

Федеральное агентство по образованию
Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
Владимирский государственный университет

В.В. Михайлов

РАСЧЕТ УСИЛЕНИЯ СТАЛЬНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Учебное пособие

Владимир 2007

УДК 624.011

ББК 38.5-09

М 69

Рецензенты:

Кандидат технических наук, доцент декан строительного факультета
Марийского государственного технического университета

В.Г. Котлов

Кандидат технических наук,
доцент кафедры строительных конструкций и оснований
Марийского государственного технического университета

А.Н. Актуганов

Кандидат технических наук, зав. Владимирским территориальным
отделом государственного предприятия Г.Р. № 33002 Министерства
строительства РФ «Конструкторско-технологическое бюро бетона
и железобетона»

А.И. Коробов

Печатается по решению редакционного совета
Владимирского государственного университета

Михайлов, В.В.

М 69 Расчет усиления стальных строительных конструкций : учеб.
пособие / В. В. Михайлов ; Владим. гос. ун-т. – Владимир : Изд-
во Владим. гос. ун-та, 2007. – 80 с. – ISBN 5-89368-748-5.

Соответствует рабочей программе дисциплины «Усиление строительных конструкций» и тематике дипломного проектирования специальности 270102 – промышленное и гражданское строительство, охватывает основные практические случаи усиления конструкций и элементов в конкретных примерах.

Предназначено для студентов дневной формы обучения специальности 270102 – промышленное и гражданское строительство, изучающих дисциплины: «Усиление конструкций», «Усиление конструкций памятников архитектуры», «Реконструкция зданий и сооружений», а также аспирантов.

Табл.7 Ил.13 Библиогр. : 14 назв.

УДК 624.011

ББК 38.5-09

ISBN 5-89368-748-5

© Владимирский государственный
университет, 2007

Оглавление

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК И ВОЗДЕЙСТВИЙ.....	7
2. ВЫБОР АДЕКВАТНОЙ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ	8
3. НАЗНАЧЕНИЕ РАСЧЕТНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ СТАЛИ.....	8
4. ПРОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ	10
4. 1. Проверка прочности элементов стальных конструкций.....	10
4. 2. Учет влияния коррозионных поражений.....	10
4. 3. Расчет сплошностенчатых центрально-сжатых элементов, имеющих общее искривление.....	11
4. 4. Расчет на устойчивость сжатых стержней из двух спаренных уголков, имеющих искривления в двух плоскостях и местную погибь (дефект).....	13
4. 5. Проверочный расчет сквозных стержней на устойчивость в плоскости соединительной решетки при наличии дефектов и повреждений.....	14
4. 6. Несущая способность сквозных стержней (колонн) с дефектами и повреждениями раскосов решетки	15
5. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ ОПАСНОСТИ ХРУПКОГО РАЗРУШЕНИЯ – МЕТОД НОВОСИБИРСКОГО ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНОГО ИНСТИТУТА (НИСИ).....	16
6. ПРОВЕРКА ДОЛГОВЕЧНОСТИ (ВЫНОСЛИВОСТИ) СВАРНЫХ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК И ТРЕБУЕМЫЙ УРОВЕНЬ ЗАГРУЖЕННОСТИ ПРИ ИХ НЕОБХОДИМОМ РЕСУРСЕ.....	17
7. РАСЧЕТ УСИЛЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.....	18
7. 1. Расчет усиленных элементов на прочность	18
7. 2. Расчет усиленных элементов на устойчивость	22

8. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ УВЕЛИЧЕНИЕМ СЕЧЕНИЯ	22
8. 1. Общие положения	23
8. 2. Предварительное определение площади элементов усиления	24
9. ИЗМЕНЕНИЕ СПОСОБА КРЕПЛЕНИЯ ПОДКРАНОВОГО РЕЛЬСА ПРИ УСИЛЕНИИ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК.....	
10. РАСЧЕТ УСИЛЕНИЯ БАЛОК ЛАМЕЛЯМИ	29
11. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА УСИЛЕНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	33
12. КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ.....	76
13. КОНТРОЛЬНЫЕ ЗАДАЧИ	77
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	78
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	79

ВВЕДЕНИЕ

Обследование стальных конструкций и элементов предполагает оценку их физического состояния, наличие дефектов и повреждений разного рода.

Завершающий этап обследования – проверочный расчет конструкций с учетом влияния дефектов и повреждений, выполняемый с целью оценки:

- возможности дальнейшей эксплуатации конструкций без каких-либо ограничений;*
- необходимости усиления конструкций;*
- возможности ограничения эксплуатации конструкций до плановых ремонтно-восстановительных работ;*
- необходимости немедленного прекращения эксплуатации для ликвидации опасности аварийной ситуации (отказа конструкции).*

Как правило, усиление конструкций – необходимый элемент реконструкции и эксплуатационно-ремонтных работ.

Достаточно многочисленное число аварий как на относительно новых сооружениях, так и имеющих большой срок эксплуатации, указывает на ряд обстоятельств, обуславливающих такое положение как отсутствие профессионального технического надзора; появление мелких проектных контор без опыта проектирования; спешка при возведении в условиях конкуренции; низкая квалификация рабочих, а также физический износ стальных строительных конструкций.

Проверочные расчеты конструкций – основной критерий возможности или невозможности нормальной дальнейшей их эксплуатации, они требуют от инженера высокой квалификации, творческого подхода к задачам усиления конструкций и хороших знаний современного уровня.

Необходимость усиления определяется наличием дефектов, полученных при изготовлении, транспортировке, и повреждений, возникших в стадии эксплуатации в результате перегрузок, коррозии, воздействия агрессивной среды и естественного физического износа.

В представленном пособии излагаются общие положения по усилению конструкций, методы расчета и приемы усиления с целью обеспечения их несущей способности и общей устойчивости.

В подготовке пособия приняли участие студенты группы 202 М. Шинчихина, П. Романенко, А. Князев.

1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК И ВОЗДЕЙСТВИЙ

Фактические нагрузки определяются при обследовании здания или сооружения, поскольку они могут существенно отличаться от проектных по величине и характеру, а также выявляются прогнозируемые нагрузки, воздействия и (или) изменения условий эксплуатации.

В результате обследования устанавливаются нагрузки от веса ограждающих конструкций стен и покрытия, людей и ремонтных материалов; вертикальные и горизонтальные, передаваемые на каркас кранами, транспортными средствами и технологическим оборудованием; от веса складироваемых материалов, снега, пыли, которая скапливается на конструкциях, ветра и др.

Определяются воздействия: неравномерные осадки фундаментов; температурные; агрессивные; абразивные.

Нагрузки от собственного веса конструкций и стационарного оборудования определяются на основании чертежей конструкций детализированных металлических (КДМ) или обмерочных чертежей и паспортных данных стационарного оборудования. Коэффициент надежности по нагрузке может быть при этом принят равным единице.

Нагрузки от веса ограждающих конструкций и опирающихся на каркас железобетонных плит и настилов определяются по чертежам и каталогам, действовавшим в период строительства обследуемого объекта, расчетным путем или взвешиванием.

Коэффициенты надежности по нагрузке принимаются по СНиП 2.01.07-85.

2. ВЫБОР АДЕКВАТНОЙ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ

Статистический расчет конструкций следует выполнять с учетом выявленного фактического состояния элементов и соединений. В сомнительных случаях расчеты следует выполнять с использованием крайних реализованных значений жесткости или других параметров расчетной схемы и выбирать наиболее неблагоприятный вариант расчета.

Во многих случаях необходимо учитывать возможную податливость опорных закреплений: опорных узлов ферм, балок, колонн. Более подробно см. [2, с. 326 – 328].

3. НАЗНАЧЕНИЕ РАСЧЕТНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ СТАЛИ

Исходным материалом для оценки качества стали служат рабочие чертежи и сертификаты на металл, электроды, метизы, а также нормативные документы, действовавшие в период строительства объекта. При отсутствии необходимых документов в конструкциях повреждений, которые могли быть вызваны низким качеством стали (расслоение, хрупкие трещины), производится лабораторное исследование образцов из обследуемых конструкций [1, приложение].

Расчетные сопротивления проката и элементов соединений назначаются в соответствии с требованиями СНиП II-23-81*.

Переход от значений предела текучести σ_T и временного сопротивления $\sigma_{вр}$, определенных опытным путем, к значению расчетных сопротивлений R_y или R_u осуществляется по методике норм путем деления на коэффициент надежности по материалу γ_m согласно указаниям разд. 20 СНиП II-23-81* для конструкций, изготовленных после 1982 г.

Для конструкций, изготовленных до 1932 г., и для сталей с пределом текучести ниже 215 МПа (2200 кг/см²) принимается $\gamma_m = 1,2$. Для

конструкций, изготовленных в период с 1932 по 1982 г., γ_m принимается равным 1,1, если $\sigma_T < 380$ МПа, и равным 1,15 для сталей с более высоким пределом текучести.

Расчетные сопротивления сварных соединений (для конструкций, изготовленных до 1972 г.) при отсутствии установленных нормами данных допускается принимать для угловых швов $R_{wun} = R_{un}$, $\gamma_{un} = 1,25$; $\beta_f = 0,7$ и $\beta_f = 1,0$, считая $\gamma_c = 0,8$; для растянутых стыков швов – $R_{wy} = 0,55R_{yo}$; для конструкций, изготовленных после 1972 г., $R_{wy} = 0,85R_{yo}$.

Расчетные сопротивления заклепочных соединений рекомендуется принимать по табл. 3.1[3].

Таблица 3.1

Расчетные сопротивления заклепочных соединений

Группа соединения	Расчетное сопротивление, МПа				
	срезу заклепок из стали марки		смятию со- единяемых элементов	растяжению (от- рыву головок) из стали марки	
	Ст. 2; Ст.3	О9Г2		Ст. 2; Ст.3	О9Г2
В	190	226	$2R_y$	120	150
С	160	—	$1,7R_y$	—	—

Примечание. Группа В – соединения, в которых заклепки поставлены в отверстия, сверленные в собранных элементах или в деталях по кондукторам. Группа С – соединения, в которых заклепки поставлены в продавленные отверстия или в отверстия, сверленные без кондуктора в отдельных деталях.

Для заклепок с потайными и полупотайными головками расчетные сопротивления срезу и смятию понижаются умножением на коэффициент 0,8.

4. ПОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ

4.1. Проверка прочности элементов стальных конструкций

Проверка прочности элементов стальных конструкций, имеющих дефекты и повреждения, уменьшающие рабочую площадь сечения (вырез, прожог и другие), выполняется по рекомендациям [1] с определением геометрических характеристик по ослабленному сечению.

Проверку прочности элементов, имеющих ослабления в виде вырезов и тому подобное, в том числе и нарушающих симметричность ослабленного сечения, можно выполнять по формуле

$$\left(\frac{N + N^{\text{oc}}}{AR_{yo}\gamma_c} \right)^n + \left(\frac{M_x + M_x^{\text{oc}}}{C_x I_x R_{yo} \gamma_c} \right) \gamma_c + \left(\frac{M_y + M_y^{\text{oc}}}{C_y I_y R_{yo}} \right) x_c \leq 1, \quad (4.1)$$

где $N^{\text{oc}} = \sigma^{\text{oc}} A^{\text{oc}}, M_x^{\text{oc}} = N^{\text{oc}} \gamma^{\text{oc}}, M_y^{\text{oc}} = N^{\text{oc}} x^{\text{oc}},$

$$\sigma^{\text{oc}} = \sigma_F \left(1 - \frac{A^{\text{oc}}}{A} - \frac{I_x^{\text{oc}}}{I_x} - \frac{I_y^{\text{oc}}}{I} \right),$$

где x_c, y_c – координаты наиболее напряженной точки реального поперечного сечения относительно главных осей x, y неослабленного сечения; A, I_x, I_y – геометрические характеристики неослабленного сечения; $x^{\text{oc}}, y^{\text{oc}}$ – координаты центра тяжести площади ослабления в осях x, y ; $I_x^{\text{oc}}, I_y^{\text{oc}}$ – моменты инерции ослабления; σ_F – напряжение в центре тяжести площади ослабления A^{oc} , вычисленное для неослабленного сечения при действии заданных усилий.

4.2. Учет влияния коррозионных поражений

Влияние равномерного коррозионного поражения производится определением геометрических характеристик с учетом уменьшения площади поперечного сечения.

Допускается при равномерном коррозионном повреждении элементов в пределах обследуемого участка расчетную площадь поперечного сечения определять по формуле

$$A_{ef} = (1 - k_s \Delta^*) A_o \quad (4.2)$$

где A_o – площадь поперечного сечения элемента без учета коррозионного поражения может приниматься по сортаменту; k_s – коэффициент слитности сечения, 1/мм; приближенно k_s равен: $2/t$ для замкнутых профилей; $1/t$ – для швеллеров; $4/(t + d)$ – двутавров, где t и d – толщина полки и стенки соответственно; $\Delta^* = \Delta$ – при односторонней коррозии открытых профилей; $\Delta^* = 0,5$ – при двусторонней коррозии замкнутых профилей; Δ – утонение элемента:

$$\Delta = t^{\text{нач}} - t^{\text{факт}}. \quad (4.3)$$

Расчетный момент сопротивления для проверки прочности изгибаемых элементов допускается определять по формуле

$$W_{ef} = (1 - \Delta^* k_{sw}) W_o, \quad (4.4)$$

где W_o – момент сопротивления исходного сечения (без учета коррозионного повреждения), k_{swx} и k_{swy} – коэффициенты, характеризующие изменение моментов сопротивления вследствие коррозионного износа относительно оси x и y .

Значения k_{sw} для некоторых прокатных профилей приведены в табл. 3.5 [3] (пример 1, 2).

4.3. Расчет сплошностенчатых центрально-сжатых элементов, имеющих общее искривление

В идеальной расчетной схеме элемент центрально-сжатый, но имеющий общий изгиб, работает как внецентренно-сжатый.

Отличие работы искривленных стержней от внецентренно сжатых учитывается умножением приведенного относительно эксцентриситета, который вычисляется, полагая равенство эксцентриситета величине максимальной стрелке искривления в ненагруженном состоянии, на поправочный коэффициент k перехода от $\max$ стрелки искривления к эквивалентному эксцентриситету, то есть принимая $m_{ef} = k\eta h$.

Порядок расчета:

– *определяют* напряжение в стержне в момент замера стрелки искривления

$$\sigma = N_o / A_o, \quad (4.5)$$

где N_o – усилие в стержне на момент замера стрелки $f_{изм}$;

– гибкость стержня

$$\lambda = \frac{L_o}{r_x} \sqrt{\frac{R_{yo}}{E}}; \quad (4.6)$$

– поправочный коэффициент перехода от $f^{изм}$ к f_o

$$\psi_o = \left| -0,1\lambda^2 \sigma \right| R_{yo}, \quad (4.7)$$

Стрелка искривления в ненагруженном состоянии стержня

$$f_o = \psi_o f_{изм}; \quad (4.8)$$

– относительный эксцентриситет m , принимая эксцентриситет равным f_o

$$m = f_o A_o / W_c, \quad (4.9)$$

где W_c – момент сопротивления для наиболее сжатого волокна.

По табл. 7.2 [1] определяют коэффициент η , учитывающий влияние формы сечения.

Приведенный относительный эксцентриситет $m_{ef} = m\eta k$,

где k – коэффициент перехода от максимальной стрелки искривления к эквивалентному эксцентриситету

$$k = 0,82 + 0,1 \sqrt{\frac{\eta m}{\lambda^2}}; \quad (4.10)$$

$$m_{ef} = k\eta m. \quad (4.11)$$

По табл. 7.4 [1] в зависимости от $\bar{\lambda}, m_{ef}$ принимают значение $\phi_{вн}$.

Проверку устойчивости выполняют по формуле (51) СНиП II-23-81*:

$$N / A_o \phi_{вн} \leq R_{yc} \gamma_c - \text{устойчивость обеспечена.} \quad (4.12)$$

$N/A_o\varphi_{BH} > R_{yc}y_c$ – устойчивость не обеспечена, необходимо усиление элемента (пример 3).

4.4. Расчет на устойчивость сжатых стержней из двух спаренных уголков, имеющих искривления в двух плоскостях и местную погибь (дефект)

Спаренные уголки расположены в тавр. При искривлении в двух плоскостях расчет выполняют по формуле в [3]

$$\frac{N}{\varphi_{uv}} \leq R_{yo}y_c, \quad (4.13)$$

где y_c – коэффициент условия работы;

φ_{uv} – коэффициент снижения несущей способности, определяемый в зависимости от условной гибкости в плоскости симметрии сечения

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_o}{r_x} \sqrt{\frac{R_{yo}}{E}}; \quad (4.14)$$

условных относительных стрелок искривления в двух плоскостях

$$u_o = \frac{f_{xo}}{l_o} \sqrt{\frac{R_{yo}}{E}}; \quad (4.15)$$

$$v_o = \frac{f_{yo}}{l_o} \sqrt{\frac{R_{yo}}{E}}. \quad (4.16)$$

Если кроме пространственного искривления оси имеются и местные дефекты в виде вырезов или локальных погибей полок [2], рекомендуется проверку устойчивости двух спаренных уголков выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi_{uv}k_{ey}k_{осл}A_o} \leq R_{yo}y_c, \quad (4.17)$$

где k_{ey} – коэффициент, учитывающий наличие эксцентриситетов, например, расцентровку в узлах по концам стержня; $k_{осл}$ – коэффициент, учитывающий влияние местного выреза в полке уголка. Значения φ_{uv} ; k_{ey} ; $k_{осл}$ приведены в табл. 9.8 – 9.12 [2]. Для стержней, не имеющих местных дефектов или повреждений в пределах средней трети длины стержня, принимается $k_{ey} = 1$ (пример 4, 7).

4.5. Проверочный расчет сквозных стержней на устойчивость в плоскости соединительной решетки при наличии дефектов и повреждений

Влияние дефектов и повреждений сквозного стержня в целом, в частности его общего искривления, учитывается коэффициентом, который принимается по указаниям СНиП II-23-81*:

а) при центральном сжатии стержня в функции от условной приведенной гибкости

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{\varphi_{вет} R_{yo}}{E}}; \quad (4.18)$$

$$\lambda_{ef} = \frac{l_o}{r_1}; \quad (4.19)$$

б) при внецентренном сжатии в зависимости от условной приведенной гибкости, $\bar{\lambda}_{ef}$, и относительного эксцентриситета

$$m = \frac{e A_o a_c}{I}, \quad (4.20)$$

где a_c – расстояние от главной оси сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, до оси наиболее сжатой ветви.

Влияние локальных дефектов и повреждений, снижающих несущую способность отдельных ветвей, учитывается коэффициентом $\varphi_{вет}$, который принимают по СНиП II-23-81* в зависимости от гибкости λ отдельной ветви на участке между узлами соединительной решетки в случае, если ветвь работает на центральное сжатие, и в функции от условной гибкости $\bar{\lambda}_{вет}$ и приведенного относительно эксцентриситета, m_{ef} , вычисляемого по формуле (4.11) для ветви, работающей на сжатие с изгибом.

Для двухветвевых колонн с ветвями двутаврового и швеллерного сечения, работающими на центральное сжатие, значение коэффициента $\varphi_{вет}$, вычисленного по СНиП II-23-81* [1], умножается на поправочный коэффициент, принимаемый равным

$$1 + 0,004 \lambda_{вет}, \text{ при } \lambda_{вет} \leq 2,5;$$

$$1, \text{ при } \lambda_{вет} > 2,5,$$

где $\lambda_{вет}$ – условная гибкость ветви на участке между узлами соединительной решетки. Таким образом расчет сквозных стержней на устойчивость в плоскости соединительной решетки при наличии дефектов и повреждений выполняется по формуле

$$\frac{N}{\varphi_{\text{ст}} \varphi_{\text{вет}} A_o} \leq R_{yo} y_c. \quad (4.21)$$

Устойчивость сквозных стержней в случае их общего искривления в плоскости решетки рассчитывают по аналогии со сплошностенчатыми сечениями, поправочный коэффициент к относительному эксцентриситету определяется по формуле

$$k = 0,8 + 0,25 \sqrt{\frac{\eta m}{\lambda_{ef}^2}} \quad (4.22)$$

(пример 5).

4.6. Несущая способность сквозных стержней (колонн) с дефектами и повреждениями раскосов решетки

Несущая способность оцениваться проверкой устойчивости сквозного стержня в целом и дополнительной проверкой несущей способности поврежденного (дефектного) раскоса.

Если условие устойчивости для поврежденного раскоса не выполняется, считается, что он выключается из работы, и поперечная сила воспринимается ветвями, работающими на изгиб, при этом коэффициент $\varphi_{\text{вет}}$ в формуле (4.21) определяется как для сжатого-изогнутого элемента с соответственно увеличившейся свободной длиной элемента.

Приведенный относительный эксцентриситет для определения $\varphi_{\text{вет}}$ допускается находить в зависимости от максимального изгибающего момента в ветви $M_{\text{вет}}$, вычисляемого по формуле

$$M_{\text{вет}} = \frac{Q l_e}{4}; \quad (4.23)$$

где Q – величина поперечной силы в сквозном стержне;

l_e – длина ветви, равная расстоянию между узлами соединительной решетки.

Устойчивость сквозных стержней с дефектами в виде расцентровки раскосов проверяют по формуле (4.21), при этом коэффициент $\varphi_{\text{вет}}$ определяют как для сжатого-изогнутого элемента с учетом изгибающего момента $M_{\text{вет}}$, вычисляемого по (4.23) (пример 6).

5. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ ОПАСНОСТИ ХРУПКОГО РАЗРУШЕНИЯ – МЕТОД НОВОСИБИРСКОГО ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНОГО ИНСТИТУТА (НИСИ)

Проверка проводится для растянутых зон или элементов стальных конструкций в следующей последовательности:

1. Определяют первую критическую температуру T_{cr1} – переход от вязкого характера разрушения к квазихрупкому (условно хрупкому), когда меняется характер разрушения – косой излом под углом 45° при сдвиге сменяется прямым:

$$T_{cr1} = A + B_t,$$

где A и B – коэффициенты, зависящие от свойства стали и конструктивной формы ([4], табл. 7.4); t – толщина элемента, мм.

Если $T_{cr1} > T_3$ (расчетная эксплуатационная температура), то узел,

элемент находится в условно хрупком состоянии.

2. Определяют коэффициент y :

$$y = \exp[-\varphi(T_{cr1} - T_3)],$$

где T_3 подставляется со своим знаком (-; +); φ – коэффициент принимаемый в зависимости от марки стали (рис. 5.1).

