



КАФЕДРА СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

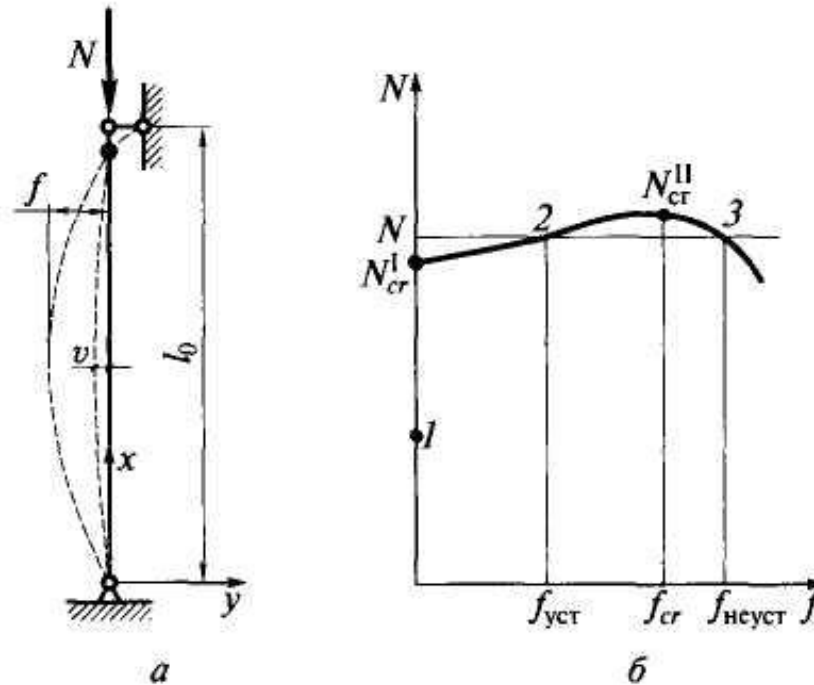
МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Киселев В.Н.

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности

Основы работы и расчета на устойчивость центрально сжатых стержней

- Исчерпание несущей способности длинных гибких стержней, работающих на осевое сжатие, происходит от потери устойчивости.



Работа центрально сжатого стержня:

a — расчетная схема; b — зависимость между нагрузкой и прогибом стержня

При фиксированном $N = \text{const}$, давая стержню возможное перемещение, можно подсчитать приращение работ внешних δA_e и внутренних δA_i сил. Если $\delta A_i > \delta A_e$ то состояние стержня будет устойчивым, при $\delta A_i < \delta A_e$ — неустойчивым, при $\delta A_i = \delta A_e$ — критическим.

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности

В первом случае разница между виртуальными работами возвращает систему в первоначальное состояние.

Во втором случае приращения работы внутренних сил δA_i недостаточно, чтобы вернуть систему в первоначальное состояние, стержень теряет устойчивость.

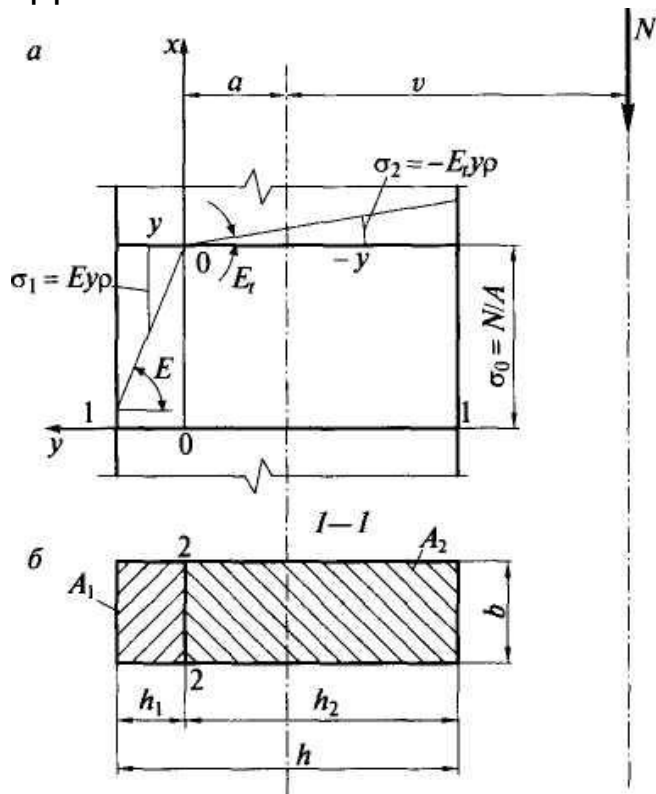
Третий случай является пограничным, критическим. При изучении проблемы устойчивости стержней приращения работ на возможных перемещениях можно заменить приращениями соответствующих моментов δM_e и δM_i вследствие их прямой пропорциональной зависимости.

Для идеально упругого и прямолинейного стержня при фиксированном $N = \text{const}$ приращение момента внешних сил при возможном прогибе с амплитудой v равно $\delta M_e = Nv$. Приращение момента внутренних сил $\delta M_i = \rho EI$, где EI — жесткость стержня; $\rho = -y''$ — кривизна. Соответствующее критическое напряжение будет иметь вид:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}^1}{A} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2 A} = \frac{\pi^2 E i^2}{l_0^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2},$$

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности

Эта формула справедлива при постоянном модуле упругости E , т.е. при напряжениях, не превышающих предел пропорциональности $\sigma_{cr} < \sigma_{пц}$, при этом $\lambda > \pi \sqrt{(E/\sigma_{пц})}$. Для мягких строительных сталей $\sigma_{пц} = 20 \text{ кН/см}^2$, следовательно, $\lambda > 100$. Для сталей повышенной прочности применимость формулы Эйлера ограничена значением $\lambda > 85$. Следует заметить, что на практике гибкости центрально сжатых стержней (колонн, элементов ферм, рам и т.п.) в большинстве случаев составляют примерно половину указанных предельных.



