

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РФ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНСТВО ПО ОБРАЗОВАНИЮ**

МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Факультет Промышленного и Гражданского строительства

Кафедра металлических конструкций

kapproekt.ru

Курсовая работа по курсу

8 (800) 100-67-87

«Металлические конструкции»

info@kapproekt.ru

«Усиление металлических конструкций»

Выполнил:

Проверил:

Исходные данные.

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

Шаг балок настила	$a = 1,6 \text{ м};$
Пролет балок настила	$l = 6,3 \text{ м};$
Толщина железобетонного настила	$t_n = 0,2 \text{ м};$
Плотность бетона	$\rho = 24 \text{ кН/м}^3;$
бетона	$P = 16 \text{ кН/м}^2;$
Нормативная временная распределенная нагрузка	60%
Увеличение временной нагрузки после реконструкции здания	сталь класса С245 $R_y = 24 \text{ кН/см}^2;$
Материал металл. конструкций	сталь класса С235 $R_y = 23 \text{ кН/см}^2;$
- балки настила	бетон класса Б20 $R_{np} = 0,9 \text{ кН/см}^2.$
- листовые элементы усиления	
- бетонная подушка	

kapproekt.ru
 8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

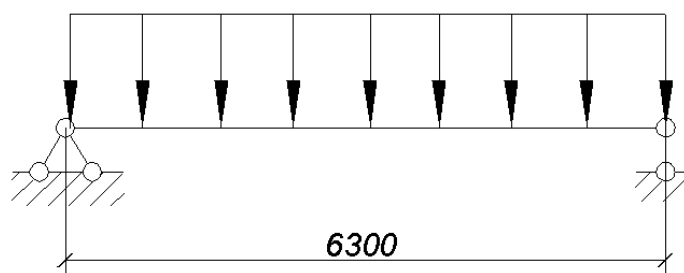
1. Расчет балки настила

1.1 Определение нагрузки и расчетных усилий, воспринимаемых балками настила до реконструкции здания.



карпроект.ру
8 (800) 100-67-87
info@карпроект.ру

расчетная схема балки



Балки настила воспринимают следующие нагрузки: постоянная нагрузка - вес настила и собственный вес балки; временная нагрузка - вес оборудования, людей и др.

При определении постоянной нагрузки исходим из того, что настил состоит из железобетонных плит сплошного сечения. Тогда вес 1 м² настила:

$$g' = t_n \cdot \rho = 2,20 \cdot 24 = 4,8 \text{ кН/м}^2;$$

где t_n - толщина плиты (м), $\rho = 24 \text{ кН/м}^3$ - объемный вес железобетона.

Собственный вес балки настила приближенно принимаем равным 2% от полной нагрузки на балку:

$$g'' = (P + g') \cdot 0,02 = (16 + 4,8) \cdot 0,02 = 0,416 \text{ кН/м}^2.$$

Нормативная постоянная нагрузка на балку, приведенная к 1 м² перекрытия:

$$g = (g' + g'') \cdot 1,6 = (4,8 + 0,416) \cdot 1,6 = 5,216 \text{ кН/м}^2.$$

Суммарная (временная и постоянная) полная нормативная нагрузка:

$$q_n = (P + g) \cdot a = (16 + 5,216) \cdot 1,6 = 33,9 \text{ кН/м};$$

где a - шаг балок настила (м).

Суммарная расчетная нагрузка:

$$q = (P \cdot n_p + g \cdot n_g) \cdot a = (16 \cdot 1,2 + 5,216 \cdot 1,1) \cdot 1,6 = 39,9 \text{ кН/м};$$

где $n_p = 1,2$ и $n_g = 1,1$ - коэффициенты перегрузки для временной и постоянной нагрузки.

Максимальный изгибающий момент в балке от расчетной нагрузки:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{39,9 \cdot 6,3^2}{8} = 197,95 \text{ кНм};$$

где $l = 6,3 \text{ м}$ - пролет балок настила.

Местоположение опорных реакций определяем из условия, что опорное давление распределяется по стене равномерно по всей площадке контакта балки и стены. Глубину заделки балку в стену принимаем 0,3 м.

1.2 Подбор сечения балки настила.

Расчет балок производим в предположении упругой или упругопластической работы материала. В этом случае, прочность балок проверяем по следующей формуле:

$$\frac{M_{max}}{c_1 \cdot W} \leq R_y,$$

где c_1 - коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в расчетном сечении балки; $R_y = 240 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление для С245.

