

БАЛКИ И БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Балками называют конструктивные элементы сплошного сечения, работающие на изгиб.

Металлические балки классифицируются по ряду признаков:

- 1) По статической схеме балки бывают *разрезные*, *консольные* и *неразрезные*.
- 2) По типу сечения: *прокатные* и *составные*, в алюминиевых конструкциях применяют *прессованные* и *составные балки*.
- 3) По способу соединения между собой элементов составные балки разделяются на *сварные* и *клепанные*.
- 4) Относительно горизонтальной оси сечение балки может быть *симметричным* и *несимметричным*.

Сечение составных балок могут компоноваться из элементов с **разными марками** стали. Часть стенки балки или даже вся стенка, работающая при изгибе на большей части с небольшими напряжениями, выполняется из менее прочной и более дешевой углеродистой стали, а пояса - из низколегированной стали.

Применяются и металлические **предварительно-напряженные** балки, в которых в результате внутреннего перераспределения напряжений и применения напрягающих элементов из высокопрочной стали, достигается существенная экономия металла.

Балочные клетки

Система несущих балок, образующих конструкцию перекрытий, рабочих площадок, проезжей части мостов и других конструкций, называется балочной клеткой.

В зависимости от расчетной нагрузки и размеров в плане балочные клетки могут быть трех типов; а) упрощенные, б) нормальные и в) усложненные.

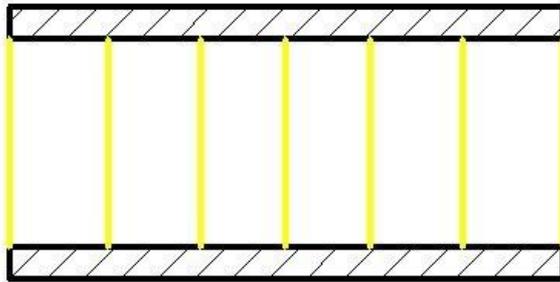
Балки настила обычно проектируют из прокатных балок пролетом 5-7 м, что и определяет тип балочной клетки. Расстояние между балками настила

$a = 0,6-1,6\text{ м}$ при стальном настиле $a = 2-3,5\text{ м}$ при ж/б настиле.

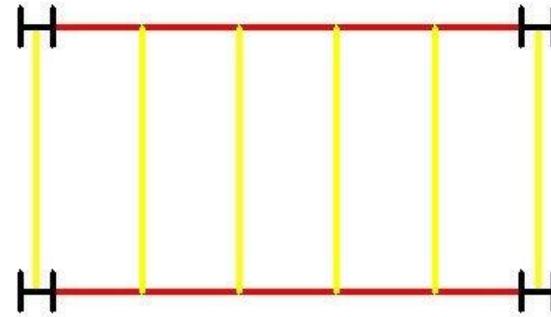
Расстояние между вспомогательными балками 2-5 м и оно должно быть кратно пролету главной балки. Главные балки опирают на колонны и располагают вдоль больших расстояний между ними.

Размер от нижнего пояса главной балки до верха настила называется строительной высотой балочной клетки

Сопряжение балок в клетке может быть этажным, в одном уровне и пониженным.