3. По значению γ , используя график на рис. 5.1, определяют коэффициент β , учитывающий опасность хрупкого разрушения, по формуле

$$\sigma_{\max} \leq \beta R_u.$$

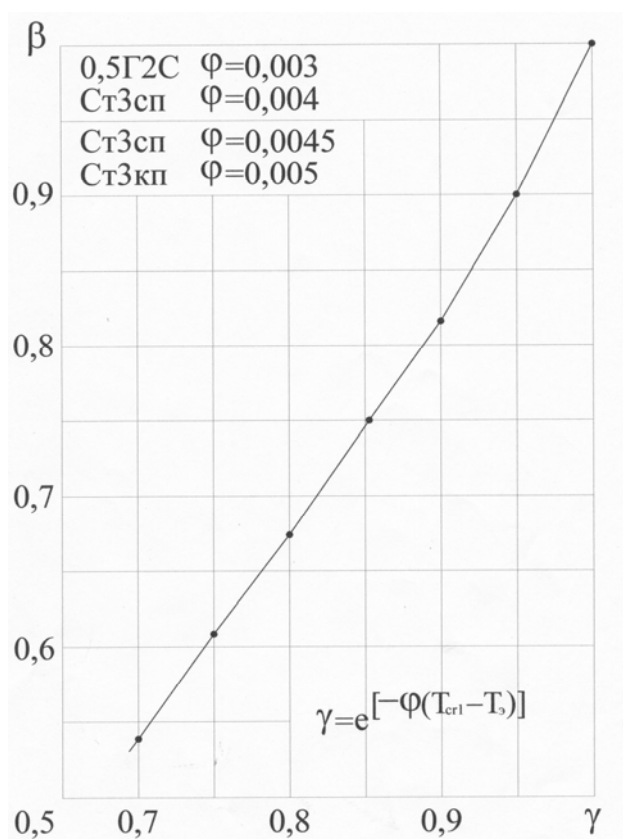


Рис. 5.1. График к расчету стальных конструкций с учетом хрупкого разрушения

В этом случае условие прочности удовлетворяется, а в случае $\sigma_{\max} > \beta R_u$ – не удовлетворяется.

6. ПРОВЕРКА ДОЛГОВЕЧНОСТИ (ВЫНОСЛИВОСТИ) СВАРНЫХ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК И ТРЕБУЕМЫЙ УРОВЕНЬ ЗАГРУЖЕННОСТИ ПРИ ИХ НЕОБХОДИМОМ РЕСУРСЕ

Долговечность сварных подкрановых балок по усталому ресурсу верхней зоны стенки у поясного шва оценивается по формуле в [3,7].

$$N_r = N_o \cdot 10^{\frac{\sigma_r - \sigma_{\text{экс}}}{m}}, \quad (6.1)$$

где N_r – допускаемое число нагружений расчетного сечения сварной подкрановой балки – расчетный ресурс; $N_o = 9,5 \cdot 10^6$ – количество нагружений, соответствующее точке перелома кривой усталостных отказов сварных подкрановых балок; $\sigma_r = 45 \text{ МПа}$ – предельное напряжение в стенках балок, соответствующее неограниченной долговечности (выносливости) балок; $m = 761,39$ – параметр кривой усталостных отказов сварных подкрановых балок; $\sigma_{\text{экс}}$ – среднестатистическое напряжение в верхней зоне стенки балки от эксплуатационной нагрузки.

Цикл нагружения – проезд над расчетным сечением одного катка моста крана.

Напряжение в верхней зоне стенки от эксплуатационной нагрузки определяют по формуле в [1]

$$\sigma_{\text{экс}} = \sqrt{(\sigma_x + \sigma_{\text{loc},x})^2 - (\sigma_x + \sigma_{\text{loc},x})(\sigma_{fy} + \sigma_{\text{loc},y}) + (\sigma_{fy} + \sigma_{\text{loc},y})^2 + 3\tau_{xy}^2}, \quad (6.2)$$

где $\sigma_x = M/W_{xn}$; $\sigma_{\text{loc},y} = F/t_w l_{ef}$; $\sigma_y = 2M_t \cdot t_w / I_f$; $\sigma_{\text{loc},x} = 0,25 \sigma_{\text{loc},y}$;

$\tau_{xy} = F / (h_w t_w)$. Обозначения приняты по пп. 13 – 34 [1].

Эксплуатационные давления колес моста ($F_{\text{экс}}$) определяют как среднестатистические измерения за 2 – 7 сут. Допускается $F_{\text{экс}}$ как $F^n \cdot 0,7$.

Если задан требуемый ресурс и долговечность подкрановых балок после некоторого периода эксплуатации, то допускаемое напряжение в верхней зоне стенки балки, гарантирующее необходимую выносливость, определяется по формуле

$$[\sigma] = \sigma_r + m \lg \left(\frac{N_o}{N_{mp}} \right),$$

где N_{mp} - требуемый ресурс балок, выраженный числом циклов загрузений (проходов катка моста крана) за прогнозируемый срок эксплуатации после обследования (пример 11).

7. РАСЧЕТ УСИЛЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

7. 1. Расчет усиленных элементов на прочность

Проверку прочности элементов выполняют в зависимости от их класса:

для элементов I, II и III классов – по критерию краевой текучести. В случае усиления начальные и сварочные деформации неизбежно приводят к проявлению пластических свойств стали под нагрузкой, в силу этого указанный критерий является условным. Фактически рассматриваемый критерий обеспечивает ограничение уровня пластических деформаций нормой;

для элементов IV класса – по критерию развитых пластических деформаций. Оценка прочности осуществляется исходя из оценки несущей способности усиленных сечений по критерию пластического шарнира, но с введением специальных понижающих коэффициентов

y_n и y_m , гарантирующих ограничение уровня пластических деформаций нормой $\varepsilon_{p, \text{lim}} = 0,004$; y_n и y_m принимаются в зависимости от схемы усиления, соотношения прочностных характеристик материалов, уровня и условий нагружения усиливаемого элемента.

Проверка прочности элементов по критерию краевой текучести выполняется по формулам в [1]:

для центрально-растянутых или сжатых, симметрично усиленных элементов:

$$\frac{N}{A} \leq R_{yo} y_c y_n, \quad (7.1)$$

где y_n – коэффициент, учитывающий уровень и знак начальной осевой силы; для растянутых и сжатых элементов, усиленных без использования сварки $y_n = 0,95$; для сжатых элементов, усиленных с помощью сварки, – $y_n = 0,95 - 0,25\beta_o$;

для изгибаемых элементов:

$$\frac{M}{W_n} \leq R_{yo} y_c y_n; \quad (7.2)$$

для сжато- и растянуто-изогнутых элементов:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{I_{xn}} y \pm \frac{M_y}{I_{yn}} x \leq R_{yo} y_c y_m. \quad (7.3)$$

Для элементов I класса принимается $y_m = 0,95$; для элементов II и III классов – $y_m = 1$. При $N/(F_n R_{yo}) \geq 0,6$ значения y_m принимаются равными y_n .

Проверка прочности центрально-растянутых или сжатых несимметрично усиленных элементов осуществляется по формуле (7.3), при этом изгибающие моменты подсчитываются относительно осей x и y усиленного сечения.

Проверка прочности элементов по критерию развитых пластических деформаций выполняется по формулам:

для центрально-растянутых или сжатых, симметрично усиленных элементов:

$$N \leq [N]y_c;$$

для изгибаемых элементов:

$$M \leq [M]c_\tau y_c,$$

где c_τ – поправочный коэффициент, учитывающий влияние поперечных сил и определяемый для двутавровых сечений по формуле

$$c_\tau = \begin{cases} 1 & \text{при } \tau \leq 0,4R_{so}; \\ 1,05 \sqrt{\frac{1 - (\tau/R_{so})^2}{1 - 0,5(\tau/R_{so})^2}} & \text{при } \tau \leq 0,4R; \end{cases}$$

для сжато- и растянуто-изогнутых элементов:

$$\left(\frac{N}{[N]y_c} \right)^2 + \frac{|M_x|}{[M_x]y_c} + \frac{|M_y|}{[M_y]y_c} \leq 1, \quad (7.4)$$

где n принимается по табл. 66 СНиП II-23-81* в зависимости от формы усиленного сечения.

N определяется по формуле

$$[N] = (A_{on} + \alpha A_{rn}) R_{yo} y_n, \quad (7.5)$$

где $\alpha = R_{yj} / R_{yo; y_n} = 0,95$ для растянутых элементов или сжатых элементов, усиленных без использования сварки; $y_n = 0,95 - 0,1(\alpha + \beta - 1)$ – для сжатых элементов, усиленных с помощью сварки.

$[M]$ определяется по формуле

$$[M] = [A_{oc} y_{oc} + A_{op} y_{op} + \alpha (A_{rc} y_{rc} + A_{rp} y_{rp})] R_{yo} y_M, \quad (7.6)$$

$A_{oc} = \frac{1}{2} [A_{on} - \alpha (A_{rc} - A_{rp})]$ – площадь нетто сжатой зоны сечения усиливаемого элемента; A_{op} – то же растянутой зоны; A_{rc}, A_{rp} – площади нетто элементов усиления, расположенных соответственно со стороны сжатой и растянутой зон сечения (рис. 7.1). Для несимметричных односторонних схем усиления со стороны сжатых или растянутых волокон принимается соответственно $A_{rp} = 0$ или $A_{rc} = 0$; y_{oc}, y_{rc}, y_{rp} – абсолютные величины расстояний от центров тяжести сжатых и растянутых площадей до центральной оси усиливаемого сечения.

Коэффициент y_m в формуле (7.6) следует принимать:

при симметричном двустороннем усилении элементов симметричного сечения $y_m = 0,95$;

при несимметричном двустороннем или одностороннем усилении элементов со стороны растянутых волокон $y_m = 0,95 - 0,2\beta_0(\alpha - 1)$;

при одностороннем усилении элементов со стороны сжатых волокон $y_m = 0,95 - 0,1\beta_0(\alpha + \beta - 1)$.

Использование формулы (7, 4) допустимо при $\tau \leq 0,5R_{so}$, в противном случае проверка прочности при сжатии-растяжении с изгибом выполняется по формуле (7.3).

Проверку прочности изгибаемых и сжато- или растянуто-изогнутых элементов по касательным, местным и приведенным напряжениям производят обычным способом по указаниям разд. 5 СНиП II-23-81* с учетом изменившихся геометрических характеристик сечения.

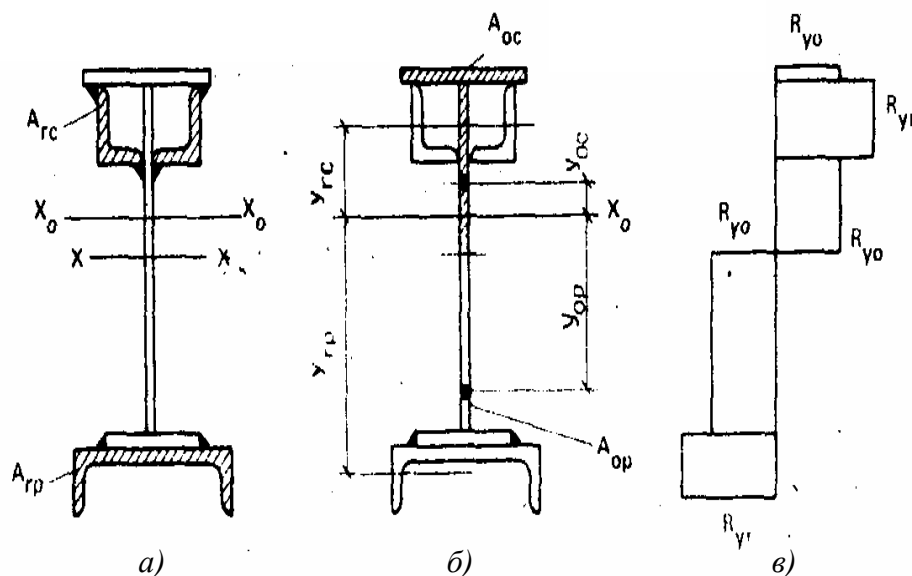


Рис. 7.1. К определению момента внутренних сил в усиленном сечении при развитии шарнира пластичности:

а – схема усиления; б – расположение сжатых (заштриховано) и растянутых зон в сечении; в – эпюр напряжений

7.2. Расчет усиленных элементов на устойчивость

Расчет на устойчивость сжатых элементов сплошного сечения в плоскости действия момента выполняется по формуле

$$\frac{N}{\varphi_c A} \leq R_y^* \gamma_c, \quad (7.7)$$

где φ_c – коэффициент, определяемый по табл. 74 СНиП II-23-81* в зависимости от условной гибкости усиленного элемента λ и приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} = \eta m_f$; A – площадь усиленного сечения; η – коэффициент влияния формы сечения по табл. 73 СНиП II-23-81*.

$$m_f = e_f (A / W_c), \quad (7.8)$$

где e_f – эквивалентный эксцентриситет, учитывающий особенности работы усиленного стержня и определяемый по $e_f = f_o K$ или $m_f = f_o A K \eta / W_c$; W_c – момент сопротивления для наиболее сжатого волокна; R_y^* – осредненное значение расчетного сопротивления, принимаемое по [6]; γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый не более 0,9 [5, п. 4,5] (пример 6).

8. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ УВЕЛИЧЕНИЕМ СЕЧЕНИЯ

8.1. Общие положения

При проектировании усиления необходимо выбрать наиболее рациональную схему усиления: симметричную или несимметричную.

При усилении сжатых стержней необходимо соблюдать следующие основные требования:

- при усилении ненапряженными элементами (без использования специальных приемов введения усиления в работу) усиливаемый стержень должен быть разрушен на 40 – 50 %;

– при усилении внецентренно сжатых и сжатоизогнутых стержней рациональны сечения в сторону начального эксцентриситета;

– при выборе варианта усиления балок учитывают, что симметричное усиление накладками (полосами) – наиболее простое, но требует выполнения большого объема потолочной сварки. Несимметричное усиление полосами ограничено максимальной шириной нижней накладки (не более $30 t_H$). Элементы усиления можно располагать изнутри [2], но такое конструктивное решение требует срезки верха ребер жесткости и последующей подгонки наставок.

8.2. Предварительное определение площади элементов усиления

Центрально-сжатые стержни

Требуемая площадь элемента усиления

$$A_y^{\text{тр}} = \frac{(N - R_{yo} A_o) / \varphi}{R_y}, \quad (8.1)$$

где N – расчетное усилие после усиления; A_o – площадь сечения усиливаемого (существующего) стержня; φ – коэффициент продольного изгиба; R_{yo}, R_y – соответственно расчетные сопротивления стали существующего стержня и элемента усиления; $A_y^{\text{тр}}$ – полная требуемая площадь усиления.

Внецентренно-сжатые постоянного сечения

$$A_y^{\text{тр}} = \frac{(N - N_{\text{сеч}})}{R_y},$$

где $N_{\text{сеч}}$ – несущая способность стержня, определяемая по п. 5.27 [1].

$$A_y^{\text{тр}} = A_1 + A(0,5h + e_o),$$

где A_1 – доля $A^{\text{тр}}$, размещаемая со стороны эксцентриситета, $A_2 = A^{\text{тр}} - A_1$ – площадь элемента усиления на противоположной стороне сечения.

Изгибаемые элементы (балки)

Требуемая площадь усиливающих деталей для балки симметричного сечения

$$\Delta A_y = \frac{M_c y_c + \Delta M_{yob} - I_{xc} R_{yo} y_c}{2(y_c \pm 0,5t_c)^2 (R_y y_c - \sigma_c)}. \quad (8.2)$$

Для симметричного сечения $y_c = 0,5h \approx y_{об}$,
 где σ_c – напряжение в краевом волокне существующей балки, для симметрично усиливаемого сечения $\sigma_c = M_c / W_{xc}$, W_{xc} – момент сопротивления усиливаемого сечения.

Во всех остальных случаях после принятия вида элемента усиления (полоса, фасон) определяются геометрические характеристики усиленного сечения и производится проверка на прочность или устойчивость.

9. ИЗМЕНЕНИЕ СПОСОБА КРЕПЛЕНИЯ ПОДКРАНОВОГО РЕЛЬСА ПРИ УСИЛЕНИИ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК

В тех случаях, когда остаточный ресурс по долговечности (выносливости), определенный в разд. 6, недостаточен одновременно с усилением конструкции целесообразно изменять способ крепления подкранового рельса, применив тангенциальные или низкомодульные упругие подкладки под рельсы (рис. 9.1).

При использовании тангенциальной прокладки (рис. 9.1, а) значение местного крутящего момента M_t умножается на понижающий коэффициент y_{ty} , определяемый по формуле

$$y_{ty} = \frac{(F_r 2^n + M_{упр})}{(M_{упр} + F(r_1 + r_2 - h_r))}, \quad (9.1)$$

где F^n – нормальное вертикальное давление на каток; r_1 – радиус поверхности качества головки рельса; r_2 – радиус основания подкладки; h_r – общая высота рельса с подкладкой; $M_{упр}$ – крутящий момент от упругого единичного поворота рельса

$$M_{упр} = \frac{a_n b_n^3 E_p k_{oa}}{8 t_n}, \quad (9.2)$$

где a_n, b_n, t_n – длина, ширина и толщина амортизатора под прижимной планкой; E_p – модуль упругости амортизатора (для амортизаторной ленты $E_p = 0,3 \cdot 10^3 - 0,5 \cdot 10^3$ МПа); k_{oa} – коэффициент ослабления амортизатора отверстиями.

M_t вычисляется по формуле (147) [1] при $e = 5$ мм.

При использовании низко модульных прокладок местное напряжение в верхней зоне стенки балки $\sigma_{loc.y}$ вычисляется по формуле

$$\sigma_{loc.y} = \frac{y_{f1} F}{3t} 4 \sqrt{\frac{bk_o}{EI_p}}, \quad (9.3)$$

где b – ширина подошвы рельса; EI_p – жесткость рельса на изгиб; k_o – упругая характеристика резино-металлической прокладки, определяемая в зависимости от конструкции прокладки (см. табл. 13 [2]) и твердости резины H_a по данным табл. 9.1.

Низко модульные прокладки выбираются в зависимости от расчетного давления колеса крана по табл. 9.2, смеси для их изготовления применяются резиновые марок КРЧ 08, КРЧ 32 на основе натурального каучука или марок 9831 и 3825 на основе синтетического СКН-26, СКН-40.

Местные напряжения от изгиба (кручения) σ_{ty} определяются по п.13.34 [1] с умножением на коэффициент a_u по табл. 9.2. в зависимости от типа кранового рельса, упругой характеристики k_o и расстояния между поперечными ребрами жесткости балки

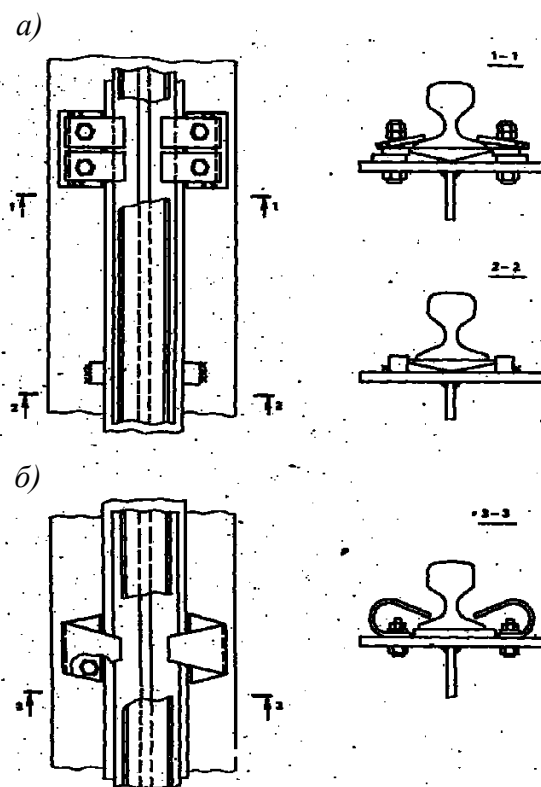


Рис. 9.1 Крепление подкранового рельса: а – с использованием тангенциальной прокладки; б – на низко модульной упругой прокладке

$$\sigma_{fy} = \frac{a_0 2M_t t}{I_f}, \quad (9.4)$$

где M_t – местный крутящий момент, определяемый по формуле (147) [1], при этом согласно п. 4.5 [3] Q_m учитывается при кранах режима 7К, 8К и равна $0,1F^n$ на одно колесо, F^n – полная нормативная вертикальная нагрузка на колесо моста крана (пример 8).

Таблица 9.1

Характеристики упругих прокладок

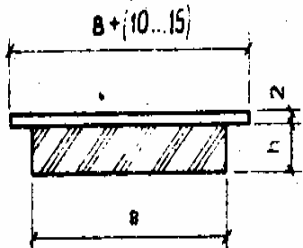
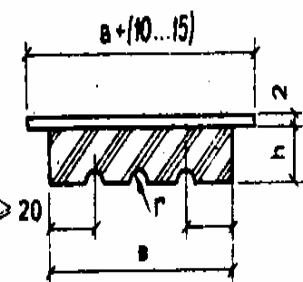
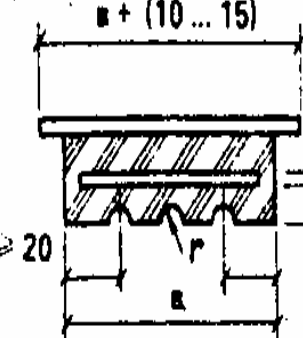
Расчетное давление колеса крана, кН	Схема	Высота слоя резины h и радиус рифли r , мм	Упругая характеристика k_0 (кН/см ³) при твердости резины H_a по ГОСТ 263-75*				
			H_a-70	H_a-75	H_a-80	H_a-85	H_a-90
200-250		$h = 4$	7	7,5	9	10	11,5
		$h = 6$	4,5	5,3	6	6,5	7,5
300-400		$h = 6, r = 1$	3	3,3	3,7	4,1	4,7
		$h = 8, r = 2$	1,7	2	2,3	2,5	2,7
500-700		$h = 5, r = 2$	2	2,3	2,7	3	3,3

Таблица 9.2

Значения коэффициента α_u

Упругая характеристика $k_{щ}$, кН/см ³	Длина панели балки a , мм	Коэффициент α_u при крановом рельсе				
		КР 70	КР 80	КР 100	КР 120	КР 140
1,5	1000			0,06	0,05	0,04
	1500	—	—	0,14	0,12	0,1
	2000			0,24	0,2	0,17
2	1000			0,08	0,06	0,05
	1500	—	—	0,18	0,15	0,13
	2000			0,3	0,25	0,22
2,5	1000			0,1	0,08	0,06
	1500	—	—	0,22	0,18	0,15
	2000			0,34	0,3	0,26
3	1000	0,19	0,16	0,12	0,09	0,07
	1500	0,6	0,32	0,25	0,21	0,18
	2000	0,51	0,46	0,39	0,34	0,3
3,5	1000	0,22	0,18	0,13	0,1	0,08
	1500	0,4	0,35	0,28	0,24	0,2
	2000	0,55	0,5	0,42	0,37	0,33
4	1000	0,24	0,2	0,15	0,12	0,1
	1500	0,43	0,38	0,31	0,26	0,23
	2000	0,58	0,53	0,46	0,4	0,36
4,5	1000	0,26	0,22	0,17	0,13	0,11
	1500	0,46	0,41	0,34	0,29	0,25
	2000	0,61	0,56	0,49	0,43	0,39
5	1000	0,28	0,24	0,18	0,14	0,12
	1500	0,49	0,44	0,36	0,31	0,27
	2000	0,64	0,59	0,51	0,46	0,41
5,5	1000	0,3	0,26	0,2	0,16	0,13
	1500	0,51	0,46	0,38	0,33	0,29
	2000	0,66	0,61	0,54	0,48	0,44
6	1000	0,32	0,27	0,21	0,17	0,14
	1500	0,54	0,48	0,4	0,35	0,3
	2000	0,68	0,63	0,56	0,58	0,46
6,5	1000	0,34	0,29	0,22	0,18	0,15
	1500	0,56	0,5	0,42	0,37	0,32
	2000	0,7	0,65	0,58	0,52	0,48

Окончание табл. 9.2

Упругая характеристика $k_{щ}$, кН/см ³	Длина панели балки a , мм	Коэффициент a_u при крановом рельсе				
		КР 70	КР 80	КР 100	КР 120	КР 140
7	1000	0,36	0,31	0,24	0,19	0,16
	1500	0,57	0,52	0,44	0,38	0,34
	2000	0,71	0,66	0,6	0,54	0,5
7,5	1000	0,37	0,32	0,25	0,2	0,17
	1500	0,59	0,54	0,46	0,4	0,35
	2000	0,72	0,68	0,61	0,56	0,51
9	1000	0,42	0,36	0,29	0,23	0,19
	1500	0,63	0,58	0,5	0,45	0,4
	2000	0,76	0,72	0,65	0,6	0,56
10	1000	0,44	0,39	0,31	0,25	0,21
	1500	0,66	0,61	0,53	0,47	0,42
	2000	0,78	0,74	0,69	0,63	0,58
11,5	1000	0,48	0,42	0,34	0,28	0,24
	1500	0,69	0,64	0,56	0,51	0,46
	2000	0,8	0,76	0,71	0,66	0,62

Примечания:

1. Для промежуточных значений k_0 и длины панели коэффициент определяется интерполяцией.