Определяем требуемый момент сопротивления балки, принимая приближенно $c_1 = 1,1$:

$$W_{mp} = \frac{M_{max}}{c_1 \cdot R_y} = \frac{197,95 \cdot 10^{-3}}{1,1 \cdot 240} = 749,8 \text{ см}^3.$$

По сортаменту прокатных двутавров подбираем двутавр с $W_x \geq W_{mp}$.

Таблица 1. Характеристики выбранного двутавра.

Балка горячекатаная двутавровая по ГОСТ 8239-89

№ профиля	Высота сечения h , мм	Ширина полки b , мм	Толщина полки t , мм	Толщина стенки s , мм	Площадь сечения S , см ²	Момент инерции I_x , см ⁴	Момент сопротивления W_x , см ³
40	400	155	13,0	8,3	72,6	19062	953

Принятое сечение балки проверяем по второму предельному состоянию:

$$\frac{f}{l} = \left[\frac{f}{l} \right]$$

Предельный относительный прогиб для балок перекрытий принимается по СНиП II-23-81: $\left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250}$.

Фактический относительный прогиб зависит от геометрических параметров балки и нормативной нагрузки:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot l^3}{E \cdot J_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{33,9 \cdot 6,3^3}{2,06 \cdot 10^8 \cdot 19062 \cdot 10^{-8}} = \frac{1}{365} = 0,0028 < 0,004.$$

Принятое сечение удовлетворяет СНиП II-23-81 по прочности и жесткости.

2. Расчет и конструирование усиления балок.

2.1 Определение нагрузок и расчетных усилий, воспринимаемых балками настила после реконструкции здания.

По условию задания на проектирование временная нагрузка на перекрытие в результате реконструкции здания увеличивается на 60%:

$$P_1 = P \cdot 1,6 = 16 \cdot 1,6 = 25,6 \text{ кН/м}^2.$$

При определении постоянной нагрузки предполагается, что толщина настила после реконструкции не изменяется, а увеличением массы балки в результате ее усиления можно пренебречь.

Погонная нормативная нагрузка на балку:

$$q_{1n} = (P_1 + g) \cdot a = (25,6 + 5,216) \cdot 1,6 = 49,3 \text{ кН/м}.$$

Погонная расчетная нагрузка:

$$q_1 = (P_1 \cdot n_p + g \cdot n_g) \cdot a = (25,6 \cdot 1,2 + 5,216 \cdot 1,1) \cdot 1,6 = 58,3 \text{ кН/м}.$$

Максимальный изгибающий момент в балке от расчетной нагрузки:

$$M_{1,max} = \frac{q_1 \cdot l^2}{8} = \frac{58,3 \cdot 6,3^2}{8} = 289,2 \text{ кНм}.$$

Максимальная поперечная сила:

$$Q_{1,max} = \frac{q_1 \cdot l}{8} = \frac{58,3 \cdot 6,3}{8} = 183,6 \text{ кН}.$$