УПРОЩЕННЫЙ



НОРМАЛЬНЫЙ



УСЛОЖНЕННЫЙ



колонна



балка настила

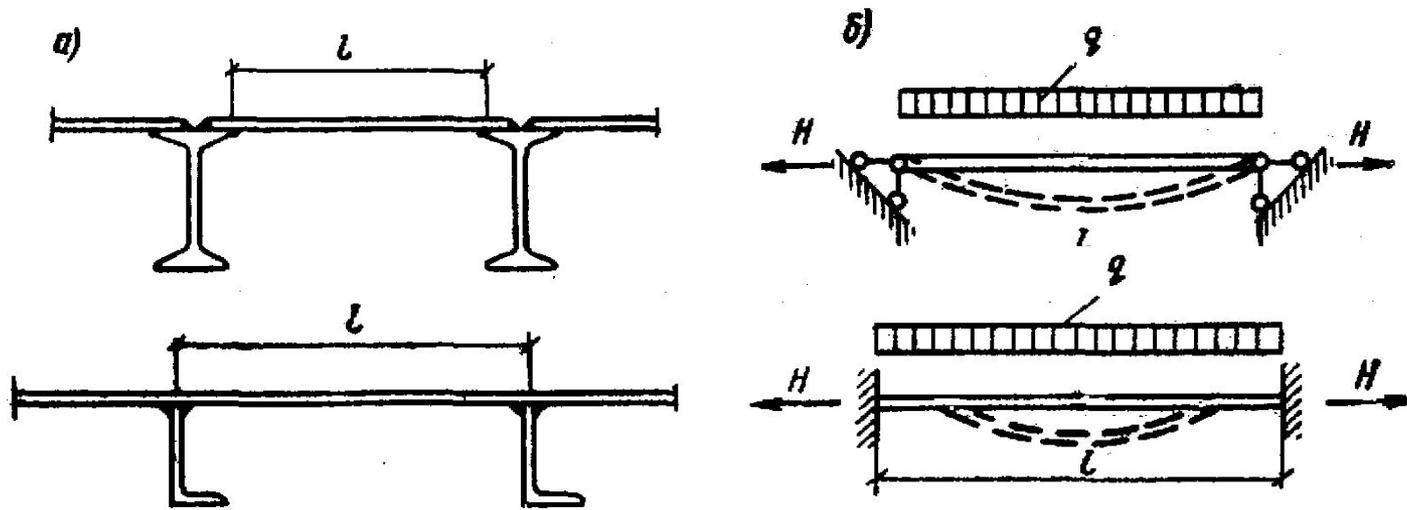


второстепенная балка



главная балка

Плоский стальной настил балочных клеток



а) - конструктивное решение шарнирно-

б) - расчетные схемы опертого и защемленного настила

Для настилов используют листы $t = 6-14$ мм:

$t = 6$ мм при нагрузке до 10 кн/м^2 ;

$t = 8-10$ мм при нагрузке до 20 кн/м^2 ;

$t = 12-14$ мм при нагрузке более 20 кн/м^2 .

При нагрузках не превышающих 50 кН/м^2 и предельном относительном прогибе не более $1/150$ прочность шарнирно закрепленного по краям стального настила всегда будет обеспечена и его надо рассчитывать только на жесткость. Работа и расчет настила зависит от отношения его расчетного пролета к толщине l/t .

При $l/t < 50$ растягивающие напряжения незначительны, и ими можно пренебречь; настил в этом случае рассчитывают только по изгибу.

При $l/t > 300$ можно пренебречь напряжениями от изгиба и рассчитывать настил только на растягивающие напряжения от распора H .

При $50 < l/t < 300$ должны учитываться напряжения и от изгиба, и от растяжения.

Жесткие настилы с отношением $l/t < 50$ применяют при очень больших нагрузках. **Гибкие настилы** с отношением $l/t > 300$ в строительных конструкциях применяют редко. Наиболее широко распространены настилы с отношением $50 < l/t < 300$.

Расчет жесткого настила $\ell/t < 50$

Изгиб пластинки шириной 1 см как изгиб шарнирно опертой балки.

$$M = \frac{q\ell^2}{8}$$

где q - расчетная погонная равномерно распределенная нагрузка;
 ℓ - пролет настила.

Толщина настила $t = \ell \sqrt{\frac{3}{4} \frac{q}{R_y}}$

где R_y - расчетное сопротивление материала на изгиб.

Расчет настила при $50 < \ell / t < 300$ (изгиб с растяжением)

В этом случае расчет значительно усложняется. Для практических расчетов по определению необходимой толщины настила чаще всего пользуются заранее составленными графиками, по которым в зависимости от нагрузки q (кН/м²) можно найти требуемое отношение пролета настила к его толщине t .

Для определения требуемого отношения пролета настила к его толщине может быть использована также приближенная эмпирическая формула:

$$\frac{\ell}{t} = 0,226 \frac{\ell}{f_u} \left(1 + \frac{1,66 \cdot 10^6}{q_n \left(\frac{\ell}{f_u} \right)^4} \right)$$

Где q_n - нормативная нагрузка.

Сила N , на действие которой необходимо проверить сварные швы, прикрепляющие настил к балкам, приближенно определяется по формуле:

$$N = n \frac{\Pi^2}{4} \left(\frac{f_u}{\ell} \right)^2 t \frac{E}{1 - \mu^2}$$

Где μ - коэффициент Пуассона (для стали $\mu = 0,3$).

Расчет прокатной балки

1. Определяют нормативные и расчетные нагрузки.
2. Устанавливают расчетную схему балки и по правилам строительной механики определяют максимальные усилия (M и Q) от расчетной нагрузки.
3. Определяют требуемый момент сопротивления

$$W_{pe} \geq \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \gamma_c} \quad \text{или} \quad W \geq \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c}$$

4. По сортаменту подбирают номер профиля и выписывают значения геометрических характеристик (W , J , S , t_w).