2. Минимальное значение k_0 для рельсов: КР 70, КР 80 – $k_0 \geq 3$; КР 100, КР 120, КР 140 – $k_0 \geq 1,5$ при использовании из натурального каучука или марок 9831 и 3825 на основе синтетического (бутадиен-нитрильного каучука) СКН-26 и СКН-40.

При использовании низкомодульных прокладок местное напряжение сжатия в стенке балки $\sigma_{loc.y}$ вычисляется по формуле

$$\sigma_{loc.y} = \frac{y_{f1} F}{3t} \sqrt{\frac{b k_0}{EI_p}}, \quad (9.5)$$

где b – ширина подошвы рельса; EI_p – жесткость рельса на изгиб; k_0 – упругая характеристика резинометаллической прокладки, определяемая в зависимости от конструкции прокладки и твердости резины H_a по данным табл. 9.1.

Местные напряжения от изгиба σ_{fy} определяются по п. 13.34 СНиП II-23-81* с умножением на коэффициент a_u , определяемый по табл. 9.2, в зависимости от типа кранового рельса, упругой характеристики k_0 и расстояния между поперечными ребрами жесткости.

10. РАСЧЕТ УСИЛЕНИЯ БАЛОК ЛАМЕЛЯМИ

Усиление ламелями используется для подкрановых балок, а также несущих местные сосредоточенные нагрузки при необходимости увеличения местной устойчивости и прочности. При этом используется вариант по рис. 10.1, а, в том числе для повышения дополнительно усталостной прочности по рис. 10.1, б.

Высота сечения ламелей $h_{\text{л}}$ по рис. 10.1, а назначается в пределах $(1/4 - 1/5)h_w$, а толщина ламелей $t_{\text{л}}$ — из условия прочности верхней зоны стенки от местной нагрузки. Для ламелей по рис. 10.1 высота $h_{\text{л}}$ принимается в пределах $(1/8 - 1/10)a$, где a — расстояние между ребрами жесткости, минимальная толщина ламелей назначается в соответствии с указаниями п. 7.24 СНиП II-23-81* как для не окаймленного свеса.

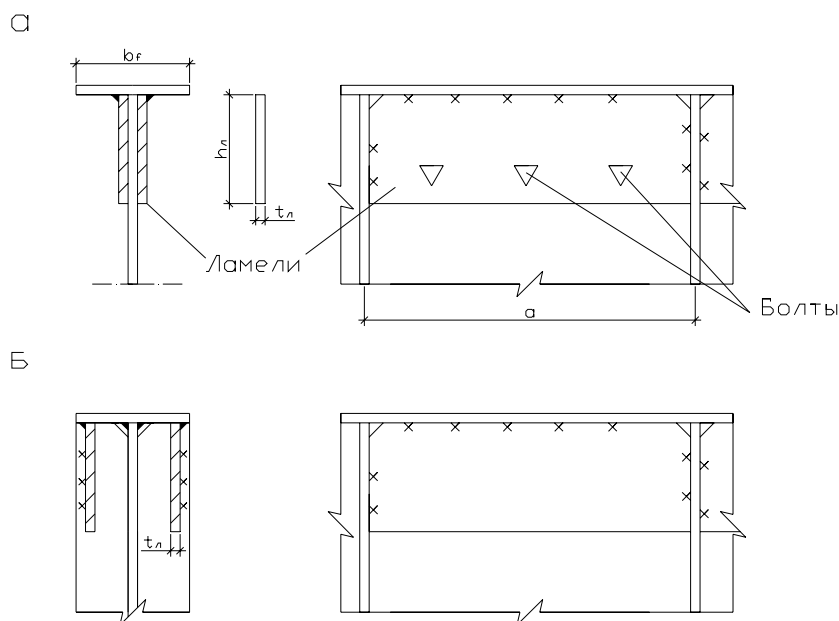


Рис. 10.1 Усиление ламелями верхнего пояса подкрановой балки (варианты а и б)

Местные напряжения в стенке, усиленной ламелями, по схеме рис. 10.1, а от давления колеса крана определяют по формуле

$$\sigma_{loc/y} = \frac{y_{f1} F}{l_{ef}(t_w + 2t_{\text{л}})}, \quad (10.1)$$

где y_{f1} – коэффициент неравномерности давлений колес крана, принимаемый по указаниям СНиП 2.01.07; $l_{ef} = 3,25\sqrt{I_{1f}/(t_w + 2t_{\text{л}})}$ – условная длина распределения колеса; $t_w, t_{\text{л}}$ – толщина стенки и ламели; I_{1f} – момент инерции рельса и верхнего пояса.

Напряжения от местного крутящего момента M_t по верхней кромке ламели определяются по формуле

$$\sigma'_{fy} = \frac{2M_t(t_w + 2t_{\text{л}})}{I_p \psi_{\text{л}} \xi_{\text{л}}}, \quad (10.2)$$

где $\xi_{\text{л}} = (1 + 2t_{\text{л}}/t_w)$ – коэффициент усиления; $\psi_{\text{л}} = 1 - \left(1 - \frac{1}{\xi_{\text{л}}}\right) \times$

$\times \frac{h_{\text{л}}}{h_w} \left[1 - 3\left(1 - \frac{h_{\text{л}}}{h_w}\right)^2\right]$ коэффициент, характеризующий геометрию сече-

ния; $I_p = I_t + \frac{b_f t_f^3}{3} + \frac{h_{\text{л}}(t_w + 2t_{\text{л}})^3}{3}$ – сумма собственных моментов инерции кручения для рельса, верхнего пояса и усиленной части стенки.

Напряжение в стенке под нижней кромкой ламелей определяют по формуле

$$\sigma''_{loc/y} = \frac{y_f F}{l_{efw}} \sqrt[3]{1 - w}, \quad (10.3)$$

где $w = 2h_{\text{л}}t_{\text{л}}/A_t$ – относительная площадь усиления; A_t – суммарная площадь тавра, включающего верхний пояс, ламели и часть высотой $h_{\text{л}}$; $l_{efw} = 3,25\sqrt{I_{2f}/t_w}$ – условная длина; I_{2f} – сумма моментов инерции рельса и тавра.

Проверка прочности стенки, усиленной ламелями, выполняется по схеме рис. 10.1.

Расчет на совместное действие крутящего момента и давления колеса крана производится по формуле

$$\sigma'_{loc.y} + \sigma'_{fy} \leq \frac{y_c R_{yo}}{y_n}. \quad (10.4)$$

Стенку усиленной балки проверяют на местную устойчивость по указаниям СНиП II-23-81*, но с учетом эквивалентной высоты

$$h_{w, экв} = 1,1(h_w - h_{л}). \quad (10.5)$$

При этом коэффициент условий работ $y_c = 0,9$.

При усилении подкрановых балок по схеме рис. 10.1, б необходимо оценить ресурс $N_{л}$ по выносливости одностороннего сварного шва, прикрепляющего ламель к ребру жесткости.

Расчетный ресурс $N_{л}$ определяют по табл. 10.1 в зависимости от коэффициента $a_{л}$

$$a_{л} = \frac{\tau_{л \max}}{y_{ил} R_{ил}}, \quad (10.6)$$

где $R_{ил} = 33 \text{ МПа} (338 \text{ кг/см}^2)$ – расчетное сопротивление усталости данного соединения; $\gamma_{ил} = 1$:

$$\tau_{л \max} = \sqrt{\tau_w^2 + \tau_t^2}, \quad (10.7)$$

где компоненты напряжений определяются следующими зависимостями:

$$\tau_w = 2,6 \frac{M_1 d c}{I_f r} \beta_{л} \beta_a; \quad (10.8)$$

$$\tau_w = 2,6 \frac{M_1 d c}{I_f r} \beta_{л} \beta_a. \quad (10.9)$$

Таблица 10.1

Значения выносливости верхней зоны стенки балки

$a_{л}$	2,55	2,15	1,84	1,71	1,61	1,53
$N_{л} \cdot 10^{-8}$	0,3	0,5	0,8	1	1,2	1,4
$a_{л}$	1,46	1,36	1,26	1,19	1,08	1
$N_{л} \cdot 10^{-8}$	1,6	2	2,5	3	4	5

В формулах (10.8), (10.9) местный крутящий момент определяют по формуле

$$M_t = Fe + 0,75Q_t(h_r - c), \quad (10.10)$$

где e – фактический эксцентриситет (принимается по материалам обследования, но не менее 15 мм); c – расстояние до центра кручения усиленного верхнего пояса:

$$c = \frac{h_{\text{л}}^2 b_f^2 t_{\text{л}}}{4I_y}, \quad (10.11)$$

где

$$I_y = \frac{t_f b_f^3}{12} + 2h_{\text{л}} t_{\text{л}} d^2. \quad (10.12)$$

В формулу (10.10) подставляется абсолютная величина разности $h_r - c$, $I_f = I_t + \frac{b_f t_f^3}{3} + 2 \frac{h_{\text{л}} t_{\text{л}}^3}{3}$ – сумма собственных моментов инерции кручения рельса и верхнего пояса с ламелями.

Значения $\beta_a = \beta_t = 1$ принимаются для кранов, имеющих на концевой балке 2 колеса; для многоколесных кранов при минимальном расстоянии между колесами на конце балки меньше шага ребер величина β_a, β_t принимается в зависимости от шага ребер (a), (табл. 10.2).

Таблица 10.2

Значение коэффициентов $\beta_a; \beta_t$

a, m	1,2	1,5	2
β_a	1,05	1,28	1,56
β_t	1,1	1,43	1,65

Коэффициент $\beta_{\text{л}}$ принимается в зависимости от отношения $a/2r$ по табл. 10.3.

Таблица 10.3

Значение коэффициентов $a/2r$; $\beta_{\text{л}}$; $\gamma_{\text{л}}$

$a/2r$	0,2	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$\beta_{\text{л}}$	0,059	0,116	0,145	0,173	0,2	0,226	0,252
$\gamma_{\text{л}}$	0,2	0,38	0,462	0,537	0,604	0,664	0,716
$a/2r$	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	3
$\beta_{\text{л}}$	0,277	0,325	0,369	0,409	0,446	0,479	0,598
$\gamma_{\text{л}}$	0,762	0,834	0,885	0,921	0,947	0,964	1

Примечание:

$$r = d \sqrt{0,432 \frac{t_{\text{л}} h^3}{I_f} \left(1 + \frac{t_f b_f^3}{4I_f} \right)}. \quad (10.13)$$

Проверка прочности и выносливости стенки балки выполняется по указаниям СНиП II-23-81* с учетом изменившихся геометрических характеристик сечения, при этом напряжение σ_{fy} определяется по формуле

$$\sigma_{fy} = \frac{2M_t t}{I_f} \left(1 - \frac{2r}{a} y_{\text{л}} \right), \quad (10.14)$$

где $y_{\text{л}}$ – коэффициент, принимаемый по табл. 10.3 (пример 12).

11. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА УСИЛЕНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Пример 1

По результатам обследования установлено наличие равномерного коррозионного поражения уголков верхнего пояса фермы;

уголки 90×90×6, площади по сортаменту $A_0=10,61\text{ см}^2$,

после очистки до блеска поверхности металла замеренное утонение составило

$$\Delta = t_{\text{нач}} - t_{\text{факт}} = 6 - 5,4 = 0,6 \text{ мм.}$$

Коэффициент $K_s = 2/t = 0,33$; $\Delta^* = 0,5\Delta = 0,3$ мм.

Расчётная площадь поперечного сечения

$$A_{ef} = 10,61(1 - 0,33 \cdot 0,3) = 9,56 \text{ см}^2.$$

Уменьшение площади составило 10 %.

Пример 2

Балка двутавровая № 20 с $W_{ок} = 184 \text{ см}^3$;

$W_{oy} = 23,1 \text{ см}^3$; коррозия равномерная.

Утонение $\Delta = 1 \text{ мм}$; $t = 2 \text{ мм}$; $d = 5,2 \text{ мм}$; $\Delta^* = 0,5\Delta = 0,5 \text{ мм}$, по табл. 11.1 находим $K_{swx} = 0,255$; $K_{swy} = 0,239$;

Значения моментов сопротивления с учётом повреждения коррозией:

$$W_{ef,x} = W_{ox}(1 - 0,5 \cdot 0,255) = 73,29 \text{ см}^3;$$

$$W_{ef,y} = W_{oy}(1 - 0,5 \cdot 0,239) = 21,72 \text{ см}^3.$$

$W_{ef,x} / W_{ox} = 0,4$ (60 %) – снижение несущей способности нормального сечения балки.

Таблица 11.1

Коэффициенты K_{wx} и K_{wy} для прокатных профилей 1/мм

Швеллеры ГОСТ 8240-72			Двутавры ГОСТ 8239-72			Двутавры широкополочные ГОСТ 8279-72		
Номер профиля	K_{wx}	K_{wy}	Номер профиля	K_{wx}	K_{wy}	Номер профиля	K_{wx}	K_{wy}
12	0,287	0,274	20	0,263	0,238	20 ш	0,328	0,274
14	0,278	0,265	22	0,253	0,230	23 ш	0,287	0,274
16	0,270	0,255	24	0,236	0,211	23 ш1	0,198	0,182
18	0,262	0,247	27	0,219	0,196	26 ш1	0,249	0,235
20	0,255	0,239	27 а	0,217	0,196	30 ш1	0,224	0,211
22	0,243	0,227	30	0,208	0,187	40 ш	0,171	0,160
24	0,231	0,216	36	0,184	0,163	50 ш	0,170	0,160
27	0,221	0,205	40	0,174	0,154	60 ш	0,162	0,154
30	0,211	0,194	50	0,154	0,132	70 ш1	0,149	0,140
36	0,185	0,169	60	0,129	0,112	70 ш2	0,145	0,138

Пример 3

Стойка высотой 6,4 м поддерживает конструкцию газопровода; изготовлена из двутавра № 27а по ОСТ 10016-39, характеристики сечения: $A = 54,6 \text{ см}^2$; $W_x = 485 \text{ см}^3$; $i_x = 10,9 \text{ см}$.

Расчётная нагрузка $N = 520 \text{ кН}$, нагрузка от собственного веса поддерживаемых конструкций, при которой производилось обследование, $N_o' = 460 \text{ кН}$.

Материал конструкции – сталь – имеет расчётное сопротивление $R_{yo} = 200 \text{ МПа}$.

При обследовании обнаружено общее искривление стойки со стрелкой $f'_{из} = 6 \text{ см}$; коррозия по всему периметру двутавра с глубиной проникновения коррозии $\Delta = 1,50 \text{ мм}$ (величина утонения). Расчётные геометрические характеристики вычисляются по формуле (4.2) и (4.4):

$$A_{ef} = 54,6(1 - 1,5 \cdot 4/8,5 + 13,7) = 39,84 \text{ см}^2;$$

$W_{ef} = 485(1 - 0,22 \cdot 1,5) = 324 \text{ см}^3$ (коэффициент k_{sw} принят по табл. 8.5[2], $d = 8,5 \text{ мм}$, $t = 13,7 \text{ мм}$).

Приведённое значение радиуса инерции

$$i_{ef} = \sqrt{W_{ef} \cdot h \cdot 0,5 / A_{ef}} = \sqrt{324 \cdot 13,5 / 39,84} = 10,5 \text{ см}.$$

Вычисляем условную гибкость $\lambda = 640/10,5 \sqrt{200/2,1 \cdot 10^5} = 1,89$ и напряжение в момент замера искривления

$$\sigma' = N_o' / A_{ef} = 460/39,84 = 11,55 \text{ кН/см}^2 = 115,5 \text{ МПа}.$$

Коэффициент $\psi_o = 1 - (0,1 \cdot 1,89^2 \cdot 115,5/200) = 0,796$.

Стрелка искривления в исходном состоянии по формуле (4.8) составляет $f_o = 0,796 \cdot 6 = 4,78 \text{ см}$.

Коэффициент влияния формы сечения по табл. 73 СНиП 11-23-81* $\eta = 1,53$.

Коэффициент перехода от стрелки искривления к эквивалентному по своему влиянию эксцентриситету по формуле (4.10):

$$k = 0,82 + 0,1 \sqrt{1,53 \cdot 0,588 / 1,89^2} = 0,87.$$

По формуле (4.11) $m_{ef} = 0,87 \cdot 1,53 \cdot 0,588 = 0,78$.

По табл. 74 СНиП 11-23-81* для $\lambda = 1,89$ и $M_{ef} = 0,78$ имеем $\varphi_{BH} = 0,594$.

По формуле (4.13) проверяется устойчивость стойки:

$$520/0,594 \cdot 39,84 = 219,8 \text{ кН/см}^2 = 21,98 \text{ МПа} > R_{yo} \cdot \gamma_c = 200 \cdot 0,9 = 180 \text{ МПа}.$$

Стойку необходимо усилить.

При отсутствии общего изгиба при $\lambda = 60,95$, $\varphi = 0,822$, $\sigma = N/\varphi \cdot A = 158,8 \text{ МПа}$ общий изгиб стойки снизил её несущую способность (устойчивость) на 28 %, $(158,8/219,8 = 0,72)$ хотя $f'_{изм}/H$ составило всего 0,01 (округленно).

Пример 4

По данным обследования, раскос стальной фермы (неопорный) длиной 220 см из двух спаренных уголков 75·75·6 имеет искривление в двух плоскостях $f'_{из.x} = 2,5 \text{ см}$ и $f'_{из.y} = -1,5$ (рис. 11.1).

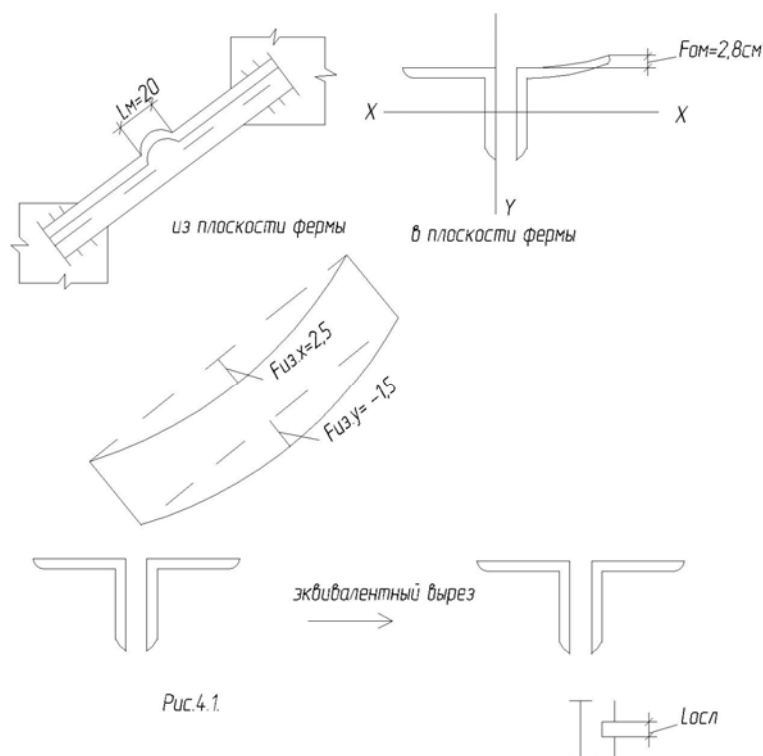


Рис. 11.1. Усиление фермы

Расчётная нагрузка $N = 95 \text{ кН}$, расчётное сопротивление стали $R_{yo} = 210 \text{ МПа}$, площадь поперечного сечения $A_o = 17,56 \text{ см}^2$, $r_x = 2,3 \text{ см}$.

Обнаружена и локальная погибь полки с параметрами $L_M = 20 \text{ см}$, $f_{om} = 2,8 \text{ см}$, расположенная примерно посередине длины раскоса.

Напряжение $\sigma' = N/A_s$; $\sigma' = 95/17,56 = 5,41 \text{ кН/см}^2 = 54,1 \text{ МПа} < R_{yo}$; ввиду

малости σ' при замере стрелок искривления принимаем $f_{xo} = f'_{из.x} = 2,5 \text{ см}$, $f_{yo} = f'_{из.y} = -1,5 \text{ см}$, знаки $f'_{из.x}$ и $f'_{из.y}$ соответствуют направлению осей.

Определяем безразмерные относительные стрелки искривления по формулам (4.15) и (4.16), $\mu_x=0,8$ – в плоскости фермы, $\mu_y=1$;

$$\begin{aligned}\tilde{u}_0 &= 2,5/226 \cdot 0,8 \sqrt{2,06 \cdot 100000 / 210} = 0,44, \\ v_0 &= -1,5/226 \sqrt{2,06 \cdot 100000 / 210} = -0,21.\end{aligned}$$

Условная гибкость в плоскости симметрии, по формуле (4.14)

$$\lambda_x = 226 \cdot 0,8 / 2,3 \sqrt{210 / 2,1 \cdot 100000} = 2,48.$$

Для найденных значений $\tilde{u}_0$, v_0 , и λ_x по табл. 9.9 [2] (при $\mu_x = 0,8$, $\mu_y = 1$) $\varphi_{uv} = 0,351$.

Влияние местной погиби учитываем коэффициентом $k_{осл}$.

Определяем безразмерные характеристики погиби: $f_{ом} = f'_{из.х}/b = 2,8/7,5 = 0,37$; $l'_м = l_м/b = 20/7,5 = 2,66$, где b – размер полки уголка в сантиметрах.

По табл. 8[6] определяем эквивалентные размеры краевого выреза: $l_{осл} = l'_{осл} \cdot b$; $b_{осл} = b'_{осл} \cdot b$, где $l'_{осл}$, $b'_{осл}$ – коэффициенты по табл. 9.13 [4] в зависимости от $l'_м$ и $f'_о$:

$$l_{осл} = 1,72 \cdot 7,5 = 12,9 \text{ см}; \quad b_{осл} = 0,51 \cdot 7,5 = 3,8 \text{ см}.$$

Определяем угол v направления суммарной погиби $\text{tg } v = f'_{из.х} / f'_{из.у}$, $f'_{из.у} = 2,5/1,5 = 1,67$; $\text{tg } v = 58' = 0,32$ П.