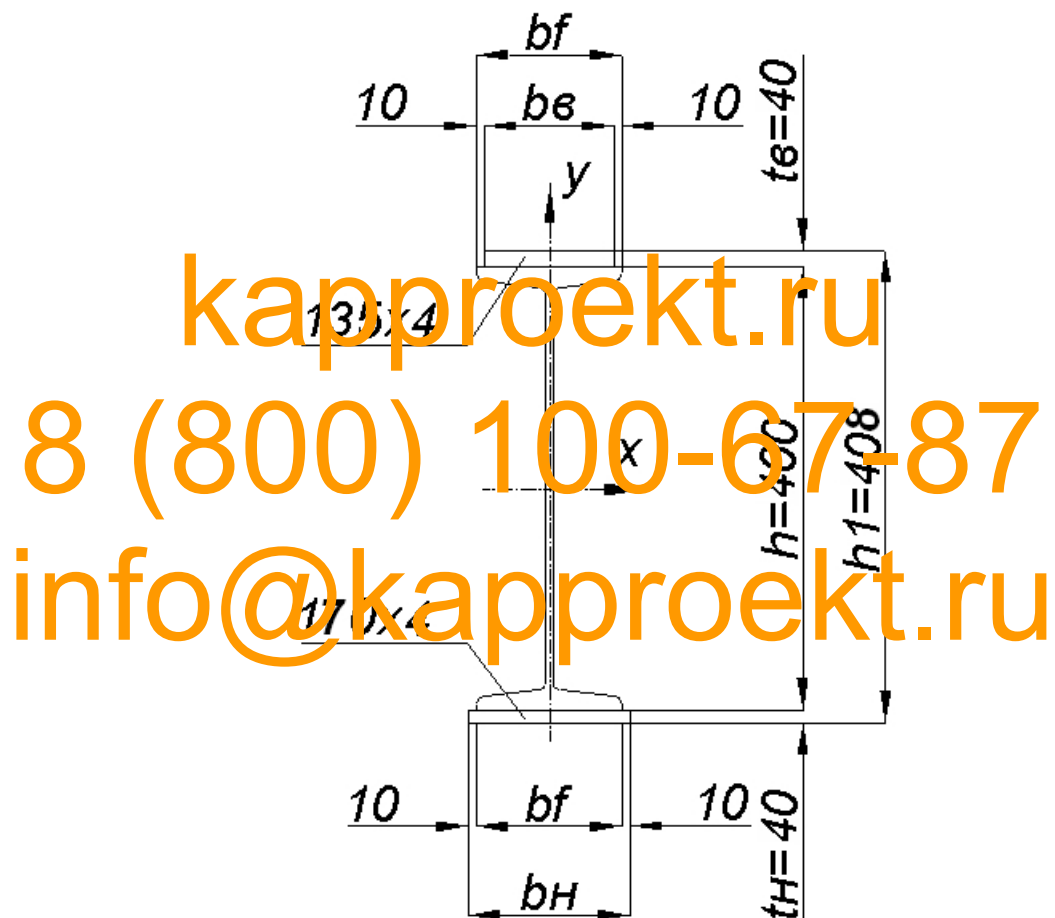
Проверка прочности балки на увеличенную нагрузку:

$$\sigma = \frac{M_{1,max}}{c_1 \cdot W_x} = \frac{289,2 \cdot 10^{-3}}{1,1 \cdot 953 \cdot 10^{-6}} = 273,4 \text{ МПа} > R_y = 240 \text{ МПа}$$

Усиление балок необходимо.

2.2 Усиление балки увеличением сечения.

Усиление балки путем увеличения сечения проводится двумя листовыми элементами. Ширину листов принимаем различными для верхнего и нижнего пояса балки - для удобства выполнения сварочных работ. Сварка при этом выполняется в нижнем положении. Площади сечения элементов усиления для верхнего и нижнего поясов проектируем одинаковыми, чтобы центр тяжести сечения балки не смещался, нормальные напряжения от нагрузки в этом случае будут иметь наиболее рациональное распределение. Элементы усиления изготавливаем из материала с расчетным сопротивлением, близким расчетному сопротивлению материала балки.



Расчет усиления ведем с учетом пластической деформации материала, принимаем $c_1 = 1,1$.

Площадь сечения элементов усиления зависит от требуемого момента сопротивления:

$$W_{imp} = \frac{M_{1,max}}{c_1 \cdot R_y} = \frac{289,2 \cdot 10^{-3}}{1,1 \cdot 230} = 1143 \text{ см}^3;$$

где $R_y = 230 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление листовых элементов усиления.

Момент сопротивления сечения связан с моментом инерции и высотой сечения:

$$W_1 = \frac{J_1}{h_1/2} \approx \frac{J_1}{h/2} = W_{1mp} \quad W_1 = \frac{J_1}{h_1/2} \approx \frac{J_1}{h/2} = W_{1mp} ;$$

откуда:

$$J_1 = \frac{W \cdot h_1}{2} ;$$

в свою очередь:

$$J_1 = J_x + 2 \cdot A_{yc} \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 ;$$

где A_{yc} - площадь сечения одного листа усиления:

$$A_{yc} = \frac{2 \cdot (J_1 - J_x)}{h^2} = \frac{W_{1mp} \cdot h - 2 \cdot J_x}{h^2} = \frac{W_{1mp} - W_x}{h} = \frac{1143 \cdot 10^{-6} - 953 \cdot 10^{-6}}{0,4} = 4,75 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 4,75 \text{ см}^2$$

Ширину верхнего и нижнего листов усиления принимаем с таким расчетом, чтобы разместить стандартные шты. Для этого ширину площадок, на которых располагаются фланговые шты, принимаем 10 мм.