Напряженно-деформированное состояние центрально сжатого стержня в момент потери устойчивости:

а — эпюра напряжений;

б — поперечное сечение стержня

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности

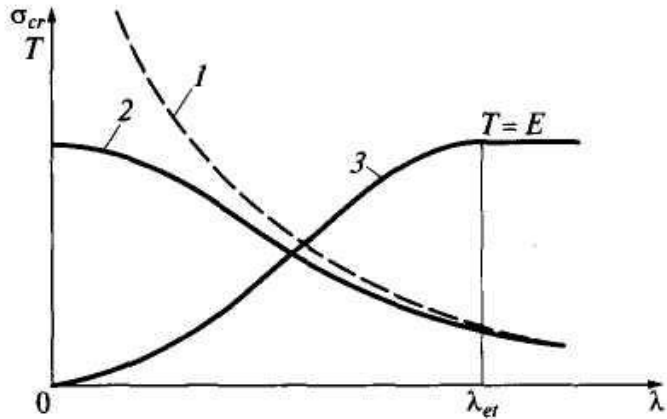
При λ меньше предельных стержни теряют устойчивость в упругопластической стадии работы материала с **касательным** модулем деформации $E_t = d\sigma/d\varepsilon < E$. Для этого случая проф. Ф.С.Ясинским в 1895 г. была предложена следующая схема работы стержня при потере устойчивости (рис.). Т.е. появится дополнительный эксцентриситет a продольной силы. Приращение момента внешней силы $\delta M_e = N(v + a)$. Для внутренних сил δM_i определится суммой соответствующих интегралов по площадям A_1 и A_2 разделенным нейтральной осью 2—2

$$\begin{aligned}\delta M_i &= \int_{A_1} \sigma_1 y dA - \int_{A_2} \sigma_2 y dA = \int_{A_1} E \rho y^2 dA + \int_{A_2} E_t \rho y^2 dA = \\ &= \rho \left(E \int_{A_1} y^2 dA + E_t \int_{A_2} y^2 dA \right) = \rho (E I_1 + E_t I_2).\end{aligned}$$

Тогда $\delta M_i = \rho T J$, где T представляет собой приведенный модуль деформации, опреде: $T = (E I_1 + E_t I_2) / I$. а $T J = E J \cdot \sigma_{cr} = \pi^2 T / \lambda^2$. да

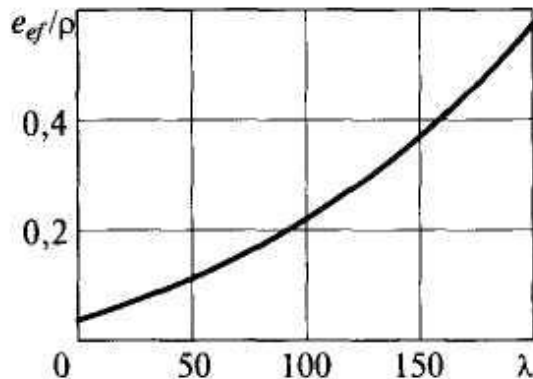
Введение понятия приведенного модуля T эквивалентно замене стержня из разнородного материала (участок A_1 подчиняется упругому закону, участок A_2 — пластическому) стержнем из однородного материала с уменьшенным модулем упругости.

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности



Зависимость критических напряжений и приведенного модуля деформаций от гибкости стержня:

1 — кривая Эйлера; 2 — кривая критических напряжений для сталей типа Ст3; 3 — график модуля T



Зависимость случайных эксцентриситетов от гибкости

Продолжая цепочку выкладок, напомним

$$\sigma_{cr} = \pi^2 E / \lambda_{ef}^2, \quad \text{где } \lambda_{ef} = l_0 / i_{ef}, \quad i_{ef} = \sqrt{J_{ef} / A}.$$

До сих пор рассматривался идеально прямой стержень с нагрузкой, приложенной строго по оси. В реальных конструкциях таких условий практически не существует. Ось стержня всегда имеет некоторые искривления, конструктивное оформление концов сжатых стержней не может обеспечить идеальную центровку сжимающей силы, что приводит к заметному снижению критических напряжений. Учет влияния указанных факторов осуществляется введением в расчет некоторого эквивалентного эксцентриситета сжимающей силы

e_{ef} Этот эксцентриситет зависит от многих случайных факторов: технологии изготовления, транспортировки, монтажа, конструктивного решения стержня и его узлов и т.д.

Статистические исследования эксцентриситетов показывают их зависимость от гибкости стержня — они возрастают с ростом гибкости. Поэтому в практических расчетах используют критическое напряжение, вычисленное с учетом случайных эксцентриситетов **$\sigma_{cr,e}$**

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности

В соответствии с первым предельным состоянием устойчивость сжатого стержня будет обеспечена, если $\sigma = N/A \leq \sigma_{cr,e} \gamma_c$. Умножив и поделив правую часть на расчетное сопротивление R_y и введя обозначение

$\sigma_{cr,e} / R_y = \varphi$, называемое *коэффициентом устойчивости*, получим формулу для проверки устойчивости центрально сжатых стержней

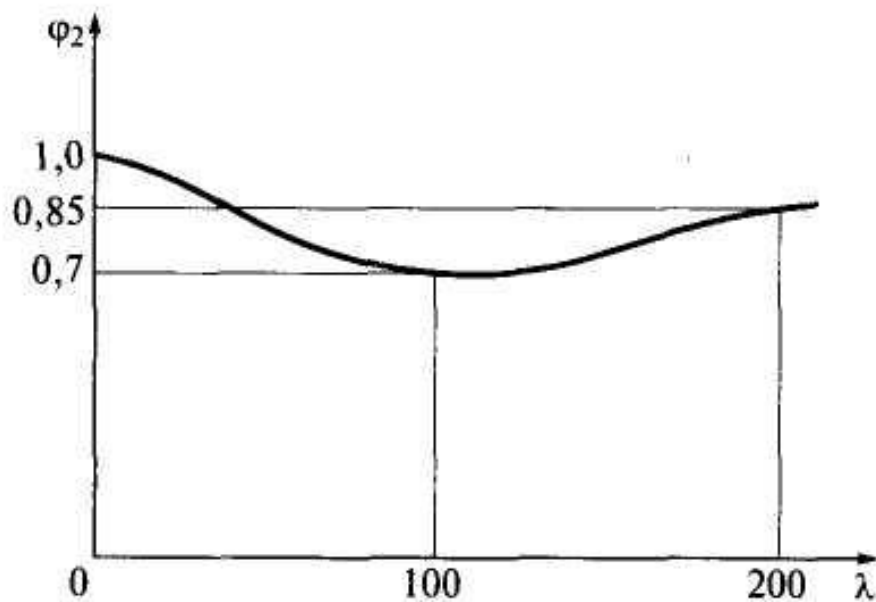
$$\sigma = N/A \leq \varphi R_y \gamma_c \text{ или } N/(A\varphi) \leq R_y \gamma_c.$$

Коэффициент φ имеет двойственную природу:

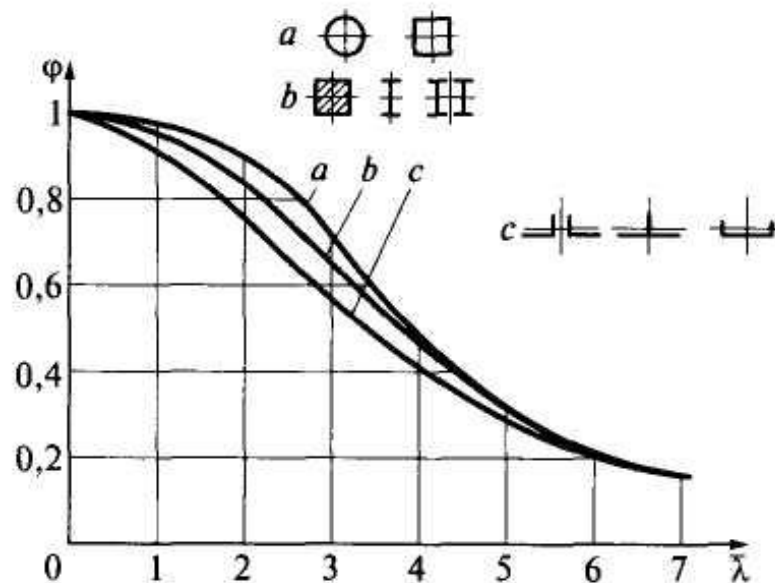
$$\varphi = \frac{\sigma_{cr,e}}{R_y} = \frac{\sigma_{cr}}{R_y} \frac{\sigma_{cr,e}}{\sigma_{cr}} = \varphi_1 \varphi_2,$$

где $\varphi_1 = \sigma_{cr} / R_y < 1$ — детерминированный коэффициент, учитывающий собственно явление продольного изгиба; $\varphi_2 = \sigma_{cr,e} / \sigma_{cr} < 1$ — статистический коэффициент, учитывающий влияние случайных факторов, вызывающих дополнительный поперечный изгиб.

$$\varphi_1 = \frac{\sigma_{cr}}{R_y} = \frac{\pi^2 T}{\lambda^2 R_y} \frac{E}{E} = \frac{\pi^2}{(\lambda \sqrt{R_y / E})^2} \frac{T}{E} = \frac{\pi^2}{\bar{\lambda}^2} \frac{T}{E}.$$



Влияние случайных эксцентриситетов на коэффициент устойчивости в зависимости от гибкости стержня



Зависимость коэффициента устойчивости от условной гибкости

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности

Основы работы и расчета на прочность стержней, испытывающих сжатие или растяжение с изгибом.

При одновременном действии на стержень осевой силы N изгибающего момента M несущая способность его определяется размерами поперечного сечения и предельной прочностью материала.

Для случая сжимающей осевой силы это справедливо при обеспечении общей устойчивости стержня и местной устойчивости его элементов.

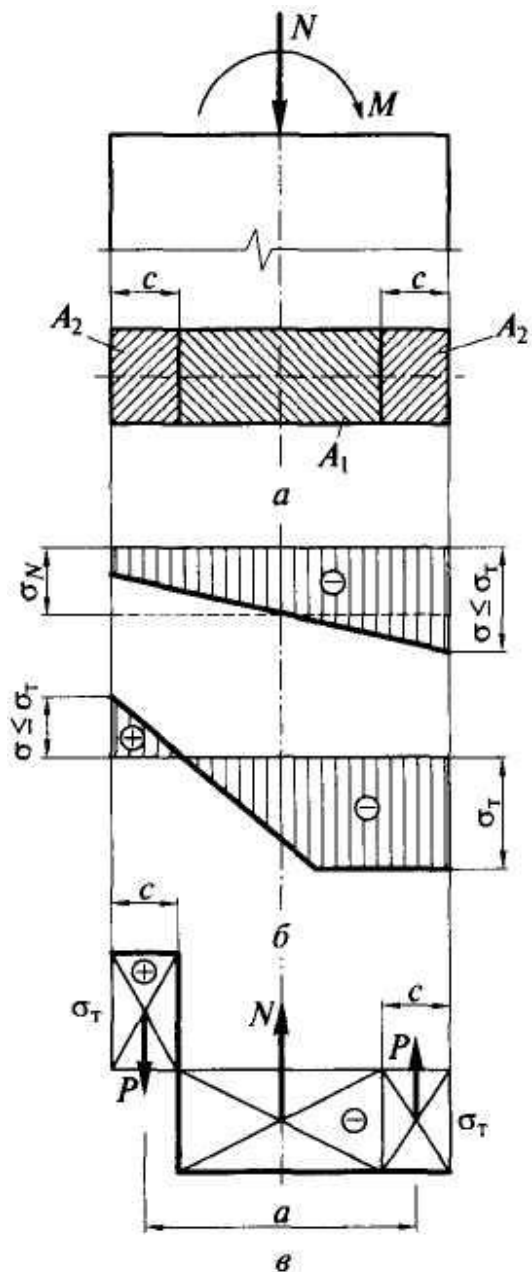
В упругой стадии работы материала напряжения в поперечном сечении стержня могут быть представлены в виде суммы напряжений от центрального сжатия $\sigma_N = N/A$ и от изгиба $\sigma_m = M_y / W_x$. При достижении текучести в наиболее сжатой части сечения напряжения будут ограничиваться пределом текучести, а с противоположной стороны будут возрастать напряжения растяжения.

В предельном случае эпюра напряжений будет состоять из двух прямоугольников разной величины. В общем случае, когда действует осевая сила N и моменты в двух направлениях M_x и M_y , предельную несущую способность по прочности проверяют по формуле

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где A_n , $W_{xn, \min}$, $W_{yn, \min}$ — площадь и соответствующие моменты сопротивления нетто поперечного сечения стержня; c_x , c_y , n — коэффициенты, учитывающие резерв несущей способности материала при развитии пластических деформаций.

Для конструкций, выполненных из высокопрочных сталей ($\sigma_t > 58 \text{ кН/см}^2$), а также в случаях, когда по условиям эксплуатации появление пластических деформаций недопустимо, например при непосредственном воздействии на них динамических нагрузок, в проверочной формуле следует положить $n = c_x = c_y = 1$.



Развитие пластического шарнира при действии на стержень осевой силы и изгибающего момента:
 a — эпюра напряжений при упругой работе материала;
 b — то же, в упругопластической стадии;
 $в$ — распределение напряжений и усилий в поперечном сечении стержня при образовании пластического шарнира

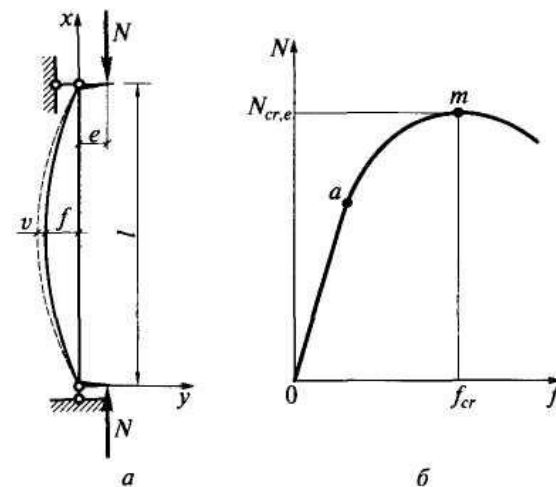
Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности

Основы работы и расчета на устойчивость внецентренно сжатых и сжато-изогнутых стержней.