5. Подбранное сечения должно удовлетворять требованиям прочности, общей устойчивости и жесткости.

5.1 Проверка прочности

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq R_y \gamma_c \quad \text{или} \quad \sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq c_1 R_y \gamma_c$$

Эта проверка автоматически удовлетворяет, если фактический w не меньше требуемого

$$\tau = \frac{Q_{\max} S}{J_t} \leq R_s$$

В прокатных балках ^{τ} , поскольку они имеют достаточно толстую стену, можно не проверять. Касательные напряжения могут оказаться решающими в балках малых пролетов, несущих большую нагрузку.

5.2 Проверка общей устойчивости.

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{\varphi_b W} \leq R_y \gamma_c$$

где φ_b - определяют по указанием норм проектирования стальных конструкций (СНиП 2-23-81) в зависимости от статической схемы балки, характера нагрузки и геометрических характеристик сечения.

Проверка устойчивости балок не требуется, если:

а) распределенная статическая нагрузка передается через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на жесткий пояс балки и надежно с ним связанный (ж/б плиты, плоские стальные листы и т.п.).

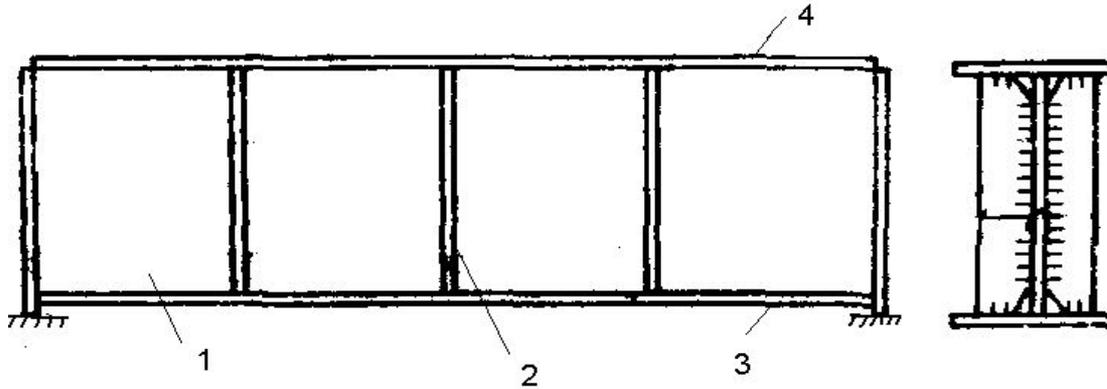
б) отношение расчетной длины сжатого пояса балки к ширине верхнего пояса не превышает величины, приведенных в соответствующих таблицах. Расчетная длина сжатого пояса принимается равной расстоянию между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений (узлы горизонтальных связей и т.п.); при отсутствии промежуточных закреплений = пролету балки.

5.3 Проверка жесткости балки.

$$\frac{f}{\ell} = \frac{M_n \ell}{10EJ} \leq \frac{f_u}{\ell}$$

Местную устойчивость поясов и стенки в прокатных балках не проверяют, т.к. их размеры назначены с учетом устойчивой работы при различных напряжениях состояниях.

Расчет разрезных составных балок



1) - стенка, 2) - поперечное ребро жесткости, 3) - нижний пояс, 4) - верхний пояс.

Пояса воспринимают большую часть M стенка, воспринимает большую часть Q . Ребра жесткости обеспечивают местную устойчивость стенки.

Сечение составной балки должно удовлетворять требованиям прочности, жесткости, общей и местной устойчивости и в то же время быть, возможно, более экономичным по затрате металла. Одной из важнейших задач при подборе сечения составной балки является установление рациональной высоты балки h , являющейся главным размером сечения. Обычно составные балки имеют высоту h , хотя возможны отступления, как в ту, так и в другую сторону.

Предварительный подбор сечения балки.

- 1) Подсчитывают нормативные и расчетные нагрузки.
- 2) Устанавливают расчетную схему балки и по правилам строительной механики определяют M_{\max} и Q_{\max} от расчетных нагрузок.
- 3) Вычисляют требуемый момент сопротивления поперечного сечения

или с учетом развития пластичных деформаций

$$W_{mp} \geq \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c}$$

$$W_{mp} = \frac{M_{\max}}{C_1 R_y \gamma_c}$$

4) Устанавливают высоту сечения балки h исходя из 3-х условий:

- наименьшего расхода металла
- требуемой жесткости балки
- ограниченной строительной высоты конструкции перекрытия .