Таким образом, для верхнего листа:

$$b_в = (b_f - 2 \cdot 10) = 155 - 20 = 135 \text{ мм},$$

для нижнего листа:

$$b_н = (b_f + 2 \cdot 10) = 155 + 20 = 175 \text{ мм},$$

При этих размерах $b_в$ и $b_н$ требуемая толщина листов:

$$t_в = \frac{4,75 \cdot 10^{-2}}{13,5} = 3,52 \cdot 10^{-3} \text{ м}; \quad t_н = \frac{4,75 \cdot 10^{-2}}{17,5} = 2,71 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Окончательно принимаем:

$$\text{верхний лист - } 135 \times 4 \text{ мм} \quad A_{yc.в} = 5,4 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2;$$

$$\text{нижний лист - } 175 \times 4 \text{ мм} \quad A_{yc.н} = 7,0 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2.$$

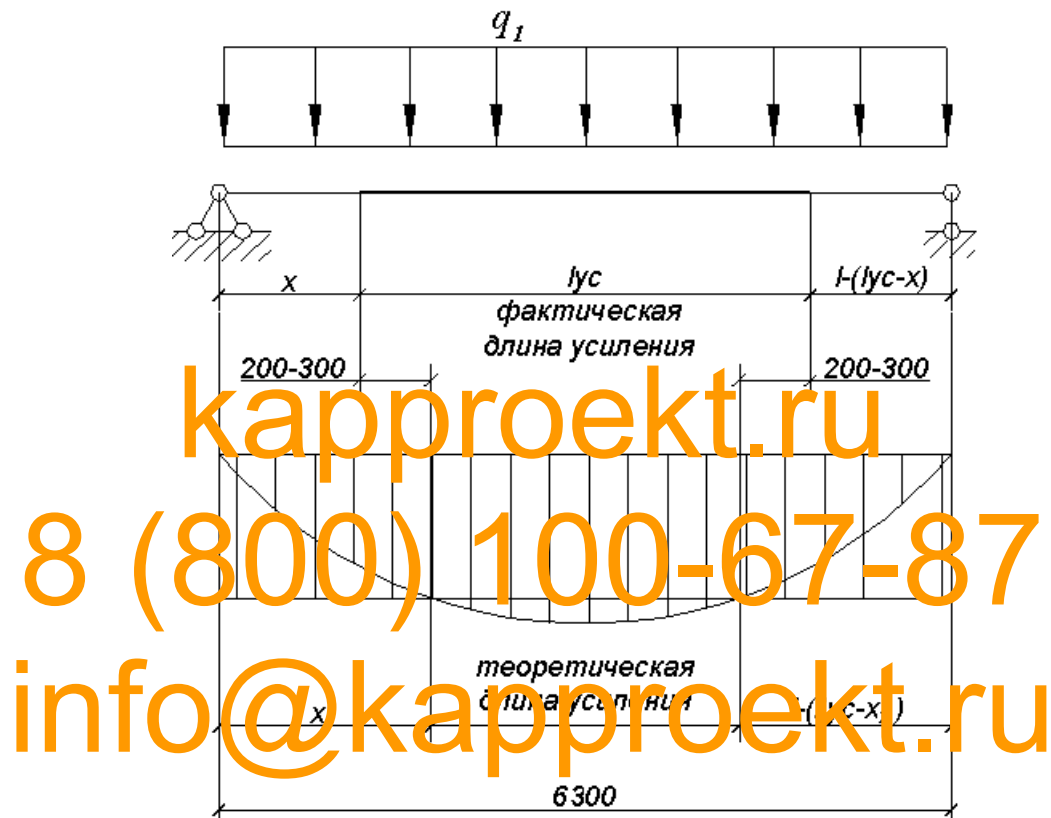
При определении размеров листов усиления их ширину принимаем кратной 10 мм., толщину принимаем по сортаменту.

2.3 Определение длины элементов усиления

Теоретическая длина элементов усиления определяется длиной участка балки, на котором выполняется условие $M_x \geq M_{np}$,

где M_x - изгибающий момент в балке от внешней нагрузки в точке с координатой «х»;

M_{np} - предельный изгибающий момент, который может воспринять балка без элементов усиления.



$$M_x = \frac{q_1 \cdot x \cdot (l - x)}{2}.$$

Находим продольный изгибающий момент из условия (принимая $c_l = 1$):

$$M_{np} = W_x \cdot R_y = 953 \cdot 10^{-3} \cdot 240 = 228,72 \text{ кНм}.$$

Для определения теоретического места обрыва усиления решаем уравнение $M_x = M_{np}$ относительно координаты «х», получаем:

$$x = \frac{l}{2} \cdot \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{M_{np}}{M_{l,max}}} \right]$$

где $M_{l,max}$ - максимальный изгибающий момент в пролете от расчетной нагрузки.