Потеря несущей способности длинных гибких стержней при одновременном действии сжимающей силы и изгибающего момента происходит от потери устойчивости. При этом соответствующие состояния равновесия могут быть определены так же, как для центрального сжатия, с помощью энергетического баланса при вариации формы изогнутой оси стержня, а именно, $\delta A_i > \delta A_e$ — устойчивое состояние, $\delta A_i < \delta A_e$ — неустойчивое состояние, $\delta A_i = \delta A_e$ — критическое состояние.

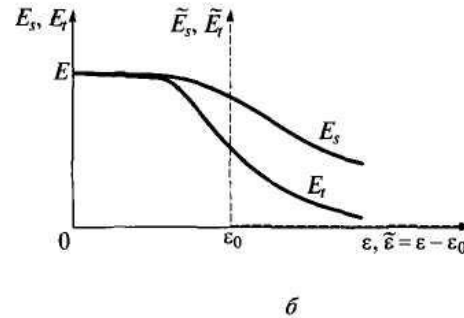
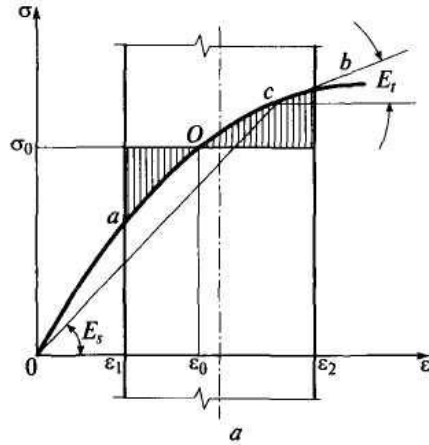
Механическое поведение стержня можно проследить на графике $N—f$. В отличие от центрального сжатия здесь прогиб появляется с самого начала приложения нагрузки и возрастает с ее ростом, вначале линейно в соответствии с линейным поведением материала, а затем график начинает отклоняться от прямой по мере развития в стержне пластических деформаций и

заметного проявления геометрической нелинейности в работе стержня (участок $a—m$). Наибольшая несущая способность стержня (точка m на графике) соответствует критическому состоянию $N_{max} = N_{cr,e}$. Левее точки m — устойчивое состояние, правее — неустойчивое.

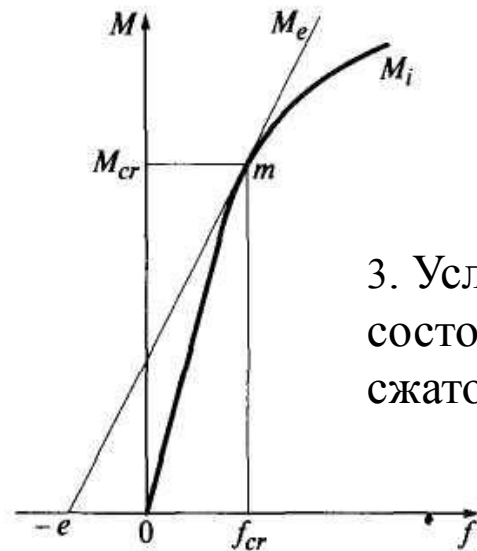
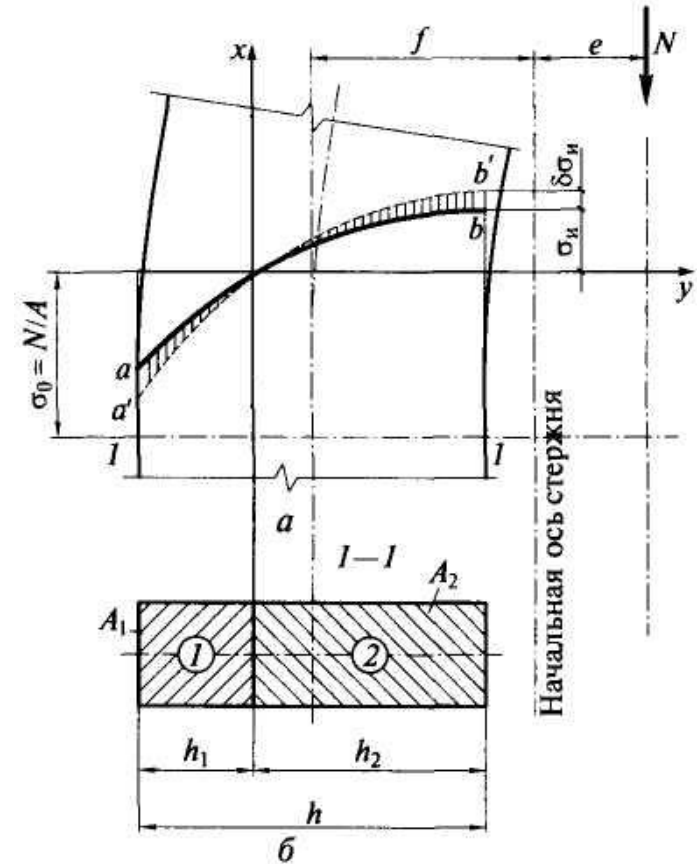


Работа внецентренно сжатого стержня:
а — расчетная схема;
б — зависимость между нагрузкой и прогибом стержня

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности



2. Определение физических и геометрических характеристик равновесного состояния внецентренно сжатого стержня:
 а — определение нейтральной оси стержня при изгибе;
 б — графики модулей деформаций



3. Условие критического состояния внецентренно сжатого стержня

1. Напряженно-деформированное состояние внецентренно сжатого стержня в момент потери устойчивости:
 а — эпюры напряжений; б — поперечное сечение стержня

Эпюра напряжений на рис. 1, а представлена в виде суммы двух эпюр: средних напряжений $\sigma_o = N/A$ и напряжений от изгиба $\sigma_u = \rho_y E_s (\rho — \text{кривизна})$. Две части поперечного сечения A_1 и A_2 разделены осью X , являющейся нейтральной для компоненты изгибного напряжения σ_u . Заштрихованная фигура $aa'Bb'$ представляет собой вариацию изгибных напряжений от виртуального прогиба стержня. На рис. 2

E_s и E_t — секущий и касательный модули деформаций:

$$E_s = \sigma/\varepsilon ; E_t = d\sigma/d\varepsilon.$$

Схему решения задачи нахождения критической силы $N_{cr,e}$ можно представить следующим образом. При фиксированном $N = \text{const}$, задавая различные значения прогибов стержня, можно вычислить соответствующие значения момента внутренних сил $M_i = \text{Int}(\sigma_u y dA)$ (рис.3). График $M_e = N(e + f)$ является линейной функцией f . Критическое состояние соответствует точке касания m двух графиков. Действительно, в этой точке выполняется условие равновесия $M_u = M_e$ и условие критического состояния $\delta M_i = \delta M_e$.