Суммарная стрелка: $f'_о = \sqrt{u_o^2 + v_o^2}$; $f'_о = \sqrt{0,44^2 + 0,21^2} = 0,49$. По табл. 9.12[4] $k_{осл} = 0,77$ в зависимости от λ_x , $b_{осл} = b'_{осл} \cdot b$ и $l_{осл} = l'_{осл} \cdot b$, т.е. $l_{осл} = 1,72 \cdot b$; $b_{осл} = 0,51 \cdot b$.

Проверка устойчивости по формуле (4.17) $95/0,35 \cdot 0,77 \cdot 17,56 = 20,2 \text{ кН/см}^2 < 210 \text{ МПа}$ показывает, что раскос может быть оставлен без усиления.

Пример 5

На стойку (колонну) сквозного сечения с поясами из двутавров № 36а по ОСТ10016-39 и раскосной решёткой из равнополочных уголков 75·8 по ОСТ10014-39 действует сила $N = 1400 \text{ кН}$, приложенная с эксцентриситетом 0,2 м (рис. 11.2).

Материал конструкции имеет расчётное сопротивление $R_{yo} = 200$ МПа. Стойка имеет общее искривление со стрелой

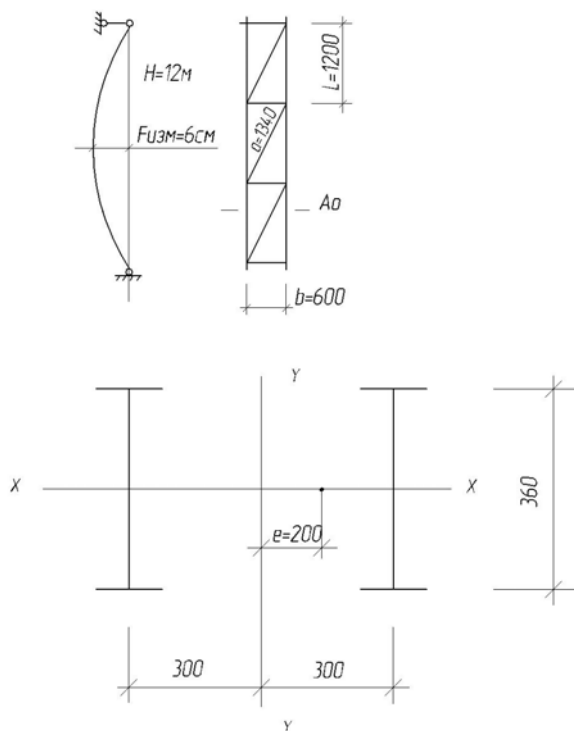


Рис. 11.2. Схема стойки и вид поперечного сечения

$f'_{из} = f_0 = 8$ см, измеренной в нагруженном состоянии. Геометрические характеристики сечения: ветвь $A_0 = 76,3$ см²; $J_x = 15760$ см⁴; $i_x = 14,4$ см; $J_{x0} = 2 \cdot 875 = 1750$ см⁴; $J_{y0} = 2 \cdot 552 + 2 \cdot 76,3 \cdot 900 = 138944$ см⁴;

Приведённая гибкость вычисляется по формуле табл.7[1].

Предварительно определяем:

параметр $\alpha_1 = 10a^3 / b^2 \cdot l$, где

a, b, l – характеристики стержня согласно рис. 11.2,

$$\alpha_1 = 10 \cdot 134^3 / 60^2 \cdot 120 = 56;$$

гибкость сквозного стержня,

$$L = H = 1200 \text{ см},$$

$$\lambda_y = L / \sqrt{J_{y0} / A_0} = 1200 / \sqrt{138900 / 152,6} = 40;$$

приведённую гибкость

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1 \cdot A / A_{d1}},$$

где A – площадь сечения всего стержня, двух ветвей; A_{d1} – площадь сечения раскоса, в данном случае уголка, $A_{d1} = 11,5$ см².

$$\lambda_{ef} = \sqrt{40 \cdot 40 + 56 \cdot 152,6 / 11,5} = 48,4;$$

условную приведённую гибкость

$$\lambda_{ef}' = \lambda_{ef} \sqrt{R_{yo} / E} = 48,4 \sqrt{200 / 2,1 \cdot 100000} = 1,51.$$

Для определения эксцентриситета, эквивалентного стрелке искривления $f_0 = 8$ см, вычисляем:

$$m = f_0 \cdot A_0 \cdot a / J, a = 30; m = 8 \cdot 152,6 \cdot 30 / 138900 = 0,262;$$

значение коэффициента k по формуле $k = 0,8 + 0,25 \cdot \sqrt{0,262 / 1,51} = 0,885$.

Суммарный относительный эксцентриситет продольной силы N в изогнутой стойке: $m=(f_0 \cdot k+e)A_0 \cdot a_c/J_{x0}$;

$$m=(8 \cdot 0,885+20)/152,6 \cdot 30/138900=0,893.$$

Для отдельной ветви определяем

$$\lambda=120/2,69=45; \text{ по табл. 72 [1] } \varphi=0,888 \text{ и по формуле [1]}$$

$$\varphi_{\text{вет}}=(1+0,04 \cdot 45 \sqrt{200 / 2,06 \cdot 100000}) \cdot 0,888=0,94.$$

Окончательное значение условной приведённой гибкости определяем по формуле (4.18)

$$\bar{\lambda}'_{ef}=4,84 \sqrt{0,94 \cdot 200 / 2,06 \cdot 100000}=1,46.$$

По табл. 75 [1] находим $\varphi_e=0,484$.

Несущую способность проверяем по формуле

$$N / \varphi_e \cdot \varphi_{\text{вет}} \cdot A_{ef} \leq R_y \gamma_c;$$

$1400/0,94 \cdot 0,484 \cdot 152,6=20,2 \text{ кН/см}^2=220 \text{ МПа} > 210 \text{ МПа}$. Условие не выполняется, требуется усиление.

Пример 6

Колоннада открытой крановой эстакады копрового цеха построена в 1962 г., шаг колонн 12 м. Грузоподъемность магнитно-грейферные мостовых кранов – $Q=15$ т. Технические характеристики мостовых кранов и подкрановых балок определены (рис. 11.3).

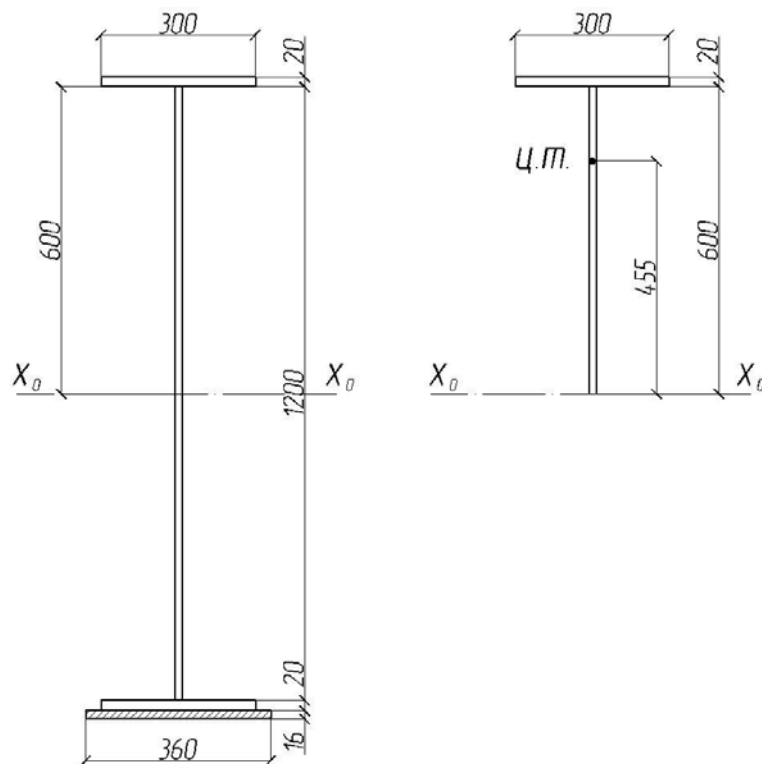


Рис. 11.3. К расчету колонны

А. Расчёт балки выполнен по СНиП 1123-81*, результаты даны ниже.

Характеристики балок:

Верхний и нижний пояса – 600·22мм; $l = 12000$ мм; $a = 1500$ мм;
стенка – 1600·14 мм; $J_x = 2214356,6 \text{ см}^4$; $W_x = 13469,3 \text{ см}^3$.

Рельс Р-43; $F_H = 42$ т.

Результаты расчета:

Нормальные напряжения в
нижнем поясе $G_x^{\text{н.п.}}$: $9,25 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2$.

Касательные напряжения в
сечении τ_{xy} : $1,63 \text{ кН/см}^2 < R = 12,76 \text{ кН/см}^2$.

Приведённые напряжения в
стенке балки (п.13.34[1]), $\beta = 1,15$: $12,96 \text{ кН/см}^2 < \beta \cdot R_y = 25,3 \text{ кН/см}^2$.

Расчёт выносливости стенки
балки (п.13.35[1]): $6,42 \text{ кН/см}^2 < R_v = 7,65$.

Согласно расчёту по нормам [1] прочность и выносливость обеспечены, поскольку напряжения менее расчётных сопротивлений. Однако в балках после шести лет эксплуатации обнаружены усталостные трещины.

Б. Проверка выносливости по методике [2].

Обследованием выявлены среднестатистические характеристики крановой нагрузки: $F_{\text{экс}} = 33,7$ т, $n = 711$ проездов/сут или 1039 проездов крана через сечение на 1 тыс. т продукции. Уровень напряжённого состояния верхней зоны стенки оценивается приведённым напряжением

$$\sigma_{\text{экс}} = \sqrt{\sigma(\sigma_x + \sigma_{\text{loc},x})^2 - (\sigma_x + \sigma_{\text{loc},x})(\sigma_{fy} + \sigma_{\text{loc},y}) + (\sigma_{fy} + \sigma_{\text{loc},y})^2 + 3J_{xy}^2},$$

$$\text{где } \sigma_x = M/W_{xn}; \sigma_{\text{loc},y} = F/t_w l_{ef}; \sigma_{fy} = 2M_{t tw}/J_f,$$

$$\sigma_{\text{loc},y} = 861,24; \sigma_{\text{loc},x} = 215,31; \sigma_{fy} = 265,85; J_{xy} = 96,0; \sigma_{\text{экс}} = 992,02 \text{ кг/см}^2 = 99,20 \text{ МПа}.$$

Из уравнения кривой усталостных отказов определяется расчётный ресурс, соответствующий её нагруженности:

$$N_r = N_0 \cdot 10 \cdot (\sigma_r - \sigma_{\text{экс}}) / m,$$

где N_r – допустимое число нагружений (проездов) расчётного сечения сварной подкрановой балки (расчётный ресурс);

$N_0 = 9,5 \cdot 1000000$ – количество нагружений, соответствующее точке перелома усталостных отказов;

$\sigma_r = 45$ МПа – напряжение предельное, соответствующее неограниченной долговечности (выносливости);

$m = 761,39$ – параметр кривой усталостных отказов.

За шесть лет эксплуатации балок при выпуске продукции 1158,737 тыс.т/год число циклов нагружений $N_9 = K_k(n \text{ проездов на тысячу тонн продукции})$, где K_k – число катков моста крана на одной стороне;

$N_9 = 2 \cdot 1039 \cdot 1158,737 \text{ тыс.т} = 2,4 \cdot 1000000$, т.о. $N_{\text{экс}} > N_r$, поэтому появление повреждений закономерно и обусловлено интенсивностью движения кранов.

В. Оценка допустимой нагруженности балок с учётом заданной долговечности в данных условиях эксплуатации. Пусть требуемый ресурс эксплуатации в 30 лет $N_{\text{тр}} = 8,36 \cdot 1000000$ циклов нагружений. Необходимо определить допускаемое эксплуатационное напряжение по выносливости с учётом $N_{\text{тр}}$.

Из формулы (6.2) имеем $(\sigma)_{\text{эк}} = \sigma_r + m \cdot \lg(N_0/N_{\text{тр}}) = 450 + 761,39 \cdot \lg(9,5/8,36) = 491,27 \text{ кг/см}^2$.

Снижение нагруженности $(\sigma_{\text{эк}})$ стенки балок может быть получено:

- увеличением числа катков моста и соответственно уменьшением F ;
- использованием рельс повышенной жёсткости по $J_{\text{кр}}$;
- установкой низкомодульных прокладок (лент) на рельсы;
- усилением верхних поясов балок;
- уменьшением пролётов балок постановкой промежуточных стоек.

Принимается вариант обеспечения долговечности (выносливости) путём постановки крана с четырёхкатковой базой и применения рельса КР-100. В результате (расчёт опускаем) нормативное давление понизится вдвое и составит $P = 21 \text{ т}$, $F_{\text{экс}} = 16,8 \text{ т}$; $J_{\text{кр}} = 765 \text{ см}^4 > J_{\text{кр.у}}$; $P = 43$, соответственно $\sigma_{\text{экс}} = 490 \text{ кг/см}^2 < (\sigma) = 491 \text{ кг/см}^2$.

Пример 7

Подкрановые балки цеха листового производства эксплуатируются 8 лет, пролёт цеха обслуживается двумя кранами грузоподъёмностью 80 и 20 т режима 7 к. Обследование выявило усталостные трещины в верхней зоне балок.

Исходные данные для проверочного расчёта:

рельс КР-80, $a=1500$, $h_r=13$ см (высота рельса);
характеристики балки: листы поясные $550 \cdot 25$ мм; рёбра $120 \cdot 8$ мм;
лист стенки $1600 \cdot 14$ мм; $J_x=2293296 \text{ см}^4$; $J_f=673 \text{ см}^4$; $J_i=387 \text{ см}^4$;
сечение – двутавровое

Показатели моста крана:

$B=9100$ мм; $K_1=800$ мм; $K=5350$ мм; $F_H=420$ кН.

Расчёт верхней зоны стрелки на выносливость выполняется по п.13.35[1].

Из статического расчёта балки имеем: $M_{\max} = 2433 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $Q'=224$ кН; $Q_t=33,6$ кН при $F=336$ кН (Q_t – поперечная горизонтальная расчётная нагрузка, вызываемая перекосами моста крана и непараллельностью крановых путей). Фактически эксцентриситет приложения вертикального давления относительно оси балки $e=30$ мм.

Местный крутящий момент с учётом эксцентриситета e

$$M_t = F \cdot e + 0,75 Q_t \cdot h_r = 336 \cdot 0,03 + 0,75 \cdot 33,6 \cdot 0,13 = 13,36 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

По формуле (145) [1]

$\sigma_x=8,488 \text{ кН/см}^2$; $j_{xy}=1 \text{ кН/см}^2$; $\sigma_{loc}=6,316 \text{ кН/см}^2$; $\sigma_{fy}=5,557 \text{ кН/см}^2$;
расчёт на выносливость верхней зоны стенки сварной подкрановой балки выполняется по формуле (115)[1]

$$\begin{aligned} 0,5 \sqrt{\sigma_x^2 + 0,36 \tau_{xy}^2} + 0,4 \cdot 6,316 + 0,5 \cdot 5,557 &= 4,253 + 2,526 + 2,778 = \\ &= 9,557 \text{ кН/см}^2 > R_v = 7,65 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

R_v – расчётное сопротивление усталости, п.13.35[1]. Выносливость верхней зоны стенки не обеспечена, следовательно, появление в ней трещин закономерно. Из расчёта видно, что доля напряжений от местного кручения ($\sigma_{fy}=5,557 \text{ кН/см}^2$) составляет 58 % от полного; та-

ким образом, целесообразно применение способа усиления, исключаящего стенку балки из работы на местное кручение. Применяем схему усиления по рис 10.1 с помощью ламелей.

Высота листа ламели назначается $h_{\text{л}}=a/8$ (a – шаг рёбер жёсткости), $h_{\text{л}}=1500/8=188\text{мм}$, принимаем $h_{\text{л}}=200\text{мм}$, рекомендуется $h_{\text{л}}/t_{\text{л}}=0,5\sqrt{E/R_{\text{yo}}}=15$ (для стали ВСтЗсп5); $t_{\text{л}}=200/15=13,3\text{мм}$, принимаем $t_{\text{л}}=14\text{мм}$. Расстояние d (см.рис. 10.1) принимаем, учитывая расположение отверстий для крепления рельса, $d=100\text{ мм}$. Напряжение в шве крепления ламели к ребру жёсткости $\tau_{\text{л.мах}}=\sqrt{\tau_w^2 + \tau_t^2}$.

После усиления крутящий момент определяется по формуле $M_t=Fe+0,75Q_t(h_{\text{л}} - c)$, где c – расстояние до центра кручения усиленного верхнего пояса; $c=h_{\text{л}}^2 \cdot b_f^2 \cdot t_{\text{л}} / 4J_y$,

где $J_y=2h_{\text{л}} \cdot t_{\text{л}} \cdot d^2 + t_f \cdot b_f^3 / 12$; $c=11,5\text{ см}$; $M=10,46\text{ кН}\cdot\text{м}$; $r=49,5\text{ см}$; $I_y=40261\text{ см}^4$;

$I_f=710\text{ см}^4$; $a/2r=1,52$; $\beta_{\text{л}}=0,392$; $\beta_a=1,28$; $\beta_t=1,43$;

$\tau_w=2,6(1046 \cdot 10 \cdot 11,5 / 710 \cdot 49,5) \cdot 1,28 \cdot 0,392=4,465\text{ кН/см}^2$;

$\tau_t=2,1(1046 \cdot 10 \cdot 8,5^2 / 710 \cdot 49,5^2) \cdot 1,43=1,302\text{ кН/см}^2$;

$\tau_{\text{л мах}}=\sqrt{4,465^2 + 1,302^2} = 4,65\text{ кН/см}^2$.

Определяем расчётный ресурс

$$\alpha=\tau_{\text{л мах}}/R_{\text{вл}}\gamma_{\text{вл}}=4,65/3,38 \cdot 1=1,38.$$

По табл.10 [6] $N_{\text{л}}=1,9$ млн циклов.

По данным исследования, число проходов крана на наиболее нагруженном участке составляет 382 тыс. в год. На концевой балке крана расположены две пары колёс, но так как расстояние между колёсами в паре меньше расстояния между поперечными рёбрами жёсткости, то один проход крана следует считать за два цикла загрузки. Количество циклов загрузки в год $n=382000 \cdot 2=764000$.

При расчётном ресурсе $N_{\text{л}}=1,9$ млн долговечность соединения ламели с ребром составляет около 2,5 лет, что достаточно для изготовления новых балок.

Для выполнения проверки выносливости верхней зоны стенки определяются изменившиеся геометрические характеристики балки: $I_x=2716478 \text{ см}^4$; $\sigma_x=495 \text{ кг/см}^2$.

Напряжение от местного кручения определяется по формуле (71)[1]

$$\sigma_{fy}=(2 \cdot 104600 \cdot 1,4)/710 \cdot (1 - 0,66 \cdot 0,908)=1,653 \text{ кН/см}^2.$$

Снижение локальных напряжений $\sigma_{loc,y}$ незначительно и в расчёте не учитывается.

По формуле (148) [1] СНиП 11-23-81* получим $2,493+2,526+0,827=5,846 < 7,65 \text{ кН/см}^2=R_v$.

Требования по выносливости выполняются. В результате усиления напряжения снижены почти на 40 %.

Пример 8

В целях повышения выносливости возможно снижение местных напряжений в стенке подкрановой балки путем установки низкоомных упругих прокладок на рельсы.

Исходные данные:

Балки пролётом 6 м, кран грузоподъёмностью

$$Q=300/50 \text{ кН (30/5т)}.$$

Необходимо оценить местные напряжения в стенке подкрановой балки.

Характеристики балки: верхний пояс – 450·18 мм; стенка – 1240·10 мм; шаг рёбер жёсткости $a=1500 \text{ мм}$; крановый рельс КР-70.

Расчётное давление на колесо моста крана

$$\gamma_{fi} F=260 \text{ кН}, \gamma_{fi}=1.$$

Геометрические характеристики сечения балки: $J_{в.п}=21,9 \text{ см}^4$;
 $J_{кр.верх.п}=87,5 \text{ см}^4$.

Момент инерции на кручение: $J_p=1082 \text{ см}^4$; $J_t=253 \text{ см}^4$.

Вариант без прокладки(исходное состояние) по п.13.34[1]. Имеем: условная длина распределения давления колеса, формула (146)[1]

$$l_{e,f}=3,25 \sqrt[3]{J_{if} / t}=3,25 \sqrt[3]{(1082 + 21,9) / 1}=33,6 \text{ см};$$

$$\sigma_{loc.y} = \gamma_{fi} \cdot F/t \cdot l_{ef} = 260/(33,6 \cdot 1) = 7,74 \text{ кН} \cdot \text{см}^2 = 77,4 \text{ МПа};$$

$$M_t = F_e + 0,75 \cdot Q_t \cdot h_r = 260 \cdot 1,5 + 0,75 \cdot 26 \cdot 12 = 624 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma_{fy} = 2 \cdot M_t \cdot t / J_f = 2 \cdot 624 \cdot 1 \cdot 1 / (253 + 88) = 36,6 \text{ МПа};$$

$$\sigma_y = \sigma_{loc.y} + \sigma_{fy} = 77,4 + 36,6 = 114 \text{ МПа} > R_v = 75 \text{ МПа}.$$

Вариант усиления прокладкой под рельс

По табл. 9.1 низко модульные прокладки выбираются в зависимости от расчётного давления колеса крана.

По табл. 7.2 [3] для $a = 1,5$ м рельса КР-70 принимаем резину с твёрдостью $H_a = 80$, для неё упругая характеристика $K_o = 3,7 \text{ кН/см}^3$.

Напряжение сжатия в стенке балки при использовании низко модульных прокладок вычисляется по формуле

$$\sigma_{loc.y} = \gamma_{fi} / 3t \cdot \sqrt[4]{b K_o / EJ_p},$$

где b – ширина подошвы рельса; EJ_p – жёсткость рельсы на изгиб;

$$\sigma_{loc.y} = 1 \cdot 260 / 3 \cdot 10 \cdot \sqrt[4]{12 \cdot 3,7 / 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1082} = 3,24 \text{ кН/см}^2 = 32,4 \text{ МПа}.$$

По табл. 7.2 [3] для $a = 1,5$ м и $k_o = 3,7$ определяется значение коэффициента $\alpha_u = 0,41$; тогда местные напряжения

$$\sigma_{fy} = G_{fy} \cdot \alpha_u = 36,6 \cdot 0,41 = 15 \text{ МПа};$$

$$\sigma_y = \sigma_{fy} + \sigma_{loc.y} = 15 + 32,4 = 47,4 \text{ МПа} < R_v = 75 \text{ МПа},$$

что составляет только 42 % от напряжения без упругой прокладки.

Пример 9

В нижней части ступенчатой колонны (рис. 11.4) при обследовании обнаружены следующие дефекты:

- расцентровка узлов крепления к подкрановой ветке $t = 64$ мм;
- общее искривление нижней панели наружной ветки в плоскости рамы $f'_{ec} = 16$ мм.

Требуется проверить устойчивость нижней части колонн в плоскости рамы на действие расчетных комбинаций усилий, нагружающих ветви:

- подкрановую $N_1 = 1879 \text{ кН}$; $M_1 = -729 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

- наружную $N_2 = 2108 \text{ кН}$; $M_2 = 1066 \text{ кН} \cdot \text{м}$;
- расчетная поперечная сила $Q_{\max} 171 \text{ кН}$.