После подстановки исходных данных получим:

$$x_1 = 1,710 \text{ м}; \quad x_2 = 4,589 \text{ м}.$$

Фактическую длину элементов усиления принимаем несколько больше теоретической (на 200-300 мм с каждой стороны) для обеспечения полного включения

элементов усиления в работу балки.

$$\text{Поэтому: } l_{yc} = l - 2x = 6,3 - 2 \cdot 1,42 = 3,46 \approx 3,5 \text{ м,}$$

$$\text{где } x = [x_I - (0,2 \dots 0,3)] = 1,71 - 0,29 = 1,42 \text{ м}$$

Принимаем длину элементов усиления 3,5 м (кратно 100мм).

2.4 Проверка прочности и жесткости усиленной балки

При проверке прочности усиленной балки геометрические характеристики сечения (момент инерции и момент сопротивления) вычисляем без учета смещения положения центра тяжести двутавра вследствие того, что площади сечения верхнего и нижнего листов усиления практически не отличаются. Момент инерции усиленного сечения:

$$J_1 = J_x + A_{yc.g} \cdot \left(\frac{h_1 - t_g}{2}\right)^2 + A_{yc.n} \cdot \left(\frac{h_1 - t_n}{2}\right)^2 = 19062 \cdot 10^{-8} + 5,4 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0,408 - 0,004}{2}\right)^2 + 7,0 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0,408 - 0,004}{2}\right)^2 \\ = 23396 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления:

$$W_1 = \frac{J_1}{h_1 / 2} = \frac{23396}{0,407 / 2} = 1149,68 \text{ см}^3.$$

Максимальные напряжения в середине пролета:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_1} = \frac{289,2 \cdot 10^{-3}}{1149,68 \cdot 10^{-6}} = 228,68 \text{ МПа} < R_s = 240 \text{ МПа}.$$

Проверку жесткости балки можно производить по геометрическим характеристикам усиленного сечения с учетом влияния длины элементов усиления с помощью коэффициента α , значения которого зависят от отношения:

$$\frac{l_{yc}}{l} = \frac{3,5}{6,3} = 0,56 \approx 0,6 \Rightarrow \alpha = 1,4;$$

тогда:

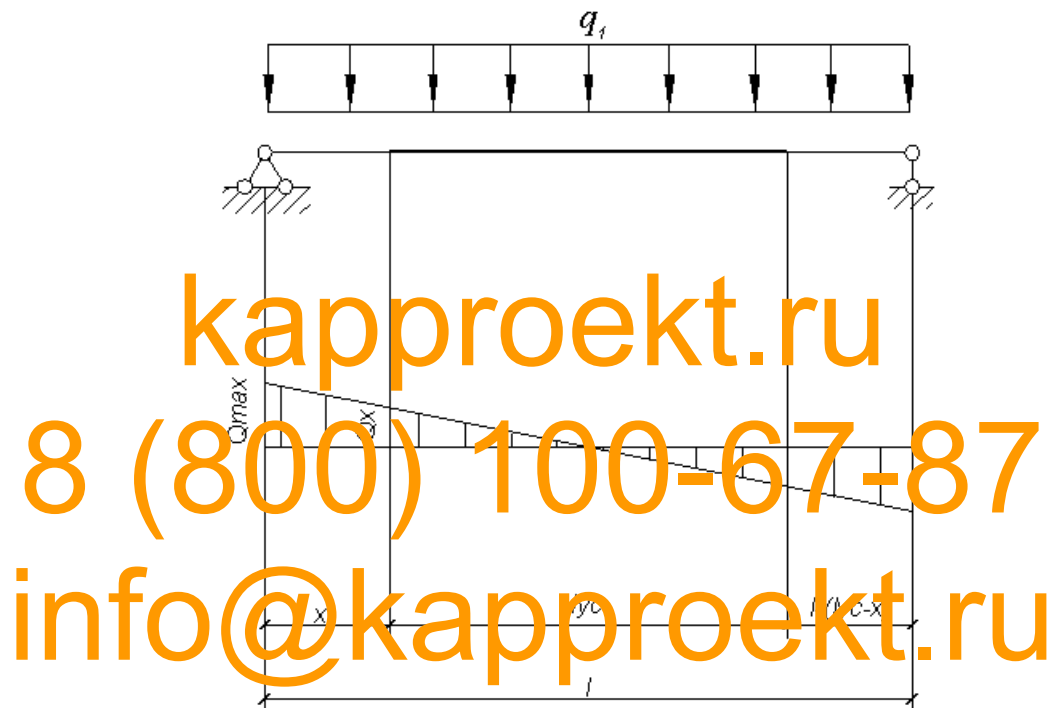
$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{1n} \cdot l^3}{E \cdot J_1} \cdot \alpha = \frac{5}{384} \cdot \frac{49,3 \cdot 6,3^3}{2,06 \cdot 10^8 \cdot 23396 \cdot 10^{-8}} \cdot 1,4 = 0,0033 < 0,004$$