Трудность заключается в том, чтобы получить ситуацию, изображенную на рис.3: при заданном $N = \text{const}$ прямая M_e должна касаться кривой M_i . Тогда значение N будет критическим $N_{cr,e}$. При произвольном задании N эти графики могут расходиться либо пересекаться. Однако последовательные целенаправленные повторы такой графоаналитической процедуры при различных N могут привести к желаемому результату. На практике при использовании современной вычислительной техники задаче о нахождении критической силы сводится к решению системы уравнений, получаемых из вариационного условия критического состояния и условий равновесие стержня.

Критическая сила зависит от эксцентриситета e . При его увеличении критическая сила уменьшается. На практике удобнее пользоваться безразмерным относительным эксцентриситетом $m = e/\rho$, где $\rho = W/A$ — ядровое расстояние со стороны наиболее сжатой фибры стержня.

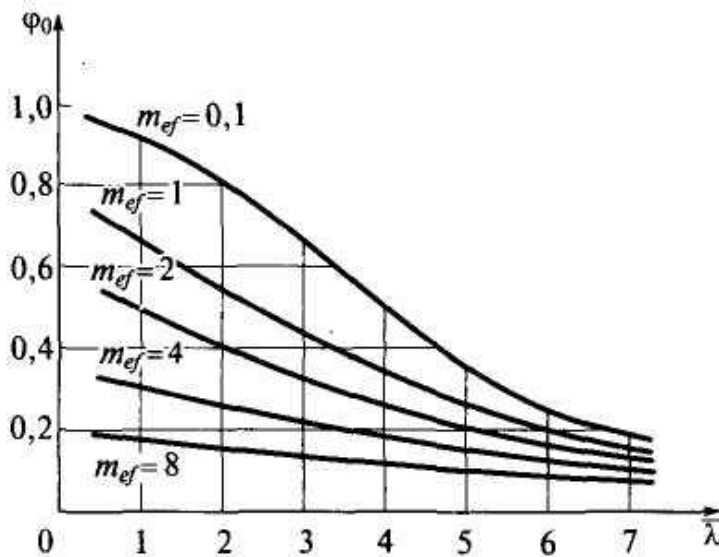
Критическая сила зависит также от формы поперечного сечения стержня, которая учитывается коэффициентом влияния формы сечения η зависящим в свою очередь от относительного эксцентриситета m и условной гибкости λ . Для практических расчетов два последних фактора объединены введением понятия приведенного эксцентриситета $m_{ef} = m \eta$. Формула проверки устойчивости внецентренно сжатых стержней:

$$N / (A \phi_e) \leq R_y \gamma_{cs}$$

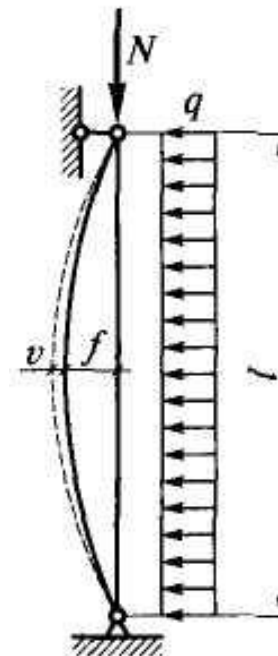
где $\phi_e = \sigma_{cr,e} / R_y$ — коэффициент устойчивости при внецентренном сжатии, зависящий от условной гибкости и приведенного

эксцентриситета m . В сжато-изогнутом стержне (рис. 2) внешние силы, вызывающие сжатие N и поперечный изгиб q , не зависят друг от друга. Поэтому для любой продольной силы N можно подобрать такую поперечную силу q , при которой стержень будет находиться в критическом состоянии.

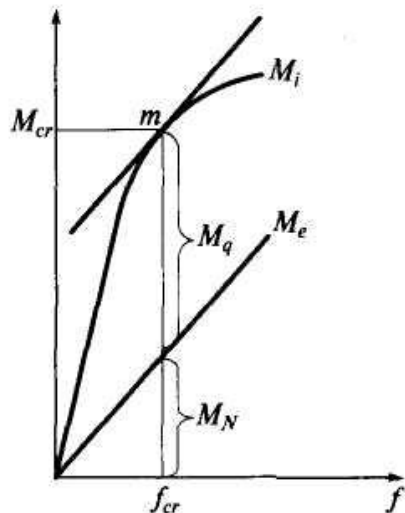
Аналогично предыдущему строятся графики M_i и $M_e = N f$ (рис.3). Проводится касательная к кривой M_i параллельная прямой M_e . В точке касания m выполняется условие критического состояния $\delta M_i = \delta M_e$. Ордината точки m дает значение критического момента M_{cr} , который можно представить в виде суммы момента от продольной силы $M = N f_{cr}$ и от поперечной силы q . Отсюда, зная M_{cr} можно определить $M_q = M_{cr} - N f_{cr}$ а следовательно, значение q , при котором стержень будет находиться в критическом состоянии.



1. Графики коэффициента устойчивости при внецентренном сжат



2. Расчетная схема сжато-изогнутого стержня



3. Условие критического состояния сжато-изогнутого стержня

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности

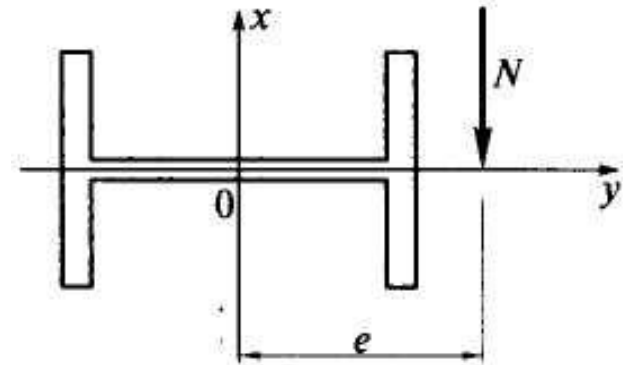
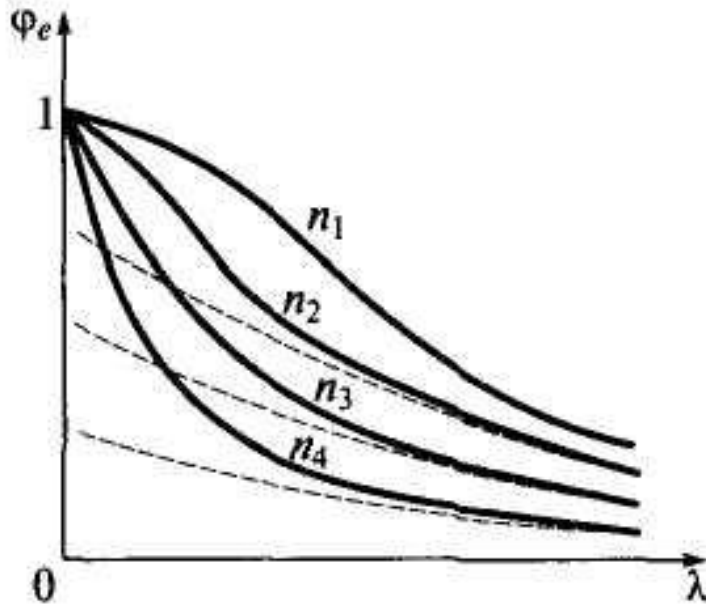
Рассмотренный случай можно условно привести к случаю внецентренного сжатия с эквивалентным эксцентриситетом $e = M/N$ и построить аналогично предыдущему графики $\phi_e(\quad)$ (рис.1, сплошные линии). В частности, при $q = \text{const}$ влияние поперечного изгиба на устойчивость стержня можно характеризовать параметром $\Pi = q I/N$. При этом $M = (q I)^2/8$, эквивалентный эксцентриситет $e = M/N = n I/8$ и соответствующий приведенный эксцентриситет $m_{ef} = \eta n I/(8 \rho)$. В общем случае подобное соотношение зависит от вида поперечной нагрузки и способа закрепления концов стержня.

На рис.1 сплошными линиями показаны графики для сжато-изогнутых стержней при различных значениях параметра Π , штриховыми — графики для внецентренно сжатых стержней с эквивалентным приведенным эксцентриситетом m_{ef} .

При обеспечении устойчивости внецентренно сжатых (сжато-изогнутых) стержней целесообразно с точки зрения экономии металла развивать сечение в направлении эксцентриситета так, как показано на рис. 2. При этом возрастает опасность потери устойчивости стержня в перпендикулярном направлении — относительно оси y . Относительно этой оси сжимающая сила N не имеет эксцентриситета, стержень в данном направлении работает как центрально сжатый. Однако при подсчете вариаций моментов δM_i и δM_e необходимо учитывать влияние момента в перпендикулярной плоскости, а также возможность потери устойчивости по изгибно-крутильной форме (по В.З.Власову). К тому же не будет действовать классический механизм разгрузки на выпуклой стороне стержня при потере устойчивости по Ф.К.Ясинскому.

Все это значительно снижает критическую силу, а следовательно, и коэффициент устойчивости относительно оси y по сравнению со случаем чисто центрального приложения нагрузки (в точке 0). В связи с этим в формулу проверки устойчивости

1. Графики коэффициента устойчивости для сжато-изогнутых (сплошные линии) и внецентренно сжатых (штриховые линии) стержней



Наиболее рациональное положение двутаврового сечения при внецентренном сжатии стержней

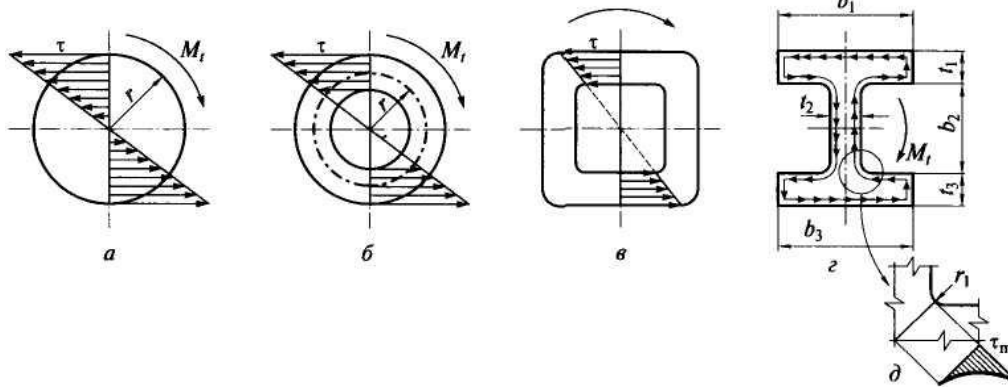
$$\frac{N}{c\varphi_y A} \leq \gamma_c R_y,$$

где $c = N_{cr,M}/N_{cr} = \varphi_{y,M}/\varphi_y$; φ_y, N_{cr} — соответственно коэффициент устойчивости и критическая сила при центральном сжатии; $N_{cr,M}, \varphi_{y,M}$ — критическая сила и соответствующий коэффициент устойчивости центрального сжатия относительно оси y при наличии момента в перпендикулярной плоскости. Коэффициент c зависит от относительного эксцентриситета $m_x = e/\rho_x$ формы поперечного сечения стержня и гибкости λ_y .

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности

Работа элементов конструкций на кручение.

Классическими элементами, наилучшим образом сопротивляющимися кручению, являются стержни сплошного круглого либо трубчатого сечения (рис.1, а—в).



1. Распределение напряжений при кручении стержней:

а — сплошного сечения;

б, в — трубчатого сечения;

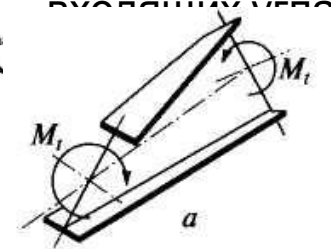
г — открытого (двутаврового) сечения;

д — концентрация напряжений во впадинах углов профилей

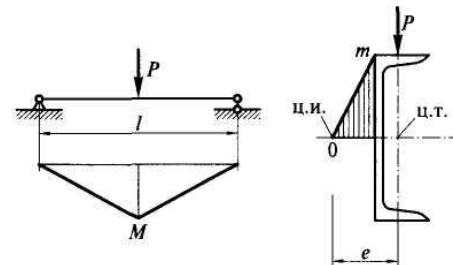
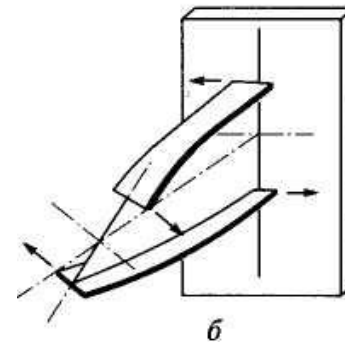
В поперечных сечениях таких стержней при закручивании возникают только касательные напряжения τ , уравнивающие внешний крутящий момент M_t :

$$\tau_{\max} = M_t / W_t = M_t r / J_t$$

где W_t, J_t — момент сопротивления и момент инерции при кручении; r — радиус сечения круглого стержня, либо осредненный радиус стенки трубы.



2. Свободное {а} и стесненное {б) кручение балки



3.

По исследованиям Э.Треффца наибольшее напряжение в

закруглениях можно определить $\tau_{\max} = 1,74 \tau_0 \sqrt[3]{t/r_1}$,

где τ_0 — номинальное напряжение.

Жесткость открытых профилей в условиях свободного кручения мала, поэтому следует избегать конструктивных решений, допускающих такой вид кручения (рис. 2, а). При стесненном кручении стержней открытого профиля (рис. 2, б) возникают дополнительные нормальные напряжения от стеснения деформации сечения:

$$\sigma_{\omega} = B / W_{\omega} = B \omega / I_{\omega},$$

где B — бимомент; W_{ω} , J_{ω} — секториальные момент сопротивления и момент инерции; ω — секториальная координата. Крутящий момент, определяющий касательные напряжения от кручения, равен произведению силы на эксцентриситет: $M_t = P e$. Бимомент определяется произведением изгибающего момента на эксцентриситет: $B = M e$. Секториальная координата ω равна удвоенной площади фигуры, описываемой радиусом-вектором, исходящим из центра изгиба и скользящим по контуру сечения до рассматриваемой точки (на рис. 3 для точки m значение ω_m равно удвоенной площади заштрихованного треугольника). Секториальный момент инерции:

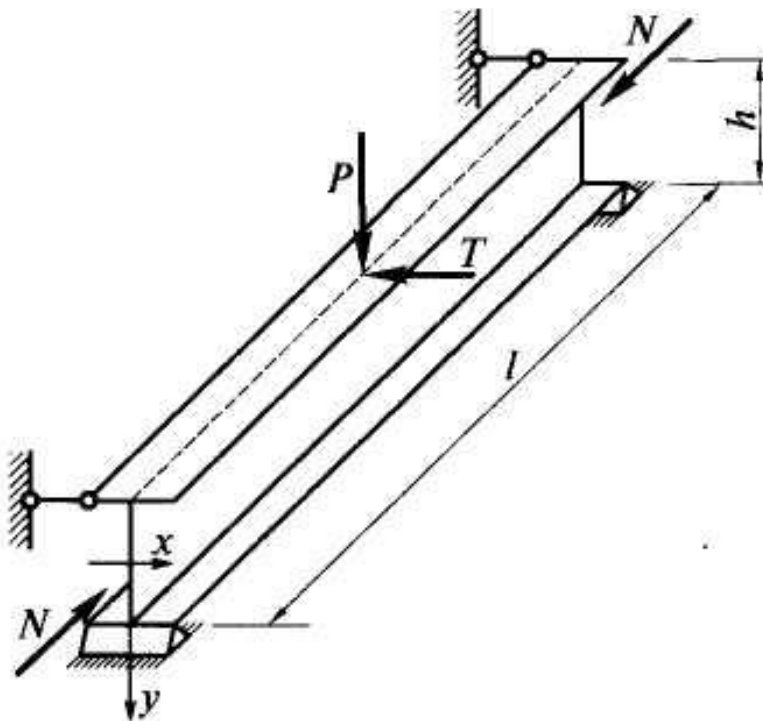
$$I_{\omega} = \int_A \omega^2 dA.$$

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности

Таким образом, общее выражение для определения нормальных напряжений в стержне, загруженном продольной силой N , поперечными силами, вызывающими изгибающие моменты в двух плоскостях M_x и M_y и крутящий момент M_t (рис.), имеет вид

$$\sigma = N/A + M_x y / I_x + M_y x / I_y + B\omega / I_\omega,$$

$$M_x = Pl/4; M_y = Tl/4; B = M_y h/2.$$



Расчетная схема балки, испытывающей сжатие, кривой изгиб и стесненное кручение

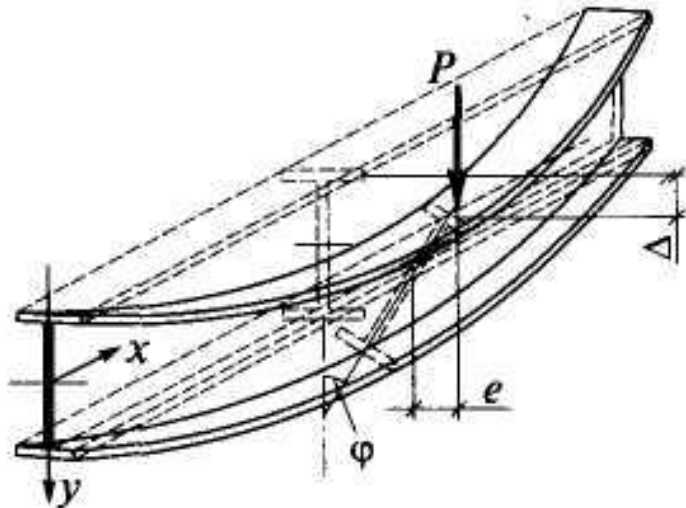
Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности

Общая устойчивость плоской формы изгиба стержней

Ранее рассмотрена устойчивость стержня, испытывающего одновременное действие сжимающих и изгибающих сил. Предполагалось, что главенствующую роль в работе стержня играет продольная сила, а поперечный изгиб только усугубляет его работу.

Проблема устойчивости не исчезнет, если главную роль будут играть поперечные силы. В частности, при отсутствии продольных сил остается опасность потери общей устойчивости изгибаемых стержней (балок).

Известно, что при изгибе в балке образуются две зоны: сжатая и растянутая. При определенной величине нагрузки (критической) сжатая часть балки может потерять устойчивость. Выпучивание произойдет перпендикулярно плоскости изгиба (рис. 1).



прогиб всей балки и стесненное кручение

Потеря устойчивости двутавровой балки при изгибе

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности

В теоретическом плане задача общей устойчивости балок аналогична случаю сжатых стержней: критическое состояние характеризуется равенством вариации работ внешних и внутренних сил при возможном перемещении $\delta A_i = \delta A_e$.

Вариацию работы внутренних сил можно представить в виде суммы работ горизонтального изгиба δA_m и стесненного кручения δA_e .

$$\begin{aligned}\delta A_i &= 2g_{t\omega} \int_0^{l/2} \varphi'(x)^2 dx = \\ &= \frac{2k^2\pi^2 g_{t\omega}}{l^2} \int_0^{l/2} \cos^2 \frac{\pi x}{l} dx = \frac{k^2\pi^2 g_{t\omega}}{2l},\end{aligned}\quad \delta A_i = \delta A_m + \delta A_e \quad \delta A_e = P\Delta = \frac{2k^2 P^2 l^3}{59,7 EI_y}.$$

$g_{t\omega} = GI_t + \pi^2 EI_\omega / l^2$ - жесткость балки при стесненном кручении

Критической силе соответствуют критический момент $M_{cr} = k_1 P_{cr} l$ и критическое напряжение $\sigma_{cr} = M_{cr} / W_x$. Здесь k_1 — коэффициент, зависящий от расчетной схемы балки и вида нагрузки. Введя обозначен $\varphi_b = \sigma_{cr} / R$, получим формулу для проверки общей устойчивости балки

$$\frac{M}{\varphi_b W_x} \leq R \gamma_c \quad P_{cr} = \frac{c}{l^2} \sqrt{EI_y \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_\omega}{l^2} \right)},$$

В общем случае параметр c зависит от условия закрепления балки на опорах, вида нагрузки (сосредоточенная или распределенная) и места ее расположения по высоте сечения.