Оптимальная высота сечения балки

$$h_{opt} = K \sqrt{\frac{W_{mp}}{t_w}} \quad \text{или} \quad h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \lambda_w W_{mp}}$$

Где $K = 1.2 \div 1.15$; $\lambda_w \approx 120 \div 150 = \frac{h_w}{t_w}$ - гибкость стенки.

Минимальная высота сечения балки $h_{min} = \frac{2}{24} \frac{c_1 R_y L}{E} \left[\frac{L}{f} \right] \frac{q^n}{q}$

где $c_1 = 1,15 \div 1,2$ - коэффициент, учитывающий развития пластичных деформаций.

5) Устанавливают толщину стенки t_w

Толщина стенки из условия прочности на срез

$$t_w \geq \frac{3}{2} \frac{Q_{max}}{h_w \cdot R_s} \quad \text{или} \quad t_w \geq \frac{1.2 Q_{max}}{h \cdot R_s} \quad .$$

Толщина стенки из условия обеспечения местной устойчивости стенки без укрепления продольным ребром жесткости.

$$t_w \geq \frac{h_w}{6} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

Толщина стенки из опыта проектирования

$$t_w \geq 7 + \frac{3h}{1000}$$

6) Устанавливают требуемую площадь сечения поясов.

Требуемый момент инерции площади сечения балки .

$$J_{mp} = W_{mp} \frac{h}{2}$$

Требуемый момент инерции, приходящийся на пояса

$$J_{fnp} = J_{mp} - J_w = J_{mp} - \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}$$

в то же время , $J_{fnp} = 2A_{fnp} \left(\frac{h_f}{2} \right)^2$ откуда $A_{fnp} = \frac{2J_{fnp}}{h_w^2}$

Компоновка сечения балки

При окончательной компоновке сечения балки надо руководствоваться следующим:

- 1) Окончательная высота балки h должна быть близкой к оптимальной
- 2) Высоту стенки балки следует принимать равной ширине прокатного листа. В целях унификации конструкции высота балки h должна быть кратной 100мм.
- 3) Принятая минимальная из требуемых толщина стенки должна округляться до целых значений мм. Обычно минимальную толщину стенки принимают не менее 8мм и назначают при толщине до 12мм кратной 1мм а при более 12мм - кратной 2мм.
- 4) Оптимальным сечением балки является сечение, у которого площадь сечения стенки равна площади сечения двух поясов.
- 5) При проектировании балок из низколегированной стали и алюминиевых сплавов может получиться больше В этом случае наиболее выгодным будет сечение балки, у которой 75 % материала сконцентрировано в стенке и только 25 % в поясах.

6) Из условия общей устойчивости балки минимальную толщину поясного листа назначают в пределах:

$$b_f = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{5} \right) h$$

Для удобства автоматической сварки эта ширина должна быть не менее 180мм.

7) Местная устойчивость сжатого поясного листа считается обеспеченной, если отношение расчетной ширины его свеса к толщине не превышает

$$b_{ef} = \frac{(b_f - t_w)}{2} \quad \text{к}$$

следующие значения: $\frac{b_{ef}}{t_f} = 0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$

В упругой стадии работы материала

При развитии пластических деформаций $0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, но не более

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0.11 \frac{h_w}{t_w}$$

8) Толщину поясного листа $t_f = \frac{A_f}{b_f}$ обычно назначают в пределах 8-40 мм с градацией через 2 мм для толщины до 22 мм и далее 25, 28, 33, 40мм. Во избежание больших осадочных напряжений сварки рекомендуется выдерживать соотношение $t_f \leq 3t_w$

Применение в поясах листов малоуглеродистой стали толщиной более 40 мм и из низколегированной стали более 32 мм. невыгодно из-за понижения расчетных сопротивлений.

9) Ширина поясного листа b_f назначается до 420 мм через каждые 20мм и далее 450, 480, 500, 530, 560, 600 и т.д. Назначать b_f более 600мм. не рекомендуется из-за неравномерного распределения нормальных напряжений.

Проверка прочности балки

1) Определяют геометрические характеристики принятого сечения .

2) По определенной площади определяют вес 1м длины балки, суммируют его с ранее подчитанной нагрузкой и уточняют расчетные усилия и .