2.5 Расчет поясных швов

Поясные швы, прикрепляющие листовые элементы усиления к нижнему поясу балки, работают на срез от действия поперечной силы. В соответствии со СНиП-И-23-81 расчет угловых швов проводим по двум сечениям: по металлу шва и по границе сплавления металла шва и основного металла. При ручной и полуавтоматической сварке определяющим является расчет по металлу шва.

Поэтому для поясных швов условие прочности:

$$\tau_{\omega} = \frac{Q_{lx} \cdot S_B}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot J_1} \leq R_{\omega f},$$



где Q_{lx} - максимальная поперечная сила на участке;

S_B - статический момент листа усиления относительно центра тяжести сечения балки;

J_1 - момент инерции сечения;

β_f - коэффициент провара шва (при ручной сварке $\beta_f = 0,7$);

k_f - катет шва;

$R_{\omega f}$ - расчетное сопротивление углового шва.

В данной курсовой работе принимаем, что швы выполняются ручной сваркой электродами типа Э-42А с $R_{\omega f} = 180$ МПа.

Поперечная сила Q_{1x} определяется для сечения балки в месте обрыва усиления на расстоянии x от опоры:

$$Q_{1x} = Q_{1\max} \cdot \frac{l_{yc}}{l} = 183,6 \cdot \frac{3,5}{6,3} = 102 \text{ кН.}$$

Статический момент листа усиления:

$$S_B = A_{yc.6} \cdot \frac{h_1 - t_a}{2} = 5,4 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{0,408 - 0,004}{2} = 108,81 \cdot 10^{-6} = 108,8 \text{ см}^3.$$

Требуемый (минимальный) катет шва:

$$k_f = \frac{Q_{1x} \cdot S_B}{2 \cdot \beta_1 \cdot J_1 \cdot R_{of}} = \frac{102 \cdot 108,8 \cdot 10^{-6}}{2 \cdot 0,7 \cdot 23396 \cdot 10^{-8} \cdot 180 \cdot 10^3} = 0,00019 \text{ м.}$$

Исходя из минимальных требований, принимаем для крепления листовых элементов усиления угловые швы с катетом $k_f = 4 \text{ мм}$.



В данной курсовой работе нагрузка от перекрытия передается на несущие стены через сравнительно небольшую площадку, размеры которой определяются глубиной заделки балки и шириной нижнего пояса. Возникающие при этом напряжения на площадке контакта балки настила и стены ограничиваются прочностью материала стены. Материал стены в месте контакта - бетон класса Б20 $R_{np} = 0,9 \text{ кН/см}^2 = 9 \text{ МПа}$ - призматическая прочность бетона. Напряжение в бетоне от нагрузки принимаем равномерно распределенным по всей площадке.

Условие прочности:

$$\sigma = \frac{Q_{1\max}}{A_{on}} \leq R_{np}; \quad \sigma = \frac{183,6}{0,3 \cdot 0,155} = 3,9 < R_{np} = 9 \text{ МПа}$$

Напряжение на площадке в месте контакта балки настила и стены не превышает призматической прочности бетона, соответственно условие прочности выполнено.

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ:

1. МУ «Усиление металлических конструкций». МГСУ 1997
2. Нормативные и справочные материалы по курсовому и дипломному проектированию металлических конструкций. МГСУ 2008-10-10
3. Металлические конструкции. Общий курс. - учебник для вузов. /Г.С.Ведеников, Е.И. Беленя, В.С. Игнатъева и др. Под ред Г.С. Веденикова. 7-е изд. Перераб.и дополн. М. Стройиздат 1998г.

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru