной конструкции равен $\gamma_{br1} = \gamma_{sr1} = 0,8$.

Расчёт выполняем в соответствии с изложенной выше последовательностью.

1. По формулам (2.17) и (2.18) определяем приведённые площади сечения арматуры

$$A_{s, \text{red}} = 1256 + 365 \cdot 1256 / (0,8 \cdot 280) = 3302,6 \text{ мм}^2;$$

$$A'_{s, \text{red}} = 1256 + 365 \cdot 942 / (0,8 \cdot 280) = 2791,0 \text{ мм}^2.$$

2. По формуле (2.19) определяем расстояние от центра тяжести существующей арматуры до центра тяжести арматуры элемента усиления

$$a_{\text{red}} = \frac{365 \cdot 1256 \cdot (560 - 460)}{0,8 \cdot 280 \cdot 1256 + 365 \cdot 1256} = 62 \text{ мм.}$$

3. По формуле (2.20) определяем расстояние от сжатой грани усиленного элемента до общего центра тяжести

$$h_{0, \text{red}} = 460 + 62 = 522 \text{ мм.}$$

4. По формуле (2.21) определяем относительную высоту сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{0,8 \cdot 280 \cdot 3302,6 - 0,8 \cdot 280 \cdot 2791}{17 \cdot 400 \cdot 522} = 0,0323.$$

5. По СНиП 2.03.01–84 (формула (25)) определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \frac{0,85 - 0,008 \cdot 19,5 \cdot 0,8}{1 + (0,8 \cdot 280 / 400) [1 - (0,85 - 0,008 \cdot 19,5) / 1,1]} = 0,609.$$

Возможно использование формулы (6.11) СП 52-101–2003 [14].

6. Производим сравнение $\xi = 0,0323 < \xi_R = 0,609$. Следовательно, используется первый случай расчёта.

7. По формуле (2.22) определяем приведённое расчётное сопротивление бетона сжатой зоны усиленного элемента.

Предварительно находим: $A_\sigma = b x_1 = 400 \cdot (x - 100)$;

$$A_{\sigma, \text{ad}} = b x - A_\sigma = 400 x - 400 \cdot (x - 100) = 40\,000 \text{ мм}^2;$$

$$A_{\sigma, \text{tot}} = A_\sigma + A_{\sigma, \text{ad}} = [400 \cdot (x - 100) + 40\,000] = 400 x.$$

Тогда

$$R_{\sigma, \text{red}} = \frac{0,8 \cdot 17 \cdot 400 \cdot (x - 100) + 19,5 \cdot 40\,000}{400 x} = 13,6 + \frac{590}{x}.$$

8. По формуле (2.41) определяем высоту сжатой зоны бетона

$$x = \frac{1\,800\,000 + 280 \cdot 3302,6 - 280 \cdot 2791}{(13,6 + 590/x) \cdot 400} = 314 \text{ мм.}$$

9. По формуле (2.40) определяем несущую способность элемента

$$\begin{aligned} R_{\sigma, \text{red}} b x (h_{0, \text{red}} - 0,5x) + R_{sc} A'_{s, \text{red}} (h_{0, \text{red}} - a') = \\ = (13,6 + 590/314) \cdot 400 \cdot 314 \cdot (522 - 0,5 \cdot 314) + 280 \cdot 2791 \cdot (522 - 40) = \\ = 10,87 \cdot 10^8 = 1087 \text{ кН} \cdot \text{м} > Ne = 1\,800\,000 \cdot 600 = 10,8 \cdot 10^8 = 1080 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Несущая способность элемента достаточна.

2.3. РАСЧЁТ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ УСИЛЕНИИ ИХ ОБОЙМАМИ

Одним из наиболее эффективных способов усиления каменных конструкций является включение кладки в обойму. Кладка в обойме работает в условиях всестороннего сжатия и ограничения свободы поперечного расширения, что значительно увеличивает сопротивляемость кладки воздействию продольной силы. В этой связи обоймы наиболее эффективны для усиления столбов и простенков.

В практике усиления применяются три вида обойм: стальные, железобетонные, армированные растворные.

Проектирование и расчёт стальных обойм выполняется следующим образом.

Обойма проектируется из вертикальных стальных уголков, устанавливаемых на растворе по углам усиливаемого элемента (простенка, столба), и хомутов из полосовой или круглой стали, приваренных к уголкам. Расстояние между хомутами должно быть не более меньшего размера сечения и не более 50 см. Для включения обоймы в работу зазоры между кладкой и уголками тщательно заполняются цементно-песчаным раствором в «сок» [3]. Стальная обойма должна быть защищена от коррозии слоем цементно-песчаного раствора толщиной 25...30 мм по металлической сетке.

Схема усиления стальной обоймой приведена на рис. 2.9, а.

Железобетонные обоймы проектируются из бетона класса не ниже В12,5 с армированием вертикальными стержнями и сварными хомутами. Расстояние между хомутами должно быть не более 15 см. Толщина обоймы назначается по расчёту и может быть 4...12 см. Диаметр продольных стержней принимают не более 12 мм. Конструктивно толщина обоймы рекомендуется не менее 6...8 см.

Схема усиления железобетонной обоймой приведена на рис. 2.9, б.

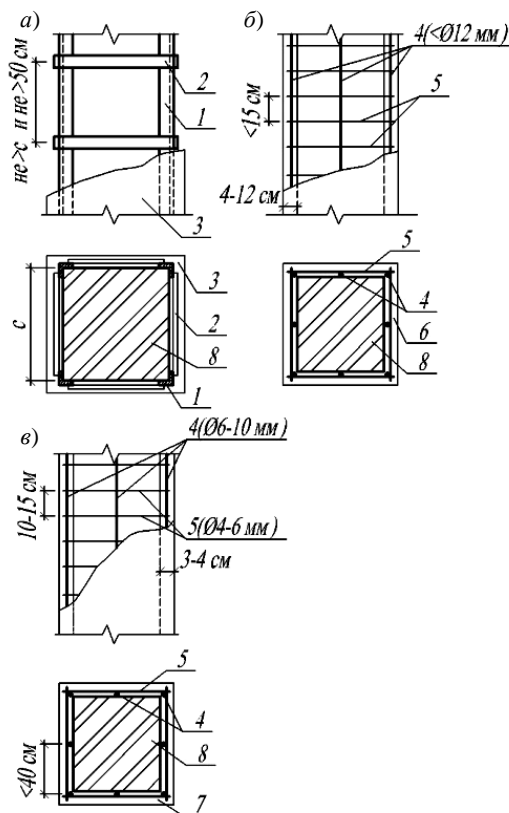


Рис. 2.9. Схемы усиления кирпичных конструкций стальной (а), железобетонной (б) и растворной (в) обоями:

- 1 – стальные уголки; 2 – планки (хомуты); 3 – защитный слой раствора;
 4 – продольная арматура; 5 – хомуты; 6 – бетон обоймы;
 7 – раствор обоймы; 8 – кирпичный столб (простенок)

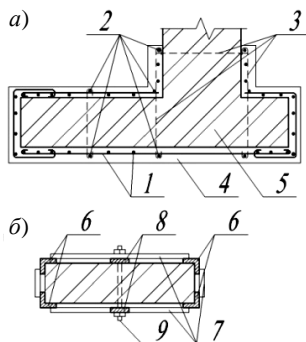
Армированная растворная обойма применяется для столбов любого поперечного сечения, когда не требуется большая степень усиления. Армированный каркас обоймы проектируется из вертикальных стержней диаметром 6...10 мм, расставленных не реже 40 см, и горизонтальных замкнутых хомутов диаметром 4...6 мм, охватывающих стержни и расположенных через $S = 10...15$ см. Конструктивно рекомендуются вертикальные стержни диаметром 6...8 мм. Арматурный каркас покрывают слоем штукатурки из цементного раствора марки 100 толщиной 3...4 см.

Схемы усиления армированной растворной обоймой приведены на рис. 2.9, в.

Рис. 2.10. Схемы усиления железобетонной (а) и стальной (б) обоями

с постановкой дополнительных связей:

- 1 – сетка обоймы; 2 – дополнительные стержни; 3 – связи; 4 – бетон обоймы;
- 5 – кладка стены; 6 – уголки обоймы;
- 7 – планки (хомуты обоймы); 8 – дополнительная полоса;
- 9 – болт дополнительной связи



При проектировании обойм для простенков, имеющих в плане вытянутую форму, при соотношении сторон более 2,0 необходимо предусматривать установку дополнительных поперечных связей, пропускаемых через кладку (см. рис. 2.10). Расстояние между связями по длине не должно превышать двух толщин стены и не более 100 см, а по высоте должно быть не более 75 см. Связи должны быть надёжно закреплены.

Основными факторами, влияющими на эффективность обойм, являются: процент поперечного армирования обоймы хомутами, марка бетона или штукатурного раствора, состояние кладки, а также схема передачи усилия на конструкцию. Обойма может работать без непосредственной передачи нагрузки на неё (всю нагрузку от выше лежащих конструкций воспринимает усиливаемый элемент сечением до усиления); с передачей нагрузки на обойму с одной стороны; то же, с двух сторон. Указанные факторы учитываются соответствующим образом при расчёте конструкций, усиленных обоймами.

Расчёт элементов из кирпичной кладки, усиленных обоймами, при центральном и внецентренном сжатии при эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения, производится по формулам:

– при стальной обойме

$$N \leq \psi \phi \left[\left(m_g m_k R + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 1,25\mu} \frac{R_{sw}}{100} \right) A + R_{sc} A'_s \right]; \quad (2.51)$$

– при железобетонной обойме

$$N \leq \psi \phi \left[\left(m_g m_k R + \eta \frac{3\mu}{1 + \mu} \frac{R_{sw}}{100} \right) A + m_b R_b F_b + R_{sc} A'_s \right]; \quad (2.52)$$

– при армированной растворной обойме

$$N \leq \psi \phi \left[\left(m_g m_k R + \eta \frac{2,8\mu}{1 + 2\mu} \frac{R_{sw}}{100} \right) A \right]. \quad (2.53)$$

Коэффициенты ψ и η принимаются при центральном сжатии $\psi = 1$ и $\eta = 1$; при внецентренном сжатии как

$$\psi = 1 - 2e_0/h_0; \quad (2.54)$$

$$\eta = 1 - 4e_0/h_0. \quad (2.55)$$

В формулах (2.51) – (2.53) приняты следующие обозначения: N – продольная сила, кН; A – площадь сечения усиливаемой кладки; A_s – площадь сечения продольных уголков стальной облоймы или продольной арматуры железобетонной облоймы; A_b – площадь сечения бетона облоймы, заключённого между хомутами и кладкой (без учёта защитного слоя); R и R_{σ} – расчётные сопротивления кладки и бетона облоймы; R_{sw} – расчётное сопротивление поперечной арматуры облоймы; R_{sc} – расчётное сопротивление уголков или продольной сжатой арматуры; ϕ – коэффициент продольного изгиба (при определении ϕ значение α принимается как для неусиленной кладки); m_g – коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия нагрузки (см. СНиП II-22-81 [10, п. 4.1, 4.7]); m_k – коэффициент условия работы кладки, принимаемый равным 1 для кладки без повреждений и 0,7 – для кладки с трещинами; m_b – коэффициент условий работы бетона, принимаемый равным 1 при передаче нагрузки на облойму и наличии опоры снизу облоймы, 0,7 – при передаче нагрузки на облойму и отсутствии опоры снизу облоймы и 0,35 – без непосредственной передачи нагрузки на облойму; μ – процент армирования хомутами и поперечными планками.

Величина μ определяется по формуле

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{hbS} 100, \quad (2.56)$$

где h , b – размеры сторон усиливаемого элемента; S – расстояние между осями поперечных связей при стальных облоймах ($h \geq S \leq b$, но не более 50 см) или между хомутами при железобетонных и штукатурных облоймах ($S \leq 15$ см).

Расчётные сопротивления арматуры, применяемой при устройстве облойм, принимают по табл. 2.1.

Когда одна из сторон элемента, например стена, имеет значительную протяжённость (см. рис. 2.10), то необходима установка дополнительных поперечных связей, пропускаемых через кладку и располагаемых по длине стены на расстояниях не более $2a$ и не более 100 см, где a – толщина стены. По высоте стены расстояния между связями должны быть не более 75 см. Связи должны быть надёжно закреплены. Расчёт дополнительных поперечных связей производится по формуле (2.52), при этом коэффициент условий работы связей принимается равным 0,5.

2.1. Характеристики арматуры обойм

Армирование	Расчётные сопротивления арматуры, МПа	
	сталь класса А-I	сталь класса А-II
Поперечная арматура	150	190
Продольная арматура без непосредственной передачи нагрузки на обойму	43	55
То же, при передаче нагрузки на обойму с одной стороны	130	160
То же, при передаче нагрузки с двух сторон	190	240

Пример 2.5. Расчёт усиления кирпичного простенка стальной обоймой.

В связи с надстройкой здания требуется запроектировать усиление простенка нижнего этажа. Простенок имеет сечение 51×90 см, кладка хорошего качества, без повреждений и трещин, выполнена из силикатного кирпича марки 75 на растворе 25. Высота простенка 180 см, высота этажа $H = 3,0$ м. На простенок действует вертикальное усилие от расчётных нагрузок, равное 700 кН и приложенное с эксцентриситетом 6 см.

По архитектурным требованиям усиление необходимо произвести стальной обоймой.

Расчёт и проектирование производим с использованием формулы (2.51). Определяем площадь простенка

$$A = 90 \cdot 51 = 4590 \text{ см}^2 = 0,46 \text{ м}^2 > 0,30 \text{ м}^2.$$

По формулам (2.54) и (2.55) находим ψ и η :

$$\psi = 1 - 2 \cdot 6 / 51 = 0,764; \quad \eta = 1 - 4 \cdot 6 / 51 = 0,529.$$

Так как $b = 51 \text{ см} > 30 \text{ см}$, по СНиП II-22-81 [10] принимаем $m_g = 1$, $m_k = 1$ – кладка без трещин.

Так как стена жёстко защемлена, расчётная длина равна $l_0 = 0,9H = 0,9 \cdot 3,0 = 2,7 \text{ м}$, а гибкость $\lambda = l_0/h = 270/51 = 5,3$. Упругая характеристика кладки для силикатного кирпича при марке раствора 25 равна $\alpha = 750$. Тогда при $\lambda = 5,3$ и $\alpha = 750$ по СНиП II-22-81 [10, табл. 18] имеем $\varphi = 0,968$ и соответственно

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= \varphi [1 - l_0(0,06 l_0/h - 0,2)/h] = \\ &= 0,95811 \cdot [1 - 270 \cdot (0,06 \cdot 270/51 - 0,2)/51] = 0,945. \end{aligned}$$

Расчётное сопротивление кладки $R = 1,1 \text{ МПа}$.

Принимаем для обоймы сталь класса А-I. Вертикальная арматура обоймы (уголки) устанавливается по конструктивным соображениям 4 $L 75 \times 75 \times 6$ мм.

$$A'_s = 4 \cdot 8,78 = 35,12 \text{ см.}$$

По таблице 2.1 $R_{sc} = 43$ МПа и $R_{sw} 150$ МПа.

Из формулы (2.51) определяем процент армирования поперечной арматурой μ

$$\eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \frac{R_{sw}}{100} A = \frac{N}{\psi \varphi_1} - m_g m_k R A - R_{sc} A'_s,$$

$$\frac{0,529 \cdot 2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \frac{150}{100} \cdot 0,46 \cdot 10^3 = \frac{700}{0,764 \cdot 0,945} - 1 \cdot 1 \cdot 0,11 \cdot 0,46 \cdot 10^4 - 4,3 \cdot 35,12,$$

откуда $\mu = 2,38\%$.

Принимаем расстояние между хомутами 30 см и определяем необходимую площадь сечения планок по формуле (2.56) как

$$A_s = \frac{\mu h b S}{2(h + b) \cdot 100} = \frac{2,38 \cdot 51 \cdot 90 \cdot 30}{2(51 + 90) \cdot 100} = 11,62 \text{ см}^2.$$

Принимаем полосу сечением 80×15 мм; $A_s = 2,4 \text{ см}^2$. Усиление простенка показано на рис. 2.11.

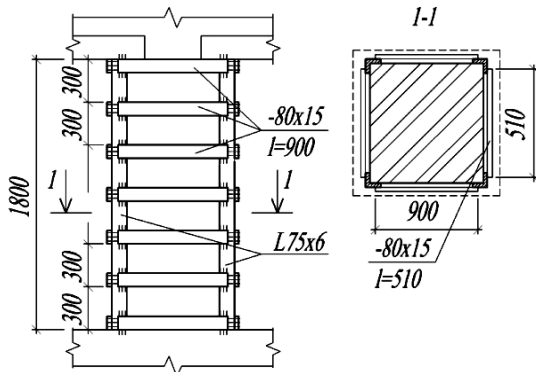


Рис. 2.11. Схема усиления кирпичного простенка металлической обоймой:

l – штукатурка по сетке

Пример 2.6. Расчёт усиления кирпичного столба железобетонной обоймой.

В связи с увеличением нагрузок при реконструкции здания необходимо запроектировать усиление кирпичного столба железобетонной обоймой.

Столб выполнен сечением 64×64 см из глиняного кирпича пластического прессования марки 100 на цементно-известковом растворе марки 25. Кладка выполнена с утолщёнными швами низкого качества, в ней имеются небольшие начальные трещины в отдельных кирпичах и вертикальных швах. Это свидетельствует о том, что напряжение в кладке достигло примерно $0,7R_n$ (временного сопротивления). Высота столба 5 м. После реконструкции на кирпичный столб будет действовать усилие $N = 1100$ кН и $M = 100$ кН·м.

Так как при реконструкции будет произведена разборка деревянного перекрытия, столб будем усиливать железобетонной обоймой с обеспечением передачи на неё нагрузки путём устройства монолитной распределительной плиты по верху столба и опирания обоймы непосредственно на обрез фундамента.

Обойму выполняем из бетона класса В12,5. Продольную арматуру принимаем из стали класса А-II, хомуты также выполняем из стали класса А-II. Толщину обоймы с учётом защитного слоя 20 мм принимаем равной 70 мм. Схема усиления приведена на рис. 2.12.

Расчёт обоймы производим с использованием формулы (2.52).

Определяем площадь сечения столба

$$A = 64 \cdot 64 = 4096 = 0,41 \text{ м}^2 > 0,30 \text{ м}^2.$$

Объём бетона обоймы с учётом защитного слоя

$$[(0,64 + 2 \cdot 0,07)^2 - 0,4096] \cdot 5 = 0,954 \text{ м}^3.$$

Расчётная нагрузка на столб с учётом веса обоймы

$$N = 1000 + 0,954 \cdot 24 \cdot 1,1 = 1026,2 \text{ кН}.$$

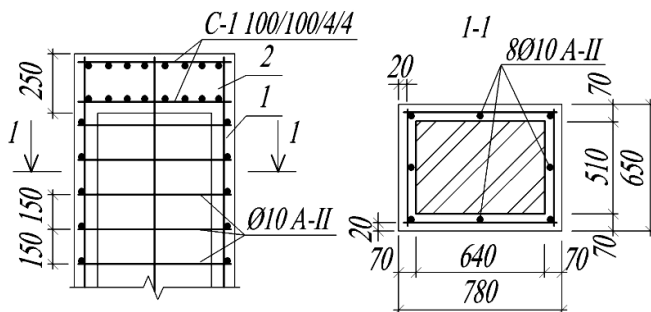


Рис. 2.12. Схема усиления кирпичного столба железобетонной обоймой:

1 – железобетонная обойма из бетона класса В12,5; *2* – распределительная железобетонная плита, бетонируемая одновременно с обоймой

Эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_0 = M/N = 100/1026,2 = 9,7 \text{ см.}$$

По формулам (2.54) и (2.55) находим ψ и η :

$$\psi = 1 - 2 \cdot 9,7/64 = 0,697; \quad \eta = 1 - 4 \cdot 9,7/64 = 0,394.$$

Так как $b = 64 \text{ см} > 30 \text{ см}$, по СНиП II-22-81 [10] принимаем $m_g = 1$. Коэффициент $m_k = 0,7$ – в кладке есть повреждения.

Определяем коэффициент ϕ . Так как столб имеет упругую верхнюю опору и жёсткое защемление внизу, а здание многопролётное, расчётная длина равна $l_0 = 1,25H = 1,25 \cdot 5 = 6,25 \text{ м}$, а гибкость $\lambda = 625/64 = 9,77$. Упругая характеристика кладки для глиняного кирпича пластического прессования при марке раствора 25 равна $\alpha = 1000$ (см. СНиП II-22-81 [10, табл. 15]). Тогда при $\lambda = 9,77$ и $\alpha = 1000$ по СНиП II-22-81 [10, табл. 18] имеем $\phi = 0,885$ и соответственно $\phi_1 = 0,885[1 - 9,7(0,06 \cdot 625/64 - 0,2)/64] = 0,833$.