3) Проверяют нормальные напряжения по формуле
$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_y \gamma_c$$

или с учетом развития пластичных деформаций
$$\sigma = \frac{M_{\max}}{C_1 W_x} \leq R_y \gamma_c$$

4) Если к верхнему поясу балки приложена сосредоточенная нагрузка кН и при отсутствии ребра жесткости под балкой, уложенный на верхний пояс, то требуется проверка местных напряжений в стенке составной балки

$$\sigma_{\text{loc}} = \frac{P}{t_w \ell_{ef}} \leq R_y \gamma_c \quad \ell_{ef} = b + 2t_f$$

При $P > 150$ кН под опираемую балку подводятся ребро жесткости, и проверка местных напряжений σ_{loc} в стенке составной балки не производится.

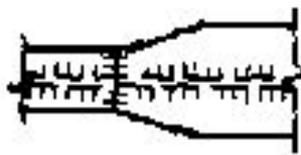
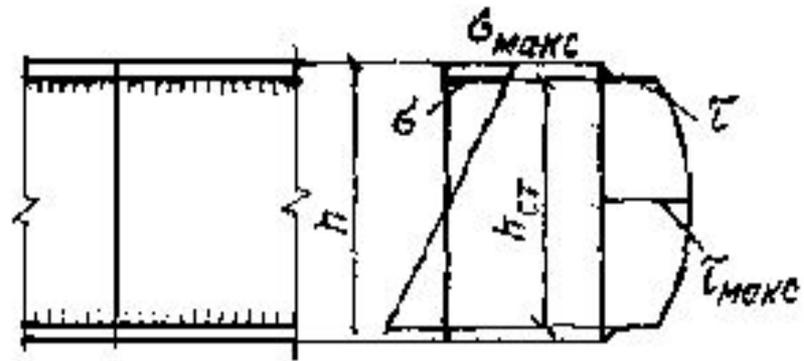
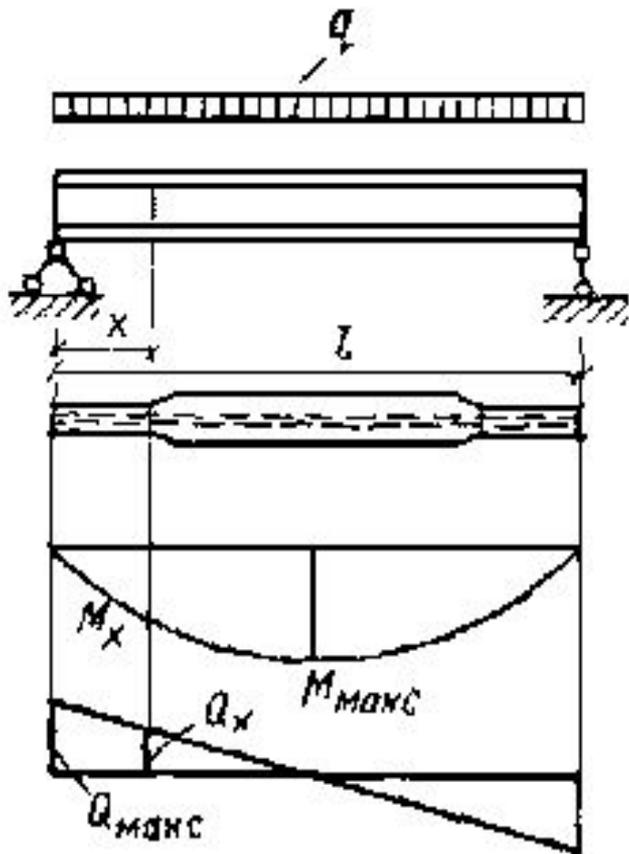
5) Проверка касательных напряжений

$$\tau = \frac{Q_{\max} S_x}{J_x t_w} \leq R_s \gamma_c \quad \tau = \frac{Q_{\max}}{h_w t_w} \leq R_s \gamma_c$$

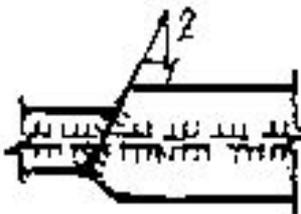
6) Проверка жесткости балки

$$\frac{f}{\ell} = \frac{M_n \ell}{10 E J_x} \leq \frac{f_u}{\ell}$$

Изменение сечения по длине балки



Прямой стык



Равнопрочный стык

Изменение сечения по длине балки целесообразно для балок пролетом 12 м и более. С целью снижения трудоемкости изготовления уменьшают сечение балки в основном за счет уменьшения площади сечения поясов путем изменения ширины пояса. Изменять толщину пояса менее удобно, поскольку балка становится неодинаковой высоты. Сечение изменяют, как правило, один раз.

В сварных балках при равномерно распределенной нагрузке наивыгоднейшее

место изменения сечения находится на расстоянии $x_1 = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{6} \right) \ell$ от опоры.