Материал колонн – сталь ВСт3кп2 с расчетным сопротивлением $R_{y0} = 22,5 \text{ кН/см}^2$ для фасонного проката и $R_y = 21,5 \text{ кН/см}^2$ для листового проката толщиной до 20 мм. Коэффициент приведения расчетной длины для нижней части колонны $\mu_1 = 2,0$.

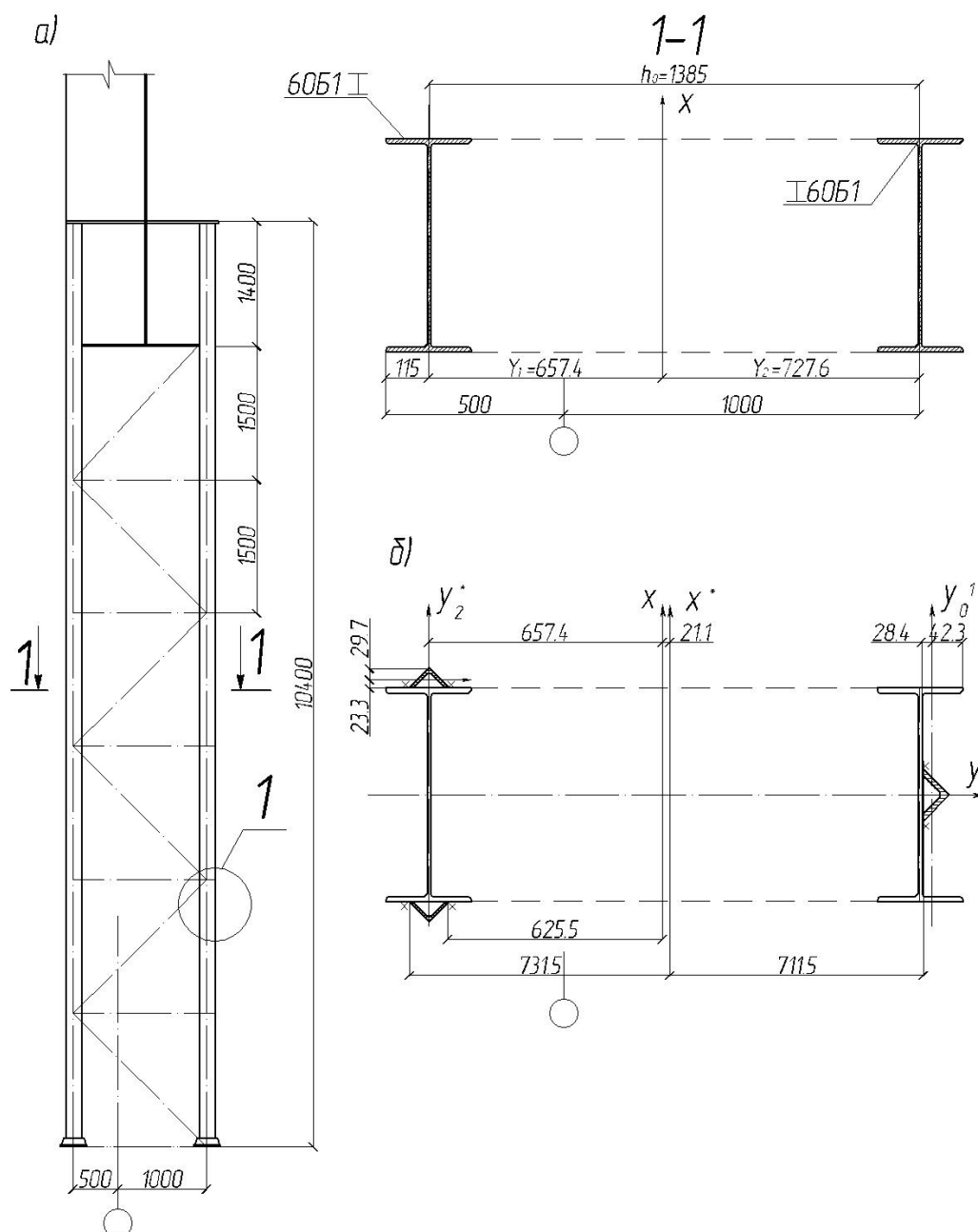


Рис. 11.4. К расчету ступенчатой колонны

А. Проверим устойчивость колонн на действие комбинаций усилий, нагружающих подкрановую ветвь, при этом будем учитывать местный изгиб ветви в соответствии с требованиями п. 2.44 [1].

$$M_B = Q_{\max} t = 171 \cdot 6,4 = 1094 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Вычислив приблизительно (по недеформированной схеме) усилие в подкрановой ветви, найдем относительный эксцентриситет приложения продольной силы в узле подкрановой ветви

$$W_1 = \frac{M_B}{N_B} \cdot \frac{A_{B1}}{W_{c1}} = \frac{1094 \cdot 74,6}{1241 \cdot 119} = 0,552.$$

Условная гибкость ветви в плоскости наименьшей жесткости

$$\bar{\lambda}_{B1} = \frac{\ell_{B1}}{i_1} \cdot \sqrt{\frac{R_{y0}}{E}} = \frac{210}{3,75} \cdot \sqrt{\frac{22,5}{20600}} = 1,83.$$

Приведенный относительный эксцентриситет $m_{ef1} = \eta m_1 = 0,622 \cdot 0,552 = 0,343$. Здесь $\eta = 0,622$ – коэффициент влияния формы поперечного сечения из таблицы 73 СНиП II-23-81* (рис. 11.5).

По известным значениям $\bar{\lambda}_B$ и m_{ef1} из таблицы 76 СНиП II-23-81 найдем соответствующие значения приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} = 0,14$, учитывающего кососимметричную форму эпюры изгибающих моментов на подкрановой ветви в пределах панели. Затем по табл. 74 [1] определим коэффициент $\varphi_e = 0,815$, учитывающий общий местный изгиб ветви.

Для определения коэффициента φ , характеризующего устойчивость колонны в целом, предварительно вычислим геометрические характеристики полного сечения.

$$A_0 = A_{B1} + A_{B2} = 74,6 + 114,8 = 189,4 \text{ м}^2;$$

$$I_x = A_B y^2 + A_{B2} y_2^2 = 74,6 \cdot 88^2 + 114,8 \cdot 57^2 = 951000 \text{ м}^4;$$

$$i = \sqrt{I_x / A_0} = \sqrt{951000 / 189,4} = 71 \text{ см};$$

$$\lambda = \mu H / i = 2,0 \cdot 1130 / 71 = 31,8,$$

где H – высота колонны.

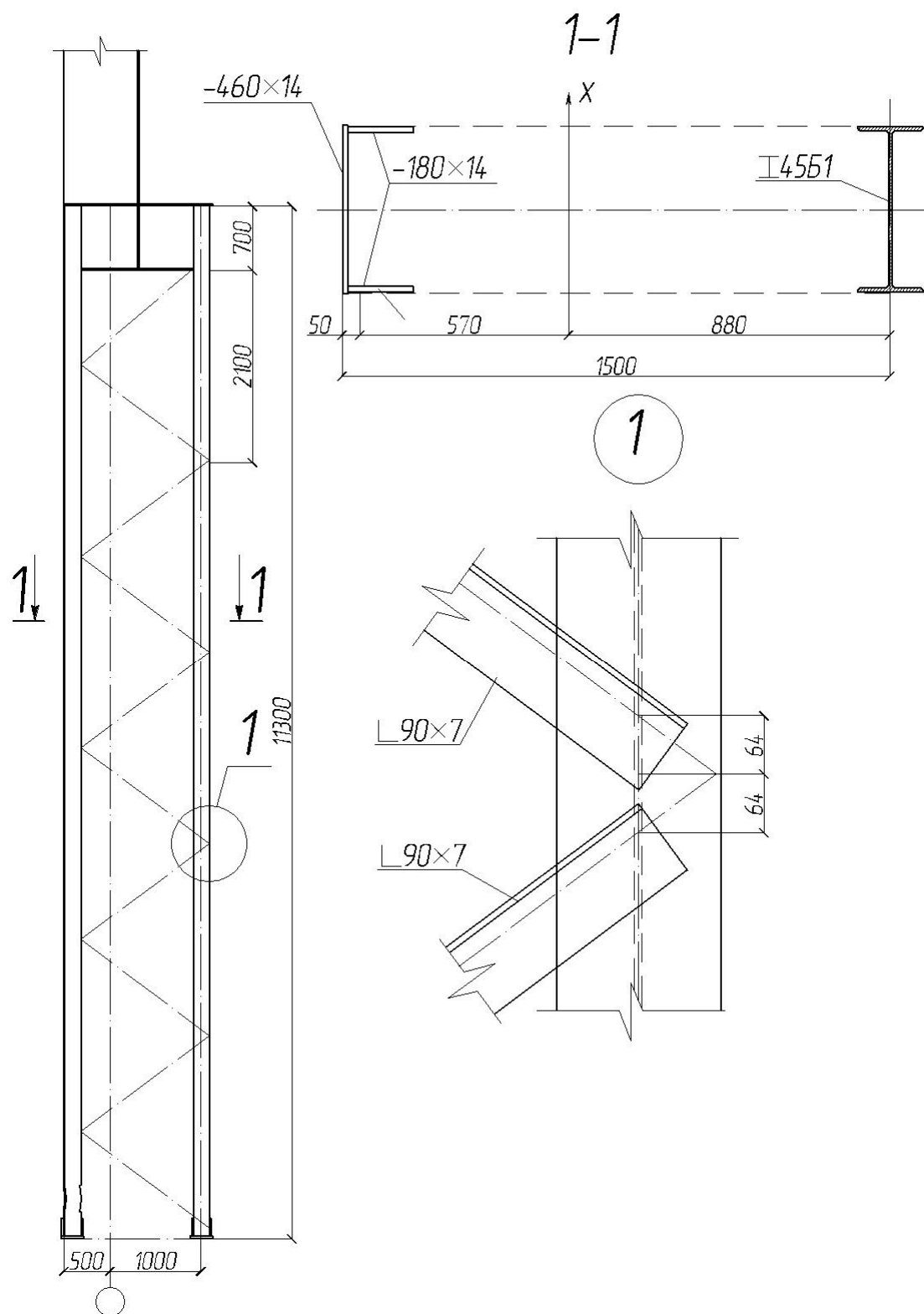


Рис. 11.5. К расчету ступенчатой колонны

Приведенная гибкость нижней части колонны

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{d1}}} = \sqrt{31,8^2 + 27 \cdot \frac{189,4}{24,6}} = 34,9.$$

Здесь $\alpha_1 = 27$ – коэффициент, учитывающий угол наклона раскоса к ветви (см. табл. 7 СНиП II-23-81); $A_{d1} = 2A_d = 2 \cdot 12,3 = 24,6 \text{ м}^2$ – площадь сечения раскосов.

Определив условную приведенную гибкость

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\varphi_{\text{вет}} R_{y0} / E} = 34,9 \sqrt{0,815 \cdot 22,5 / 20600} = 1,04;$$

$$m = \frac{M_1}{N_1} \cdot \frac{A_0 a_c}{I} = \frac{72900}{1879} \cdot \frac{189,4 \cdot 88}{951000} = 0,64;$$

из табл. 75 СНиП II-23-81 найдем $\varphi = \varphi_e = 0,574$ и проверим устойчивость колонны

$$\frac{N}{\varphi \varphi_{\text{вет}} A_0} = \frac{1879}{0,574 \cdot 0,815 \cdot 189,4} = 21,2 \text{ кН/см}^2 < R_{y0} = 22,5 \text{ кН/см}^2.$$

Б. Проверим устойчивость колонны на действие комбинации усилий, нагружающих наружную ветвь, с учетом ее искривления в нижней панели.

Геометрические характеристики нижней ветви:

$$A_{B2} = 114,8 \text{ см}^2; I_{x2} = 1,4 \cdot 46 \cdot 4,3^2 + 2 \cdot 1,4 \cdot 18^3 / 12 + 25,2 \cdot 5,4^2 \cdot 2 = 4020 \text{ см}^4;$$

$$i_{x2} = \sqrt{I_{x2} / A_{B2}} = \sqrt{4020 / 114,8} = 59 \text{ мм}; W_{c2} = I_{x2} / z_0 = 4020 / 5 = 804 \text{ см}^3.$$

Условная гибкость ветви на участке между узлами соединительной решетки

$$\bar{\lambda}_{B2} = \frac{210}{5,9} \sqrt{\frac{21,5}{20600}} = 1,15;$$

$$\frac{N}{\varphi \varphi_{\text{вет}} A_0} = \frac{2108}{0,614 \cdot 0,789 \cdot 189,4} = 23,0 \text{ кН/см}^2 > R_{y0} = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Поскольку напряженное состояние ветви в момент измерения стрелки искривления неизвестно, принимаем $f_0 = f'_{EC} = 16 \text{ см}$. Относительная стрелка $m_2 = f_0 (A_{B2} / W_{c3}) = 1,6 (114,8 / 804) = 0,228$.

Коэффициент перехода к внецентренному сжатию

$$k = 0,82 + 0,1 \frac{\sqrt{\eta m_2}}{\bar{\lambda}_{B2}} = 0,82 + 0,1 \sqrt{\frac{2,02 \cdot 0,228}{1,15}} = 0,879.$$

Здесь $\eta = 2,02$ – коэффициент влияния формы поперечного сечения, определяется по табл. 73 [1] в зависимости от $\bar{\lambda}_{f2} = 1,15$ и $m_2 = 0,228$.

Приведенный относительный эксцентриситет

$$m_{ef2} = k_n m_2 = 0,879 \cdot 2,02 \cdot 0,228 = 0,405.$$

В зависимости от полученных значений m_{ef2} и $\bar{\lambda}_{B2}$ по табл. 7[1] находим $\varphi_{вет} = 0,789$.

Для нахождения коэффициента φ для сквозной колонны как единого стержня предварительно вычисляем

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\varphi_{вет} R_{y0} / E} = 34,9 \sqrt{0,789 \cdot 21,5 / 20600} = 1;$$

$$m = \frac{M_2}{N_2} \cdot \frac{A_o a_c}{I} = \frac{106600}{2108} \cdot \frac{189,4 \cdot 57}{951000} = 0,574.$$

По табл. 75 [1] находим $\varphi = \varphi_e = 0,614$ и проверяем устойчивость колонны

$$\frac{N}{\varphi \varphi_{вет} A_o} = \frac{2108}{0,614 \cdot 0,789 \cdot 189,4} = 23 \text{ кН/см}^2 > R_{y0} \gamma_c = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость колонны не обеспечена, требуется усиление поврежденной ветви.

Пример 10

В связи с увеличением грузоподъемности кранов производится усиление ступенчатых колонн каркаса (рис. 11.6). Усиление выполнено путем увеличения сечения с присоединением элементов усиления сплошными швами $k_f = 6$ мм. Основное сечение колонны и элементы усиления изготовлены из стали марки ВстЗпс6 с расчетным сопротивлением $R_y = 270$ МПа. Усиление производилось при отсутствии крановых нагрузок, когда действующие усилия составляли: $N_o = 1037$ кН, $M_o = 1777$ кН·м.

Коэффициент приведения длины нижней части колонны в плоскости рамы на действие расчетных комбинаций усилий, нагружающих ветви; принят по [1]:

Подкрановую $N_1 = 3720$ кН, $M_1 = -2240$ кН·м;

Наружную $N_2 = 3500$ кН, $M_2 = -2400$ кН·м;

Максимально поперечная сила $Q = 468$ кН.

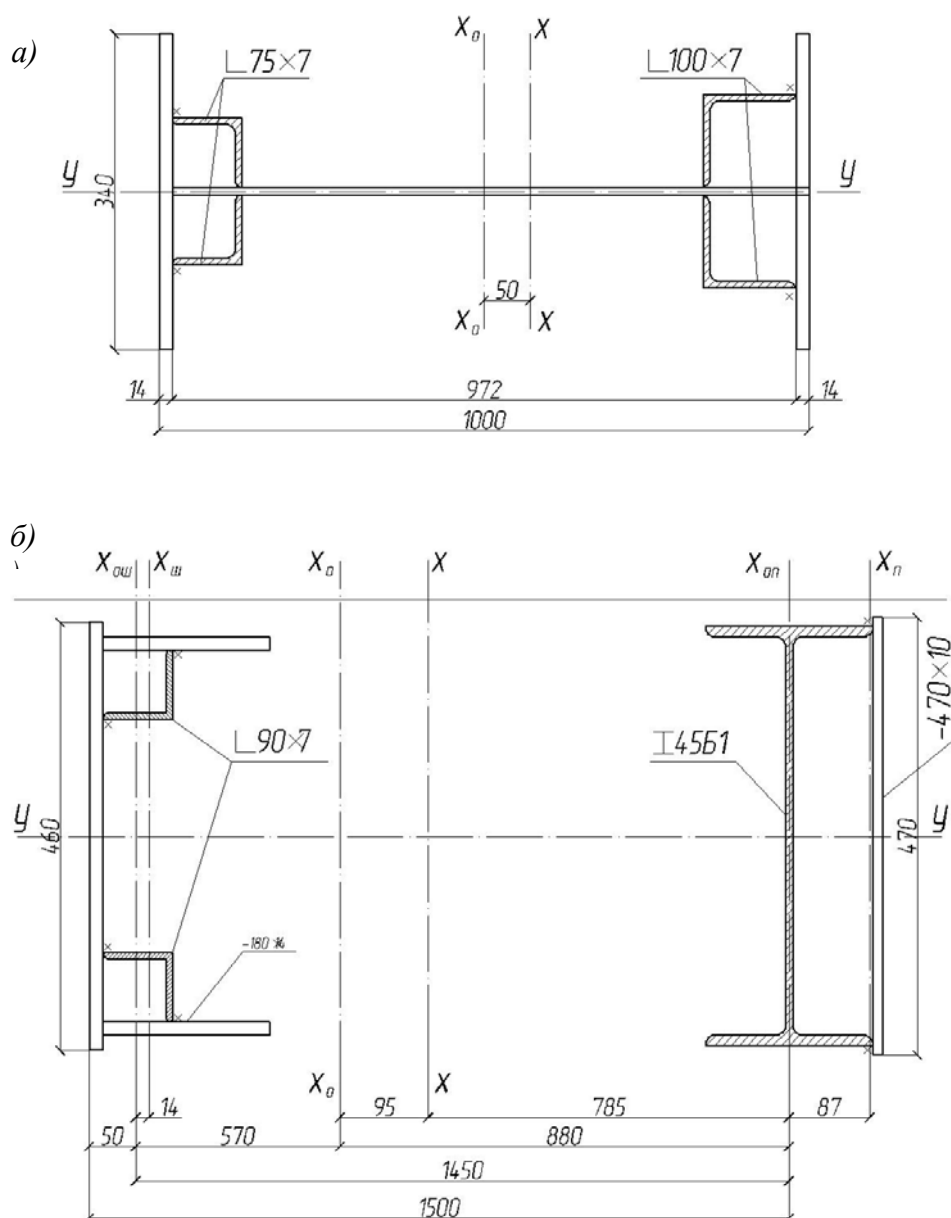


Рис. 11.6. Усиление ступенчатых колонн:
а – надкрановой части; б – подкрановой части

А. Геометрические характеристики сечения усиленной колонны:

Подкрановая ветвь

$$A_{B1} = 131 + 26,3 = 157,3 \text{ см}^2;$$

$$I_{x1} = 3130 + 0,6^2 \cdot 131 + 99,3 + 2,74^2 \cdot 26,3 = 3474 \text{ см}^4;$$

$$i = \sqrt{3474/157,3} = 4,7 \text{ см};$$

$$W_{c1} = 3474/10,9 = 319 \text{ см}^3.$$

Наружная ветвь

$$A_{B1} = 145 + 20,2 = 165,2 \text{ см}^2;$$

$$I_{x2} = 3720 + 2 \cdot 84,6 = 3889 \text{ см}^4;$$

$$i_2 = \sqrt{3889/165,2} = 4,9 \text{ см};$$

$$W_{c2} = 3889/11,5 = 388 \text{ см}^3.$$

Полное сечение

$$A_o = 131 + 145 = 276 \text{ см}^2;$$

$$A = 157,5 + 165,2 = 322 \text{ см}^2;$$

$$I_o = 3130 + 131 \cdot 7276^2 + 3720 + 145 \cdot 65,74^2 = 1327000 \text{ см}^4;$$

$$I = 3889 + 67,85^2 \cdot 165,2 + 3474 + 71,25^2 \cdot 157,3 = 1566000 \text{ см}^4;$$

$$i = \sqrt{1566000/322,5} = 69,7 \text{ см}.$$

Б. Проверка устойчивости колонны на действие комбинаций усилий, нагружающих подкрановую ветвь.

Для нахождения сварочного прогиба ветви на участке между узлами решетки определим коэффициент n_1 , учитывающий начальное напряженно-деформированное состояние подкрановой ветви для принятой схемы усиления (см. рис. 11.6), а также параметры V и αN .

Начальное напряжение в зоне швов 1,2:

$$\sigma_{01} = \sigma_{02} = \frac{N_o}{A_o} + \frac{M_o}{I_o} y_1 = \frac{1037}{276} - \frac{177700}{1327000} \cdot 71,15 = -5,77 \text{ кН/см}^2.$$

По формуле п. 4.21 [3] вычислим величины коэффициентов ξ_1 и n_1

$$\xi_1 = \xi_2 = \sigma_{01} / R_{\sigma 0i} = -5,77 / 27,0 = -0,214;$$

$$n_1 = n_2 = 1 - 1,5 \frac{L_n(1 - \xi_1)}{L_{n2}} = 1 - 1,5 \frac{L_n 1,214}{L_n} = 0,581.$$

Параметры продольного укорочения

$$V = 0,04 k_f^2 = 0,04 \cdot 0,6^2 = 0,0144 \text{ м}^2.$$

По формуле (37) [6] найдем величину сварочного прогиба

$$f_{w1} = \alpha_N \alpha \frac{VL^2}{8I_{x1}} \sum n_1 y_1 = 1,0 \cdot 1,0 \frac{0,0144 \cdot 150^2}{8 \cdot 3474} 2 \cdot 0,581 \cdot 0,1 = 0,0015 \text{ см.}$$

Здесь $\alpha_N = 1$ – для растянутого элемента; $\alpha = 1$ – для сплошного шва.

$$\text{Здесь } N_g = \pi^2 EI / (m_1 L_0) = 3,14 \cdot 206001566000 / (1,78 \cdot 10)^2 = 92900 \text{ кН.}$$

$$f_w = 1,01 \cdot 1,0 \frac{0,0144(1,78 \cdot 1040)^2}{8 \cdot 1566000} 2 \cdot (-0,58 \cdot 71,15 + 1,43 \cdot 62,55 + 1,5 \cdot 73,15) = 1,26 \text{ см.}$$

Для определения коэффициента ϕ_e , характеризующего устойчивость всей колонны, по формулам (51), (52) [1] вычислим условную приведенную гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$ и относительный эксцентриситет m :

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{(\lambda^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_d}) \frac{\phi_{vem} R_y}{E}} = \sqrt{(26,6^2 + 29,7 \frac{332,5}{2 \cdot 24,7}) \frac{0,92 \cdot 27}{20600}} = 1,04;$$

$$m = e_f \frac{A}{I} \alpha_c = 59,7 \frac{322,5}{1566000} 71,25 = 0,876.$$

Для определения эксцентриситета продольной силы в подкрановой ветви, обусловленного расцентровкой раскосов, предварительно вычислим узловой момент M_B и продольную силу N_{B1} от действия расчетных нагрузок:

$$M_{B1} = Q_t = 468 \cdot 0,6 = 281 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$N_{B1} = 3720 \cdot 65,7 / 138,5 + 224000 / 138,5 = 3328 \text{ кН.}$$

Поскольку $M_{B1} / N_{B1} = 281 / 3328 = 0,083 > f_w = 0,0015 \text{ см}$, принимаем в качестве расчетного $e_B = 0,083$.

$$\text{Относительный эксцентриситет } m_B = e_B \frac{A_B}{W_{cl}} = 0,083 \frac{1573}{319} = 0,041 < 0,1.$$

Коэффициент продольного изгиба $\varphi_{\text{вет}} = 0,920$ находим как для центрально-сжатого элемента гибкостью $\lambda_{\text{Вл}} = 150/4,7 = 31,9$ по табл. 72 [1].

Определим сварочный прогиб нижней части колонны как единого стержня

$$\sigma_{03} = \sigma_{04} = \frac{103}{276} + \frac{177700}{1327000} \cdot 62,55 = 12,1 \text{ кН/см}^2; \xi_3 = \xi_4 = \frac{12,1}{27} = 0,448;$$

$$\sigma_{05} = \sigma_{06} = \frac{103}{276} + \frac{177700}{1327000} \cdot 73,15 = 13,6 \text{ кН/см}^2; \xi_5 = \xi_6 = \frac{13,6}{27} = 0,503;$$

$$n_3 = n_4 = 1 - 0,5 \frac{L_n(1 - 0,448)}{L_{n2}} = 1,43;$$

$$n_5 = n_6 = 1 - 0,5 \frac{L_n(1 - 0,503)}{L_{n2}} = 1,50;$$

$$\alpha_N = \frac{N_9}{N_9 - N_0} = \frac{92900}{92900 - 1037} = 1,01,$$

здесь

$$\lambda = \mu_1 L / i = 1,78 \cdot 1040 / 69,7 = 26,6 - \text{гибкость колонны};$$

$$\alpha_1 = 10 \frac{205^3}{139,1^2 \cdot 150} = 29,7 - \text{по табл. 7 СНиП II-23-81};$$

$$L_f = M_1 / N_1 - 0,5 f_w = \frac{224000}{3720} - 0,5 \cdot 1,26 = 59,7.$$

По табл. 72 СНиП II-23-81 находим $\varphi_e = 0,515$ и проверяем устойчивость колонны

$$\frac{3720}{0,515 \cdot 0,92 \cdot 322,5} = 24,3 \text{ кН/см}^2 = R_y y_c = 27 \cdot 0,9 = 24,3 \text{ кН/см}^2.$$

*Проверка устойчивости колонны на действие комбинации усилий,
нагружающих наружную ветвь*

Для нахождения сварочного прогиба наружной ветви определим продольную силу N_{02} , действующую на ветвь во время усиления, и коэффициент α_N , учитывающий влияние этой силы на сварочный прогиб,

$$N_{02} = \frac{1037 \cdot 72,8}{138,5} + \frac{177700}{138,5} = 1828 \text{ кН};$$

$$\alpha_N = \frac{35140}{35140 - 1828} = 1,05,$$

здесь

$$N_{\text{э}2} = \pi^2 EI_{x2} / L^2_2 = 3,14^2 \cdot 20600 \cdot 3889 / 150^2 = 35106 \text{ кН}.$$

По формуле (37) [3] вычислим сварочный прогиб

$$f_{w2} = 1,05 \cdot 1,0 \frac{0,0144 \cdot 150^2}{3889 \cdot 8} 2(-1,43 \cdot 5,3 + 1,5 \cdot 5,3) = 0,008 \text{ см}.$$

Ввиду малости прогиба определяем гибкость как для центрального стержня.

$$\text{Гибкость ветви } \lambda_{B2} = 150 / 4,9 = 30,6.$$

По табл. 72 СНиП II-23-81 находим $\varphi_{\text{вет}} = 0,923$.

Для определения коэффициента вычислим относительный эксцентриситет

$$m = e_f \frac{A}{I} \alpha_c = 69,8 \frac{322,5}{1566000} 67,85 = 0,975,$$

здесь

$$e_f = M_2 / N_2 = 240000 / 3500 + 1,26 = 69,8 \text{ см}.$$

Поскольку величина практически не изменилась, оставляем $\bar{\lambda}_{ef} = 1,07$, по табл. 75 СНиП II-23-81 находим $\varphi_e = 0,486$ и проверяем устойчивость колонны

$$\frac{N}{\varphi_e \varphi_{\text{вет}} A} = \frac{3500}{0,486 \cdot 0,923 \cdot 322,5} = 24,2 \text{ кН/см}^2 = R_y \gamma_c = 24,3 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость колонны в плоскости рамы обеспечена.

Пример 11

Двутавровая балка рабочей площади с сечением поясов 300 х 20 мм и стенки 120 х 10 мм изготовлена из стали с расчетным сопротивлением $R_{0y} = 210$ МПа. Балка несет постоянную нагрузку от собственного веса оборудования, соответствующий изгибающий момент в ней $M_0 = 1000$ кН·м.

При изменении технологии на балку передается дополнительный изгибающий момент $\Delta M = 2000$ кН·м. Усиление решено выполнить без демонтажа ранее установленного оборудования по схеме рис. 11.7.

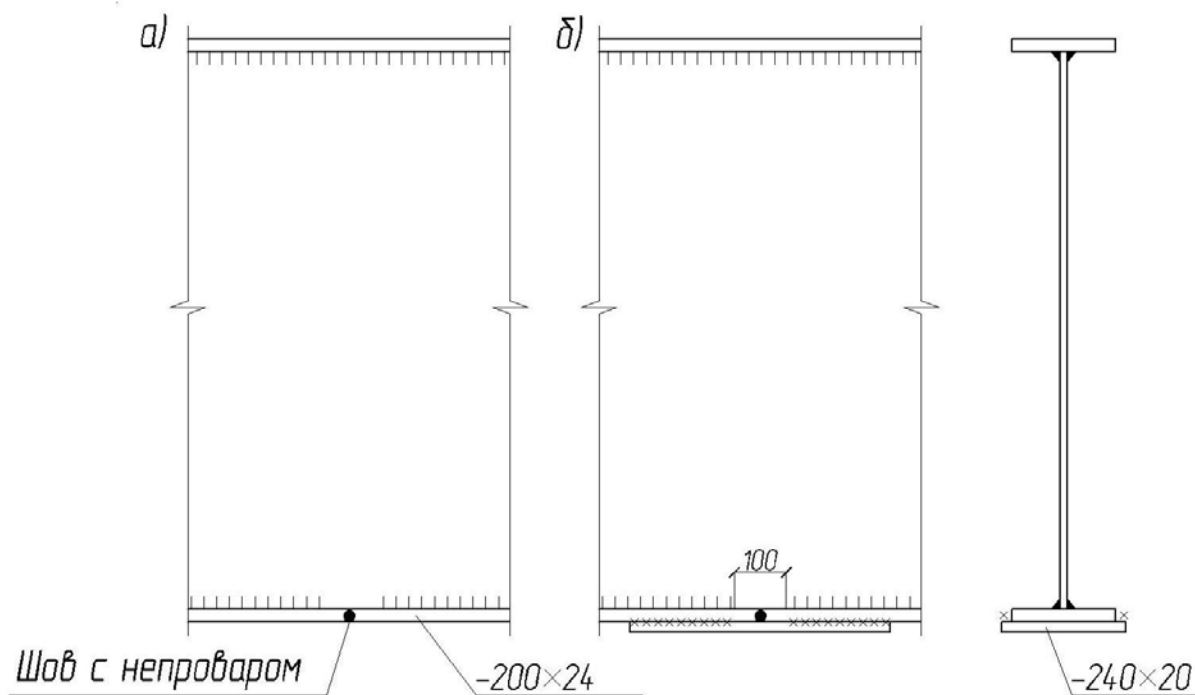


Рис. 11.7. Усиление стыкового сварного соединения

Геометрические характеристики не усиленного сечения:

$$I_x = 590000 \text{ см}^4, A_{0n} = 240 \text{ см}^2;$$

$$W_{x0} = 9518 \text{ см}^3; y_{0c} = y_{0p} = 45,5 \text{ см}.$$

Необходимость усиления следует из проверки

$$(1000 + 2000)10^2 \frac{1}{9518} = 31,5 \text{ кН/см}^2 = 315 \text{ МПа} > 210 \text{ МПа}.$$

Уровень начального нагружения:

$$\sigma_0 = \frac{100000}{9518} = 10,52 \text{ кН/см}^2 = 105,2 \text{ МПа}; \beta_0 = \frac{105,2}{210} = 0,5.$$

Для конструкции IV класса $\beta_0 < 0,8$, т.е. усиление под нагрузкой возможно.

По рис. 6 [3] имеем:

$$A_{rc} = 0; A_{rp} = 36 \cdot 1,16 = 5,6 \text{ см}^2; y_{rp} = 62,8 \text{ см}.$$

Материал элемента усиления – сталь марки 09Г2С с расчетным сопротивлением $R_{yr} = 290 \text{ МПа}$, коэффициент $\alpha = 290 / 210 = 1,38$.

Определяем площадь сжатой и растянутой зон по формуле

$$A_{0c} = \frac{1}{2} [240 = 1,38(0 - 57,6)] = 159,7 \text{ см}^2; A_{0p} = 240 - 159,7 = 80,3 \text{ см}^2.$$

Предельный изгибающий момент в пластическом шарнире определяется по формуле (45) [3] при $y_m = 0,95$

$$[M] = [A_{0c} \cdot y_{0c} + A_{0p} + \alpha(A_{rc}y_{rc} + A_{rp}y_{rp})] R_{y0} \cdot y_m = \\ = [159,7 \cdot 45,5 + 80,3 \cdot 45,5 + 1,38(0 + 57,6 \cdot 62,8)] 210 \cdot 0,95 \cdot 10^{-3} = 3174 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для среднего сечения $\tau < 0,4R_{s0}$ и по формуле (42) [3] имеем

$$M_0 + \Delta M = 3000 \text{ кН} \cdot \text{м} < 3174 \cdot 1,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Условие прочности выполняется.

.

Пример 12

На стойку из двутавра № 20, поддерживающую рабочую площадку, действует продольная сила $N_0 = 200 \text{ кН}$ и изгибающий момент $M_{0x} = 15 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Расчетные длины стойки $L_x = 6,6 \text{ м}$ и $L_y = 1,9 \text{ м}$. Материал стойки имеет расчетное сопротивление $R_{0y} = 205 \text{ МПа}$.

После реконструкции расчетные комбинации нагрузок на стойку будут давать усилия и моменты:

$$1\text{-я комбинация } N = 500 \text{ кН}, M_x = 20 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$2\text{-я комбинация } N = 350 \text{ кН}, M_x = -40 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Схема усиления принята симметричной по рис. 13.1 [7] с приваркой швеллеров № 12 из стали марки ВстЗпсб-2 с расчетным сопротивлением

$$R_{yr} = 270 \text{ МПа} (\alpha = 270 / 205 = 1,32).$$

Геометрические характеристики сечения:

до усиления

$$A_0 = 26,8 \text{ см}^2; I_{x0} = 1840 \text{ см}^4; I_{y0} = 115 \text{ см}^4;$$

$$W_{x0} = 184 \text{ см}^3, i_{x0} = 8,28 \text{ см}, i_{y0} = 2,07 \text{ см};$$

после усиления

$$A_n = 53,4 \text{ см}^2; I_x = 5452 \text{ см}^4; I_y = 358 \text{ см}^4;$$

$$W_x = 358 \text{ см}^3, i_x = 10,1 \text{ см}, i_y = 3,68 \text{ см}.$$

Определяем параметры деформированной схемы, относящиеся к исходному состоянию:

$$e = \frac{1500}{200} = 7,5 \text{ см}; N_{o\partial} = \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 1840}{660^2} = 875 \text{ кН};$$

$$f_0 = \frac{200 \cdot 7,5}{875 - 200} = 2,22 \text{ см}.$$

Уровень начального нагружения β_0 определяется напряжением при R_{oy}

$$\sigma_0 = \frac{200}{26,8} + \frac{200(7,5 + 2,22)}{184} = 18,02 \text{ кН/см}^2 = 180,2 \text{ МПа};$$

$\beta_0 = 180,2 / 205 = 0,879 > 0,8$ – для выполнения работ по усилению требуется разгрузить стойку или временно ее раскрепить (принято последнее).

Приведенное расчетное сопротивление по формуле (49) [6]

$$\kappa_A = 1,32 - \frac{26,8}{53,4}(1,32 - 1) = 1,16;$$

$$\kappa_1 = 1,32 - \frac{1840}{5452}(1,32 - 1) = 1,22;$$

$$R_y = 205 \sqrt{1,16 \cdot 1,22} = 243 \text{ МПа}.$$

Сварные швы, крепящие элементы усиления, рассчитываем на условную поперечную силу:

$$\lambda_x 660 / 10,1 = 65, \varphi = 0,779;$$

$$Q_{fic} = 7,5 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{2,1 \cdot 10^5}{243} \right) \frac{500}{0,779} = 7,06 \text{ кН}; s_r = 154 \text{ см}^3.$$

Принимаем шаг шпоночного шва $\alpha_w = 50 \text{ см} < 40 \cdot 1,53 = 61,1 \text{ см}$.

Сдвигающее усилие вычислять по формуле (29) [3]

$$T_r = \frac{7,06 \cdot 154}{5452} 50 = 9,9 \text{ кН}.$$

Минимальная длина участка шпоночного шва при $k_f = 0,4 \text{ см}$

$$L_w = \frac{0,5 \cdot 9,9}{0,7 \cdot 0,4 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 1,098 \text{ см}.$$

Принимаем $L_w = 5 \text{ см}$.

Определяем остаточный сварочный прогиб элемента

$$\alpha = 5/50 = 0,1; V = 0,04 \cdot 0,4^2 = 6,4 \cdot 10^{-3}; L_0 = 660; \sigma_1 = 180,2 \text{ МПа};$$

$$\xi_1 = 180,2/205 = 0,88;$$

$$n_1 = 1 - 0,5 \ln(1 + 0,15) / \ln 2 = 2,53; \sigma_2 = \frac{200}{26,8} - \frac{200(7,5 + 2,22)}{184} =$$

$$= -3,1 \text{ кН/см}^2 = -31 \text{ МПа};$$

$$\xi_2 = -31/205 = -0,15; n_2 = 1 - 1,5 \ln(1 + 0,15) / \ln 2 = 0,7;$$

$$\alpha_N = \frac{875}{875 - 200} = 1,3.$$

По формуле (37) [6] находим

$$f_w = 1,3 \cdot 0,1 \frac{6,4 \cdot 10^{-3} \cdot 660^2}{8 \cdot 5452} (2 \cdot 2,53 \cdot 10 - 2 \cdot 0,7 \cdot 10) = 0,3 \text{ см}.$$

Деформации, возникающие за счет прижатия элементов усиления, учтем по формуле (36) [6]:

$$f = 2,22 \left(1 - 1,3 \frac{2 \cdot 31,2}{1840 + 2 \cdot 31,2} \right) = 2,12 \text{ см}.$$

Определяем расчетные эксцентриситеты:

по комбинации 1

$$e_f = 2000/500 + 2,12 + 1 \cdot 0,3 = 6,42 \text{ см};$$

$$m_f = (6,42 \cdot 53,4)/358 = 0,958;$$

по комбинации 2

$$e_f = (-4000/350 + 2,12) + 0,5 \cdot 0,3 = -9,15 \text{ см};$$

$$m_f = (9,16 \cdot 53,4)/358 = 1,366.$$

Проверяем устойчивость элемента в плоскости изгиба по формуле (46) [6].

Приведенная гибкость

$$\bar{\lambda}_x = \frac{660}{10,1} \sqrt{\frac{243}{2,1 \cdot 10^5}} = 2,22.$$

По комбинации 1

$$\eta = (1,9 - 0,1 \cdot 0,958) - 0,02(6 - 0,958)2,22 = 1,58.$$

$$m_{ef} = 1,58 \cdot 0,958 = 1,514;$$

$$\varphi_e = 0,443;$$

$$500 / 0,443 \cdot 53,4 = 21,13 \text{ кН/см}^2 = 211,3 \text{ МПа} < 0,9 \cdot 243 = 218,7 \text{ МПа}.$$

По комбинации 2

$$\eta = (1,9 - 0,1 \cdot 1,366) - 0,02(6 - 1,366)2,22 = 1,56;$$

$$m_{ef} = 1,56 \cdot 1,366 = 2,13;$$

$$\varphi_e = 0,361;$$

$$350 / 0,361 \cdot 53,4 = 18,6 \text{ кН/см}^2 = 188,6 \text{ МПа} < 0,9 \cdot 243 = 218,7 \text{ МПа}.$$

Устойчивость из плоскости действия момента проверяется по п. 5.30[1].

По комбинации 1

$$c = 1/1 + 0,7 \cdot 0,958 = 0,598; \lambda_y = 190/3,68 = 53,8; \varphi_y = 0,83;$$

$$\frac{500 \cdot 10}{0,598 \cdot 0,83 \cdot 53,4} = 188,6 \text{ МПа} < 218,7 \text{ МПа}.$$

По комбинации 2

$$\alpha = 1 - (0,35 - 0,05 \cdot 1,366) = 0,718; c = 1/1 + 0,718 \cdot 1,366 = 0,505;$$

$$\sigma = \frac{350 \cdot 10}{0,505 \cdot 0,83 \cdot 53,4} = 156,4 \text{ МПа} < 218,7 \text{ МПа}.$$

Условия устойчивости выполняются.

Пример 13

В связи с изменением технологического процесса при реконструкции цеха полезная нормативная нагрузка на работу площадки 36 х 18 м с металлическим настилом и размерами ячейки 12 х 6 м (все

характеристики конструкций рабочей площадки и исходные нагрузки взяты из примера 7. 2 [14, с. 135]) увеличивается на 25 %, т. е. p_0^H вместо 20 кН/м^2 становится равным 25 кН/м^2 .

Допустим, что при обследовании конструкций не обнаружено недопустимых отклонений от проекта, дефектов и повреждений; на основании статической обработки результатов испытаний образцов стали принято для второстепенных балок, выполненных из двутавра № 30 (по ГОСТ 8239-72), $R_{yo} = 250 \text{ МПа}$. При оценке технического состояния настила и балок (см. гл. 9[14]) установлено, что их состояние квалифицируется как неработоспособное (балки – по прочности, настил – по деформации). Такие элементы без усиления не пригодны для дальнейшей нормативной эксплуатации.

По техническим условиям модернизируемого технологического процесса новое оборудование, устанавливаемое на площадке, требует устройства монолитной железобетонной плиты и асфальтового пола. В этом случае экономически оправдано не демонтировать существующий настил, а использовать его в качестве опалубки при бетонировании плиты и включить в работу плиты в качестве косвенной арматуры. По расчету требуется плита толщиной 6 см. По плите устраивается асфальтовый пол толщиной 2,5 см.

Масса усиленного настила

$$g = g_{\text{нс}} + g_{\text{пл}} = 62,8 + (2500 \cdot 0,06 + 1800 \cdot 0,025) = 257,2 \text{ кг/м}^2 \approx 2,57 \text{ кН/м}^2.$$

Нормативная нагрузка на балку настила

$$g^H = (25 + 2,75)0,923 = 25,6 \text{ кН/м} = 0,255 \text{ кН/см}.$$

Расчетная нагрузка на балку настила

$$g = (1,2 \cdot 25 + 1,05 \cdot 0,628 + 1,3 \cdot 2,75)0,923 = 34 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент (пролет балки 6 м);

$$M = 1,05 \cdot 34 \cdot 6^2 / 8 = 153 \text{ кН} \cdot \text{м} = 15300 \text{ кН/см}$$

(принято, что масса балок составляет 5 % от общей нагрузки).

Усиление балок производится способом увеличения сечения (рис. 10.13 [3]) как наиболее технологичным. Протяженность среднего участка балки $M \geq M_0$ ($M_0 = 102,42 \text{ кН} \cdot \text{м}$ на расстоянии 1,27 м от

опоры составляет $L_M = 6 - 2 \cdot 1,27 = 3,46$ м. Усиливаемые балки относятся к конструкциям группы 4, и, следовательно, расчет прочности можно производить по критерию РПД. Для усиления верхней зоны предлагаем ввести $2\angle 50 \times 5$, а нижней зоны – лист 150×8 из стали ВСт3пс6 (по ГОСТ 380-88) с $R_{yr} = 240$ МПа.

Новое положение центра тяжести

$$y = \frac{2 \cdot 4,8(15 + 6 - 1,4) + 15 \cdot 0,8 \cdot 15,4}{2 \cdot 4,8 + 15 \cdot 0,8 + 46,5} = 4,2 \text{ см};$$

$$y_{rc} = 4,2 + 15 - 6 + 1,4 = 14,6 \text{ см}; \quad y_{rp} = 11,2 \text{ см}.$$

Положения центров тяжести сжатой и растянутой зон для двутавра № 30:

$$y_0 = \frac{0,65(15 - 1,2)8,1 + 13,5 \cdot 1,2 \cdot 0,51}{0,6513,8 + 13,5 \cdot 1,02} = 3,5 \text{ см};$$

$$y_{0c} = 15 + 4,2 - 3,5 = 15,7 \text{ см}; \quad y_{0p} = 15 - 4,2 - 3,5 = 7,3 \text{ см}.$$

Определим площади элементов сечений:

$$A_{rc} = 9,6 \text{ см}; \quad A_{rp} = 12,0 \text{ см}^2; \quad A_{0c} = 0,5[46,5 - 0,95(9,6 - 12)] = 24,4 \text{ см}^2;$$

$$A_{0p} = 0,5[46,5 - 0,95(9,6 - 12)] = 22,1 \text{ см}^2;$$

$$\sigma_0 = 10242 \cdot 10 / 472.$$

По формуле (10,4) [14]

$$[M] = [24,4 \cdot 15,7 + 21,7 \cdot 7,3 + 0,96(9,6 \cdot 14,6 + 12 \cdot 11,2)] 25 \cdot 0,944 = 19069 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В сечении балки, где $M_{\max} Q = 0$, тогда $c_f = 1, y_c = 1$, в сечении с $M_x = M_0(x = 1,27 \text{ м}) Q = 34 \cdot 1,27 = 43,18 \text{ кН}$; $\tau = 1,5 \cdot 43,18 \cdot 10 / 0,65 \cdot 30 = 32,2 \text{ МПа}$. $R_{so} = 0,58 \cdot 255 = 134 \text{ МПа}$; $\tau / R_{so} = 33,2 / 134 = 0,25 < 0,4$; $c_\tau = 1$.

Условие прочности балки по формуле (10.4) [14]

$$M = 15300 < 19069 \cdot 1 \cdot 1 = 19069 \text{ кН} \cdot \text{м}. \text{ Прочность обеспечена.}$$

Проверим деформативность балок по формуле (10,2) [3]:

$$I = 7080 + 46,5 \cdot 4,2^2 + 15 \cdot 0,8 \cdot 11,2^2 + 2(17,77 + 4,8 \cdot 14,6^2) = 11487 \text{ см}^4;$$

$$f_0 = 5 \cdot 0,0237 \cdot 600^4 / (384 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 11487) = 0,17 \text{ см};$$

$$\Delta f = 5(5 + 2,57) 0,923 \cdot 600^4 / (384 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 11487) = 0,5 \text{ см}.$$

Принимаем длину элементов усиления $L_r = 3,46 + 2 \cdot 0,2 = 3,86$ см.