Площадь сечения бетона обоймы без учёта защитного слоя

$$A_{\sigma} = (64 + 2 \cdot 5)(64 + 2 \cdot 5) - 4096 = 1380 \text{ см}^2.$$

Принимаем продольное армирование обоймы 8 стержнями диаметром 10 мм из стали класса А-II с $R_{sc} = 240 \text{ МПа}$ (см. табл. 2.1), $A'_s = 6,28 \text{ см}^2$. Хомуты из стали класса А-II имеют $R_{sw} = 190 \text{ МПа}$. Для бетона класса В12,5 $R_{\sigma} = 17,5 \text{ МПа}$.

Из уравнения (2.52) определяем необходимый процент поперечного армирования μ :

$$\begin{aligned} \eta \frac{3\mu}{1+\mu} \frac{R_{sw}}{100} A &= \frac{N}{\psi\phi} - m_g m_k R A - m_b R_b A_b - R_{sc} A'_s; \\ 0,394 \cdot \frac{3\mu}{1+\mu} \frac{190}{100} \cdot 0,41 \cdot 10^3 &= \frac{1026,2}{0,697 \cdot 0,833} - m_g m_k R A - 1 \cdot 0,7 \cdot 1,3 \cdot 0,41 \cdot 10^3 - \\ &- 1 \cdot 7,5 \cdot 0,138 \cdot 10^3 - 240 \cdot 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot 8 \cdot 10^3, \end{aligned}$$

откуда $\mu = 0,292\%$.

Площадь сечения хомутов при шаге $S = 15 \text{ см}$ определяем из формулы (2.56) как

$$A_s = \frac{\mu h b S}{2(h+b) \cdot 100} = \frac{0,292 \cdot 64 \cdot 64 \cdot 15}{2 \cdot (64 + 64) \cdot 100} = 0,701 \text{ см}^2.$$

Принимаем хомуты диаметром 10 мм из стали класса А-II с $A_s = 0,785 \text{ см}^2 > 0,683 \text{ см}^2$.

Схема усиления приведена на рис. 2.12.

Достаточно распространённым способом усиления кирпичных стен является двусторонняя набетонка [6]. Набетонка выполняется из тяжёлого и лёгкого бетонов классов В7.5 – В15, армированных сетками, и может быть толщиной 6...12 см. Набетонку выполняют на всю высоту этажа в опалубке вибрированием или послойным трамбованием. Сетки крепятся к сквозным связывающим стержням диаметром 12...20 мм. Несущую способность стен, усиленных двусторонней набетонкой можно рассчитывать как железобетонные обоймы.

Пример 2.7. *Расчёт усиления стены двусторонней набетонкой.*

При реконструкции производственного здания изменяется технологический процесс и в этой связи увеличивается нагрузка на внутреннюю кирпичную стену первого этажа толщиной в два кирпича (0,51 см). После реконструкции на 1 м стены будет передаваться нагрузка $N = 950$ кН.

Высота стены от уровня пола до низа перекрытия из настила 3,6 м. Кладка стены выполнена из кирпича пластического формования марки 75 на растворе марки 25. Состояние кладки хорошее.

По СНиП II-22-81 [10, табл. 2, 15 и 18] имеем $R = 1,1$ МПа; $\alpha = 1000$; $\lambda = 360/51 = 7,06$; $\varphi = 0,94$; $m_g = 1$. Площадь 1 пог.м стены $A = 0,51$ см².

Расчётная несущая способность стены

$$N_{cc} = \varphi m_g R A = 0,94 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 0,51 \cdot 10^3 = 527 \text{ кН} < N = 950 \text{ кН}.$$

Требуется усиление стены. Усиление осуществляется устройством двусторонней набетонки (обоймы) с установкой дополнительных поперечных стальных связей.

Толщину набетонок по конструктивным соображениям принимаем 5 см. Бетон класса В12.5. Армирование выполнено стальной сеткой из стержней диаметром 5 мм с ячейкой 15×15 см. Для обеспечения работы набетонки как обоймы сверху сеток устанавливаем вертикальные стержни из круглой стали диаметром 16 мм через каждые 50 см и поперечные связи диаметром 16 мм через 50 см по высоте и длине стены.

Расчётную несущую способность усиленной стены определяем по формуле (2.52). При этом принимаем, что усилие непосредственно на обойму не передаётся. Коэффициент условий работы железобетона принимаем $m_b = 0,35$. При определении поперечного армирования учитываем только поперечные связи диаметром 16 мм, расположенные через 50 см по длине и высоте стены.

Определяем процент армирования поперечными связями

$$\mu = \frac{V_s}{V_k} 100 = \frac{A_s l_s}{A h_w} 100 = \frac{2,01 \cdot 51}{50 \cdot 50 \cdot 51} 100 = 0,08\% .$$

Здесь V_s и V_k – объём связей (стержня) и объём кладки; $A_s = 2,01$ см² – площадь сечения стержня; h_w – толщина стены.

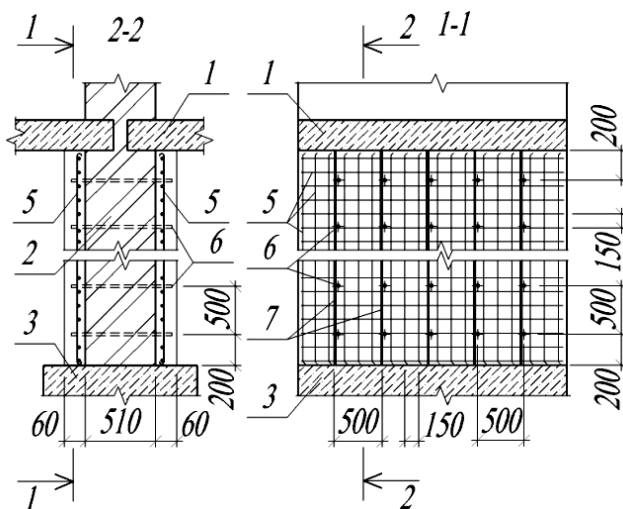


Рис. 2.13. Схема усиления набетонкой:

1 – плита перекрытия; 2 – усиливаемая стена; 3 – фундамент; 4 – набетонки класса В12.5; 5 – стальная сетка $\varnothing 5$ мм с ячейкой 150×150 мм; 6 – поперечные связи $\varnothing 16$ мм через 500 мм; 7 – вертикальная арматура $2\varnothing 16$ мм через 500 мм

Вертикальное армирование принято из стали класса А-I $7\varnothing 5$ мм и $2\varnothing 16$ мм на каждые 50 см длины стены. Площадь арматуры на 1 пог.м стены равна $A'_s = 2(1,37 + 4,02) = 10,78 \text{ см}^2$. Площадь бетона $A_\sigma = 2 \cdot 6 \cdot 100 = 1200 \text{ см}^2$.

Коэффициент ϕ принимаем в запас прочности как для кирпичной кладки, учитывая высоту сечения вместе с обоймой: $\alpha = 1000$; $\lambda_n = 360/63 = 5,71$; $\phi = 0,95$.

Прочность бетона $R_\sigma = 7,5$ МПа. Расчётное сопротивление для связей $R_{sw} = 150$ МПа, для продольной арматуры – $R_{sc} = 43$ МПа (см. табл. 2.1).

Несущую способность усиленной стены определяем по формуле (2.52) с учётом коэффициента условий работы 0,5 для поперечных связей:

$$N_{cc} = 1 \cdot 0,95 \cdot \left[\left(1 \cdot 1 \cdot 1,1 + 1 \cdot \frac{3 \cdot 0,08 \cdot 0,5}{1 + 0,08} \cdot \frac{150}{100} \right) \times \right. \\ \left. \times 0,51 + \left(0,35 \cdot 7,5 \cdot 0,12 + 43 \cdot 10,8 \cdot 10^{-4} \right) \cdot 10^3 \right] = 957 \text{ кН} > 950 \text{ кН}.$$

Принятое усиление стены достаточно. Схема усиления дана на рис. 2.13.

2.4. РАСЧЁТ УСИЛЕНИЙ КОЛОНН, СТОЛБОВ И ПРОСТЕНКОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЁННЫМИ РАСПОРКАМИ

В практике реконструкции и капитального ремонта зданий достаточно широкое распространение имеет предложенный Н.М. Онуфриевым метод усиления железобетонных колонн, кирпичных столбов и простенков предварительно напряжёнными распорками. При этом центрально сжатые элементы усиливаются двусторонними распорками. Внецентренно сжатые колонны с большими эксцентриситетами продольной силы и однозначным моментом можно усиливать односторонними распорками. Схема двусторонней распорки для железобетонной колонны приведена на рис. 2.14.

По конструкции распорки представляют собой металлические обоймы с предварительно напряжёнными стойками, расположенными с одной или двух сторон усиливаемого элемента.

В верхней и нижней зонах распорок привариваются специальные планки-упоры толщиной не менее 15 мм, имеющие площадь поперечного сечения, равную сечению распорок. Через планки-упоры воспринимается нагрузка на стойки распорок и передаётся со стоек на упорные уголки.

Планки-упоры выступают за торцы уголков распорок на 100...120 мм для возможности установки стяжных болтов. Упорные уголки для распорок устанавливаются таким образом, чтобы внутренние грани уголков совпадали с наружной гранью колонны. Это обеспечивается скалыванием защитного слоя бетона колонн в местах установки уголков.

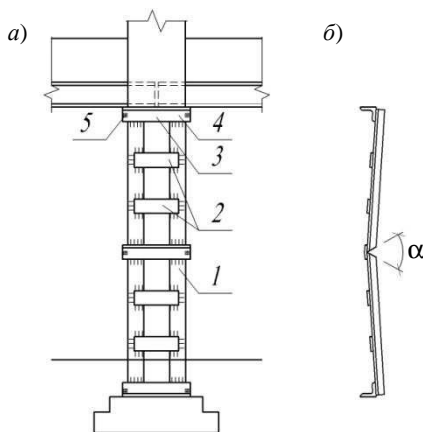


Рис. 2.14. Схема усиления двусторонней распоркой:

а – распорка в сборе; *б* – конструкция распорки до сборки:

1 – вертикальный уголок; *2* – планки; *3* – натяжная планка;

4 – опорные уголки; *5* – болты

До установки распорок в проектное положение в боковых полках уголков в середине их высоты выполняется вырез и делается небольшой перегиб (см. рис. 2.14, б). При этом ослабление сечения уголков в месте выреза компенсируется приваркой дополнительных планок, в которых также как и в планках-упорах предусмотрены отверстия для стяжных болтов.

Предварительное напряжение распорок создаётся за счёт закручивания гаек натяжных болтов и выпрямления тем самым распорок. После предварительного напряжения уголки распорок должны плотно прилегать к телу усиливаемого элемента. Совместная работа распорок обеспечивается приваркой к ним металлических планок с шагом, равным минимальному размеру сечения усиливаемого элемента. После приварки планок стяжные болты снимаются, а ослабленные сечения распорок усиливаются дополнительными металлическими накладками. Установленные распорки покрывают цементной штукатуркой по сетке. Толщина слоя должна быть не менее 25 мм.

Эффективность включения распорок в работу достигается при создании в них предварительного напряжения 60...80 МПа, что вполне обеспечивается за счёт удлинения при выпрямлении уголков.

Принципы расчёта усиления распорками рассмотрим на примере усиления кирпичного столба.

Пример 2.8. *Расчёт усиления кирпичного столба предварительно напряжёнными распорками.*

Центрально сжатый кирпичный столб сечением 64×64 см и высотой $l_0 = 3,5$ м после смены перекрытий при реконструкции должен воспринимать нагрузку $N_{пр} = 820$ кН. Кирпичная кладка столба выполнена из глиняного кирпича пластического прессования марки 75 на растворе марки 50. Необходимо произвести усиление столба устройством металлических двусторонних распорок.

1. Определяем в соответствии со СНиП II-22-81 [10] фактическую несущую способность столба по формуле

$$N \geq m_g \varphi R A,$$

где $m_g = 1$ – коэффициент влияния длительной нагрузки при $h = 0,64$ м > 0,30 м; $A = 0,64 \cdot 0,64 = 0,41$ м² – площадь поперечного сечения столба; φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости λ_h и упругой характеристики кладки α .

Расчётная длина столба $l_0 = H = 3,50$ м; тогда $\lambda_h = l_0/h = 350/64 = 5,5$; $\alpha = 1000$ и соответственно $\varphi = 0,97$. Тогда $N = 1 \cdot 0,97 \cdot 1,3 \cdot 0,64 \cdot 0,64 \cdot 1000 = 516$ кН. Так как $N = 515$ кН < $N_{пр} = 820$ кН, необходимо усиление столба.

2. Определяем необходимую площадь поперечного сечения распорок. Распорки проектируем из прокатной стали марки С245 с $R_y = 240$ МПа.

Величина нагрузки, воспринимаемая распорками $N_0 = N_{пр} - N = 820 - 516 = 304$ кН, тогда суммарная площадь распорок

$$A_{p\Sigma} = N_0 / \varphi R_y \gamma_c = 304 / 0,97 \cdot 240 \cdot 0,9 \cdot 10^3 = 0,0015 \text{ м}^2.$$

Каждая распорка состоит из двух уголков, расположенных по противоположным сторонам колонны, т.е.

$$A_p - A_{p\Sigma} / 2 = 15 / 2 = 7,5 \text{ см}^2.$$

Принимается распорка из двух равнобоких уголков сечением 50×5 мм с $A_{уг} = 4,8 \text{ см}^2$:

$$A_p = 2 A_{уг} = 2 \cdot 4,8 = 9,6 \text{ см}^2.$$

Основные параметры уголка: $I_x = 11,2 \text{ см}^4$; $W_x = 3,15 \text{ см}^3$; $t = 0,5$ см; $z_0 = 1,42$ см; $i_x = 1,53$ см; $A_{уг} = 4,8 \text{ см}^2$.

3. Производим расчёт планок распорки. Расчёт производим на силу F , срезающую планку, и момент, изгибающий планку в её плоскости.

Сила, срезающая планку-упор, определяется по СП 16.13330.2011 [12]:

$$F = Q_s l / b,$$

где Q_s – условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости, кН; l – расстояние между центрами планок, см; b – расстояние между осями ветвей, см.

Условная поперечная сила Q_s может быть определена по СП 16.13330.2011 [12].

Так как $R_y = 210$ МПа; $Q_s = Q_{fic} = 0,2 A_p = 0,2 \cdot 9,6 = 1,92$ кН, расстояние между планками равно $l = 40$ см; $i_x = 1,53$ см. Принимаем $l = 60$ см; расстояние между осями ветвей $b = h + 2t_{уг} - 2z_0 = 64 + 2 \cdot 0,5 - 2 \cdot 1,42 = 62$ см.

Тогда $F = 1,92 \cdot 0,6 / 0,62 = 1,86$ кН.

Момент, изгибающий планку в её плоскости, определяется по СП 16.13330.2011 [12] как

$$M = Q_s l / 2 = 1,92 \cdot 0,7 / 2 = 0,67 \text{ кН} \cdot \text{м} = 67 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемый момент сопротивления планки

$$W_{тр} = M / R_y = 0,67 \cdot 10^3 / 240 = 2,8 \text{ см}^3.$$

По конструктивным требованиям принимаем планку высотой $h_{пл} = 120$ мм и толщиной $\delta_{пл} = 6$ мм. Тогда

$$W_{пл} = \delta h_{пл}^2 / 6 = 0,6 \cdot 12^2 / 6 = 14 \text{ см}^3.$$

4. Производим проверку сварных швов планок-упоров.

Принимаем приварку планок к полкам уголка угловыми швами с катетом шва $K_f = 0,5$ см.

Определяем, какое из сечений угловых швов по прочности (по металлу шва или по границе плавления) имеет решающее значение. По СП 16.13330.2011 [12, табл. 2] имеем $R_{wf} = 180$ МПа; по СП 16.13330.2011 [12, табл. В5, табл. 4] для стали С245 – $R_{wz} = 0,45R_m = 0,45 \cdot 370 = 167$ МПа.

По СП 16.13330.2011 [12, табл. 39] имеем $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1$. Тогда $\beta_f R_{wz} = 0,7 \cdot 180 = 126$ МПа $< \beta_z R_{wz} = 1 \cdot 167 = 167$ МПа. Следовательно, необходима проверка по металлу шва.

Прочность углового шва определяем по равнодействующему напряжению от поперечной силы и момента определяется как

$$\sigma_p = \sqrt{\tau^2 + \sigma_M^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \beta_f,$$

где $\tau = F/A_{ш}$ – напряжение в шве от поперечной силы; $\sigma_M = M/W_{ш}$ – напряжение в шве от изгибающего момента; R_{wf} – расчётное сопротивление срезу по металлу шва; γ_{wf} – коэффициент условий работы шва; γ_c – коэффициент условий работы; $A_{ш}$, $W_{ш}$ – расчётная площадь и момент сопротивления шва.

Имеем $A_{ш} = K_f (h_{пл} - 2) = 0,5 (12 - 2) = 5$ см²; $W_{ш} = K_f (h_{пл} - 2)^2/6 = 0,5 (12 - 2)^2/6 = 8,33$ см³. Тогда $\tau = 1,86/5 = 0,37$ кН/см² = 3,7 МПа; $\sigma_M = 67/8,33 = 8,05$ кН/см² = 80,5 МПа и равнодействующее напряжение

$$\sigma_p = \sqrt{3,7^2 + 80,5^2} = 80,6 \text{ МПа};$$

$$\sigma_p = 80,6 \text{ МПа} < 180 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 0,9 = 113,4 \text{ МПа}.$$

Условие обеспечивается.

5. Проверяем распорку на устойчивость при монтаже, выпрямлении и создании предварительного напряжения.

Длина распорки считается от упора до места, перегиба, где при установке стяжных болтов можно принять шарнирное крепление. Тогда $\lambda_x = 0,5H/i_x = 0,5 \cdot 350/1,53 = 115$; $\phi_x = 0,48$ и $\sigma_0 = 210 \cdot 0,48 = 105$ МПа.

По найденной величине $\sigma_0 = 105$ МПа, пользуясь графиком для определения напряжений в затяжках усиления в зависимости от уклона тяжей (см. рис. 4.3), определяем возможный уклон распорки при монтаже, при котором предварительное напряжение в ней не превышало бы величины σ_0 .

По графику рис. 4.3 находим $i_{\max} = 0,032$. Поскольку для вступления распорки в работу достаточно создать в ней напряжение 60...80 МПа, принимаем $i = 0,028 < i_{\max} = 0,032$. В месте перегиба распорка будет отстоять от грани колонны на расстоянии $a = il/2 = 0,028 \cdot 3,5/2 = 0,049$ м = 5 см.

3. РАСЧЁТЫ УСИЛЕНИЙ КОНСТРУКЦИИ ПРИ УВЕЛИЧЕНИИ СТЕПЕНИ ИХ ВНЕШНЕЙ СТАТИЧЕСКОЙ НЕОПРЕДЕЛИМОСТИ

Рассмотренные в главе 2 способы усиления увеличением сечений не меняют расчётной схемы усиливаемых конструкций и в ряде случаев недостаточно экономичны и весьма трудоемки.

Более эффективными могут быть способы усиления, приводящие к изменению первоначальной расчётной схемы конструкций, её напряжённого состояния или одновременно того и другого.

К таким способам относятся, в частности, подведение дополнительных опор, превращение разрезных конструкций в неразрезные, замыкание шарниров, установка дополнительных подкосов, тяжей и т.д. [6]. В перечисленных случаях меняются расчётные схемы конструкций, уменьшаются расчётные длины и пролёты. Это в конечном итоге приводит к значительному увеличению предельных нагрузок на конструкцию. Однако при применении этих способов следует помнить, что общее усиление конструкций из-за перераспределения в них усилий во многих случаях требует усиления их отдельных частей или элементов, а также усиления смежных с ними конструкций, воспринимающих на себя часть усилий (например, распор от установки подкосов). Эти особенности необходимо учитывать при выполнении расчётов по усилению, делая дополнительные расчёты.

В данной главе рассмотрены примеры расчёта усиления конструкций изменением степени внешней статической неопределёмости.