Действующий в этом месте момент может быть найден графически по эпюре моментов или аналитически по формуле:

$$M_{x_1} = \frac{qx_1(\ell - x_1)}{2}$$

По моменту определяют необходимый момент сопротивления сечения балки, исходя из упругой работы материала, и подбирают новое сечение поясов. Новая ширина пояса не должна быть меньше и не должна составлять менее половины ширины пояса первоначального сечения. Кроме того, из конструктивных соображений ширина пояса измененного сечения не должна быть менее 180мм.

Проверка нормальных напряжений измененного сечения производится по формуле

$$\sigma = \frac{M_{x_1}}{W_{x_1}} \leq R_{wy} \gamma_c$$

где R_{wy} - расчетное сопротивление сварного шва, при физических методах контроля качества сварного шва прямого стыка.

$R_{wy} = 0,85R_y$ - при отсутствии контроля качества сварного шва прямого стыка.

Проверка касательных напряжений происходят по формуле:

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_{x_1}}{J_{x_1} t_w} \leq R_s \gamma_c$$

Кроме того необходима проверка приведенных напряжений.

$$\sigma_{\text{прив.}} \sqrt{\sigma^2 + \sigma_{\text{loc}}^2 - \sigma \sigma_{\text{loc}} + 3\tau^2} \leq \beta R_y \gamma_c$$

Где $\beta = 1,15$ - коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в стенке балки.

Проверка местной устойчивости сжатого пояса балки

Местная устойчивость сжатого пояса балки составного сечения обеспечивается при выполнении условия

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,11 \frac{h_w}{t_w}$$

или при развитии пластичных деформаций

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

где, $b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2}$ но не более $0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$.

Проверка местной устойчивости стенки балки

Устойчивость стенок балок не требуется проверять, если условная гибкость стенки

не превышает значений:
$$\lambda_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

3,5 - при отсутствии местного напряжения в балках с двухсторонними поясными швами;

3,2 - то же в балках с односторонними поясными швами;

2,5 - при наличии местного напряжения в балках с двухсторонними поясными швами.

Стыки балки следует укреплять поперечными ребрами жесткости если:

$$\lambda_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} > 3,2$$
 - при отсутствии подвижной нагрузки;

$$\lambda_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} > 2,2$$
 - при наличии подвижной нагрузки.

Расстояние между ребрами жесткости а должно быть:

$$a \leq 2h_{ef} \text{ при } \lambda_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} > 3,2$$

$$a \leq 2,5h_{ef} \text{ при } \lambda_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 3,2$$

Размеры поперечных ребер жесткости должны удовлетворять следующим требованиям:

$$b_h \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \quad \text{ширина парного симметричного ребра} \quad ;$$

$$b_h \geq \frac{h_{ef}}{24} + 50 \quad \text{ширина одностороннего ребра} \quad ;$$

$$t_s = 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad \text{толщина ребра} \quad .$$

Проверку местной устойчивости стенки балки производят для среднего отсека (наибольшее l), опорного (наибольшее l) и для отсека в месте изменения поперечного сечения балки.

При $\lambda_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} > 6,4$ стенку балки обычно укрепляют продольными ребрами или продольными и дополнительными короткими поперечными ребрами. Непрерывными могут быть как поперечные, так и продольные ребра.

В случае непрерывных продольных ребер они могут быть включены в сечение балки при расчете на изгиб. Проверка устойчивости стенки балки в отдельном отсеке производится по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c$$

$$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} R_y}{\lambda_w^2}$$

$$\lambda_w = \frac{h_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad \text{- условная гибкость стенки;}$$

$$\sigma_{loc} = \frac{c_1 R_y}{\lambda_a^2} \quad \text{где } C_1 \text{ коэффициент, определяемый по таблицам.}$$

$$\lambda_a = \frac{a}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad \tau_{cr} = 10.3 \left(1 + \frac{0.76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}$$

Где μ отношение большой стороны отсека к меньшей;
d - меньшая из сторон пластинки.

$$\lambda_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

Расчет поясных швов

$V = \frac{P}{l_{ef}}$ - давление от сосредоточенной нагрузки на единицу длины-1см.

$$N = \sqrt{T^2 + V^2}$$

$$T = \frac{QS_f}{J_x}$$

Где S_f - статистический момент пояса относительно нейтральной оси.

$$\frac{N}{2\beta_f K_f} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c - \text{ по металлу шва.}$$

$$\frac{N}{2\beta_z K_f} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c - \text{ по металлу границы сплавления.}$$