Определяем сварочные деформации по формуле (10,6) [3]. Катет шва принимаем $k_f = 4$ мм, сварку ведем сплошным швом. Тогда

$$x = 1, V = 0,04 \cdot 0,4^2 = 0,006, u = 0,7.$$

Для верхних швов крепления уголков усиления имеем

$$\sigma_{01} = (15300 \cdot 10 / 11487)(15 + 4,2 - 1) = 242,4 \text{ МПа};$$

$$\xi_1 = 242,4 / 250 = 0,97; n_1 = 4,5; y_1 = 18,2 \text{ см.}$$

Для нижних швов крепления уголков усиления имеем

$$\sigma_{02} = (15300 \cdot 10 / 11487)(15 + 4,2 - 6) = 176 \text{ МПа};$$

$$\xi_2 = 176 / 250 = 0,7; n_2 = 2,2; y_2 = 13,2 \text{ см.}$$

Для швов крепления листа имеем

$$\sigma_{03} = (15300 \cdot 10 / 11487)(15 + 4,2 - 0,8) = 133,2 \text{ МПа};$$

$$\xi_3 = 0,53; n_3 = 1,73;$$

$$f_w = [1 \cdot 0,006 \cdot 386 / (8 \cdot 11487)](2 \cdot 600 - 386)(4,5 \cdot 18,2 + 2,2 \cdot 13,2 + 1,7 \cdot 10) = 2,64 \text{ см.}$$

Окончательно получаем $f = 0,170 + 0,5 + 2,64 = 3,31$ см. Допустим, задано, что прогиб до 3,5 см не препятствует нормальной эксплуатации конкретно заданного оборудования, тогда можно считать условие (10.5) [3] выполненным.

Следует усиливать сначала нижний пояс балок, а затем верхний.

Опираия второстепенных балок на главные осуществлялось в одном уровне с передачей опорной реакции $Q_{\max} = 34,3 = 102$ кН на ребра жесткости главной балки через односторонний сварной шов с фактическим катетом $k_f = 4$ мм. Фактическая длина шва $L_w = 19$ см. Применялись электроды типа Э42.

Действительная несущая способность шва $N_{wo} = 18 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 19 = 95,6$ кН $< Q_{\max} = 102$ кН. Так как увеличивать длину шва невозможно, проводим его усиление путем увеличения катета до $k_f = 6$ мм за счет наплавки. Проверяем выполнение условия (10.32) [3]:

$18 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,4(19 - 6) = 65$ кН $< (2,57 \cdot 0,923 \cdot 3) = 7,2$ кН – реакция при отсутствии полезной нагрузки. Здесь $D = 0,15 \cdot 1^2 \cdot 0,113 \cdot 150 / 0,65^2 =$

$= 6 \text{ см}; m_{\text{св}} = 1$ по табл. 10.3 [3]; $A_s = 0,2\sqrt{0,4^2 + 0,4^2} = 0,113 \text{ см}^2$. При сварке электродом диаметром 4 мм рекомендуется сила тока по табл. 10.2 [3] $I_{\text{св}} = 150 \text{ А}; t = 0,65 \text{ см}$.

Несущая способность шва

$$N_w = 18 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 19 = 143 \text{ кН} < Q_{\text{max}} = 102 \text{ кН}.$$

Пример 14

В сварных подкрановых балках ($L = 12 \text{ м}$) прокатного цеха, обслуживающегося двумя кранами 80/20т с режимом работы 7К, после 8 лет эксплуатации проведено обследование и обнаружены многочисленные усталостные трещины в верхней зоне стенки, что препятствует нормальной эксплуатации балок. Требуется восстановить их работоспособность путем повышения ресурса по выносливости на срок не менее двух лет, в которые можно изготовить и установить новые балки.

Геометрические характеристики существующих балок: верхний и нижний пояс из полосовой стали 550х25 мм; стенки – 1600х14 мм; ребра жесткости – 120х8 мм; шаг ребер принят $a = 1500 \text{ мм}$; рельс КР80; $I_{x0} = 2293296 \text{ см}^4$; $I_f = 673 \text{ см}^4$; $I_t = 387 \text{ см}^4$; материал балок ВСтЗсп (по ГОСТ 380-88).

Характеристики кранов: на концевой балке 4 колеса, $B = 9100 \text{ мм}$; $K_f = 800 \text{ мм}$; $F_H = 420 \text{ кН}$.

По результатам обследования установлено, что балки эксплуатировались при положении рельса относительно оси стенки балки с эксцентриситетом $e = 30 \text{ мм}$. Результаты изучения кранового режима показывают, что число проходов крана в год около 382 тыс., при расстоянии между колесами $K_1 = 800 < a = 1500 \text{ мм}$ каждый проход крана соответствует двум циклам загрузки. Тогда за требуемые два года продления срока эксплуатации количество циклов ориентировочно будет $N = 764 \text{ тыс}$.

Для определения $\sigma_{\text{экс}}$ по формуле (10.9)[6] вычисляем характеристики от

$$\bar{F}_{\text{экс}} = 0,7 F_H = 0,7 \cdot 420 = 350 \text{ кН}. \text{ Имеем}$$

$$M_{\text{max}} = 2027 \text{ кН} \cdot \text{м}; Q_{\text{max}} = 187 \text{ кН}; Q_t = 28 \text{ кН}; M = 13,23 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В соответствии с нормами $\sigma_x = 71,5$ МПа; $\tau_{xy} = 8,3$ МПа; $\sigma_{loc.y} = 51,6$ МПа; $\sigma_{fy} = 53,9$ МПа.

По формуле (10.9)[6]

$$\sigma_{экс} = \sqrt{(71,5 + 12,8)^2 - (71,5 + 12,8)(53,9 + 51,6)^2 + 3 \cdot 8,3^2} = 97,7 \text{ МПа}.$$

Из выражения (10.8)[6] находим

$$N_r - \left[9,5 \cdot 10^{(45-97,7)/76,1} \right] 10^6 = 182 \cdot 10^6 \text{ циклов}.$$

Накопленное за 8 лет эксплуатации число циклов загрузки составляет $N_э = 382 \cdot 2 \cdot 8 = 6,11 \cdot 10^6$ циклов. Так как $N_э = 6,11 \cdot 10^6 > 1,82 \cdot 10^6$, то появление усталостных повреждений вполне закономерно.

Из расчета видно, что доля напряжений от местного кручения больше локальных $\sigma_{loc.y}$ и приближения к σ_x , поэтому исключение стенки из работы на местное кручение целесообразно. Проведем усиление продольными ребрами (рис. 10.7 [6]). Высота этих ребер $h_{\text{Л}} \geq a/8 = 188$ мм, окончательно $h_{\text{Л}} = 200$ мм. По нормам $h_{\text{Л}}/t_{\text{Л}} = 0,5\sqrt{E/R_{y0}} = 15$; $t_{\text{Л}} = 200/15 = 13,3$ мм (принимаем $t_{\text{Л}} = 14$ мм). Учитывая расположение отверстий для крепления рельса, $d = 100$ мм.

Напряжение в сварном шве крепления ламелей к ребру жесткости определяют по формуле (10.12) [6]. Напряжение τ_w и τ_1 находим по формулам (10.13) и (10.14) [6].

После усиления

$$M_1 = F_e + 0,75Q_1(h_{\text{Л}} - c); c = 11,5 \text{ см}; M_1 = 8,71 \text{ кН} \cdot \text{м}; r = 49,5 \text{ см};$$

$$I_y = 4026 \text{ см}^4; I_f = 720 \text{ см}^4; a/(2r) = 1,52; \beta_{\text{Л}} = 0,3924; \beta_a = 1,28;$$

$$\beta_t = 1,43; \tau_w = \left[2,6 \cdot 87100 \cdot 10 \cdot 11,5 \cdot 10 / (710 \cdot 49,5^2) \right] 1,28 \cdot 0,392 \cdot 10 = 36,4 \text{ МПа};$$

$$\tau_1 = \left[2,6 \cdot 87100 \cdot 10 \cdot 8,2 / (3710 \cdot 49,5 \cdot 10) \right] 1,43 = 10,6 \text{ МПа}; \tau_{\text{Л max}} =$$

$$= \sqrt{36,42 + 10,6^2} = 37,9 \text{ МПа} < 180 \cdot 1 \cdot 1 \text{ МПа}.$$

Расчетный ресурс определяется по формуле [6].

По табл/ 10.1 при $a = 37,9 / (1,1 \cdot 33,1) = 1,04$; $N_w = 4,5 \cdot 10^6$ циклов.

Следовательно, расчетный срок эксплуатации усиленной балки $T = 4,5 \cdot 10^6 / 764000 = 5,9$ года.

Пример 15

Исходя из условий реконструкции необходимо усилить главную балку той же балочной площадки (пример 7.3 в [14, с.143]). Балки пролетами 12 м сварные, сечения поясов – 380 х 20, сечение стенки – 1120 х 20, сечение поясов в опорной части после его изменения – 250 х 20, стенка укреплена ребрами жесткости из полос 80 х 6 с шагом 186,4 см по длине балки. Опираемая балка на колонну осуществляется через фрезерованные опорные ребра из стальной полосы 250 х 12, стратегическая схема – одноопорная свободно опертая балка:

$$W_o = 10986 \text{ см}^3; A_o = 192 \text{ см}^2; I_o = 653100 \text{ см}^4; t_w = 1 \text{ см}.$$

Допустим, при обследовании установлено, что $R_{yo} = 275 \text{ МПа}$.

Нормативная нагрузка на балку: вес 1 м² настила $g_H = 2,57 \text{ кН}$; вес 1 погонного метра второстепенных балок:

$g_{o1} = (36,5 + 23,77 + 9,5) \cdot 6 \cdot 13 / 12 = 350 = 3,5 \text{ кН}$; вес 1 м главной балки:

$$g_{o2} = 1,2(120 + 91) = 253 \text{ кг} = 2,53 \text{ кН}; \Sigma g_H = 25 \cdot 6 + 3,5 + 2,53 \cdot 6 = 171,4 \text{ кН}.$$

Расчетная нагрузка:

$$g = 6(25 \cdot 1,2 + 2,57 \cdot 1,3 + 3,5 \cdot 1,05 + 2,5 \cdot 1,05) = 206 \text{ кН/м};$$

$$M = 206 \cdot 12^2 / 8 = 3708 \text{ кН} \cdot \text{м} = 370800 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Прочность балки

$$\sigma = 370800 \cdot 10 / (1,1 \cdot 10986) = 307 > 275 \text{ МПа}; R_{s0} = 0,58 \cdot 275 = 159,5 \text{ МПа};$$

$$Q_{\max} = 206 \cdot 6 = 1236 \text{ кН вместо } Q = 918 \text{ кН}.$$

$$\text{Прочность стенки на срез при } S_o = 38 \cdot 2 \cdot 117 + 1,0 \cdot 0,5 \cdot 116 \cdot 116 / 4 = 10574 \text{ см}^2;$$

$$\tau = 1236 \cdot 10 \cdot 10574 / (653100 \cdot 1) = 203,5 > 0,58 \cdot 275 = 159,5 \text{ МПа}.$$

Прочность не обеспечена.

Вывод – техническое состояние балок неработоспособное, требуется усиление.

Рассмотрим несколько вариантов усиления.

Вариант 1. Усиление пролетного сечения главной балки способом увеличения сечения и стенки опорного отсека наклонными ребрами [7].

Стенка опорного отсека усиливается наклонными двухсторонними ребрами шириной $b_r = 120$ мм, толщиной $t_r = 12$ мм, поставленными по диагонали отсека. Касательные напряжения в стенке после постановки наклонных ребер:

$$\tau = (Q_{\max} - \Delta Q) S_{01} / (I_0 t_w); \quad I_0 = 478174 \text{ см}^4 \quad S_{01} = 4632 \text{ см}^3;$$

$$\Delta Q = Q_1 - N_r \cos \varphi; \quad \Delta Q_1 = 1236 - 918 = 318 \text{ кН};$$

$$N_r = \Delta p / \delta_p; \quad \Delta p = [0,5 h_w (\Delta Q_1 + Q_2) / (EA) \sin \varphi] \times$$

$$\times [tg^2 \varphi / (12m) + 2\eta(1 + \mu)] = 0,5 [116 / (2,06 \cdot 10^5 \cdot 192)] \times$$

$$\times (318 + 285) 0,53 [0,38 / (12 \cdot 0,185) + 2 \cdot 1,65(1 + 0,3)] = 2,09 \cdot 10^{-5},$$

где ΔQ_2 – приращение поперечной силы на другой границе отсека, $\Delta Q_2 = 285$ кН;

$$m = I_o / A_o h_w^2 = 478174 / 192 \cdot 116^2 = 0,185;$$

$$\eta = A_o / A_w = 192 / 116 = 1,65, \mu = 0,3;$$

$$\delta_p = h_w / (EA) tg \varphi [\sin^2 \varphi (1 + 1 / (12m)) + 2\eta(1 + \mu) \cos^2 \varphi + k / \sin^2 \varphi] =$$

$$= 116 / (2,06 \cdot 10^5 \cdot 192) 0,62 [0,27^2 (1 + 1 / (12 \cdot 0,185)) + 2 \cdot 1,65 \cdot 1,3 \cdot 0,72^2 + 66 / 0,52] =$$

$$= 0,29 \cdot 10^{-5},$$

где

$$k = A / A_r = 192 / (2 \cdot 12 \cdot 1,2) = 6,6; \quad N_r = 2,09 \cdot 10^{-5} / 0,29 \cdot 10^{-5} = 72,1 \text{ кН};$$

$$\Delta Q = 318 - 72,1 \cdot 0,85 = 257 \text{ кН}; \quad \tau = 151,9 < R_{s0} = 159,5 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Вариант 2. Усиление путем создания неразрезности («замоноличивания») балок на опорах. В данном случае этот способ придется совмещать со способом увеличения сечения, так как при реконструкции расчетный момент увеличивается на 39 %, а неразрезность позволит снизить его только на 15...20 %.

Вариант 3. Усиление путем подведения дополнительной опоры в середине пролета (считаем, что для этого есть условия). Балка становится неразрезной двухпролетной с пролетами 2 х 6 м при принятых нагрузках

$$M_{\max np} = 0,096 L^2 = 0,096 \cdot 206 \cdot 6^2 = 712 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\text{оп}} = -0,125gL_1^2 = -0,125 \cdot 206 \cdot 6^2 = -927 \text{ кН} \cdot \text{м}, \text{ т.е. } |M_{\text{max}}| = M_{\text{оп}}.$$

Расчетная несущая способность по прочности не усиленного пролетного сечения балки на участке с основным сечением поясов из 380 x 20 мм с 10986 см^3 составляет

$$M = W_x R_{y0} = 10986 \cdot 260 / 10 = 285636 \text{ кН} \cdot \text{см} = 28564 \text{ кН} \cdot \text{м} > |M_{\text{max}}| 927 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Это значит, что балка на этих участках усиления не требует.

Определяем поперечную силу на опоре: $Q_{\text{оп}} = 0,625gL_1 = 0,625 \cdot 206 \cdot 6 = 773 \text{ кН}$. Несущая способность стенки на срез $|Q| = 1188 > 773 \text{ кН}$, следовательно, достаточно поставить дополнительные опорные ребра по обе стороны стенки для исключения локальных напряжений. Принимаем опорные ребра из двух листов 150 x 12 мм.

Несущая способность сечения балки на участках с поясами из полосы 250 x 20 мм с $W_x = 7969 \text{ см}^3$ определяется изгибающим моментом в месте изменения сечения поясов, т.е. пролетным моментом

$$M_x = 2 = 0,375 \cdot 206 \cdot 6 \cdot 2 - 206 \cdot 2^2 / 2 = 515 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma = 51500 \cdot 10 / 7976 = 67,1 < R_{y0} = 275 \text{ МПа}.$$

Можно констатировать, что данный способ эффективен, требует минимума работ по усилению балки, позволяя почти в два раза повысить его несущую способность, однако постановка дополнительной опоры не всегда доступна из-за возможности стеснения технологического процесса.

Вариант 4. Усиление главной балки двухстоечным шпренгелем (рис. 10.13, з [3]). Шпренгель рассчитываем на разницу в нагрузке $\Delta g = 206 - 153 = 53 \text{ кН/м}$. В этом случае расчетный момент в сечении главной балки остается неизменным.

Высоту шпренгельной балки принимаем $h_{\text{ш}} = 1/5L = 2,4 \text{ м}$, расстояние от опоры до стоек шпренгеля увязываем с расстановкой ребер и принимаем $a = 186 \text{ см}$.

Требуемый разгружающий момент в балке $\Delta M = 3708 - 2754 = 946 \text{ кН} \cdot \text{м}$, при этом усилие в шпренгельной цепи должно быть

$\Delta N_{\text{ш}} = M/h_{\text{ш}} = 946/2,4 = 397 \text{ кН}$. Это усилие состоит из усилия предварительного напряжения и усилия от добавочной нагрузки N_g .

Принимаем шпренгель: стойка из $2\angle 90 \times 7 \text{сА}_{r1} = 24,48 \text{ см}^2$; стойка из $2\angle 80 \times 7 \text{сА}_{r1} = 21,7 \text{ см}^2$. Элементы шпренгеля выполняются из стали 09Г2С (по ТУ 14 –13032-80) с $R_y = 305 \text{ МПа}$. По справочнику проектировщика под редакцией А. А. Уманского усилие в шпренгеле определяем:

$$N_g = A_1 \lambda \Delta gL; \text{ при } a = 1,86 \setminus 12 \approx (1/6)Ly = 0,08512;$$

$$A_1 = 3L / (k_1 k_3 + k_2 t g^2 \varphi + 2,33 h_{\text{ш}} + 2k_1);$$

$$k_1 = I_o / A_{r1} h_{\text{ш}} = 653100 / (24,48 \cdot 240) = 111;$$

$$k_2 = I_o / A_{r2} a = 653100 / (21,7 \cdot 186) = 162;$$

$$k_3 = 1 / \cos^3 \varphi = 1 / 0,34 \approx 3; A_1 = 2,6.$$

$$\text{Усилие } N_g = 2,6 \cdot 0,08512 \cdot 0,53 \cdot 1200 = 141 \text{ кН};$$

$$N_{ps} = N_{\text{ш}} - N_g = 397 - 141 = 256 \text{ кН}.$$

Предварительное напряжение производим путем натяжения четырех высокопрочных болтов М24 во фланце [7] на расчетный зазор $L = N_{ps} \Sigma L_{\text{ш}} / (A_{r1} E) = 256 \cdot 1468 \cdot 10 / (24,48 \cdot 2,06 \cdot 10^5) = 0,75 \text{ см}$.

Принимаем толщину прокладки во фланце $\delta = 8 \text{ мм}$ (с учетом потерь предварительного напряжения, обмятия соединений, выбора деформаций цепи). При закрытии такого зазора усилие $N_{ps} = 256 \cdot 0,8 / 0,75 = 274,1 \text{ кН}$. Суммарное усилие в шпренгеле $N_{\text{ш}} = 274,1 + 141 = 415 \text{ кН}$; усилие в наклонном участке цепи $N_1 = N_{\text{ш}} / \cos \varphi = 415 / 0,58 = 712 \text{ кН}$; $\sigma = 712 \cdot 10 / 24,48 = 289 \text{ МПа}$. Усилие в стойке $N_2 = 415 / 0,75 = 552 \text{ кН}$; для стойки крестового движения из $2\angle 80 \times 80 \times 7$.

$$I_{r2} = 2 \left[65,31 + 10,85(2,23 + 0,1)^2 \right] = 304 \text{ см}^4; i = \sqrt{304 / 21,7} = 3,75 \text{ см};$$

$$\lambda = (240 - 58) / 3,75 = 48,5; \varphi = 0,83; \sigma = 552 \cdot 10 / (0,83 \cdot 21,7) = 306,5 \text{ МПа}.$$

Проверка прочности балки с учетом дополнительной продольной силы

$$N_r = 415 \text{ кН}; \sigma = N_r / A_0 + M_r / W_0 = 415 \cdot 10 / 192 + 275400 \cdot 10 / 100986 = 272,3 < R_{y0} = 275 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Усилить стенку опорного отсека можно с введением наклонных ребер. Проверку местной устойчивости можно не проводить, так как балка запроектирована с запасом устойчивости. В общем случае проверка устойчивости проводится по нормам.

Пример 16

Требуется усилить центрально-сжатую шарнирно опертую на фундамент колонну под балочную площадку (см. пример 14 и 15). Сечение колонны – составное сварное из трех листов (рис. 10.15, а [3]), длина – 6,5 м, материал – сталь ВСтЗпсб. Пояса выполнены из двух листов 300 х 14 мм с фактическим расчетным сопротивлением $R_{y0} = 273 \text{ МПа}$; стенка – из 268 х 10 мм с $R_{y0} = 282 \text{ МПа}$. Усиление в рядовой колонне до реконструкции $N_0 = 153 \cdot 12 = 1836 \text{ кН}$; добавочное усилие после реконструкции $N_r = 636 \text{ кН}$. Суммарное усилие $N_1 = 1836 + 636 = 2472 \text{ кН}$. Фактическая несущая способность колонны $|N_0| = 2036 \text{ кН}$; $A_0 = 122 \text{ см}^2$; $i_{x0} = 7,68 \text{ см}$. Рассмотрим 2 варианта усиления колонны.

Вариант 1. Допустим, что по условиям производства нельзя ставить дополнительные распорки по колоннам. Принимаем способ усиления путем защемления колонны в фундаменте, для этого предусматриваем устройство опорного столика на высоту существующих траверс базы, наращиваем 4 анкерных болта и крепим их за верх столика. При таком способе усиления уменьшается расчетная длина колонны. Теперь $L_{ef.x} = 0,7L = 0,7 \cdot 650 = 455 \text{ см}$; $\lambda_x = 455 / 7,68 = 59,2$; $\varphi = 0,795$; $N = 0,795 \cdot 122 \cdot 27 \cdot 3 / 10 = 2648 > N_1 = 2472 \text{ кН}$ – устройство обеспечено.

Вариант 2. Усиление производим способом увеличения сечения колонны (см. рисунок 10.15 [3]). Учитывая, что несущая способность определяется гибкостью, усиливаем колонны с помощью $\angle 50 \times 5$ из

стали ВСтЗпсб (по ТУ 14-1-3023-80) с $R_{y0} = 270$ МПа. Новое значение момента инерции $I_y = 7199 + 4(11,2 + 4,8 \cdot 16,5^2) = 12470 \text{ см}^4$;

$$I_x = 20281 + 4(11,2 + 4,8 \cdot 16,5^2) = 25552 \text{ см}^4;$$

$$A = 122 + 4 \cdot 4,8 = 141,2 \text{ см}^2; i_y = \sqrt{12470/141,2} = 9,4 \text{ см};$$

$$\lambda_y = 650/9,4 = 69,2; \varphi = 0,47.$$

Имеем

$$\sigma = 2472 \cdot 10 / (0,74 \cdot 141,2) = 236,6 < 273 \text{ МПа}, \text{ где при } \alpha = R_{yr} / R_{yo} = 270/273 = 0,99; R_y = R_{yo} = 273 \text{ МПа}.$$

Приварку уголков ведем прерывистыми швами с катетом $k_f = 4$ мм длиной по 80 мм и с шагом $40i = 40 \cdot 0,98 \approx 40$ см. Уголки усиления доводим до траверсы. Длину концевого участка шпоночного шва принимаем равной $1,5L_w = 1,5 \cdot 80 = 120$ мм. Деформацию основного сечения колонны от сварки не учитываем из-за её незначительности.