3.1. РАСЧЁТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ КРОНШТЕЙНАМИ

Устройство кронштейнов часто используется при усилении железобетонных и стальных балок. После устройства кронштейнов изменяется расчётная схема балки и, следовательно, происходит перераспределение усилий в ней, что в конечном итоге позволяет увеличить несущую способность усиливаемого элемента.

Конструкции кронштейнов зависят от вида усиливаемых элементов, конструктивных решений их опорных узлов, необходимой степени повышения их несущей способности, определяющей длину консолей, а также ряда других факторов. Например, при консолях длиной 2...3 м ветви выполняют в виде треугольных ферм, при более коротких консолях ветви кронштейна могут быть выполнены в виде коротких балочек из прокатных профилей.

Последнее решение достаточно часто применяется при усилении стальных и железобетонных балок перекрытий гражданских зданий. Такая система усиления применима при наличии продольной несущей стены и эффективна при пролётах усиливаемых балок 6 м и более. Кронштейны представляют собой двухконсольные балки вылетом 1,2...1,6 м, опирающиеся на среднюю продольную стену. Так как места расположения балок в соседних пролётах могут не совпадать или предполагается передача нагрузки на одну консоль одновременно от нескольких балок, устраивается, как правило, двухконсольная прогонная разгружающая система, состоящая из двухконсольных балок и прогонов, опирающихся на них (рис. 3.1). Как показывает практика проектирования, для обеспечения минимального расхода металла шаг двухконсольных балок не должен превышать 3...3,5 м. Конкретное решение в каждом случае определяется на основании расчётов и вариантного проектирования.

Устройство двухконсольной разгружающей системы на внутренней стене позволяет преобразовать однопролётные балки перекрытий в двухпролётные с равными пролётами.

Расчёт приведённого на рис. 3.1 решения усиления включает в себя:

- 1) статический расчёт элементов разгружающей системы и усиливаемых балок;
- 2) подбор сечений элементов разгружающей системы по найденным при статическом расчёте усилиям;
- 3) проверку усиленной балки на восприятие действующей нагрузки или установление её несущей способности после усиления.

На кафедре «Конструкции зданий и сооружений» ТГТУ разработана программа оптимального проектирования двухконсольной прогонной разгружающей системы на ПЭВМ.

Типовой пример расчёта и проектирования приведён ниже.

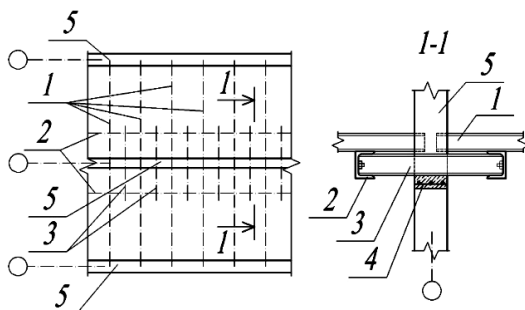


Рис. 3.1. Схемы двухконсольной разгружающей системы:

- 1 – существующие балки перекрытия; 2 – стальной прогон;
3 – двухконсольная балка; 4 – монолитная опорная плита
под двухконсольную балку; 5 – стены здания

Пример 3.1. Расчёт и проектирование усиления балок перекрытий двухконсольной прогонной разгружающей системой.

Необходимо выполнить усиление стальных балок перекрытия, расположенных в двух соседних пролётах и опирающихся на среднюю стену толщиной 51 см. Длина балок $l = 805$ см; погонная нагрузка на балки после усиления составит $q_n = 11$ кН/м, $q_p = 12,8$ кН/м. Балки выполнены из прокатного двутавра №26 по ОСТ-16 (1926 г.). Основные характеристики балки: $W_x = 403$ см³; $I_x = 5234$ см⁴. Расчётное сопротивление стали 210 МПа. Состояние балок хорошее.

1. Проверяем несущую способность балок до усиления.

Балки из двутавров № 26 не обеспечат требуемую после реконструкции несущую способность:

$$W_{\text{тр}} = q_p l_p^2 / 8 R_y \gamma_c = 12,8 \cdot 8,06^2 / 8 \cdot 2100 \cdot 9 = 611 \text{ см}^3 > 403 \text{ см}^3,$$

где $l_p = 1,05l = 1,05 \cdot 805 = 845$ см $\approx 8,5$ м; $l_{\text{тр}} = 1,55q_n l^3 = 1,55 \cdot 11 \cdot 8,5^3 = 10\,470$ см⁴ > 5234 см⁴.

2. Компонуем схему усиления балок.

Введём для усиления балок двухконсольную прогонную разгружающую систему с консолью длиной 160 см и прогоном длиной 3 м. На прогон в середине его пролёта опирается одна усиливаемая балка перекрытия.

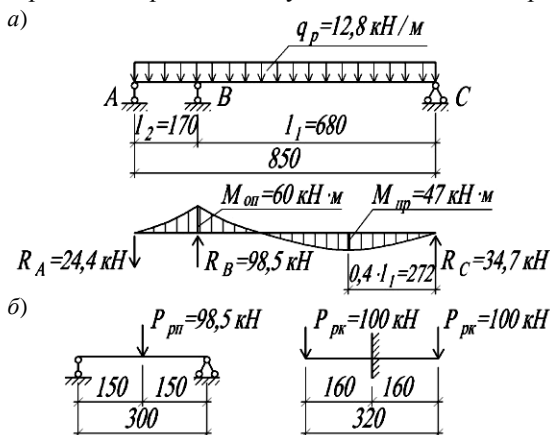


Рис. 3.2. Расчётные схемы для элементов при усилении балок двухконсольной прогонной разгружающей системой:

а – расчётная схема для усиливаемой балки после установки усиления;

б – расчётная схема разгружающего прогона;

в – расчётная схема двухконсольной балки

3. Производим расчёт усиленной балки.

В этом случае усиливаемая однопролётная балка преобразуется в двухпролётную балку с разными пролётами.

Расчёт неразрезной балки выполнен методом сил. Расчётная схема, эпюра моментов и реакции даны на рис. 3.2, а.

Расчётный момент равен $M_p = M_{оп} = 60 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Требуемый для этого случая момент сопротивления $W_{тр} = M_{оп}/R_y\gamma_y = 600\,000/2100\cdot 0,9 = 318 \text{ см}^3 < W_x = 403 \text{ см}^3$.

4. Производим расчёт прогона разгружающей системы. Расчётная схема прогона дана на рис. 3.2, б. Нагрузка на прогон от балки равна $P_{рп} = R_B = 98,5 \text{ кН}$, $P_n = 85 \text{ кН}$ и требуемый момент сопротивления прогона равен

$$W_{тр} = P_p l / 4R_y \gamma_y = 98,5 \cdot 300 / 4 \cdot 21 \cdot 0,9 = 380 \text{ см}^3.$$

В качестве прогона можно принять швеллер № 30 по ГОСТ 8240–72 с $W_x = 387 \text{ см}^3 > W_{тр} = 380 \text{ см}^3$.

5. Производим расчёт двухконсольной балки кронштейна.

Расчётная схема кронштейна дана на рис. 3.2, в.

Нагрузка на консоль балки от усиливаемой балки и прогона равна $P_{рк} = 100 \text{ кН}$, $P_{нк} = 86 \text{ кН}$.

Подбираем сечение консольной балки из условий обеспечения прочности и жёсткости. Имеем $M_k = P_{рк} l_k = 100 \cdot 1,6 = 160 \text{ кНм}$ – расчётный момент балки. Тогда $W_{тр} = M_k / R_y \gamma_c = 160 \cdot 10^4 / 2100 \cdot 0,9 = 846 \text{ см}^3$.

При расчёте по жёсткости принимаем $l_p = l + \delta/2 = 160 + 51/2 = 186 \text{ см}$. Здесь $\delta = 51 \text{ см}$ – толщина стены, через которую пропускается консольная балка. Тогда $I_{тр} = P_{нк} l_p^2 / 3E(f) = 8600 \cdot 185^2 \cdot 250 / 3 \cdot 2,1 \cdot 10^6 = 11\,680 \text{ см}^4$.

Принимаем балку из двух двутавров № 30 по ГОСТ 8239–72 с $W_{общ} = 2 \cdot 472 = 944 \text{ см}^3 > W_{тр} = 846 \text{ см}^3$ и $I_{общ} = 2 \cdot 7080 = 14\,160 \text{ см}^4 > I_{тр} = 11\,680 \text{ см}^4$.

3.2. РАСЧЁТ УСИЛЕНИЙ БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ВВЕДЕНИЕМ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ УПРУГИХ ОПОР

Достаточно простым способом усиления балочных конструкций является постановка дополнительных опор [3, 15]. Дополнительные опоры могут быть жёсткими или упругими.

К жёстким относятся опоры, осадка которых при последующем нагружении очень мала или одинакова с осадкой существующих опор. Упругие опоры – это опоры, осадкой которых нельзя пренебрегать при расчётах усиления.

Ниже рассмотрены примеры расчёта усиления упругими опорами.

Упругие опоры устраиваются на конструкциях, закрепляемых к основным несущим элементам сооружения. Эти конструкции могут представлять собой балки, фермы, рамы, подвески, стойки, включающие в совместную работу с усиливаемым элементом; другие – недогруженные элементы сооружения.

Упругую дополнительную опору для балки, фермы или ригеля рамы можно создать различными способами. Например (рис. 3.3), рядом или ниже усиливаемого элемента укладывают подпирающие конструкции, представляющие собой обычно балки или фермы. Подпирающие конструкции связывают с усиливаемой конструкцией в намеченном месте (обычно в середине пролёта) прокладкой. В месте прокладки образуется дополнительная упругая опора.

Подпирающие балки могут быть стальные или железобетонные. Опираются они на колонны каркаса или другие вертикальные несущие элементы (см. рис. 3.3).

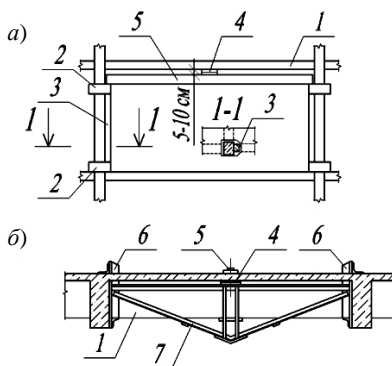
Достаточно удобны подпирающие конструкции из треугольных металлических ферм с горизонтальным верхним поясом (см. рис. 3.3, б). Они имеют небольшую высоту и, по сравнению с балками, меньший расход металла. Упругая опора образуется под стойкой фермы.

В основе расчёта усиления созданием упругих промежуточных опор лежит положение о равенстве прогибов усиливаемой и усиливающей конструкций в месте опоры.

При расчёте устанавливают несущую способность характерных сечений усиливаемого элемента, намечают расположение упругих опор и определяют их реакции из условия создания должной разгрузки подпираемой конструкции. Затем определяют прогибы усиливаемой конструкции в местах упругих опор от совместного действия нагрузки, прикладываемой после усиления, и реакций упругих опор. Прогибы конструкции, создающей упругие опоры, должны быть равны найденным величинам.

Рис. 3.3. Схемы устройства упругих опор с подпирающими конструкциями из балки (а) и фермы (б):

1 – усиливаемые балки; 2 – хомуты для опирания балок; 3 – дополнительные стойки; 4 – прокладка промежуточной опоры; 5 – фиксирующий болт; 6 – подвеска подпирающей фермы; 7 – подпирающая ферма



Реакции упругих опор зависят от их расположения, от расчётной схемы подпираемой конструкции и от величины требуемой разгрузки.

Для однопролётной железобетонной балки, например, при расположении упругой опоры в середине пролёта требуемая реакция опоры $R_{\text{упр}} = 4\Delta M/l$ или $R_{\text{упр}} = 2\Delta Q$; ΔM – величина, на которую нужно уменьшить изгибающий момент в середине пролёта усиливаемой балки, ΔQ – величина, на которую нужно уменьшить поперечную силу вблизи опоры усиливаемой балки.

Для определения реакции упругой опоры, размещаемой в середине одного из пролётов неразрезной многопролётной балки или ригеля многопролётной рамы, в [15] предложено считать, что сосредоточенная сила P , прилагаемая в середине крайнего пролёта, вызывает в сечении под силой изгибающий момент $M_{\text{пр}} = 0,2Pl$, а на опоре $M_{\text{оп}} = -0,Pl$. Сила P , приложенная в середине любого другого пролёта, вызывает в сечении под ней момент $M_{\text{пр}} = 0,17Pl$ и опорные моменты $M_{\text{оп}} = -0,08Pl$.

В ригеле однопролётной монолитной рамы значения опорных моментов и максимального пролётного момента от груза P , приложенного в середине пролёта ригеля, зависят от соотношения погонных жёсткостей стоек и ригеля рамы i_c/i_p . В работе [15] рекомендуется приблизительно принимать: при $i_c/i_p = 1$ $M_{\text{оп}} = -0,08Pl$, $M_{\text{пр}} = 0,17Pl$; при $i_c/i_p = 1/5$ $M_{\text{оп}} = -0,04Pl$, $M_{\text{пр}} = 0,217Pl$; при $i_c/i_p = 1/10$ $M_{\text{оп}} = -0,02Pl$, $M_{\text{пр}} = 0,23Pl$. При других соотношениях i_c/i_p значения опорных моментов можно вычислить по интерполяции.

Прогиб f усиливаемой балки в месте устройства упругой опоры в [15] рекомендуется приблизительно определять как алгебраическую сумму прогибов в однопролётной балке от нагрузки, прикладываемой к ней (от ригеля рамы) после усиления, от нагрузки равной реакции упругой опоры и направленной в противоположную сторону и от суммарных моментов, возникающих на опорах рассматриваемого пролёта. Формулы для определения прогиба в однопролётной балке от некоторых видов загрузений даны в табл. 3.1.

Подбор усиливающих конструкций производится следующим образом.

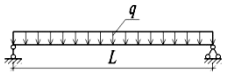
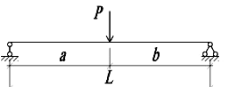
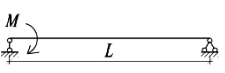
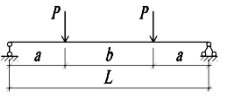
Если подпирающая конструкция представляет собой однопролётную металлическую балку, загруженную силой в середине пролёта, то её требуемая жёсткость составляет

$$EI_{\text{тр}} = R_{\text{упр}} l^3 / 48f . \quad (3.1)$$

Отсюда
$$I_{\text{тр}} = R_{\text{упр}} l^3 / 48Ef . \quad (3.2)$$

Зная $I_{\text{тр}}$, подбирают по сортаменту соответствующий прокатный профиль или проектируют сварную балку.

3.1. Углы поворота торцевых сечений и прогибы балок от некоторых видов нагрузки

Схема загрузки	$\alpha_{\text{пл}}$	$\alpha_{\text{пл}}$	Прогиб $f(L/2)$
	$\frac{qL^3}{24B}$	$\frac{-qL^3}{24B}$	$\frac{5qL^4}{384B}$
	$\frac{Pab}{6L^2B} \times$ $\times (a^2 + 3ab + 2b^2)$	$\frac{-Pab}{6L^2B} \times$ $\times (a^2 + 3ab + 2b^2)$	$\frac{Pab}{48B} \times$ $\times (3L^2 - 4b^2)$
	$\frac{ML}{3B}$	$\frac{-ML}{3B}$	$\frac{ML^2}{16B}$
	$\frac{Pa}{2B}(a+b)$	$\frac{-Pa}{2B}(a+b)$	$\frac{Pa^2}{24B} \times$ $\times \left(3\frac{L^2}{a^2} - 4 \right)$

Если подпиральная конструкция проектируется в виде железобетонной балки, необходимо подобрать соответствующее сечение и армирование балки рядом попыток так, чтобы её жёсткость

$$B = R_{\text{упр}} l^3 / 48f . \quad (3.3)$$

Если в качестве подпиральной конструкции принимаются треугольные металлические фермы с одинаковой площадью сечений всех элементов, то достаточно точно можно подобрать сечения поясов, воспользовавшись данными в [15] зависимостями: при $h/l = 1/8 f = 8,5R_{\text{упр}}/EF$; при $h/l = 1/10f = 12,5R_{\text{упр}}/EF$; при $h/l = 1/15f = 28R_{\text{упр}}/EF$; при $h/l = 1/20f = 50R_{\text{упр}}/EF$, где f – прогиб фермы в середине пролёта, который принимается равным прогибу усиливаемой балки, определяемому, как указано выше; h – высота треугольной фермы; l – пролёт фермы; F – площадь поперечного сечения пояса фермы.

Пример 3.2. Расчёт усиления железобетонной балки созданием упругой опоры.

После проведения реконструкции здания на железобетонную однопролётную балку перекрытия увеличивается нагрузка до величин, превышающих её несущую способность. Необходимо произвести её усиление созданием в середине пролёта упругой опоры.

По результатам обследования установлено: пролёт балки 6 м, сечение балки 60×40 см, бетон класса В20, арматура в растянутой зоне $3\varnothing 22$ из стали А-П. Арматура сжатой зоны из-за большой напряжённости балки не вскрывалась и в расчётах не учитывается. Постоянная распределённая нагрузка на балку $q = 8$ кН/м, временная распределённая нагрузка $p = 20$ кН/м. После реконструкции будут действовать также силы с $P = 30$ кН. Схема нагрузок дана на рис. 3.4, на котором приведены эпюры моментов для балки.

1. Определяем в соответствии со СП 52-101-2003 [14] несущую способность балки до усиления.

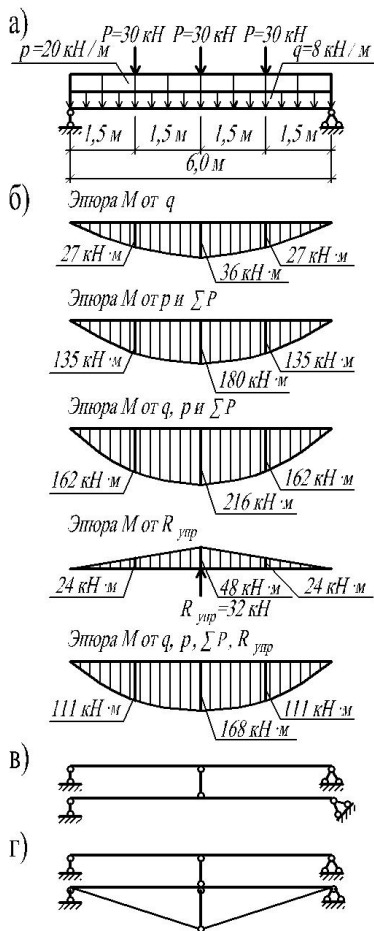


Рис. 3.4. Схемы к расчёту усиления балки устройством дополнительных упругих опор

Сечение балки приведено на рис. 3.5. Основные характеристики: бетон В20 – $R_{\sigma} = 11,5$ МПа, $E_{\sigma} = 27\,000$ МПа; арматура А-III – $R_s = 280$ МПа, $E_s = 210\,000$ МПа.

Определяем граничную относительную высоту сжатой зоны бетона, используя формулу

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_s R}{\sigma_{sc,u} \left[1 - \frac{\omega}{1,1} \right]}},$$

где $\omega = \alpha - 0,008 R_{\sigma}$; $\alpha = 0,85$ – для тяжёлого бетона; $\sigma_{sr} = 365$ МПа; $\sigma_{sc,u} = 400$ МПа.

$$\xi_R = \frac{0,85 - 0,008 \cdot 11,5}{1 + \frac{365}{400} \cdot \left[1 - \frac{0,85 - 0,008 \cdot 11,5}{1,1} \right]} = 0,59.$$

Отметим, что при определении ξ_R учтено наличие в сжатой зоне арматуры.

По СП 52-101-2003 [15, формула (6.15)] определяем высоту сжатой зоны X :

$$X = R_s A_s / R_{\sigma} b = 280 \cdot 11,4 / 11,5 \cdot 40 = 6,94 \text{ см.}$$

Так как $\xi_R = X/h_0 = 6,94/56 = 0,124 < \xi_R = 0,59$, имеем первый случай расчёта и, следовательно, определение несущей способности производим по СП 52-101-2003 [15], используя формулу (6.14):

$$M_{\sigma} = R_{\sigma} b X (h_0 - 0,5X) = 11,5 \cdot 40 \cdot 6,94 \cdot (56 - 0,5 \cdot 6,94) = 16\,769 \text{ кН·см} = 168 \text{ кН·м.}$$

Таким образом, балка может воспринимать изгибающий момент $M = 168 \text{ кН·м}$.

Как видно из эпюры M_z (см. рис. 3.4, б), максимальный изгибающий момент после реконструкции будет равен 216 кН·м . Необходимо его уменьшить на $\Delta M = M_z - M_{\sigma} = 216 - 168 = 48 \text{ кН·м}$.

Для обеспечения условия разгрузки балки до величины M_{σ} необходимо, чтобы реакция упругой опоры была $R_{\text{упр}} = 32 \text{ кН}$ (см. рис. 3.4, б).

2. Определяем жёсткость железобетонной балки по СП 52-101-2003 [14, формулы (7.31), (7.37)].

Отношение модулей упругости стали и бетона $\alpha = E_s/E_{\sigma} = 210\,000/27\,000 = 7,78$. Площадь приведённого сечения $A_{\text{red}} = A + \alpha A_s = 60 \cdot 40 + 7,78 \cdot 11,4 = 2489 \text{ см}^2$. Статический момент площади приведённого сечения относительно нижней грани $S_{\text{red}} = 60 \cdot 40 \cdot 20 + 7,78 \cdot 11,4 \cdot 4 = 48\,355 \text{ см}^3$. Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведённого сечения

$$Y_0 = S_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 48\,355 / 2489 = 19,43 \text{ см.}$$

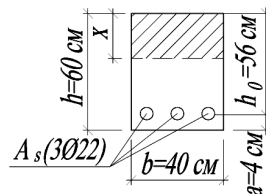


Рис. 3.5. Сечение балки к расчёту

Момент инерции приведённого сечения

$$I_{\text{ред}} = 60 \cdot 40^3 / 12 + 60 \cdot 40 (20 - 19,43)^2 + 7,78 \cdot 11,4 \cdot (19,43 - 4)^2 = 341\,896 \text{ см}^4.$$

Жёсткость равна

$$D = 0,85 E_{\sigma} I_{\text{ред}} = 0,85 \cdot 0,27 \cdot 10^4 \cdot 34,19 \cdot 10^4 = 7,84 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{см}^2.$$

3. Определяем суммарный прогиб балки от нагрузок, прикладываемых после усиления. Считаем, что в момент постановки опоры на балку действует только постоянная нагрузка $q = 8 \text{ кН/м}$.

Суммарный прогиб складывается из прогиба от нагрузки $p = 20 \text{ кН/м}$, $P = 30 \text{ кН}$ и от реакции упругой опоры $R_{\text{упр}} = 62 \text{ кН}$:

$$f = \frac{5pl^4}{384D} + \frac{19Pl^3}{384D} - \frac{R_{\text{упр}}l^3}{48D} = \frac{5 \cdot 0,2 \cdot 600^4}{384 \cdot 7,84 \cdot 10^8} + \frac{19 \cdot 30 \cdot 600^3}{384 \cdot 7,84 \cdot 10^8} - \frac{32 \cdot 600^3}{48 \cdot 7,84 \cdot 10^8} = 0,65 \text{ см}.$$

4. Рассмотрим подпиральную конструкцию из металлической балки по схеме рис. 3.4, в.

Необходимая жёсткость балки равна

$$EI_{\text{тр}} = R_{\text{упр}} l^3 / 48 f_{\text{сум}} = 32 \cdot 600^3 / 48 \cdot 0,65 = 2,2 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{см}^2.$$

Требуемый момент инерции

$$I_{\text{тр}} = 2,2 \cdot 10^8 / 2,1 \cdot 10^4 = 1,48 \cdot 10^4 \text{ см}^4.$$

Балку можно выполнить из двух швеллеров № 33 (ГОСТ 8240–72 с изм.) с $I_{\Sigma} = 15\,976 \text{ см}^4$ или из двутавра № 40 (ГОСТ 8239–72 с изм.) с $I_{\Sigma} = 19\,062 \text{ см}^4$. Выгоднее принять первый вариант.

5. Рассмотрим подпиральную конструкцию в виде треугольной фермы по схеме рис. 3.4, г с соотношением $h/l = 1/10$. Высота фермы 60 см.

Площадь поперечного сечения поясов определяется как

$$F_{\text{п}} = 12,5 R_{\text{упр}} l / E f_{\text{сум}} = 12,5 \cdot 32 \cdot 600 / 2,1 \cdot 10^4 \cdot 0,65 = 17,4 \text{ см}^2.$$

Принимаем пояс из двух уголков 75×6 мм с $F_{\Sigma} = 17,56 \text{ см}^2$. Остальные элементы фермы также выполняются из уголков.

3.3. РАСЧЁТ УСИЛЕНИЙ БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ВВЕДЕНИЕМ УПРУГИХ ОПОР С РЕГУЛИРОВАНИЕМ УСИЛИЙ

Повысить эффективность способа усиления введением дополнительных упругих опор можно за счёт принудительного регулирования усилий. В этом случае при усилении изменяется не только расчётная схема, но и

напряжённое состояние. Последнее обеспечивается за счёт предварительного напряжения элементов усиления.

Предварительным напряжением элементов усиления можно сообщить усиливаемой конструкции нагрузку, противоположную эксплуатационной, и этим в требуемой степени уменьшить усилия, возникающие в её сечениях. Для этого подпирающие конструкции, устраиваемые как при образовании упругих промежуточных опор, нужно предварительно загрузить и вызвать упругую деформацию, после чего жёстко связать их с усиливаемой конструкцией. После снятия предварительного нагружения подпирающие конструкции будут сообщать подпираемой конструкции нагрузку, противоположную по знаку эксплуатационной.

Разгружающая нагрузка равна нагрузке, прикладываемой к подпирающим конструкциям в местах упругих опор при их предварительном нагружении, и легко определяется, если нагружение производить домкратами с манометрами или подвеской оттарированных грузов.

Предварительное напряжение подпирающих конструкций позволяет полностью использовать их несущую способность. Если после усиления к конструкции будет приложена ещё дополнительная нагрузка, то её будет воспринимать как подпираемая, так и подпирающая конструкции, т.е. при определении усилий от этой нагрузки в усиливаемом элементе можно считать, что он имеет дополнительные упругие опоры в местах сопряжения с подпирающей конструкцией. Предварительное напряжение можно применять только при гибких конструкциях, создающих дополнительные упругие опоры.

Ниже рассмотрен пример усиления устройством упругих опор с предварительным напряжением.

Пример 3.3. *Расчёт усиления железобетонной балки созданием упругой опоры с предварительным напряжением.*

Балка имеет характеристики, аналогичные балке, рассмотренной в примере 3.2. Необходимо при нагрузках, указанных в примере 3.2, произвести усиление балки подведением упругих опор с предварительным напряжением.

Требуемая реакция дополнительной опоры $R_{\text{упр}} = 32 \text{ кН}$.

Рассмотрим случай усиления, когда подпирающей конструкцией является металлическая балка.

Сечение балки из условий прочности определится как

$$M_{\text{max}} = R_{\text{упр}} l/4 = 32 \cdot 6/4 = 48 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

При этом требуемый момент сопротивления балки равен

$$W_{\text{тр}} = M_{\text{max}} / R_y = 4800/22 = 218,2 \text{ см}^3,$$

где $R_y = 22 \text{ кН/см}^2$ – расчётное сопротивление для стали С235 по СНиП II-23-81* [13].

Выбираем подпиральную балку из двух швеллеров № 18 (ГОСТ 8240–72 с изм.) с $W_{x\Sigma} = 242 \text{ см}^3$ или двутавровую балку № 22 с $W_x = 232 \text{ см}^3$. Выгоднее принять второй вариант.

Балки из швеллеров № 18, подобранные из условий прочности, по массе в 1,47 раза меньше балки из швеллеров № 24, подобранных в примере 3.2 из условий жёсткости. Балка из двутавра № 22 по массе в 1,52 раза также меньше балки из двутавра № 30.

Упругую опору можно установить без снятия действующей нагрузки, так как дополнительная нагрузка будет приложена после создания промежуточной опоры, при определении силы предварительного напряжения подпиральной балки можно учесть её донапряжение.

Прогиб усиливаемой балки в месте опоры от дополнительной нагрузки силами P равен

$$f = \frac{19Pl^3}{384D} = \frac{19 \cdot 30 \cdot 600^3}{384 \cdot 7,84 \cdot 10^8} = 0,41 \text{ см}.$$

Жёсткость подпиральной балки из двутавра № 22 равна

$$EI = 2,1 \cdot 10^4 \cdot 2550 = 5,36 \cdot 10^7 \text{ кНсм}^2.$$

Так как прогибы подпиральной и подпиральной балок должны быть равны, реакция упругой опоры от дополнительной нагрузки будет

$$R_{\text{уп}}^{\text{доп}} = 48fEI/l^3 = 48 \cdot 0,41 \cdot 5,36 \cdot 10^7 / 600^3.$$

Следовательно, подпиральная балка должна быть предварительно напряжена силой $P_n = R_{\text{уп}} - R_{\text{уп}}^{\text{доп}} = 32 - 4,9 = 27,1 \text{ кН}$. С учётом потерь от обжатия прокладок необходимо принять $P_n = 1,1 \cdot 27,1 = 30 \text{ кН}$.

При эксплуатации конструкции после усиления возможна ситуация, когда на балку будет действовать только постоянная нагрузка $q = 8 \text{ кН/м}$. Для этого случая необходимо проверить возможность возникновения в сечениях усиливаемой балки изгибающих моментов, противоположных по знаку расчётным и превышающих моменты от нагрузки $q = 8 \text{ кН/м}$, а также возможность отрыва, усиливаемой балки от опор.

В расчётах предполагалось, что предварительное напряжение подпиральной конструкции осуществлялось при нагружении усиливаемой балки нагрузкой $q = 8 \text{ кН/м}$ и $p = 20 \text{ кН/м}$. При снятии временной нагрузки прогиб балки уменьшится на величину f_1 , равную $f_1 = 5pl^4/384 B = 5 \cdot 0,2 \cdot 600^4 / 384 \cdot 7,84 \cdot 10^8 = 0,43 \text{ см}$, что приведёт к уменьшению реакции упругой опоры на $R_1 = 48EI f_1 / l^3 = 48 \cdot 5,36 \cdot 10^7 \cdot 0,43 / 600^3 = 5,1 \text{ кН}$.

Реакция дополнительной упругой опоры будет равна $R'_{\text{уп}} = P_n - R_1 = 30 - 5,1 = 24,9 \text{ кН}$. Видно, что $R'_{\text{уп}} = 24,9 \text{ кН} < ql = 8 \cdot 6 = 48 \text{ кН}$, т.е. отрыва балки от опоры не будет.

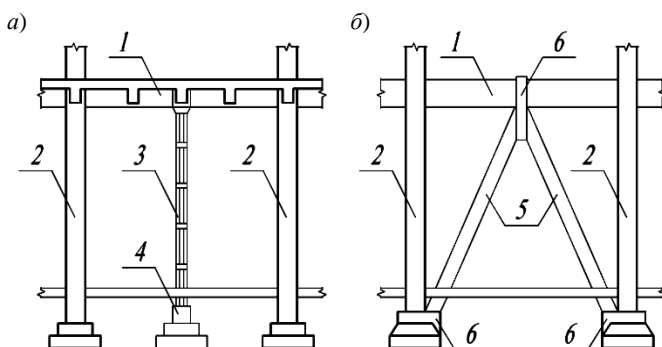
3.4. РАСЧЁТ УСИЛЕНИЙ БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ВВЕДЕНИЕМ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ЖЁСТКИХ ОПОР

Как указано в разделе 3.2, к жёстким относятся дополнительные опоры, осадка которых после последующего нагружения очень мала или одинакова с осадкой существующих опор.

Жёсткие опоры ригелей, балок и ферм в одноэтажных зданиях могут быть в виде стоек с самостоятельными фундаментами или в виде подкосов, опирающихся на фундаменты существующих опор (рис. 3.6). Последнее, если подкосы не мешают технологическому процессу, более предпочтительно, так как при этом проще обеспечить жёсткость опоры.

В многоэтажных зданиях при усилении балочных конструкции жёсткие опоры могут быть выполнены с помощью подкосов или тяжей (подвесок), закрепляемых на вертикальных несущих конструкциях (стенах, колоннах) (рис. 3.7). При этом возникающие горизонтальные силы должны восприниматься установленными затяжками (распорками) или (при возможности) элементами перекрытия смежного этажа.

Расчёты стоек, подкосов и подвесок, образующих жёсткие опоры выполняются по соответствующим СНиП как центрально сжатых или растянутых элементов. Так как изменённая расчётная схема усиленного элемента рассматривается только при определении усилий в конструкции от нагрузки, прикладываемой к ней после усиления, то такое усиление будет тем эффективнее, чем больше эта часть нагрузок. Из этого следует, что усиления необходимо выполнять по возможности после максимальной разгрузки.



**Рис. 3.6. Схемы усиления балочных конструкций
одноэтажных зданий жёсткими опорами:**

- а* – подведением стойки; *б* – подведением подкосных опор;
1 – усиливаемая конструкция; 2 – существующие опоры;
3 – дополнительная опора-стойка; 4 – фундамент опоры-стойки;
5 – подкосы; 6 – охватывающие хомуты

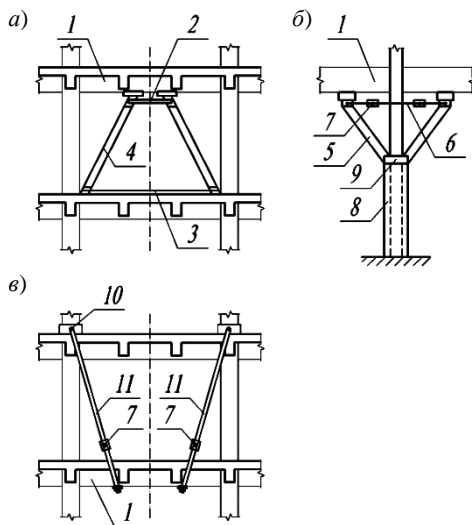


Рис. 3.7. Схемы усиления жёсткими опорами с подъёмом усиливаемой конструкции подведением полурасков (а), подкосов (б) и тяжами (в):
1 – усиливаемая конструкция; 2 – распорка, привариваемая после раздвижки полурасков домкратом; 3 – затяжка на уровне пола; 4 – полураскоп;
5 – подкос; 6 – напрягаемая затяжка; 7 – натяжное устройство;
8 – обойма; 9 – планки, привариваемые после натяжения затяжек;
10 – металлическая обойма; 11 – напрягаемые тяжи

Если усиливаемую конструкцию нельзя разгрузить, то установку дополнительных опор следует выполнять с предварительным поднятием усиливаемой конструкции в месте установки опоры. Подъём производят силой, равной разности между расчётным значением реакции дополнительной опоры и значением этой реакции от нагрузки, которую прикладывают к конструкции в расчётных местах уже после усиления. Сила подъёма для избежания отрыва усиливаемой конструкции от опор должна контролироваться. Способы возможного подъёма показаны на схемах рис. 3.7.

Следует отметить, что усиления подвесками можно рассчитывать как усиления упругими опорами при очень малых перемещениях.

Пример 3.4. Расчёт усиления железобетонной балки перекрытия подвесками.

Железобетонная балка имеет характеристики, аналогичные балке из примера 3.2. Нагрузки на балку соответствуют нагрузкам того же примера. Необходимо произвести усиление путём подвески балки тяжами, закрепляемыми у опор балок верхнего этажа.

Схема усиления дана на рис. 3.8, а.

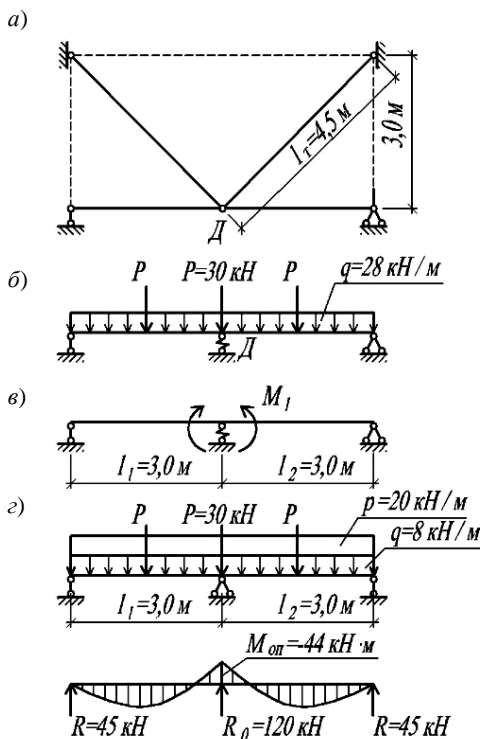


Рис. 3.8. Схемы к расчёту усиления балки тяжами

Рассмотрим возможные случаи расчёта.

1. Расчёт усиления балки как балки со средней упругой опорой.

Усиление производим до приложения дополнительных нагрузок $P = 30$ кН, т.е. без снятия временной и постоянной распределённой нагрузки $q = 28$ кН/м. Расчётная схема приведена на рис. 3.8, б.

В этом случае прогиб балки от нагрузок P и от реакции опоры составит

$$f_{\text{сум}} = \frac{19Pl^3}{384B} - \frac{R_{\text{упр}}l^3}{48B} = \frac{19 \cdot 30 \cdot 600^3}{384 \cdot 7,84 \cdot 10^8} - \frac{32 \cdot 600^3}{48 \cdot 7,84 \cdot 10^8} = 0,23 \text{ см.}$$

При $R_{\text{упр}} = 32$ кН усилие в тяжах равно $S = R_{\text{упр}}/2\sin\alpha = 32/2 \cdot 0,707 = 22,6$ кН.

Так как перемещение опоры от растяжения тяжей должно быть равно прогибу балки, то $f = 0,707Sl_{\text{т}}/EA_{\text{т}} = f_{\text{сум}}$. Отсюда имеем площадь поперечного сечения тяжа $A_{\text{т}} = 0,707 \cdot 22,6 \cdot 4,25 \cdot 2/2 \cdot 1 \cdot 10^4 \cdot 0,23 = 2,81 \text{ см}^2$. Тяжи можно выполнить из стержней $\varnothing 20$ с $A_{\text{т}} = 3,142 \text{ см}^2$.

2. Расчёт усиления балки тяжами как балки с жёсткой опорой. Усиленная балка один раз статически неопределима. Расчётная схема балки дана на рис. 3.8, з. Усиление балки производится только при действии постоянной нагрузки.

После усиления балка будет загружена временной распределённой нагрузкой $q = 20$ кН/м и силами $P = 30$ кН. Распределённая эквивалентная нагрузка на балку после усиления $q_{\text{эк}} = q + 15P/4l = 20 + 15 \cdot 30 / (4 \cdot 6) = 39$ кН/м. Из решения имеем, что опорный момент в балке равен $M_{\text{оп}} = q_{\text{эк}} l^2 / 8 = 39 \cdot 3^2 / 8 = 44$ кН·м, а реакция жёсткой опоры $R_{\text{оп}} = 120$ кН.

Тогда усилие в тяжё $S = R_{\text{оп}} / 2 \sin \alpha = 120 / 2 \cdot 0,707 = 85$ кН, откуда $A_{\text{т}} = S / R_{\text{y}} \gamma_{\text{с}} = 85 / 21 \cdot 0,9 = 4,5$ см².

В качестве тяжа можно принять уголок 50×5 мм с $A_{\text{т}} = 4,8$ см².

Балка имеет разгрузку во много раз большее, чем необходимо. Суммарный момент над жёсткой опорой $M = M_{\text{пост}} + M_{\text{оп}} = 36 - 44 = -8$ кН·м.

Появление отрицательного момента для железобетонной балки недопустимо, и, следовательно, усиление балки жёсткой опорой нужно производить без снятия временной распределённой нагрузки. Действующий момент в балке до усиления в этом случае будет $M = (8 + 20) \cdot 6^2 / 8 = 126$ кН·м.

Опорный момент от сил p как в неразрезной балке равен $M_{\text{оп}} = 19 \cdot 3^2 / 8 = -21$ кН·м. Суммарный момент над жёсткой опорой равен $M = M_{\text{пост}} + M_{\text{оп}} = 126 - 21 = 105$ кН·м.

Реакция жёсткой опоры $R_{\text{оп}} = 60$ кН. Тогда усилия в тяжё $S = 60 / 2 \cdot 0,707 = 43$ кН. Откуда $A_{\text{т}} = 43 / 21 \cdot 0,9 = 2,27$ см². Можно принять стержень диаметром 18 мм.

Видно, что тяж работает почти как жёсткая опора. Более правильным был бы расчёт усиленной балки как статически неопределимой балки с упруго оседающей опорой (см. схему рис. 3.8, в).