Откуда

- по металлу шва

$$K_f = \sqrt{\frac{\left(\frac{QS_f}{J_x}\right)^2 + \left(\frac{P}{\mathfrak{L}_{ef}}\right)^2}{2\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}}$$

-по металлу границы сплавления.

$$K_f = \sqrt{\frac{\left(\frac{QS_f}{J_x}\right)^2 + \left(\frac{P}{\mathfrak{L}_{ef}}\right)^2}{2\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}}$$

Расчет опорного ребра

Требуемая площадь опорного ребра из условия сжатия

$$A_p = \frac{Q_{\max}}{R_p}$$

Ширина опорного ребра, $b_p = \frac{A_p}{t_p}$

но не менее 180 200мм, мм. - толщина опорного ребра.

Ширина выступающей части ребра из условия его местной устойчивости не должна превышать

$$b_{op} \leq 0.5t_p \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

Проверка устойчивости опорной части балки из плоскости балки как стойки, нагруженной опорной реакцией R ,

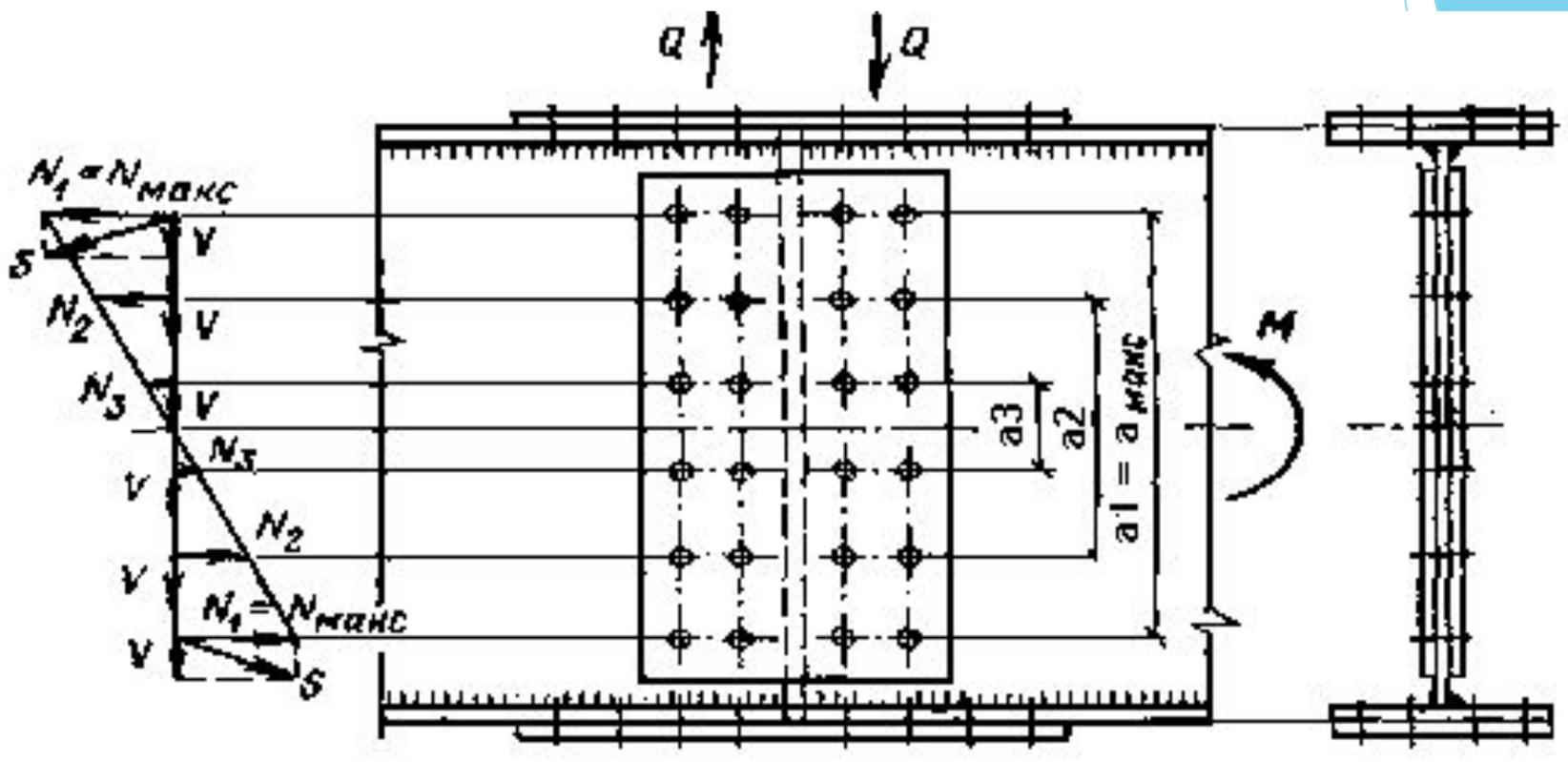
$$\sigma = \frac{R}{\varphi A_{op}} \leq R_y \gamma_c$$

где A_{op} - площадь заштрихованной части, φ - коэффициент продольного изгиба при сжатии.