Пример 17

В стропильной ферме покрытия травильного участка прокатного цеха ([3], рис. 11.3), отправочная марка которой показана в работе ([7], рис. 13, 14), при обследовании после 10 лет эксплуатации обнаружено уменьшение площади сечения стержня нижнего пояса в опорной панели на 30 %, опорного раскоса на 20 %, стержня верхнего пояса в опорной панели на 30 %; во втором от опоры растянутом раскосе наблюдается недопустимая погибь в плоскости фермы со стрелкой $f_{0x} = 42$ мм. Коррозионный износ стержней равномерный.

Статическая обработка результатов обследования позволила установить фактические характеристики сечения ослабленных элементов и свойства стали: стержень нижнего пояса – из тавра 15ШТ1 с $A_o = 20,7 \text{ см}^2$; $R_{y0} = 245$ МПа; верхнего пояса – из тавра 20ШТ2 с $A_o = 47,0 \text{ см}^2$; $I_{x0} = 1510 \text{ см}^4$; $I_{y0} = 3200 \text{ см}^4$, $i_{x0} = 5 \text{ см}$; $i_{y0} = 7,3 \text{ см}$;

$R_{y0} = 285$ МПа ; опорный раскос – из $2\angle 160 \times 100 \times 9$ с $A_p = 32,3$ см²;
 $I_{x0} = 433$ см⁴; $I_{y0} = 1179$ см⁴, $i_{x0} = 2,2$ см; $i_{y0} = 5,9$ см; $R_{y0} = 240$ МПа.

Растянутый раскос имеет проектные размеры (без коррозионного износа).

Нагрузка на ферму соответствует проектным значениям. Анализ технического состояния стержней ферм показал, что они неработоспособны и требуют усиления.

Усиления стержня нижнего пояса, опорного и растянутого раскосов проводим способом увеличения сечения.

Нижний пояс в опорной панели усиливаем круглыми стержнями (по ГОСТ 2590-71) из стали ВСт3пс6-1 (по ТУ 14-1-3023-80) с $R_{y0} = 240$ МПа. Фактическая несущая способность элементов нижнего пояса $|N| = 20,7 \cdot 245 / 10 = 507,1$ кН < $N = 576$ кН; $\Delta N = 576 - 507,1 = 68,9$ кН; $A_{rT} = 68,9 / 24,5 = 2,82$ см².

Усиление нижнего пояса производим круглыми стержнями $2\varnothing 20$ с $A_r = 6,29$ см² ([7], по рис. 17.2). Стержни заводим за узел фермы на величину длины сварных швов. Принимаем $k_f = 6$ мм, тогда $L_w \geq 68,9 / (4 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 18) + 1$ см = 4 см. Принимаем $L_w = 100$ см. В промежутке производим крепление усиливающих стержней к нижнему поясу шпоночными швами длиной $L_w = 50$ мм с шагом $\alpha = 80i = 100$ мм.

Усиление опорного раскоса производим уголками (рис. 11.8). Фактическая несущая способность раскоса

$$|N| = 0,75 \cdot 32,2 \cdot 25,5 = 617 < N = 780 \text{ кН};$$

Принимаем элементы усиления из $2\angle 75 \times 5$, сталь ВСт3пс6-1 (по ТУ 14-1-3023-80). При этом $A = 2(32,3 + 7,39) = 79,38$ см²

Новое положение центра тяжести:

$$y = \frac{2(32,3 \cdot 2,25 + 7,39 \cdot 6,4)}{2(32,3 + 7,39)} = 3 \text{ см}, \text{ эксцентриситет продольной силы}$$

$e = 0,75$ см, что более 5 % от $h_{yr} = 100$ мм.

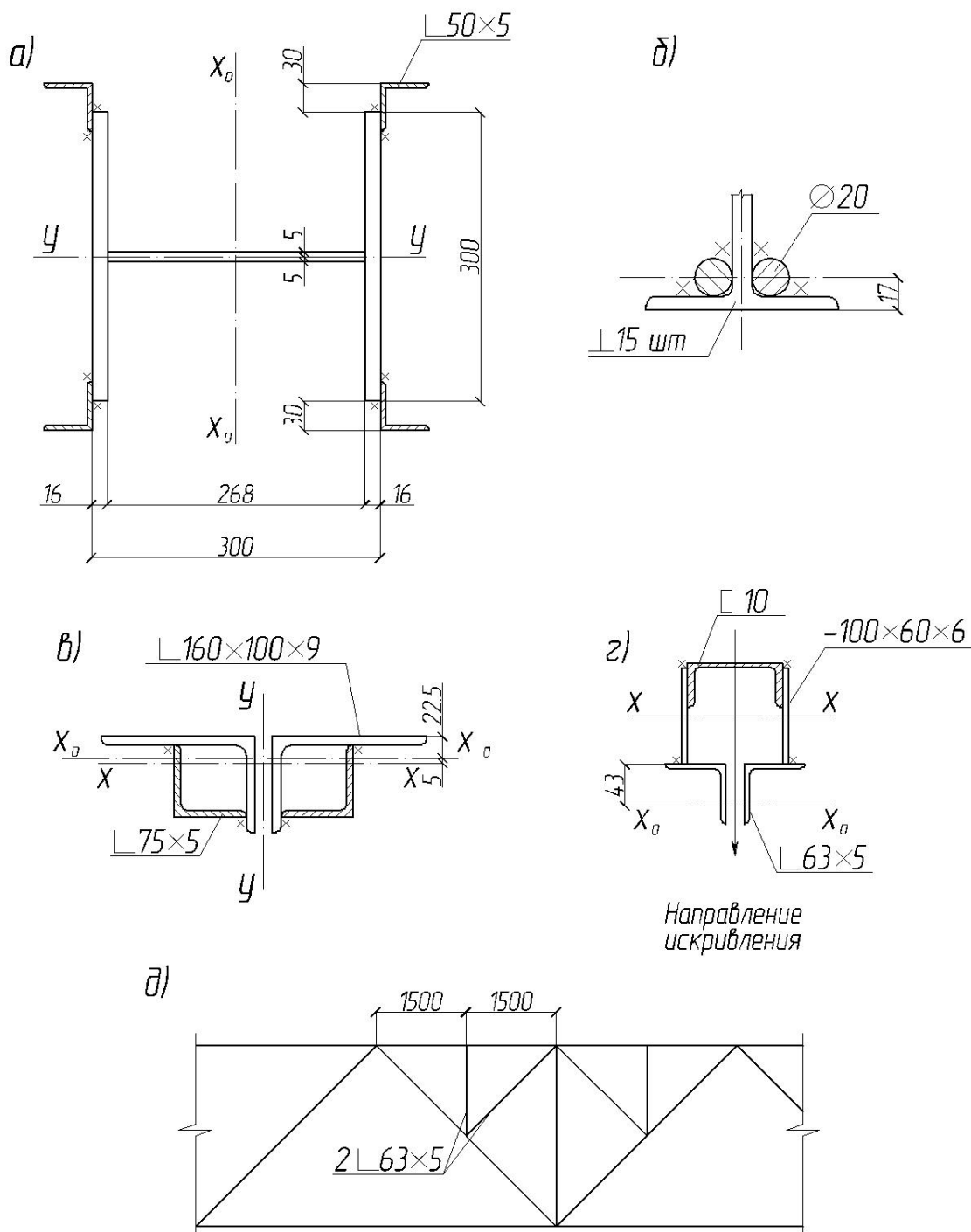


Рис. 11.8. Усиление ферм

Проверку устойчивости проводим как для внецентрового сжатого элемента:

$$I_x = 2(216 + 32,3 \cdot 0,75^2 + 39,5 + 3,4^2) = 718 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{718 / 79,38} = 3 \text{ см}; W_c = 718 / 7 = 102 \text{ см}^3;$$

$$I_y = 2(433 + 32,3 \cdot 5,82 + 39,5 + 7,39 \cdot 7^2) = 3841 \text{ см}^4;$$

$$i_{y0} = \sqrt{3841/79,38} = 6,96 \text{ см}; L_{ef.x} = 197 \text{ см}^3; L_{ef.y} = 394 \text{ см}^3;$$

Устойчивость в плоскости фермы: $e_0 = 0,75 \text{ см};$

$$f_0 = (1/750) \cdot 197,2 = 0,26 \text{ см}; N_g = 3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 105 \cdot 718 / 197,22 = 3824 \text{ кН};$$

$$a_N = 1,26; \Sigma I_r = 2 \cdot 39,5 = 79 \text{ см}^4; f_1 = 0,26[1 - (1,26 \cdot 78)/(433 + 79)] = 0,21 \text{ см};$$

$$k_w = 1.$$

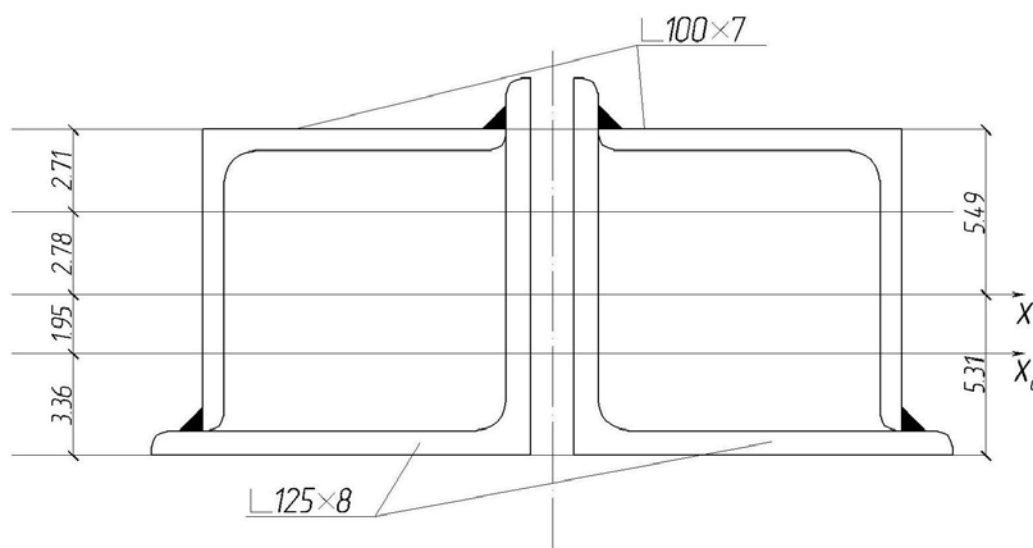


Рис. 11.9. Усиление уголками

Уголки усиления (рис. 11.9) привариваем шпоночным швом с $k_f = 5 \text{ мм}$, длиной 100 мм и шагом

$$a = 40i = 40 \cdot 1,49 \approx 60 \text{ см}; x = 10/60 = 0,17; V = 0,04 \cdot 0,5^2 = 0,01; u = 1;$$

$$\lambda = 197,2/3 = 65,7; \xi = 780/(32,3 \cdot 24,5) = 0,985; n_{1,2} = 7,01;$$

$$f_w = 0,21 \cdot 0,17[0,01 \cdot 65,7^2 / (8 \cdot 79,38)] 7,01(2,1 + 5,4) = 0,13 \text{ см};$$

$$e_f = 0,75 + 0,25 + 1 \cdot 0,13 = 1,13 \text{ см}; m_f = 1,13 \cdot 79,38 / 102 = 0,88 \text{ см};$$

$$\lambda_x = 65,7 \sqrt{240/(2,06 \cdot 10^5)} = 2,24; \eta = 1,0; m_{ef} = 1,0 \cdot 0,88;$$

$$\varphi_e = 0,505; \sigma = 780 \cdot 10 / (0,505 \cdot 79,38) = 194,6 < R_y = 240 \text{ МПа}.$$

Устойчивость из плоскости фермы по нормам:

$$\lambda_y = 472,5/6,96 = 68;$$

$$\varphi_y = 0,782; \lambda_c = 3,14 \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 250} = 89 > \lambda_y;$$

$\beta = 1; m_x = m_{ef} = 0,79 < 1; I_1 = 0,9 \cdot 16^3 / 12 + 0,9 \cdot 16 \cdot 8,5^2 = 1347 \text{ см}^2;$
 $I_2 = 15 \cdot 0,9^3 / 12 + 0,9 \cdot 15 \cdot 1,0^2 = 13,5 \text{ см}^4; \alpha = 1 - 0,3 I_2 / I_1 = 1 - 0,3 \cdot 13,5 / 1347 \approx 1;$
 $c = 1 / (1 + 1 \cdot 0,79) = 0,56;$
 $\sigma = 780 \cdot 10 / (0,56 \cdot 0,782 \cdot 79,38) = 224,3 < R_y = 240 \text{ МПа}; R_y = R_{y0} = 240 \text{ МПа};$
 так как $R_{yr} < 1,15 R_{y0}.$

Усиление элемента верхнего пояса в опорной панели производим путем постановки шпренгеля ([7], рис. 10.14, з) из $2 \angle 63 \times 5$ с гибкостью $\lambda = 0,8 \cdot 0,5 \cdot 309 \cdot 1,94 = 63,7 < 150; i_x = 1,94 \text{ см}.$

Проверяем условие

$$L^3 / (EL) > 50 c_1; i = 150 \text{ см}; I_{x0} = 1510 \text{ см}^4; c_1 = L_r / (A_r E \sin^2 \alpha);$$

$$A_r = 12,26 \text{ см}^2; c_1 = 0,5 \cdot 309 / (2,06 \cdot 10^5 \cdot 12,26 \cdot 0,48 \cdot 10) = 12,95 \cdot 10^{-5};$$

$$150^3 = (2,06 \cdot 10^6 \cdot 1510) = 1,08 \cdot 10^{-2} > 50 \cdot 12,95 \cdot 10^{-5} = 0,64 \cdot 10^{-2}.$$

Несмещаемость узла раскрепления обеспечена.

Проверяем устойчивость верхнего пояса, выполненного из тавра 20ШТ2, при $N = 955 \text{ кН}$, коррозионном износе сечения 20 % и $L_{ef.y} = 300 \text{ см}.$ По формуле норм с учетом ослабления сечения коррозией

$$A_{oc} = [1(1/0,95)0,8 \cdot 0,95] 47,0 = 37,6 \text{ см}^2; \text{толщина стенки } t = 0,95 \text{ см};$$

$$I_{oc.x} = (1 - 0,18 \cdot 0,8 \cdot 0,95) 1510 = 1303 \text{ см}^4, \text{ где } k_{six} = 0,18 \text{ принята как}$$

для швеллера № 40 по сортаменту;

$$k_{siy} = 0,17; I_{oc.y} = (1 - 0,17 \cdot 0,8 \cdot 0,95) 3200 = 2786 \text{ см}^4; \text{тогда}$$

$$i_x = \sqrt{1303 / 37,6} = 5,89 \text{ см}; \lambda_x = 150 / 5,89 = 25,5;$$

$$i_y = \sqrt{2786 / 37,6} = 8,6 \text{ см}; \lambda_y = 300 / 8,6 = 34,9;$$

$$\phi_{min} = 0,914; \sigma = 955 \cdot 10 / (0,914 \cdot 37,6) = 279 < 285 \text{ МПа}.$$

Устойчивость обеспечена.

Рис. 10.16. [7]. Усиление колонны:

a – схема усиления надкрановой части; *б* – то же, подкрановой.

Усилие растянутого раскоса с погибью $f_{0,x} = 42$ мм производим по рис. 10.14, д [3] с целью уменьшения эксцентриситета продольной силы.

Усиливающий элемент принимаем из швеллера № 10 с $R_{yr} = 240$ МПа; .

Новое положение центра тяжести на участке с погибью

$$y = 10,9 \cdot 9,05 / (2 \cdot 5,13 + 10,9) = 4,3 \text{ см};$$

$$I_x = 2(23,1 + 6,13 \cdot 4,3^2) + 20,4 + 10,9 \cdot 6,05^2 = 693 \text{ см}^4;$$

$$M_x = 230 \cdot 4,3 = 989,0 \text{ кН} \cdot \text{см}; N = 230 \text{ кН}$$

([3], табл.13.3).

Условия прочности по критерию КТ (ферма относится к группе 3):

$$\sigma = 230 \cdot 10 / 23,3 + (989 / 693 \cdot 10) 8,85 = 99,4 + 126,3 = 225,7 < 240 \text{ МПа} .$$

Прочность сечения обеспечена.

В пределах прямолинейного участка стержня крепление производим шпоночными швами с $L_w = 100$ мм с шагом $120 \text{ см} \angle 80^\circ \times 3,99 \approx 320$ см в пределах участка искривления раскос усиливаем с помощью сухарей (прокладок) из пластин – 100 х 60 х 6 мм.

Усиливающий элемент доводим только до узловых фасонок, так как прочность основного стержня на прямолинейном участке обеспечена.

12. КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Основные виды резервов несущей способности ферм и балок.
2. Методы усиления стальных конструкций изменением статической схемы.
3. Усиление регулированием нагрузки.
4. Изменение напряженного состояния элементов изменением уровня опор.
5. Усиление сжатых стержней.
6. Способы усиления балок.
7. Особенности усиления путем увеличения сечений.
8. Порядок усиления балок методом увеличения сечения.

13. КОНТРОЛЬНЫЕ ЗАДАЧИ

1. Рабочая площадка 36 x 18 м, ячейки 12 x 6 м. Расчетная нагрузка существующая (настил, балки) $g_{с.в} = 250 \text{ кг/м}^2$; железобетонная плита при реконструкции 150 кг/м^2 ; временная новая нагрузка 2500 кг/м^2 ; второстепенные балки двутавровые $N = 30, R_y = 230 \text{ МПа}$.

Применить метод усиления и рассчитать.

2. Усилить главную балку той же балочной площадки. Балки пролетом 12 м, сечение поясов 380 x 20 мм, стенка 1120 x 10 мм, шаг ребер 186,4 см; $W_o = 10986 \text{ см}^3$; $A_o = 192 \text{ см}^2$; $J_o = 653100 \text{ см}^4$.

Расчетная нагрузка на балку $g = 206 \text{ кН/м}$; $R_y = 230 \text{ МПа}$.

Принять метод усиления и выполнить расчет.

3. Стойка рабочей площадки из двутавра № 36. Фактическое $R_y = 230 \text{ МПа}$, стойка шарнирно оперта и центрально сжата. Высота 6,4 м. Усиление до реконструкции $N_o = 1836 \text{ кН}$, добавочное усилие после реконструкции $N_r = 640 \text{ кН}$.

Рассмотреть два варианта усиления.

4. Составная сварная однопролетная балка пролетом 12 м. Сечение поясов – 300 x 18 мм, стенка – 980 x 8 мм, $R_{y_o} = 220 \text{ МПа}$; коррозионное поражение (Δ) составляет 1,8 мм.

Определить фактическую несущую способность по нормальному сечению и процент снижения исходного сечения.

5. Разрушение нижнего пояса фермы пролетного строения эстакады топливоподачи. Материал: ВСтЗсп с $R_{y_o} = 210 \text{ МПа}$, $R_{u_o} = 330 \text{ МПа}$, напряжение на момент разрушения $\sigma_{\max} = 200 \text{ МПа}$. Разрушение произошло при снижении температуры до $T_o = -46 \text{ }^\circ\text{C}$ при расчетной $T_9 = -39 \text{ }^\circ\text{C}$. Сварные швы имели низкое качество (щелевые непровары). Тип узла Е1 (см. табл. 7.4 [7]).

Проверить прочность узла с учетом хрупкого разрушения. Рекомендовать метод повышения хладостойкости узлов фермы.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В настоящем учебном пособии приведены основные формулы расчета существующих и усиленных конструкций и элементов. Даны примеры расчета конструкций, элементов до и после усиления. Большинство примеров усиления взяты из практики обследования и усиления стропильных стальных конструкций.

В последнее время увеличилось количество научных публикаций по вопросу усиления конструкций.

Наиболее экономично косвенное усиление (по терминологии [4, 7]), суть которого – в нахождении резервов несущей способности существующей конструкции (элемента), особенно запроектированных по ранее действующим нормам. Известно, что коэффициенты запаса снизились с 1,64 в 1931 – 1942 гг. до 1,07 с 1984 г. по наше время.

Главное направление поиска резервов несущей способности и одновременно повышения надежности расчетов – приближение расчетных моделей к реальной работе конструкций и сооружений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП II-23-81* Стальные конструкции. Нормы проектирования. – М. : Стройиздат, 1982. – 94 с.
2. Реконструкция промышленных предприятий. В 2 т. Т. 1 / под ред. В. Д. Топчия, Р. А. Гребенника. – М. : Стройиздат, 1990. – 588 с.
3. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций / А. В. Сильвестров. – Киев, 1988. – 242 с.
4. Металлические конструкции. Справочник проектировщика / под ред. А. В. Кузнецова. – М. : АСВ, 1999. – 525 с. – ISBN 5-87829-057-X.
5. Валь, В.Н. Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при их реконструкции / В. Н. Валь, Е. В. Горохов, Ю. Б. Уваров. – М. : Стройиздат, 1987. – 387 с.
6. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (СНиП II -23-81*). – М. : Госстрой СССР, 1989. – 123 с.
7. Бирюлев, В. В. Проектирование металлических конструкций. Спецкурс / В. В. Бирюлев. – Л.: Стройиздат, 1990. – 431 с.
8. Конаков, А. И. Отказы и усиление строительных металлических конструкций / А. И. Конаков, А. П. Махов // Обз. инф. ВНИИС. Сер. 8, 1981. – Вып. 4.
9. Бирюлев, В. В. О совместной работе железобетонных панелей и стальных стропильных ферм // Пром. строительство, 1966. – № 6. – С. 7 – 9.
10. Зебелинг, А. М. Выявление резервов несущей способности стальных колонн одноэтажных промзданий при реконструкции : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Анатолий Михайлович Забелинг. – М., 1985. – 21 с.
11. Горохов, Е. В. Долговечность стальных конструкций в условиях реконструкции / Е. В. Горохов [и др.]. – М. : Стройиздат, 1994. – 460 с.
12. Михайлов, В. В. Усиление стальных строительных конструкций : учеб. пособие / В. В. Михайлов, Ю. А. Макарьев. – Владимир : Изд-во ВлГУ, 2006. – ISBN 5-89368-660-8.
13. Беленя, Е. И. Металлические конструкции / Е. И. Беленя. – М. : Стройиздат, 1985. – 473 с.
14. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Конструкции зданий / под. ред. В. В. Горева. – М. : Высш. шк., 2002. – С. 427 – 490. – ISBN 5-06-003696-0.

Учебное издание

МИХАЙЛОВ Василий Васильевич

РАСЧЕТ УСИЛЕНИЯ СТАЛЬНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Учебное пособие

Подписано в печать 29.11.07.

Формат 60х84/16. Усл. печ. л. 4,65. Тираж 250 экз.

Заказ

Издательство

Владимирского государственного университета.

600000, Владимир, ул. Горького, 87.