3.5. РАСЧЁТЫ УСИЛЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ УСЛОВИЙ ЗАКРЕПЛЕНИЙ НА ОПОРАХ

Широкое применение в практике находят способы усиления путём изменения условий закреплений на опорах.

Способы применяются для усиления как балочных конструкций (балок и ферм) (рис. 3.9, а, в), так и отдельных стоек (рис. 3.9, в) или целых рам. Усиление выполняется или защемлением конструкций в опорах (рис. 3.9, а – в), или (реже) введением в опоры шарниров (рис. 3.9, з). Способ усиления в зависимости от изменения условий закрепления может применяться как отдельно, так и совместно с другими способами. Например, введение шарниров в раму (см. рис. 3.9, з) потребует усиления ригеля рамы либо увеличением сечений, либо введением шпренгеля.

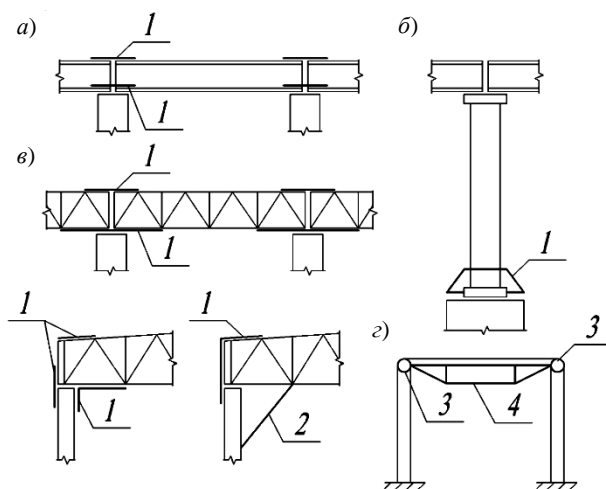


Рис. 3.9. Схемы усиления путём изменений условий закреплений на опорах:
а – созданием неразрезности на опорах балок; *б* – защемление шарнирно опёртой колонны в фундаменте; *в* – защемление опор и создание неразрезности в фермах; *г* – введение шарниров в жёсткие узлы рамы; *1* – детали усиления опорных узлов; *2* – подкос; *3* – введённые в раму шарниры; *4* – шпренгель усиления, установленный после введения шарниров в раму

Подобные меры требуются и при превращении статически определимых однопролётных балочных систем в неразрезные многопролётные (см. рис. 3.9, *а, в*) или в однопролётные статически неопределимые системы путём «замоноличивания» опорных узлов (см. пример 3.5). В этих случаях усиленные конструкции должны быть проверены на возможность восприятия нагрузок для новых условий крепления.

Рассмотренные способы усиления достаточно эффективны, так как во многих случаях обеспечивают усиление не только отдельных конструкций, но и повышают жёсткость всего здания. Например, устройство защемления опорных узлов шарнирно опёртых на колонну балок (включая ригели поперечных рам производственных зданий) повышает жёсткость всего каркаса и снижает пролётный момент. Этой цели можно достичь либо за счёт замоноличивания опорных узлов балок (ригелей), либо путём постановки подкосов (см. рис. 3.9, *в*). Благодаря полному защемлению балки (фермы) на двух или одной опоре пролётный момент может быть уменьшен в 2–3 раза, опорный – в 1,5 раза, а деформативность снижается в 2,5 – 3 раза. При этом следует учитывать, что добиться полного защемления порой сложно, но даже частичное (упругое) защемление достаточно заметно разгружает балку или ригель поперечной рамы.

Ниже рассмотрены простые примеры, показывающие условия, при которых принимаются данные способы усиления, и принципы расчёта усиления.

В многоэтажных зданиях с кирпичными стенами и стальными балками перекрытий можно выполнять усиление балок путём устройства защемлённых опор. Способ эффективен при пролётах балок более 5 м.

Рассмотрим **принципы устройства защемлений и расчёта усиления**.

Защемлённой опорой является опора, которая подперта сверху в точке А (см. рис. 3.10) и снизу в точке Б или наоборот. Несмотря на то, что рассматриваемый участок балки пролётом А–Б имеет возможность незначительно поворачиваться, этот поворот будет настолько мал, что данную конструкцию опорного узла вполне можно считать защемлённой, а само защемление будет тем больше, чем больше пролёт опорной части балки А–Б, чем больше момент инерции и чем прочнее материал кладки стены.

Принцип усиления защемлением состоит в том, что при защемлении опоры в балке происходит перемещение зоны максимального изгибающего момента к опоре и перераспределение опорных реакций (рис. 3.11). Повышение изгибающего момента и опорной реакции у одной из опор приводит к необходимости развития опорной части балки в месте защемления. Конструкция узла защемления дана на рис. 3.10. Увеличение опорной площади по низу балки можно устраивать путём дополнительной вставки с обеих сторон стальных опорных столиков, соединённых с балкой электросваркой. Вертикальное усилие по верху балки воспринимается смонтированным бетонным вкладышем. Опорный узел должен быть замоноличен бетоном класса В20.

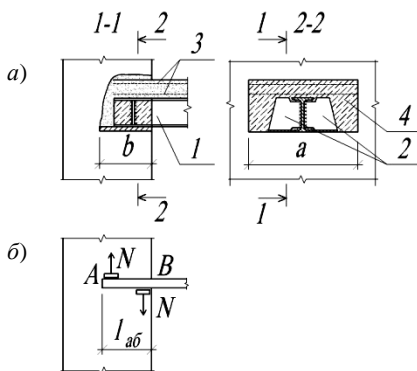


Рис. 3.10. Конструктивное решение (а) и расчётная схема (б) жёсткого узла стальной балки в кирпичной стене:

1 – усиливаемая балка; 2 – опорный столик; 3 – опорная сетка и сетка монолитной плиты перекрытия; 4 – бетон омоноличивания балки

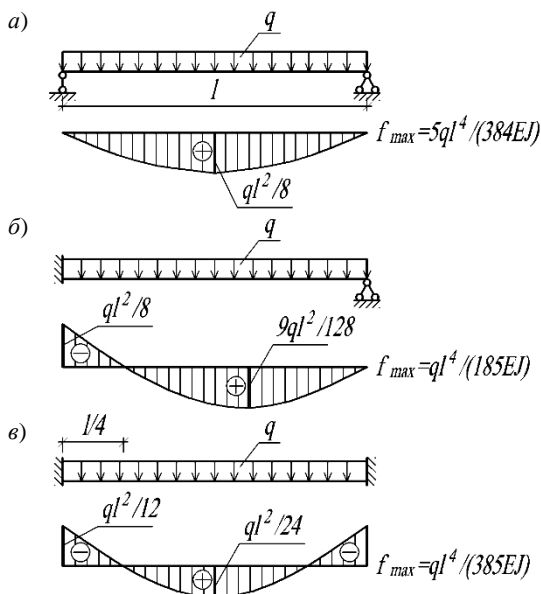


Рис. 3.11. Расчётные схемы и эпюры изгибающих моментов при свободном опирании балок (а), защемлении одной опоры балки (б) и при защемлении двух опор балки (в)

Пример 3.5. Расчёт усиления стальной балки путём защемления опор балки в кирпичной стене.

На стальную балку из двутавра № 26 (двутавровое железо германских заводов – справочник 1893 г.) пролётом 7,6 м после реконструкции будет действовать нагрузка $q_n = 11,0$ кН/м и $q_p = 12,5$ кН/м. Длина опорной части балки 25 см. Расчётное сопротивление стали $R_y = 210$ МПа, расчётное сопротивление кладки стены $R_{кл} = 10$ МПа. Балка имеет $W_6 = 446$ см³, $I_6 = 5798$ см⁴.

Требуется произвести оценку несущей способности балки и при необходимости произвести её усиление защемлением опор балки. Схемы усиления и расчётные схемы даны на рис. 3.10 и 3.11.

1. Проверяем несущую способность балки.

Расчётный пролёт балки $l_p = 1,05l = 1,05 \cdot 7,6 = 8$ м. Требуемый момент сопротивления балки для восприятия действующей нагрузки $W_{тр} = ql_p^2/8R_y = 1250 \cdot 8^2/8 \cdot 2100 = 476$ см³ > $W_6 = 446$ см³. Прогиб балки $f = q_n l^4/384EI = 5 \cdot 1100 \cdot 800^4/384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 5758 = 4,9$ см > $l/250 = 3,2$ см.

Таким образом, балка не может воспринимать нагрузку после реконструкции.

2. Проверяем возможность усиления балки защемлением одной опоры.

После преобразования одной из опор прогиб балки будет составлять $f = q l^4 / 185 EI = 1100 \cdot 800^4 / 185 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 5798 = 1,93 \text{ см} < l/250 = 3,2 \text{ см}$.

Расчётная нагрузка, воспринимаемая сечением балки, равна $q'_p = 8MR_y / l_p^2 = 8 \cdot 446 \cdot 2100 / 800^2 = 11,7 \text{ кН}$. Тогда момент, воспринимаемый балкой, определится как $M_6 = q'_p l_p^2 / 8 = 11,7 \cdot 8^2 / 8 = 94 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Размер участка балки с защемлением опоры, воспринимающий нагрузку, находится как $M_6 = q_p x^2 / 8$, $x = \sqrt{8M_6 / q_p} = \sqrt{8 \cdot 94 / 12,5} = 7,8 \text{ м}$.

Из расчёта следует, что при таком решении необходимо выполнить усиление опорной части балки, так как здесь действует максимальный изгибающий момент.

Определяем площадь опорной части балки, при которой кладка воспринимает усилие от нагрузки при защемлении опоры. Определение производим из расчёта кладки на смятие.

Максимальные напряжения в этом случае сосредоточены на внутренней грани стены и определяются как $\sigma_{\max} = \sigma_{\text{из}} + \sigma_0 = M/W_6 + N/a_6 b_6$, где M – момент в заделке, кН·м; $N = M/la_6$ – вертикальная реакция, кН; a_6 – глубина заделки балки, см; b_6 – ширина балки, см; W_6 – момент сопротивления балки, см.

Принимаем глубину заделки балки в кирпичной стене после преобразования равной 30 см. Тогда $N = q_p l^2 / 8a_6 = 12,5 \cdot 8^2 / 8 \cdot 0,3 = 888 \text{ кН}$; $\sigma_{\max} = q_p l^2 / 8IW_6 + N/F_{\text{см}} = 12,5 \cdot 8^2 / 8 \cdot 446 + 3330 / 30 \cdot 10 = 2,23 + 11,1 = 13,33 \text{ МПа} > R_{\text{кл}} = 1,0 \text{ МПа}$. Необходимо сделать уширение опоры.

Учитывая, что наибольшие напряжения возникают от вертикальных сил, определяем необходимую площадь смятия по силе N . Расчётное сопротивление кладки смятию $R_{\text{см}} = 2R_{\text{кл}} = 2 \cdot 1 = 2 \text{ МПа}$. Расчёт производим из условия $N_{\text{см}} \leq \mu R_{\text{см}} F_{\text{см}}$. Здесь $\mu = 0,75$. Тогда $F_{\text{см}} = N_{\text{см}} / \mu R_{\text{см}} = 333 / 0,75 \cdot 2000 = 0,22 \text{ м}^2$. Так как $F_{\text{см}} = a_6 b_6$, имеем $b_6 = F_{\text{см}} / a_6 = 0,22 / 0,3 = 0,74 \text{ м}$.

Видно, что заделка одной опоры вызывает в кладке значительные напряжения, для уменьшения которых требуются специальные конструктивные мероприятия. По стоимости и трудозатратам они не соответствуют полученному увеличению несущей способности балки.

3. Рассмотрим вариант усиления балки защемлением её обеих опорных частей.

Требуемый момент сопротивления в этом случае $W_{\text{тр}} = q_p l^2 / 12R_y = 1250 \cdot 8^2 / 12 \cdot 2100 = 263 \text{ см}^3 < W_6 = 446 \text{ см}^3$.

Прогиб балки $f = q_n l^4 / 384 EI = 1100 \cdot 8^4 / 384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 5798 = 0,96 \text{ см} < 3,2 \text{ см}$.

Величина $N = 12,5 \cdot 8^2 / 12 \cdot 0,3 = 223$ кН. Тогда $F_{см} = 223 / 0,75 \cdot 2000 = 0,15$ м². Откуда $b_6 = F_{см} / a_6 = 0,15 / 0,3 = 0,5$ м.

Максимальное напряжение в кладке $\sigma_{max} = q_p l^2 / 12 W_{оп} + N / F_{см} = 125 \cdot 8^2 \cdot 6 / 12 \cdot 50 \cdot 26^2 + 2230 / 30 \cdot 50 = 0,08 + 1,5 = 1,58$ МПа $< R_{см} = 2$ МПа.

Таким образом, усиление защемлением двух опор более эффективно и технологично.

Пример 3.6. Расчёт усиления стальной колонны защемлением её в фундаменте.

Необходимо произвести усиление центрально сжатой шарнирно закреплённой в верхнем конце и шарнирно опёртой на фундамент стальной колонны. Сечение колонны составное из трёх листов (см. рис. 3.12): $I_x = 20\,281$ см⁴; $I_y = 7199$ см⁴; $A = 122$ см²; $i_x = 7,68$ см. Длина колонны $l = 6,5$ м. Расчётное сопротивление стали $R_y = 270$ МПа. До реконструкции на колонну действовала сила $N_0 = 1800$ кН. Добавочное усилие после реконструкции составило $N_p = 640$ кН. Суммарное усилие после реконструкции будет $N_{сум} = 2440$ кН.

Определяем фактическую несущую способность колонны.

При шарнирном закреплении $l_{fx} = l = 650$ см. Тогда $\lambda_x = l_{fx} / i_x = 650 / 7,68 = 84,63$ и $\varphi = 0,605$. Несущая способность не обеспечивается, так как $N = 0,605 \cdot 122 \cdot 270 / 10 = 1992$ кН $< N_{сум} = 2440$ кН.

Усиление производим защемлением колонны в фундаменте, на практике это достигается устройством опорного столика на высоту существующих траверс базы, наращиванием анкерных болтов и креплением их за верх столика. При таком способе закрепления уменьшается расчётная длина колонны.

Определяем несущую способность колонны после усиления.

Имеем $l_{fx} = 0,7l = 0,7 \cdot 650 = 455$ см. Тогда $\lambda_x = 455 / 7,68 = 59,2$; $\varphi = 0,795$; $N = 0,795 \cdot 122 \cdot 270 / 10 = 2618$ кН $> N_{сум} = 2440$ кН. Несущая способность колонны обеспечивается.

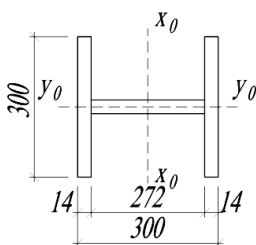


Рис. 3.12 Сечение колонны
(к примеру 3.6)

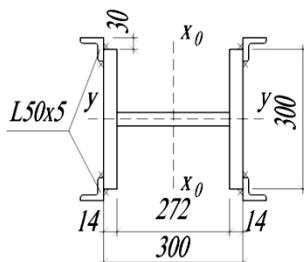


Рис. 3.13. Схема усиления колонны
уголками (к примеру 3.6)

Для оценки эффективности данного способа усиления рассмотрим вариант усиления этой же колонны способом увеличения сечения.

Учитывая, что несущая способность определяется гибкостью λ_y , усиливаем колонну с помощью четырёх уголков 50×5 мм. Характеристики сечения уголка: $A_{уг} = 4,8 \text{ см}^2$; $I_{уг} = 11,2 \text{ см}^4$; $i_x = 1,53 \text{ см}$; $i_{\min} = 0,98 \text{ см}$. Расчётное сопротивление стали уголков $R_y = 270 \text{ МПа}$. Схема усиления колонны уголками приведена на рис. 3.13.

Значения моментов инерции после усиления будут равны: $I_y = 7199 + 4 \cdot (11,2 + 4,8 \cdot 16,5^2) = 12\,470 \text{ см}^4$; $I_x = 20\,281 + 4 \cdot (11,2 + 4,8 \cdot 16,5^2) = 25\,552 \text{ см}^4$. Площадь сечения $A = 122 + 4 \cdot 4,8 = 141,2 \text{ см}^2$. Радиус инерции $i_y = \sqrt{12\,470/141,2} = 9,4 \text{ см}$.

Тогда напряжение в стойке определится как $\sigma = N_{\text{сум}}/\varphi A = 2440 \cdot 10/0,74 \cdot 141,2 = 233,5 \text{ МПа} < R_y \gamma_y = 270 \cdot 1 = 270 \text{ МПа}$. Несущая способность обеспечивается.

Приварку уголков ведём прерывистыми швами с катетом $K_f = 4$ мм длиной по 80 мм и с шагом $40i_{\min} = 40 \cdot 0,98 \approx 40 \text{ см}$. Уголки усиления доводим до траверсы. Длину концевого участка шпоночного шва принимаем равной $1,5l_w = 1,5 \cdot 80 = 120 \text{ мм}$. Деформацию основного сечения колонны от сварки можно не учитывать из-за незначительности.

Из сравнения вариантов усиления видно, что в случае возможности заземления опоры по расходу материала этот вариант предпочтительней.

4. РАСЧЁТЫ УСИЛЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ УВЕЛИЧЕНИИ СТЕПЕНИ ИХ ВНУТРЕННЕЙ СТАТИЧЕСКОЙ НЕОПРЕДЕЛИМОСТИ

Повышение степени внутренней статической неопределимости конструкций может быть достигнуто за счёт постановки шпренгелей, затяжек, раскосов, дополнительных элементов и др. При этом широко используется метод регулирования усилий с применением в основном предварительного напряжения (постановка дополнительной горизонтальной и шпренгельной предварительно напряжённой арматуры, предварительно напряжённых распорок, затяжек, шарнирно-стержневых цепей и др.) [1, 3, 15].

Главным достоинством метода является возможность его использования для усиления конструкций под нагрузкой. Эффект усиления в этом случае обеспечивается, как правило, за счёт того, что постановка предварительно напряжённых дополнительных элементов существенно меняет напряжённо-деформированное состояние усиливаемой конструкции. Предварительно напряжённые элементы усиления сразу же после установки включаются в совместную работу с усиливаемыми конструкциями.

Ниже рассмотрены принципы расчёта некоторых конструкций, усилимых повышением степени внутренней статической неопределимости.

4.1. РАСЧЁТЫ СТАЛЬНЫХ БАЛОК, УСИЛЕННЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЁННЫМИ ЗАТЯЖКАМИ

Предварительно напряжённые затяжки различаются по конструкции. Они могут быть линейными (горизонтальными) (см. рис. 4.1) или шпренгельными (см. рис. 4.2).

Балки, усиленные предварительно напряжёнными затяжками, являются статически неопределимыми конструкциями. В этой связи тяжи затяжек должны рассматриваться в совместной работе с балками. Совместность работы проявляется в возникновении статически неопределимых усилий X в затяжках от любого нагружения элемента после того, как произведено усиление, т.е. в работу включена затяжка с предварительным напряжением.

Из-за плотного сопряжения с концевыми сечениями балочного элемента тяжи получают некоторые линейные деформации удлинения, а балочный элемент под действием реактивных сжимающих сил от затяжки получит некоторое укорочение. Расчёт такой системы сложен. Ниже приведены упрощённые методы расчёта балок, усиленных предварительно напряжёнными затяжками. Расчёт производится при условии обязательного погашения избыточного момента предварительно напряжённой затяжкой.

Расчёт стальной балки, усиленной предварительно напряжённой затяжкой, установленной по схеме, указанной на рис. 4.1, можно производить в соответствии с методикой, изложенной в [1].

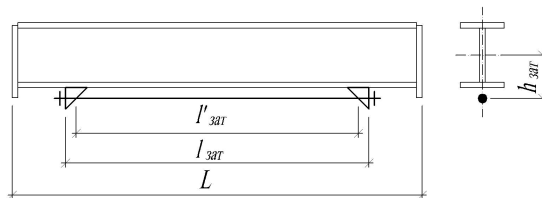


Рис. 4.1. Схема балки, усиленной предварительно напряжённой затяжкой

В основе усиления балок предварительно напряжённой затяжкой лежит эффективное использование стали, работающей на растяжение. Следовательно, чем больше прочность затяжки, тем эффективнее усиление. Однако, рационально принимать для затяжки сталь, имеющую прочность, превышающую прочность стали усиливаемой балки не более чем в 4 раза.

При расчётах за критерий прочности балки принимается достижение напряжениями значения расчётного сопротивления стали. Расчёт балок в упруго-пластической стадии при таком усилении не рекомендуется, так как, как правило, неизвестна история загрузки балок до усиления.

Рассмотрим расчёт усиления балки, вызванного увеличением нагрузок после реконструкции здания. Считаем, что нагрузки, действующие на балку до и после усиления, равномерно распределены по всей её длине. Также считаем, что увеличение нагрузки, вызывающее необходимость усиления балок, происходит из-за возрастания временной нагрузки.

Введём следующие обозначения: q_0 – первоначальная расчётная нагрузка; q_1 – постоянная расчётная нагрузка; a – доля постоянной нагрузки; $q_2 = c(1 - a)q_0$ – временная увеличенная нагрузка; c – коэффициент увеличения временной нагрузки; $q = q_1 + q_2$ – полная увеличенная нагрузка.

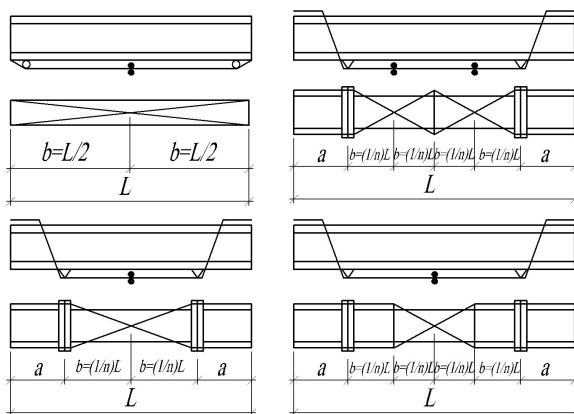


Рис. 4.2. Схемы шпренгельных предварительно напряжённых затяжек

Считаем, что сечение усиливаемой балки подобрано из расчёта в упругой стадии без запаса по прочности

$$\sigma = M_0 / W_0 = R,$$

где M_0 – расчётный изгибающий момент в балке от нагрузки q_0 ; W_0 – момент сопротивления балки до усиления; R – расчётное сопротивление стали существующей балки.

Расчёт выполняется в следующей последовательности:

1. Определяется зона расположения затяжки

$$l_{\text{зат}} = l'_{\text{зат}} + b, \quad (4.1)$$

где b – расстояние, необходимое для крепления концов затяжки; $l'_{\text{зат}}$ – теоретическая длина затяжки, определяемая по формуле

$$l'_{\text{зат}} = L \sqrt{\frac{(c-1)(1-a)}{c-a(c-1)}}. \quad (4.2)$$

где L – длина усиливаемой балки; a – доля постоянной нагрузки в общей нагрузке до усиления ($a = q_1/q_0$); $c = q_2/(1-a)q_0$ – коэффициент увеличения временной нагрузки.

2. Определяется оптимальное по расходу стали на затяжку и упоры расстояние от центра тяжести балки до затяжки (см. рис. 4.1)

$$h_{\text{зат}} = \sqrt{\frac{[(M/W_0) - R] W_0 l_{\text{зат}}}{128 R_{\text{у зат}}}} + \frac{W_0}{A_0}; \quad (4.3)$$

где $M = M_1 + M_3$ – суммарный момент от нагрузки, приложенной до и после усиления; A_0 – площадь поперечного сечения балки до усиления; $R_{\text{зат}}$ – расчётное сопротивление материала затяжки.

3. Определяется расчётное усилие в затяжке $N_{\text{зат}}$.

Усилие находится из условия обеспечения прочности верхнего пояса балки

$$N_{\text{зат}} = \frac{[(M/W_0) - R] W_0 A_0}{(h_{\text{зат}} A_0 - W_0) \gamma}, \quad (4.4)$$

где $\gamma = 0,9$ – коэффициент надёжности усилия предварительного натяжения в затяжке, учитывающий возможность отличия фактического натяжения затяжки от проектного в меньшую сторону при отсутствии прямых методов контроля натяжения.

4. Определяется площадь поперечного сечения затяжки. Площадь определяется по условию, полученному с учётом возможного превышения проектного значения усилия предварительного натяжения:

$$A_{\text{зат}} = N_{\text{зат}} \gamma' / R_{\text{у зат}} \gamma_{\text{зат}}, \quad (4.5)$$

где $\gamma' = 1,1$ – коэффициент надёжности усилия предварительного натяжения, принимаемый для расчёта затяжки (принимается в запас по отношению к полному усилию в затяжке, а не к усилию предварительного на-

пряжения $F_{\text{пр}}$); $\gamma_{\text{зат}}$ – коэффициент условий работы, принимаемый для горизонтальных затяжек – 0,85, для шпренгельных – 0,8.

5. Определяется усилие самонапряжения в затяжке X_1 , возникающее от действия нагрузки после усиления (от увеличенной временной нагрузки)

$$X_1 = \frac{2M_2 h_{\text{зат}}}{\left(h_{\text{зат}}^2 + \frac{I_0}{A_0} + \frac{EI_0}{E_{\text{зат}} A_{\text{зат}}} \right)}, \quad (4.6)$$

где $E, E_{\text{зат}}$ – модули упругости материала балки и затяжки соответственно.

6. Определяется усилие предварительного напряжения затяжки.

Усилие $N_{\text{пр}}$ определяется из условия, что усилие в затяжке $N_{\text{зат}}$ складывается из усилия предварительного напряжения $N_{\text{пр}}$ и усилия самонапряжения X_1 , т.е.

$$N_{\text{пр}} = N_{\text{зат}} - X_1. \quad (4.7)$$

7. Проверяется прочность балки после усиления.

В том случае, если балка имеет симметричное сечение, достаточно выполнить проверку только для верхнего сжатого пояса по формуле

$$\sigma_{\text{в}} = -\frac{M_1}{W_0} - \frac{(\gamma N_{\text{пр}} + X_1)}{A_0} + \frac{(\gamma N_{\text{пр}} + X_1) h_{\text{зат}}}{W_0} \leq R_y. \quad (4.8)$$

Если площадь поперечного сечения нижнего пояса меньше площади сечения верхнего пояса, то прочность необходимо проверить и для нижнего пояса:

$$\sigma_{\text{н}} = \frac{M_1}{W_0} + \frac{(\gamma N_{\text{пр}} + X_1)}{A_0} - \frac{(\gamma N_{\text{пр}} + X_1) h_{\text{зат}}}{W_0} \leq R_y. \quad (4.9)$$

8. Проверяется жёсткость усиленной балки

$$f = f_1 + f_2 + f_3 \leq [f], \quad (4.10)$$

где f_1 – прогиб балки от постоянной нагрузки (нагрузки, приложенной до усиления), который может не учитываться, если суммарный прогиб не препятствует нормальной эксплуатации; f_2 – прогиб балки от увеличенной временной нагрузки (нагрузки, приложенной после усиления); f_3 – выгиб балки от вычисленных моментов $M_{\text{зат}}$, приложенных в местах крепления упоров, принимаемый со знаком «минус»:

$$f_3 = \frac{M_{\text{зат}} t^3}{8EI_0} \left[1 - 4 \cdot \left(\frac{x}{l} \right)^2 \right], \quad (4.11)$$

где x – расстояние от опоры балки до упора $M_{\text{зат}} = (N_{\text{пр}} + X_1) h_{\text{зат}}$.

9. Проверяется местная устойчивость стенки после предварительного напряжения затяжки. Проверка выполняется при большой доле временной нагрузки.

Пример 4.1. Расчёт усиления стальной балки предварительно напряжённой затяжкой.

На стальную балку перекрытия, выполненную из двутавра № 22 по ОСТ-16 (1926 г.), после реконструкции будет действовать нагрузка $q_p = 15$ кН/м, $q_n = 12$ кН/м. До реконструкции на балку действовала расчётная нагрузка $q_0 = 11$ кН/м, в том числе постоянная нагрузка составляла $q_1 = 7$ кН/м, а её доля в общей расчётной нагрузке до реконструкции была равна $a = 7/11 = 0,64$. Увеличение нагрузки произошло за счёт роста временной нагрузки, и следовательно, коэффициент увеличения временной нагрузки равен $c = q_2/(1-a)q_0 = (15-7)/(1-0,64) \cdot 11 = 2,02$. Балка имеет расчётный пролёт 6 м. Состояние балки хорошее. Основные характеристики балки: $W_0 = 258$ см³; $I_0 = 2843$ см⁴; $A_0 = 37,4$ см². Сталь имеет расчётное сопротивление $R_y = 210$ МПа.

Момент, воспринимаемый балкой, $M = W_x R = 258 \cdot 210 \cdot 10^{-3} = 54,2$ к·Нм. Момент, действующий на балку после реконструкции, $M_6 = q_p l^2/8 = 15 \cdot 6^2/8 = 67,5$ к·Нм. Избыточный момент $M_{изб} = M - M_6 = 67,5 - 54,2 = 13,3$ к·Нм. Усиление необходимо. Усиление производим постановкой затяжки по схеме рис. 4.1.

Расчёт затяжки выполняем в соответствии с последовательностью, изложенной выше.

1. Используя формулы (4.1) и (4.2), определяем длину затяжки

$$l'_{\text{зат}} = L \sqrt{\frac{(c-1)(1-a)}{c-a(c-1)}} = \sqrt{\frac{(2,02-1)(1-0,64)}{2,02-0,64 \cdot (2,02-1)}} = 3,10 \text{ м};$$

$$l_{\text{зат}} = l'_{\text{зат}} + b = 3,10 + 0,20 = 3,30 \text{ м}.$$

2. По формуле (4.3) определяем расстояние от центра балки до затяжки

$$h_{\text{зат}} = \sqrt{\frac{[(M/W_0) - R] W_0 l_{\text{зат}}}{128 R_{y \text{ зат}}} + \frac{W_0}{A_0}} =$$

$$= \sqrt{\frac{[(67,5/258 \cdot 10^{-4}) - 210] \cdot 258 \cdot 330}{128 \cdot 2700}} + \frac{258}{37,4} = 18 \text{ см},$$

где $R_{y \text{ зат}} = 270$ МПа – расчётное сопротивление стали затяжки.

3. По формуле (4.4) определяем расчётное усилие в затяжке

$$N_{\text{зат}} = \frac{[(M/W_0) - R] W_0 A_0}{(h_{\text{зат}} A_0 - W_0) \gamma} =$$

$$= \frac{[(67,5/258 \cdot 10^{-4}) - 2100] \cdot 258 \cdot 37,4}{(18 \cdot 37,4 - 258) \cdot 0,9} = 13331 \text{ Н} = 133,31 \text{ кН}.$$

4. Определяем площадь поперечного сечения затяжки по формуле (4.5):

$$A_{\text{зат}} = N_{\text{зат}} \gamma / R_y \gamma_{\text{зат}} = 13331 \cdot 1,1 / 2700 \cdot 0,85 = 6,38 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение затяжки из двух стержней диаметром 20 мм с $A_{\text{зат}} = 6,28 \text{ см}^2$.

5. По формуле (4.6) определяем усилие самонапряжения в затяжке

$$X_1 = \frac{2M_2 h_{\text{зат}}}{3 \cdot \left(h_{\text{зат}}^2 + \frac{I_0}{A_0} + \frac{EI_0}{E_{\text{зат}} A_{\text{зат}}} \right)} = \frac{2 \cdot 3600000 \cdot 18}{3 \cdot \left(18^2 + \frac{2843}{37,4} + \frac{2100000 \cdot 2843}{2100000 \cdot 6,28} \right)} = 50660 ;$$

$$H = 50,66 \text{ кН}.$$

Здесь $M_2 = 8 \cdot 6^2 / 8 = 36 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – момент от временной нагрузки q_2 .

6. Определяем по формуле (4.7) усилие предварительного напряжения затяжки

$$N_{\text{пр}} = N_{\text{зат}} - X_1 = 133,31 - 50,66 = 82,65 \text{ кН}.$$

7. Проверяем прочность балки после усиления. Так как сечение балки симметричное, расчёт выполняем по формуле (4.8) для верхнего сжатого пояса:

$$\sigma_{\text{в}} = -\frac{M_1}{W_0} - \frac{(\gamma N_{\text{пр}} + X_1)}{A_0} + \frac{(\gamma N_{\text{пр}} + X_1) h_{\text{зат}}}{W_0} = -\frac{315000}{258 \cdot 10} - \frac{1,1 \cdot 8265 + 5066}{37,4 \cdot 10} - \frac{(1,1 \cdot 8265 + 5066) \cdot 6,28}{258 \cdot 10} = 1255,5 \text{ МПа} < R_y = 210 \text{ МПа}.$$

8. Проверяем прогиб усиленной балки, используя формулы (4.10) и (4.11).

На балку действует $q_{\text{но}} = 6 \text{ кН/м}$ – постоянная нормативная нагрузка и $q_{\text{нв}} = 6 \text{ кН/м}$ – временная нормативная нагрузка, приложенная после усиления. Суммарная нормативная нагрузка $q_{\text{н}} = 12 \text{ кН/м}$.

$$\begin{aligned} f &= f_1 + f_2 + f_3 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{н}} l^4}{EI} - \frac{(N_{\text{пр}} + X_1) h_{\text{зат}} l^2}{8EI_0} \left[1 - 4 \cdot \left(\frac{x}{l} \right)^2 \right] = \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{12 \cdot 600^4}{2100000 \cdot 2843} - \frac{(8265 + 5066) 18 \cdot 600^2}{8 \cdot 2100000 \cdot 2843} \left[1 - 4 \cdot \left(\frac{1,45}{6} \right)^2 \right] = \\ &= 3,39 - 1,7 = 1,69 \text{ см}. \end{aligned}$$

Так как $f/l = 1.69/600 = 1/355 < 1/250$, жёсткость балки достаточна.

В связи с тем, что балка выполнена из проката, местную устойчивость стенки можно не проверять. Устойчивость обеспечивается заводом.

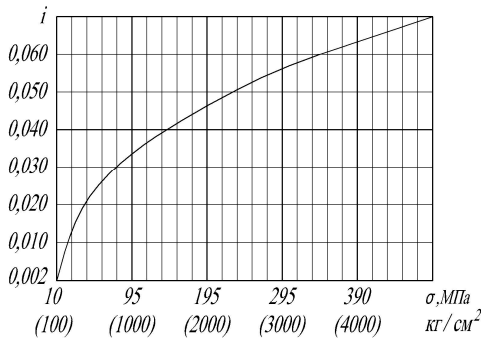


Рис. 4.3. График зависимости напряжения в затяжках от уклона тяжей

Достаточно часто в практике усиления используют **шпренгельные затяжки**. Схемы затяжек даны на рис. 4.2. Предварительное напряжение в этом случае создаётся сближением ветвей стяжными болтами. Так как расстояние между затяжками не всегда достаточно для обеспечения соответствующего натяжения, затяжки стягивают двумя болтами, симметрично поставленными в пролёте, или устанавливают между тяжами специальные распорки. При натяжении одним болтом ставят две распорки, двумя – одну в середине (см. рис. 4.2). Распорки выполняют из круглой стали и приваривают к тяжам. Затяжки устанавливают на 5...10 см ниже грани усиливаемого элемента. Для этого на опорах элемента устраивают подкладки-упоры из отрезков стальных уголков с полукруглыми вырезами для поперечной фиксации положения тяжей.

Расчёт таких затяжек в принципе соответствует, приведённому выше. Отличие заключается в необходимости определения нужного сближения тяжей для задания требуемого напряжения в затяжках. Для этой цели по графику на рис. 4.3 определяется уклон тяжей i и затем нужное сближение тяжей как $a = 2bi$, где b – длина участка затяжки. Графиком можно пользоваться при двух участках в затяжке и $b = l/2$ или при четырёх участках в затяжке и $b = l/2$. В случае $b = l/n$ или $nb = l$ график можно использовать, принимая предварительное напряжение в затяжке σ_0 как $\sigma_0 n/2$. Ниже приведён пример расчёта шпренгельной затяжки.

Пример 4.2. *Расчёт усиления стальной балки шпренгельной затяжкой.*

Для балки, рассмотренной в предыдущем примере, необходимо рассчитать шпренгельную затяжку со схемой расположения элементов, приведённой на рис. 4.4.

Согласно данным примера 4.1, затяжка проектируется из двух стержней диаметром 20 мм с $A_{\text{зат}} = 6,28 \text{ см}^2$.

Определяем напряжение в затяжке

$$\sigma = X_1 / A_{\text{зат}} = 506,6 / 6,28 = 80,6 \text{ МПа.}$$

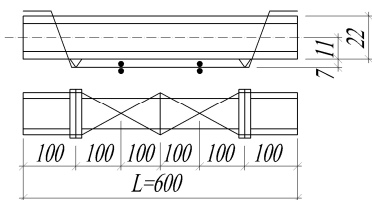


Рис. 4.4. Схема усиления балки предварительно напряжённой затяжкой

Тогда предварительное напряжение в затяжке составит

$$\sigma_0 = \gamma_{\text{зат}} R_{y \text{ зат}} - \sigma = 0,8 \cdot 270 - 80,6 = 135,4 \text{ МПа.}$$

Пользуясь графиком (рис. 4.3), определяем необходимый уклон тяжей при $\sigma_0 = 135,4$ МПа. Здесь $n = l/b = 600/100 = 6$, поэтому по графику следует принять напряжение, равное $\sigma_0 n/2 = \sigma_0 \cdot 6/2 = 3 \cdot \sigma_0 = 3 \cdot 135,4 = 406,2$ МПа. Следовательно, уклон $i = 0,064$.

Нужное сближение тяжей будет равно

$$2bi = 2 \cdot 100 \cdot 0,064 = 12,8 \text{ см.}$$

Усилие предварительного напряжения составит

$$N_{\text{пр}} = \sigma_0 A_{\text{зат}} = 13540 \cdot 6,28 = 85031 \text{ Н} = 85,03 \text{ кН.}$$

Полученная величина $N_{\text{пр}}$ соответствует $N_{\text{пр}}$ для горизонтальной затяжки из примера 4.1.

Определяем прогиб усиленного элемента

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_n l^4}{EI} - \frac{(N_{\text{пр}} + X_1) h_{\text{зат}} l^2}{8EI_0} = \frac{5}{384} \frac{12 \cdot 600^4}{2100000 \cdot 2843} - \frac{(8503 + 5066) \cdot 18 \cdot 600^2}{8 \cdot 2100000 \cdot 2843} = 3,39 - 1,84 = 1,55 \text{ см.}$$

Так как $f/l = 1,55/600 = 1/387 < 1/250$, жёсткость балки достаточна.

4.2. РАСЧЁТ УСИЛЕНИЯ СТАЛЬНОЙ БАЛКИ ОДНОСТОЕЧНЫМ ШПРЕНГЕЛЕМ

Метод усиления шпренгелями, как правило, используется при больших перегрузках существующих балок дополнительной или вновь проектируемой нагрузкой. Схема одностоечного шпренгеля приведена на рис. 4.5.

Проектирование и расчёт усиления шпренгелем рекомендуется выполнять в соответствии с методикой, изложенной в [1], в следующей последовательности.

1. Определяется оптимальный угол наклона раскоса шпренгеля α , соответствующий наименьшему расходу стали на усиление.

Рекомендуется принимать угол α для балок пролётом 6...9 м равным 20...30°, а для балок пролётом 12 м и более – 15...20°.

2. Определяются предельные (границные) значения усилий в стойке шпренгеля N (см. рис. 4.5).

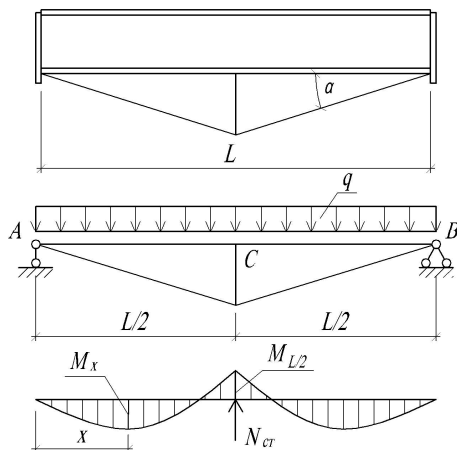


Рис. 4.5. Схема усиления балок одноэтажным шпренгелем

Усилия определяются из условия обеспечения прочности усиленной балки в двух характерных сечениях (в пролёте между опорой и стойкой шпренгеля и над стойкой шпренгеля). Должно выполняться условие

$$[N_{ct}]_{\min} \leq N_{ct} \leq [N_{ct}]_{\max}, \quad (4.12)$$

где $[N_{ct}]_{\min}$ – минимальное значение усилия в стойке шпренгеля, при котором обеспечивается прочность балки в пролёте между опорой и стойкой ($M_x \leq M_0$) (см. рис. 4.5):

$$[N_{ct}]_{\min} = q_0 l [a + c(1-a) - \sqrt{a + c(1-a)}]; \quad (4.13)$$

$[N_{ct}]_{\max}$ – максимальное значение усилия в стойке шпренгеля, при котором обеспечивается прочность балки над стойкой шпренгеля ($M_{l/2} \leq M_0$):

$$[N_{ct}]_{\max} = q_0 l [a + c(1-a) + 1]/2. \quad (4.14)$$

3. Предварительно задаются сечениями стойки и раскосов шпренгеля.

В первом приближении подбор сечения стойки осуществляется по усилию $N_{ct} = [N_{ct}]_{\min}$, а раскосов – по усилию

$$N_p = N_{ct} / 2 \sin \alpha. \quad (4.15)$$

Тогда

$$A_{ct} = N_{ct} / \phi R_y; \quad A_p = N_p / R_y, \quad (4.16)$$

где ϕ – коэффициент продольного изгиба.

4. Определяются усилия в стойках и раскосах шпренгеля от нагрузки, приложенной после усиления. Усилия находятся обычными методами строительной механики.

5. Уточняются после определения усилий площади сечений стойки и раскосов по формулам (4.16), komponуются сечения и производится их расчёт по прочности и устойчивости. Если полученные площади сечений существенно отличаются от значений, вычисленных по $[N_{\text{ст}}]_{\text{min}}$, то следует уточнить усилия $N_{\text{ст}}$ и N_p .

6. Проверяется прочность балки в пролёте и в месте крепления стойки шпренгеля.

При этом расстояние x от опоры до наиболее опасного сечения в пролёте определяется по формуле

$$x = \frac{q_0 l [a + c(1 - a)] - N_{cm}}{2q_0 [a + c(1 - a)]}. \quad (4.17)$$

Прочность в сечениях балки проверяется по формуле

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 \leq R, \quad (4.18)$$

где σ_1 – напряжение в простой разрезной балке от постоянной нагрузки, приложенной до усиления; σ_2 – напряжение в шпренгельной балке от нагрузки, приложенной после усиления.

Жёсткость балки, усиленной шпренгелем, заведомо обеспечивается и в проверке не нуждается.

Пример 4.3. Расчёт усиления стальной балки одностоечным шпренгелем.

На стальной прогон из двутавра №30 по ОСТ-16 (1926 г.) после реконструкции будет действовать новая нагрузка: $q_n = 25$ кН/м, $q_p = 30$ кН/м. До реконструкции на балку действовала расчётная нагрузка $q_0 = 20$ кН/м, в том числе постоянная нагрузка составляла $q_1 = 10$ кН/м. Доля постоянной нагрузки в общей расчётной нагрузке до реконструкции была равна $a = (20 - 10)/20 = 0,50$. Увеличение нагрузки произошло за счёт роста временной нагрузки, и следовательно, коэффициент увеличения временной нагрузки равен $c = q_2/(1 - a)$ $q_0 = (30 - 10)/(1 - 0,5) \cdot 20 = 2,00$. Допустимый прогиб прогона $[f] = l/400$.

Расстояние между стенами $l_0 = 7,6$ м. Погон имеет расчётный пролёт $l = l_0 \cdot 1,05 = 7,6 \cdot 1,05 = 8$ м. Состояние прогона хорошее.

Основные характеристики сечения: $W_0 = 592$ см³, $I_0 = 8881$ см⁴, $A_0 = 63,6$ см². Расчётное сопротивление стали $R_y = 210$ МПа.

Необходимо проверить прогон на проектируемую после реконструкции нагрузку и при необходимости произвести его усиление одностоечным шпренгелем.

Определяем требуемые параметры прогона для восприятия проектируемой нагрузки:

$$W_{\text{тр}} = q_p \cdot l^2 / 8 \cdot R_y = 30 \cdot 8^2 / 8 \cdot 21 = 1142 \text{ см}^3 > 592 \text{ см}^3;$$

$$I_{\text{тр}} = 5 \cdot q_n \cdot l^4 / 384 \cdot E \cdot [f] = 5 \cdot 25 \cdot 800^4 \cdot 400 / 384 \cdot 2 \cdot 100 \, 000 = 31 \, 746 \text{ см}^4.$$

Прогон не соответствует новой нагрузке как по прочности, так и по жёсткости. Перегрузка его значительна, поэтому для усиления целесообразно принять устройство одностоечного шпренгеля.

Проектирование и расчёт шпренгельной конструкции ведём в соответствии с изложенной выше последовательностью. Усиление производим при наличии постоянной нагрузки. Схемы к расчёту даны на рис. 4.6.

1. Принимаем угол наклона раскоса шпренгеля равным $\alpha = 20^\circ$; $\sin \alpha = 0,342$; $\cos \alpha = 0,940$.

2. Определяем по формулам (4.12), (4.14) предельные значения усилий в стойке шпренгеля N :

$$\begin{aligned} [N_{\text{ст}}]_{\min} &= q_0 l [a + c(1-a) - \sqrt{a + c(1-a)}] = \\ &= 20 \cdot 8 \cdot [0,5 + 2 \cdot (1 - 0,5) - \sqrt{0,5 + 2(1 - 0,5)}] = 44,8 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$[N_{\text{ст}}]_{\max} = q_0 l [a + c(1-a) + 1] / 2 = 20 \cdot 8 \cdot [0,5 + 2 \cdot (1 - 0,5) + 1] / 2 = 200 \text{ кН}.$$

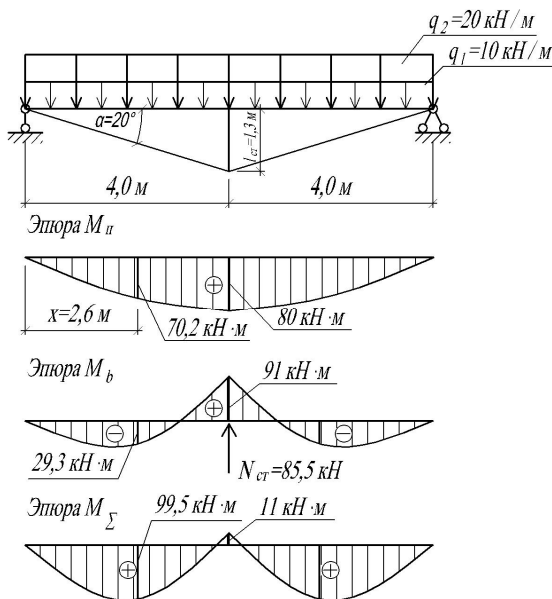


Рис. 4.6. Расчётная схема и эпюры изгибающих моментов для прогона, усиленного одностоечным шпренгелем

3. Подбираем предварительное сечение элементов шпренгеля, используя формулы (4.15) и (4.16).

Имеем $N_{ct} = [N_{ct}]_{min} = 44,8 \text{ кН}$; $N_n = N_{ct}/2\sin\alpha = 44,8/2 \cdot 0,342 = 65,5 \text{ кН}$.

Тогда $A_{ct} = N_{ct}/\varphi R_y \gamma_c = 44,8/0,6 \cdot 21 \cdot 0,9 = 4 \text{ см}^2$. Здесь $\varphi = 0,6$ по СП 16.13330.2011 [12, табл. Д1] при заданной гибкости $\lambda_x = 100$, расчётная длина стойки $l_{0x} = 0,8l_{ct} = 0,8 \cdot 1,3 = 1,04 \text{ м}$. Принимаем два равнобоких уголка $50 \times 5 \text{ мм}$ с $A_{cm} = 2 \cdot 4,8 = 9,6 \text{ см}^2$ и $i_x = 1,53 \text{ см}$. Действительная гибкость $\lambda_x = l_{0x}/i_x = 104/1,53 = 68$, $\varphi = 0,780$.

Несущая способность $N_{ct} = \gamma_c R_y F \varphi = 0,9 \cdot 21 \cdot 9,6 \cdot 0,78 = 141,5 \text{ кН} > [N_{ct}]_{min} = 44,8 \text{ кН}$.

Площадь растянутого раскоса $A_p = N_p/R_y \gamma_c = 65,5/21 \cdot 0,9 = 3,4 \text{ см}^2$.

Принимаем для него также сечение из двух уголков $50 \times 5 \text{ мм}$ с $A_p = 9,6 \text{ см}^2$.

4. Производим статический расчёт шпренгельной конструкции как один раз статически неопределимой системы.

Имеем расчётные формулы:

– для стойки

$$N_{ct} = \Delta_{lp}/\Delta_n - (5ql^4/384 \cdot EI_0) / (l^3/48EI_0 + \lg\alpha/2EA_{ct} + l/4 \cos\alpha \sin^2\alpha EA_p);$$

– для растянутого раскоса

$$N_p = N_{ct}/2\sin\alpha$$

Тогда

$$\begin{aligned} N_{ct} &= (5 \cdot 20 \cdot 800^4/384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 8881 \cdot 10^2) / (800^3/48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 8881 + \\ &\quad + 800 \cdot 0,364/2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 9,6 + 800/4 \cdot 0,94 \cdot 0,342^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 9,6) = \\ &= 0,0572/(5,72 \cdot 10^{-4} + 0,072 \cdot 10^{-4} + 0,9 \cdot 10^{-4}) = 0,0572/6,69 \cdot 10^{-4} = 85,5 \text{ кН}; \\ N_p &= 85,5/2 \cdot 0,342 = 125 \text{ кН}. \end{aligned}$$

5. Уточняем площади сечений стойки и раскосов:

$$A_{ct \text{ тр}} = 85,5/0,78 \cdot 21 \cdot 0,9 = 5,79 \text{ см}^2 < A_{ct} = 9,6 \text{ см}^2.$$

$$A_{p \text{ тр}} = 125/21 \cdot 0,9 = 6,61 \text{ см}^2 < A_p = 9,6 \text{ см}^2.$$

Следовательно, для распорок и стоек можно оставить сечения из двух уголков $50 \times 5 \text{ мм}$.

6. Проверяем прочность усиленного прогона в пролёте и в месте крепления стойки.

Определяем место наиболее опасного сечения для пролёта, используя формулу (4.17):

$$x = \frac{q_0 l [a + c(1-a)] - N_{cm}}{2q_0 [a + c(1-a)]} = \frac{20 \cdot 8 \cdot [0,5 + 2 \cdot (1-0,5)] - 85,5}{2 \cdot 20 \cdot [0,5 + 2 \cdot (1-0,5)]} = 2,6 \text{ м}.$$

Прочность сечения проверяем в соответствии с формулой (4.18), т.е. должно обеспечиваться условие $(M_{пх} + M_{вх})/W_0 \leq R_y$, где $M_{пх}$ – момент в

прогоне в сечении x от постоянной нагрузки, определяемой как для разрезной балки; $M_{\text{вх}}$ – момент в сечении x от нагрузки, приложенной после усиления, определяемый как для шпренгельной балки.

Имеем $M_{\text{пх}} = q_{\text{п}} x (l - x)/2 = 10 \cdot 2,6 \cdot (8 - 2,6)/2 = 70,2 \text{ кН}$;

$$M_{\text{вх}} = q_{\text{в}} x (l - x)/2 - N_{\text{ст}} x/2 = 20 \cdot 2,6 \cdot (8 - 2,6)/2 - 85,5 \cdot 2,6/2 = 140,4 - 111,1 = 29,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тогда $(70,2 + 29,3) \cdot 10^2 / 592 \cdot 100 = 18,8 \text{ кН/см}^2 = 188 \text{ МПа} < 210 \text{ МПа}$.

Прочность пролётного сечения обеспечивается. В месте опоры стойки имеем $M_{\text{п}} = q_{\text{п}} l^2/8 = 10 \cdot 8^2/8 = 80 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $M_{\text{в}} = q_{\text{в}} l^2/8 - N_{\text{ст}} l/4 = 20 \cdot 8^2/8 - 85,5 \cdot 8/4 = -91,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Тогда $(91 - 80) \cdot 10^2 / 592 = 1,86 \text{ кН/см}^2 = 18,6 \text{ МПа} < 210 \text{ МПа}$.

Прочность опорного сечения обеспечивается.

7. Проверяем устойчивость усиленного прогона от действия сжимающей силы как сжато изгибаемого элемента.

Сжимающая сила, действующая на усиленный прогон, равна $N_{\text{ст}} = N_{\text{р}} \cos \alpha = 125 \cdot 0,94 = 112 \text{ кН}$, а момент в сечении x – $M_x = M_{\text{пх}} + M_{\text{вх}} = 70,2 + 29,3 = 99,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Проверку устойчивости производим по СП 16.13330.2011 [12, формула (109)]. Расчётная длина сжатого стержня равна половине расчётной длины прогона $l_{\text{р}} = l/2 = 4 \text{ м}$.

Находим приведённый относительный эксцентриситет по формуле $m_{\text{ef}} = \eta m_f$.

Для этого определяем условную гибкость прогона как

$$\bar{\lambda} = l_{\text{р}} \sqrt{R_y / E} / i_x = l_{\text{р}} \sqrt{R_y / E} / \sqrt{I_0 / A_0} = 400 \sqrt{210 / 2,1 \cdot 10^5} / \sqrt{8881 / 63,6} = 1,1.$$

Относительный эксцентриситет $m_f = \varepsilon A_0 / W_0 = M_x A_0 / N_{\text{сж}} W_0 = 99,5 \cdot 10^2 \cdot 63,6 / 118 \cdot 592 = 9,1$. Коэффициент влияния формы сечения по СП 16.13330.2011 [12, табл. Д2] при $\bar{\lambda} = 1,1$ и $m_f = 9,1$ равен $\eta = 1,25$. Тогда $m_{\text{ef}} = 1,25 \cdot 9,1 = 11,4$.

По СП 16.13330.2011 [12, табл. Д3] для $\bar{\lambda} = 1,1$ и $m_{\text{ef}} = 11,4$ имеем $\varphi_e = 0,135$.

Проверка по СП 16.13330.2011 [12, формула (109)] показывает, что $N_{\text{сж}} / \varphi_e A_0 = 118 / 0,135 \cdot 63,3 = 13,74 \text{ кН/см}^2 = 137,4 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 210 \text{ МПа}$.

Устойчивость прогона от сжимающей силы, появившейся после усиления, обеспечивается.

4.3. РАСЧЁТ УСИЛЕНИЯ СТАЛЬНОЙ БАЛКИ ДВУСТОЕЧНЫМ ШПРЕНГЕЛЕМ

Схема усиления двустоечным шпренгелем показана на рис. 4.7.

Проектирование и расчёт усиления шпренгелем можно производить в соответствии с методикой, изложенной в [1], в следующей последовательности.

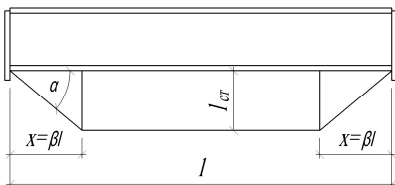


Рис. 4.7. Схема усиления балки двустоечным шпренгелем

1. Назначаются основные параметры шпренгеля, определяющие работу всей системы усиления: угол наклона раскосов и расстояние от опоры до стойки шпренгеля. Из условия наименьшего расхода стали на усиление рекомендуется принимать шпренгель с углом наклона раскоса $\alpha = 30^\circ$ и расположением стоек на расстоянии $0,30 \dots 0,35l$ от опор (см. рис. 4.7).

2. Определяется минимально необходимое усилие в стойках шпренгеля из условия обеспечения прочности балки в середине пролёта

$$[N_{\text{ст}}]_{\min} = (q_2 l / 8\beta) [(c - 1) / c], \quad (4.19)$$

где $\beta = x/l$ – соотношение расстояния между опорой и ближайшей стойкой шпренгеля к пролёту балки.

3. По полученному значению $[N_{\text{ст}}]_{\min}$ определяются усилия в элементах шпренгеля

$$N_{\text{ст}} = [N_{\text{ст}}]_{\min}; \quad N_p = N_{\text{ст}} / \sin \alpha; \quad N_n = N_{\text{ст}} / \operatorname{tg} \alpha. \quad (4.20)$$

4. В соответствии с полученными усилиями в первом приближении вычисляются площади сечений элементов шпренгеля $A_{\text{ст}}, A_p, A_n$.

5. Определяются усилия в стойках шпренгеля $N_{\text{ст}}$ от нагрузки, приложенной после усиления. Усилия определяются обычными методами строительной механики как для один раз статически неопределимой системы.

6. Уточняются площади сечений стоек, поясов и раскосов. Если $N_{\text{ст}} < [N_{\text{ст}}]_{\min}$, то принятые предварительно сечения элементов шпренгеля не обеспечивают прочность балки и их требуется увеличить до выполнения условия $N_{\text{ст}} \geq [N_{\text{ст}}]_{\min}$. Если $N_{\text{ст}} > [N_{\text{ст}}]_{\min}$, то прочность балки обеспечена.

7. Проверяется окончательно прочность балки. В данном случае прочность балки достаточно проверить для середины пролёта конструкции.

Пример 4.4. Расчёт усиления стальной балки двустоечным шпренгелем.

Необходимо произвести усиление двустоечным шпренгелем стального прогона. Стальной прогон и все условия его нагружения соответствуют данным примера 4.3.

Проектирование и расчёт шпренгельной конструкции ведём в соответствии с изложенной выше последовательностью.

1. Принимаем угол наклона раскоса шпренгеля равным 30° :

$$\sin \alpha = 0,50; \quad \cos \alpha = 0,87; \quad \operatorname{tg} \alpha = 0,58.$$

Стойки располагаем на $1/3 l$ от опор, т.е. $x = 7,60/3 = 2,53$ м. Тогда $\beta = x/l = 2,53/7,6 = 0,333$. Высота стойки в этом случае равна $l_{\text{ст}} = x \operatorname{tg} \alpha = 2,53 \cdot 0,58 = 1,47$ м.

2. Определяем по формуле (4.19) минимально необходимое усилие в стойках шпренгеля из условия обеспечения прочности балки в середине пролёта:

$$[N_{\text{ст}}]_{\min} = (q_2 l / 8\beta) [(c-1)/c] = (20 \cdot 7,6 / 8 \cdot 0,333) \cdot [(2-1)/2] = 28,53 \text{ кН}.$$

Здесь $q_2 = 20$ кН/м – временная увеличенная нагрузка (см. пример 4.3); $c = 2$ – коэффициент увеличения временной нагрузки.

3. По формулам (4.20) по полученному значению $[N_{\text{ст}}]_{\min}$ определяем усилия в элементах шпренгеля

$$N_{\text{ст}} = [N_{\text{ст}}]_{\min} = 28,53 \text{ кН}; \quad N_p = N_{\text{ст}} / \sin \alpha = 28,53 / 0,5 = 57,06 \text{ кН};$$

$$N_{\Pi} = N_{\text{ст}} / \operatorname{tg} \alpha = 28,53 / 0,58 = 49,19 \text{ кН}.$$

4. Вычисляем площадь элементов шпренгеля.

$$\text{Площадь стойки } A_{\text{ст}} = N_{\text{ст}} / \phi R_y \gamma_c = 28,53 / 0,6 \cdot 21 \cdot 0,9 = 2,52 \text{ см}^2.$$

Здесь по СП 16.13330.2011 [12, табл. Д1] $\phi = 0,6$ при заданной гибкости $\lambda_x = 100$, расчётная длина стойки $l_{0x} = l_{\text{ст}} 0,8 = 1,47 \cdot 0,8 = 1,18$ м. Принимаем в качестве стойки уголок 50×5 мм с $A_{\text{ст}} = 4,8 \text{ см}^2$ и $i_x = 1,53$ см. Действительная гибкость $\lambda_x = l_{0x} / i_x = 118 / 1,53 = 77,12$; $\phi = 0,74$. Несущая способность $N_{\text{ст}} = \phi R_y \gamma_c F = 0,9 \cdot 21 \cdot 4,8 \cdot 0,74 = 67,1 \text{ кН} > [N_{\text{ст}}]_{\min} = 28,53 \text{ кН}$.

$$\text{Площадь растянутого раскоса } A_p = N_p / R_y \gamma_c = 57,06 / 21 \cdot 0,9 = 3,02 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение из стержня диаметром 22 мм с $A_p = 3,80 \text{ см}^2$.

Площадь растянутого пояса $A_{\Pi} = N_{\Pi} / R_y \gamma_c = 49,19 / 21 \cdot 0,9 = 2,60 \text{ см}^2$. Принимаем сечение пояса также из стержня диаметром 22 мм с $A_{\Pi} = 3,80 \text{ см}^2$.

5. Производим статический расчёт шпренгельной конструкции как один раз статически неопределимой системы.

Имеем расчётные формулы для стойки

$$\begin{aligned} N_{\text{ст}} = \Delta_{\text{Iп}} / \Delta_{\text{I1}} = & \left[q_2 l^3 x (1 - 2x^2/l^2 + x^3/l^3) / 24EI_{\sigma} \right] / \left\{ x [3x(1-x) - x^2] / 6EI_{\sigma} + \right. \\ & \left. + 2x / \cos \alpha \sin^2 \alpha EA_p (l - 2x) \operatorname{ctg}^2 \alpha / EA_{\Pi} + 2x \operatorname{tg} \alpha / EA_{\text{ст}} \right\} = \\ = & \left[20 \cdot 10^{-2} \cdot 760^3 \cdot 253 \cdot (1 - 2 \cdot 253^2 / 760^2 + 253^3 / 760^3) \right] / 24 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 8881 / \\ & \left\{ 253 \cdot [3 \cdot 253 \cdot (760 - 253) - 253^2] / 6 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 8881 + 2 \cdot 253 / 0,87 \cdot 0,5^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \times \right. \\ & \left. \times 3,8 + (760 - 2 \cdot 253) \cdot 1,73^2 / 2,1 \cdot 10^6 \cdot 3,8 + 2 \cdot 253 \cdot 0,58 / 2,1 \cdot 10^6 \cdot 1,8 \right\} = \\ = & 35,47 \text{ кН} > [N_{\text{ст}}]_{\min} = 28,53 \text{ кН}. \end{aligned}$$

6. Уточняем площади стоек, раскосов и пояса.

Требуемая площадь стойки меньше, чем действительная, так $N_{ст} = 35,47 \text{ кН} < 67,1 \text{ кН}$.

Усилия в распорках $N_p = N_{ст} / \sin \alpha = 35,47 / 0,5 = 70,94 \text{ кН}$. Требуемая площадь распорок $A_p^{тр} = N_p / R_y \gamma_c = 70,94 / 21 \cdot 0,9 = 3,75 \text{ см}^2$, следовательно можно оставить сечение стержня диаметром 22 мм с $A = 3,80 \text{ см}^2$.

Усилие в поясе $N_{п} = N_{ст} / \tg \alpha = 35,47 / 0,58 = 61,2 \text{ кН}$. Требуемая площадь $A_{п}^{тр} = N_{п} / R_y \gamma_c = 61,20 / 21 \cdot 0,9 = 3,24 \text{ см}^2 < A_{п} = 3,80 \text{ см}^2$.

7. Проверяем напряжение в середине прогона в соответствии с формулой (4.18).

Должно обеспечиваться условие $(M_{п} + M_{в} / W_{\sigma}) < R_y$, где $M_{п}$ – момент в середине прогона от постоянной нагрузки, определяемый как для разрезной балки; $M_{в}$ – момент от временной нагрузки, приложенной после усиления, определяемый как для шпренгельной балки.

Имеем $M_{п} = q_1 l^2 / 8 = 10 \cdot 7,6^2 / 8 = 72,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$M_{в} = q_2 l^2 / 8 - N_{п} l_{ст} = 20 \cdot 7,6^2 / 8 - 61,20 \cdot 1,47 = 144,4 - 89,96 = 54,44 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Тогда $\sigma = (72,2 + 54,44) \cdot 10^2 / 592 = 21,38 \text{ кН/см}^2 > R_y = 21,0 \text{ кН/см}^2$.

8. Так как $\sigma = 21,38 \text{ кН/см}^2 > R_y = 21,0 \text{ кН/см}^2$, условие прочности не обеспечивается, поэтому необходимо произвести изменения либо высоты стойки шпренгеля, либо сечений распорки и пояса.

Выполняем последнее. Для распорки и пояса принимаем сортамент из равнобокого уголка 50×5 мм с $A_{п} = A_p = 4,8 \text{ см}^2$. Тогда в соответствии с формулой в п. 5 примера имеем $N_{ст} = 38,18 \text{ кН}$. Усилия в распорках $N_p = 38,18 / 0,5 = 76,35 \text{ кН}$. Требуемая площадь распорки $A_p^{тр} = 76,35 / 21 \cdot 0,9 = 4,04 \text{ см}^2 < A_p = 4,80 \text{ см}^2$.

Усилие в поясе $N_{п} = 38,18 / 0,58 = 65,82 \text{ кН}$. Требуемая площадь $A_{п}^{тр} = 65,82 / 21 \cdot 0,9 = 3,48 \text{ см}^2 < A_{п} = 4,8 \text{ см}^2$.

Напряжение в середине прогона составит $\sigma = (10 \cdot 7,6^2 / 8 + 20 \cdot 7,6^2 / 8 - 65,82 \cdot 1,47) \cdot 10^2 / 592 = 20,3 \text{ кН/см}^2 < R_y = 21,0 \text{ кН/см}^2$.

Сравнение результатов расчёта усиления прогона одностоечным и двустоечным шпренгелями показывает, что по расходу материала более выгодным является второй вариант.

4.4. РАСЧЁТЫ УСИЛЕНИЙ, ВЫПОЛНЕННЫХ ПУТЁМ ВВЕДЕНИЯ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В КОНСТРУКЦИЮ

Усиление введением дополнительных элементов широко используется в стальных фермах. В качестве дополнительных элементов могут быть треугольные решётки, дополнительные стойки, растянутые стержни и т.п. (см. рис. 4.8).

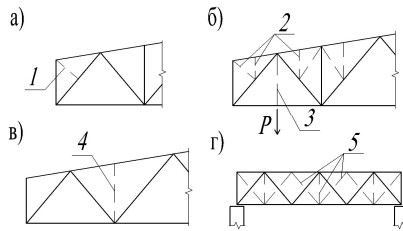


Рис. 4.8. Схема усиления ферм введением дополнительных элементов:

1 – дополнительный подкос к сжатому раскосу; 2 – дополнительные шпренгели;
3 – подвеска к нижнему поясу; 4 – дополнительная стойка к сжатому элементу
верхнего пояса; 5 – дополнительные элементы перекрестной решётки

Введение шпренгельных решеток не изменяет статических свойств ферм и общего перераспределения в них усилий, но позволяет снизить моменты в поясах при их работе на местный изгиб, уменьшить расчётные длины сжатых элементов (поясов, раскосов) и является эффективным приёмом повышения их устойчивости из плоскости ферм.

Дополнительные стойки вводятся в фермы для разгрузки нижнего пояса, передавая часть нагрузки на дополнительные узлы. При этом новые стойки будут работать только на местную узловую нагрузку.

В случае недостаточной жёсткости решётки всей фермы могут быть добавлены стержни, создающие вместе с существующими перекрёстную решётку (см. рис. 4.8, *з*). В результате этого ферма превращается в статически неопределимую.

Дополнительные элементы можно устанавливать в напряжённом состоянии и выполнять из жёстких или гибких стержней.

Ниже рассмотрен пример проектирования и расчёта усиления одним из указанных выше способов.

При значительных гибкостях сжатых стержней ($\lambda > 60$) наиболее рациональным способом усиления является уменьшение их расчётной длины путём установки дополнительных стержней, раскрепляющих усиляемый элемент (рис. 4.9).

В этом случае для обеспечения несмещаемости дополнительного узла на раскрепляемом элементе (см. точку *K* на рис. 4.9) элемент усиления должен иметь достаточную жёсткость. Для этого достаточно выполнить условие

$$l_{\min}^3 / EI \geq 59C, \quad (4.21)$$

где l_{\min} – меньшая из величин l_1 и l_2 ; I – момент инерции раскрепляемого стержня; C – податливость системы, развязывающей стержень, равная её перемещению от действия единичной силы $P = 1$, направленной перпендикулярно раскрепляемому элементу.

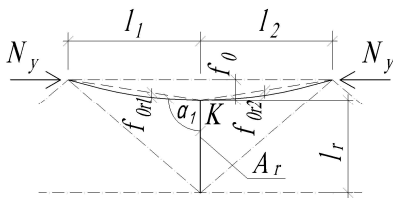


Рис. 4.9. Схема усиления сжатого элемента путём уменьшения расчётной длины

Для приведённой схемы (рис. 4.9) податливость C определяется формулой

$$C = l_r / EA_r \sin^2 \alpha_1, \quad (4.22)$$

где A_r , l_r – площадь и длина раскрепляющего стержня.

Сечения поддерживающего стержня и прикрепления должны быть проверены на действие силы N , равной условной поперечной силе

$$Q'_{fic} = 0,02N_y, \quad (4.23)$$

где N_y – усилий в поддерживающем стержне.

В том случае, если раскрепляемый стержень имел искривление со стрелкой f_0 , то проверка несущей способности его участков l_1 и l_2 выполняется с учётом стрелок f_{or1} и f_{or2} . В случае $l_1 = l_2$ можно принимать $f_{or1} = f_{or2} = f_0/4$.

Пример 4.5. Расчёт усиления сжатого элемента уменьшением расчётной длины.

В элементе верхнего пояса фермы в процессе эксплуатации произошло искривление со стрелкой $f_0 = 6$ см. Пояс выполнен из тавра 20ШТ2. При обследовании установлено, что пояс имеет равномерный коррозионный износ. Характеристики тавра: $A_0 = 47,0$ см²; $I_{x0} = 1510$ см⁴; $I_{y0} = 3200$ см⁴; $i_{x0} = 5$ см; $i_{y0} = 7,3$ см; $y_0 = 3,44$ см; $W_{x0} = 438$ см³. Расчётное сопротивление стали $R_{y0} = 285$ МПа. Сжимающая сила, действующая на пояс, равна $N_y = 1000$ кН. Необходимо проверить несущую способность пояса и в случае её обеспечения произвести усиление уменьшением расчётной длины.

1. Определяем несущую способность пояса с учётом искривления. При наличии стрелки изгиба сплошнотенчатую конструкцию следует рассчитывать как внецентренно сжатую (см. раздел 1).

Находим эквивалентный эксцентриситет, принимая $m_{ef} = K\eta m_f$. Здесь K вычисляем по формуле (1.7):

$$K = 0,82 + 0,1\sqrt{\eta m_f} / \bar{\lambda} = 0,82 + 0,1\sqrt{1,48 \cdot 0,642} / 2,2 = 0,87,$$

где $\bar{\lambda} = \frac{l_0}{i_x} \sqrt{R_{y0}/E} = \frac{300}{5} \sqrt{285/2,1 \cdot 10^5} = 2,2$ – условная гибкость;

$m_f = f_0 A_0 / W_x = 6 \cdot 47,0 / 438 = 0,642$ – относительный эксцентриситет;

$\eta = 1,45 + 0,04m_f = 1,45 + 0,04 \cdot 0,642 = 1,48$ – коэффициент влияния формы по СП 16.13330.2011 [12, формула (109)].

Тогда $m_{ef} = 0,87 \cdot 1,48 \cdot 0,642 = 0,83$. По СП 16.13330.2011 [13, табл. Д1] для $\bar{\lambda} = 2,2$ и $m_{ef} = 0,83$ имеем $\varphi_e = 0,574$.

Проверка по СП 16.13330.2011 [12, табл. Д3] показывает, что $N/\varphi_e A_0 = 1000/0,574 \cdot 47 = 37,07 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_c = 28,5 \cdot 0,9 = 25,65 \text{ кН/см}^2$.

Пояс необходимо усилить.

2. Проверяем возможность усиления путём постановки дополнительной стойки, уменьшающей длину сжатого пояса в два раза.

Стрелка изгиба в этом случае для половины панели пояса будет $f_{0r1} = f_0/4 = 1,5 \text{ см}$, а $l'_0 = 1,5 \text{ м}$. Тогда

$$\begin{aligned}\bar{\lambda} &= 150 \sqrt{285/2,1 \cdot 10^5} / 5 = 1,1; \quad m_f = 1,5 \cdot 47,0/438 = 0,161; \\ \eta &= 1,45 + 0,04 \cdot 0,161 = 1,46; \quad K = 0,82 + 0,1 \sqrt{1,46 \cdot 0,161} / 1,1 = 0,864; \\ m_{ef} &= 0,864 \cdot 1,46 \cdot 0,161 = 0,203.\end{aligned}$$

По СП 16.13330.2011 [12, табл. Д3] для $\bar{\lambda} = 1,1$ и $m_{ef} = 0,203$ имеем $\varphi_e = 0,883$.

Проверка показывает, что $N/\varphi_e A_0 = 1000/0,883 \cdot 47 = 24,1 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 28,5 \cdot 0,9 = 25,65 \text{ кН/см}^2$.

Несущая способность пояса после усиления достаточна.

3. Подбираем стойку раскрепления из условия несжимаемости дополнительного узла.

Из формулы (4.21) находим податливость системы

$$c = (l'_0)^3 / 50EI = 150^3 / 50 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1510 = 2,13 \cdot 10^{-4} \text{ см/кН}.$$

Из формулы (4.22) определяем площадь раскрепляющего стержня

$$A_r = l_r / Ec \sin^2 \alpha = 300 / 2,1 \cdot 10^5 \cdot 2,13 \cdot 10^{-4} \cdot 0,99 = 6,77 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение раскрепляющего стержня из двух уголков $50 \times 5 \text{ мм}$ с $A_\Sigma = 9,8 \text{ см}^2 > A_r = 6,77 \text{ см}^2$ и $i_{xr} = 1,53 \text{ см}$.

Гибкость стержня $\lambda_r = 0,8 l_r / i_{xr} = 0,8 \cdot 300 / 1,53 = 157 > 150$. Увеличиваем сечение, приняв два уголка $63 \times 5 \text{ мм}$ с $A_r = 12,26 \text{ см}^2$ и $i_{xr} = 1,94 \text{ см}$. Тогда $\lambda_r = 0,8 \cdot 300 / 1,94 = 123 < 150$.

4. Проверяем стойку на действие силы $N_p = Q_{fic} = 0,02 N_y = 0,02 \cdot 1000 = 10 \text{ кН}$.

По СП 16.13330.2011 [13, формула (5)] имеем

$$N/A_r = 10/12,26 = 0,81 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \gamma_c = 28,5 \cdot 0,8 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность обеспечивается.

По СП 16.13330.2011 [12, формула (7)] при $\lambda_r = 123$ и $\varphi = 0,35$ имеем $N/\varphi A_r = 10/0,35 \cdot 12,26 = 2,33 \text{ кН/см}^2 < 22,8 \text{ кН/см}^2$.

Устойчивость обеспечивается.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

При реконструкции и капитальном ремонте зданий, как правило, производится усиление несущих конструкций зданий. Целью усиления может быть восстановление утраченной во время эксплуатации несущей способности или повышения несущей способности для восприятия после реконструкции новых больших по величине нагрузок. Одной из главных задач при проектировании усиления является выбор способа усиления. Выбор усиления это многофакторный процесс, требующий выполнения проверочных и проектированных расчётов при различных схемах усиления. Рассмотренные в пособии примеры позволяют студентам самостоятельно производить также расчёты и осуществлять выбор способов усиления при проектировании усилений конструкций в рамках курсового и дипломного проектирования, выполняемого студентами, бакалаврами и магистрами, обучающимися по направлению 270800 «Строительство».

Хорошо понимать суть методов и способов усиления, оценивать последствия принимаемых при усилении конструкций решений должны также инженеры-строители, занимающиеся реальным проектированием усилений и выполнением проектных усилений при реконструкции и капитальном ремонте зданий.

В этой связи изложенные в пособии методы расчётов по оценке остаточной несущей способности экспериментальных конструкций и определению несущей способности усиленных конструкций являются полезным учебным материалом для подготовки специалистов высшей квалификации в области реконструкции, ремонта и эксплуатации зданий и сооружений, а также полезным справочным материалом для инженерно-технических работников, занимающихся реконструкцией и капитальным ремонтом зданий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Валь, В.П. Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при их реконструкции / В.П. Валь, Е.В. Горохов, Б.Ю. Уваров. – М. : Стройиздат, 1987. – 220 с.
2. ГОСТ Р 53778–2010. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – М. : Стандартиформ, 2010.
3. Леденев, В.И. Усиление конструкций при реконструкции / В.И. Леденев, В.В. Леденев. – Тамбов : ТИХМ, 1991. – 104 с.
4. Обследование технического состояния гражданских зданий перед реконструкцией и капитальным ремонтом : метод. указ. / сост. : В.И. Леденев; К.А. Андрианов, И.В. Матвеева. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2011.
5. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23–81*) / УкрНИИПроектстальконструкция. – М. : Стройиздат, 1989. – 159 с.
6. Проектирование металлических конструкций / В.В. Бирюлев, И.И. Кошкин, И.И. Крылов, А.В. Селиверстов. – Л. : Стройиздат, 1990. – 432 с.
7. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений / НИИСК. – М. : Стройиздат, 1989. – 104 с.
8. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М. : Стройиздат, 1984. – 36 с.
9. Руководство по обеспечению долговечности железобетонных конструкций предприятий черной металлургии при их реконструкции и восстановлении / Харьковский ПромстройНИИпроект, НИИЖБ. – М. : Стройиздат, 1982. – 112 с.
10. СНиП 52-01–2003. Бетонные и железобетонные конструкции. – М. : ФГУП ЦПП, 2004.
11. СНиП II-22–81. Каменные и армокаменные конструкции / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1982. – 56 с.
12. СП 13-102–2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. – М. : ФГУП ЦПП, 2004.
13. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23–81*. – М. : ОАО «ЦПП», 2011.
14. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85* / Министерство Регионального развития Российской Федерации. – М., 2011. – 96 с.
15. СП 52-101–2003 (к СНиП 52-101–2003). Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения. – М. : ФГУП ЦПП, 2005.
16. Хило, Е.Р. Усиление строительных конструкций / Е.Р. Хило, Б.С. Попович. – Львов : Виша шк. : Изд-во Львов. ун-та, 1985. – 156 с.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1. ПОВЕРОЧНЫЕ РАСЧЁТЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ...	4
1.1. Исходные данные для выполнения поверочных расчётов	4
1.2. Методика выполнения поверочных расчётов конструкций	7
1.2.1. Поверочные расчёты стальных конструкций	8
1.2.2. Поверочные расчёты железобетонных конструкций	18
1.2.3. Поверочные расчёты каменных конструкций	23
2. РАСЧЁТ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ УСИЛЕНИИ ИХ БЕЗ ИЗМЕНЕНИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ И РАСЧЁТНЫХ СХЕМ	32
2.1. Расчёт стальных конструкций при усилении их путём увеличения сечений	32
2.2. Расчёт усиленных железобетонных конструкций путём увеличения сечений	43
2.3. Расчёт каменных конструкций при усилении их обоймами	55
2.4. Расчёт усиленных колонн, столбов и простенков предварительно напряжёнными распорками	65
3. РАСЧЁТЫ УСИЛЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ УВЕЛИЧЕНИИ СТЕПЕНИ ИХ ВНЕШНЕЙ СТАТИЧЕСКОЙ НЕОПРЕДЕЛИМОСТИ	69
3.1. Расчёт и проектирование усиления конструкций кронштейнами	69
3.2. Расчёт усиленных балочных конструкций введением дополнитель- ных упругих опор	72
3.3. Расчёт усиленных балочных конструкций введением упругих опор с регулированием усилий	78
3.4. Расчёт усиленных балочных конструкций введением дополнитель- ных жёстких опор	81
3.5. Расчёты усиления конструкций при изменении условий закрепле- ний на опорах	84
4. РАСЧЁТЫ УСИЛЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ УВЕЛИЧЕНИИ СТЕПЕНИ ИХ ВНУТРЕННЕЙ СТАТИЧЕСКОЙ НЕОПРЕДЕЛИ- МОСТИ	91
4.1. Расчёты стальных балок, усиленных предварительно напряжён- ными затяжками	91
4.2. Расчёт усиления стальной балки одностоечным шпренгелем ...	98
4.3. Расчёт усиления стальной балки двустоечным шпренгелем	103
4.4. Расчёты усиления, выполненных путём введения дополнитель- ных элементов в конструкцию	106
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	110
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	111

Учебное издание

АНДРИАНОВ Константин Анатольевич,
ЛЕДЕНЕВ Владимир Иванович,
МАТВЕЕВА Ирина Владимировна

РАСЧЁТ УСИЛЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ПЕРЕД РЕКОНСТРУКЦИЕЙ И КАПИТАЛЬНЫМ РЕМОНТОМ

Учебное пособие

Редактор З.Г. Чернова
Инженер по компьютерному макетированию Т.Ю. Зотова

Подписано в печать 20.04.2012
Формат 60 × 84/16. 6,51 усл. печ. л. Тираж 100 экз. Заказ № 134
Издательско-полиграфический центр ФГБОУ ВПО «ТГТУ»
392000, г. Тамбов, ул. Советская, д. 106, к. 14