Требуемый катет швов, прикрепляющих опорное ребро к стенке балки.

$$K_f = \sqrt{\frac{R}{2 \cdot 85 \beta_z \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}}}$$

Расчет монтажного стыка на высокопрочных болтах



В таких стыках каждый пояс балки желательно перекрывать тремя накладками площадь сечения, которых должна быть не менее площади сечения перекрываемого ими элемента. Ослабление сечения поясов балки учитывается при статических нагрузках, если площадь сечения нетто составляет меньше 85% площади брутто; тогда принимается условная площадь сечения, при динамических нагрузках принимается независимо от величины ослабления.

Изгибающий момент M передается через поясные накладки и накладки стенки; поперечная сила Q через накладки стенки.

Изгибающий момент балки M воспринимается поясами и стенкой

где M_f - доля изгибающего момента, приходящего на пояса; M_w - то же на стенку.

$$M = M_f + M_w$$

Распределение моментов между поясами и стенкой происходит пропорционально их моментам инерции, поэтому части момента, приходящие на стенку и пояса, будут соответственно равны

$$M_w = M \frac{J_w}{J} \quad M_f = M - M_w$$

где J_w - момент инерции стенки; J - момент инерции всей балки.

Расчет поясных накладок

Поясные накладки рассчитывают на часть изгибающего момента, приходящего на пояса. Усилие в поясных накладках и требуемая площадь накладок нетто определяется по формулам

$$N_f = \frac{M_f}{h} \quad A_f^{nm} = \frac{N_f}{R_y}$$

Крепления накладок к поясам рассчитывается на силу (по обе стороны от оси стыка). Необходимое число болтов, устанавливаемых на каждую сторону от центра стыка.

$$n \geq \frac{N_f}{m_{mp} \gamma_c Q_{bh}}$$

где m_{mp} - количество поверхностей трения;

Q_{bh} - расчетное сдвигающее усилие воспринимаемое поверхностью трения одного высокопрочного болта.

Расчет поясных накладок можно выполнить исходя из принципа равнопрочности. Площадь поясных накладок принимается равной площади пояса.

Усилие в накладке определяется по формуле $N_f = A_f^{nm} \cdot R_y$ по этому усилию определяются необходимое число болтов.

Расчет накладок стенки

Накладки стенки рассчитывается на часть изгибающего момента, приходящего на стенку и на всю поперечную силу Q . Момент уравнивается суммой внутренних пар усилий, действующих на болты, расположенных на половине накладки, симметрично относительно нейтральной оси балки.

$$M_w = m \sum N_i a_i = m (N_1 a_1 + N_2 a_2 + N_3 a_3 + \dots)$$

где m - число вертикальных рядов в половине накладки;

$N_i a_i$ - соответственно усилие и в болтах и расстояния между ними.

Выражая все усилия через максимальное усилие , , и т.д. получим . Отсюда максимальное горизонтальное усилие от изгибающего момента, действующее на каждый крайний, наиболее нагруженный болт, будет

$$N_{\max} = M_w \frac{a_{\max}}{m \sum a_i^2}$$

В этих же болтах возникает вертикальное усилие от поперечной силы Q , которая распределяется равномерно между всеми болтами накладки.

$$V = \frac{Q}{n}$$

где n - число болтов в накладке по одну сторону стыка.

Равнодействующее усилие, приходящееся на один крайний болт

$$S = \sqrt{N_{\max}^2 + V^2} = \sqrt{\left(M_{\text{вн}} \frac{a_{\max}}{m \sum a_i^2} \right)^2 + \left(\frac{Q}{n} \right)^2} \leq Q$$

Если это условие не соблюдается, то увеличивается число болтов или их диаметр.

Толщина накладки принимается на 2-4 мм меньше, чем толщина стенки балки, но не менее 6-8 мм.

Конструкция сварного стыка

В местах, где напряжения не превышают расчетного сопротивления шва растяжению (или с контролем качества шва), стык делают прямым; в противном случае в нижнем поясе делается косой стык.