Вследствие закручивания балки у вертикальной силы возникает дополнительный эксцентриситет e относительно центра изгиба.

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности

- Параметр ϕ_b называется коэффициентом устойчивости балки. Его значение можно получить из выражение:

$$\phi_b = \frac{\sigma_{cr}}{R} = \frac{M_{cr}}{RW_x} = \frac{k_1 P_{cr} l h}{R I_x 2} = \frac{c k_1 h}{2 R I I_x} \sqrt{E I_y \left(G I_t + \frac{\pi^2 E I_\omega}{l^2} \right)}$$

$$\phi_b = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \frac{E}{R}, \quad (1)$$

$$\psi = \frac{c k_1 l}{2 E h I_y} \sqrt{E I_y G I_t (1 + \pi^2 / \alpha)};$$

$$\alpha = l^2 G I_t / (E I_\omega).$$

Для стали соотношение между модулями упругости $G/E = 1/[2(1 + \nu)]$. Для прокатных двутавровых профилей $J_\omega \sim J_y h^2/4$. С учетом этих значений последнее выражение будет иметь вид

$$\alpha \approx 1,54 \left(\frac{l}{h} \right)^2 \left(\frac{I_t}{I_y} \right).$$

При значении $\phi_b > 0,85$ потеря устойчивости балок будет происходить при развитии в них пластических деформаций. В этом случае нормы проектирования рекомендуют линейную зависимость $\phi_b = 0,68 + 0,21\phi_1$ где ϕ_1 вычисляется по формуле (1).

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности

Расчет элементов стальных конструкций на прочность с учетом хрупкого разрушения (проверка на хладостойкость).

Существенный резерв надежности стальных конструкций обеспечивается пластическими свойствами материала. В случае одноосного растяжения при комнатной температуре образцы строительной стали могут удлиняться на 14—27% без нарушения сплошности.

Однако в реальных конструкциях сталь может разрушаться хрупко, без заметных пластических деформаций. Такой вид разрушения является чрезвычайно опасным в силу внезапности и приводит в большинстве случаев к авариям конструкций. Поэтому расчет элементов с учетом хрупкого разрушения производится по первому предельному состоянию, несмотря на то что потеря несущей способности в этом случае может произойти при нагрузках нормальной эксплуатации.

Для элементов из строительной стали основными факторами, способствующими хрупкому разрушению, являются пониженная температура эксплуатации, вид напряженного состояния, концентрация напряжений, ударный характер приложения нагрузки, наличие остаточных сварочных напряжений, дефекты структуры стали, появившиеся при ее производстве, сварке, термообработке и некоторые другие.

Доминирующим фактором является пониженная температура эксплуатации. В связи с этим сопротивление стальных конструкций хрупкому разрушению отождествляется с их хладостойкостью.

При разрушении стальных образцов принято различать вязкое (пластическое) разрушение с матовой, волокнистой поверхностью излома, хрупкое разрушение с поверхностью излома, имеющей характерный кристаллический блеск, и промежуточное квазихрупкое разрушение с одновременным присутствием в изломе обоих характерных признаков.

Температура, при которой происходит переход от вязкого разрушения к квазихрупкому, называется первой критической температурой t_1 . Вторая критическая температура t_2 соответствует переходу от квазихрупкого разрушения к хрупкому.

Нормами предписывается проверять прочность стальных элементов на хладостойкость при отрицательной расчетной температуре t , определяемой СНиП 2.01.01-82 по строительной климатологии и геофизике как средняя минимальная температура наиболее холодной пятидневки в году.

Проверку следует делать для центрально растянутых элементов, а также для зон растяжения изгибаемых, внецентренно растянутых и внецентренно сжатых стержней при напряжении в них, вычисленном по расчетным нагрузкам без учета динамического коэффициента и превышающем 40 % расчетного сопротивления по пределу текучести, т.е. при $\sigma_{max} > 0,4R_y$. Проверочная формула имеет $\sigma_{max} \leq \beta \gamma_c R_u / \gamma_u$,

где R_u , γ_u , γ_c — соответственно расчетное сопротивление стали по пределу прочности и соответствующие коэффициенты условия работы ($\gamma_u = 1,3$); β — коэффициент понижения расчетного сопротивления, учитывающий возможность хрупкого разрушения стали.

На основании экспериментальных данных в этом интервале температур принято линейное изменение β от 1 до 0,7 — 0,8:

$$\beta = 1 - \alpha \frac{t - t_1}{t_2 - t_1},$$

коэффициент α принимается равным :

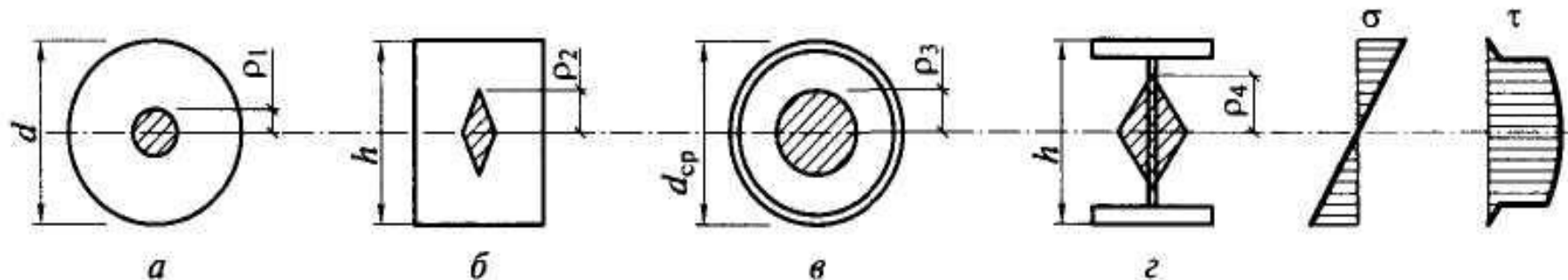
- **0,2** для сталей **C345, C375** при толщине проката $t \leq 20$ мм;
- **0,25** — для сталей **C245 — C285** при $t \leq 20$ мм и **C345, C375** при $t > 20$ мм;
- **0,3** — для сталей **C245 — C285** при $t > 20$ мм.

Как видно из последней формулы, чем тоньше прокат и выше качество материала, что свойственно низколегированным сталям повышенной и высокой прочности, тем выше их хладостойкость.

Балки и балочные конструкции

Балки являются основным и простейшим конструктивным элементом, работающим на изгиб. Их широко применяют в конструкциях гражданских, общественных и промышленных зданий, в балочных площадках, междуэтажных перекрытиях, мостах, эстакадах, в виде подкрановых балок производственных зданий, в конструкциях гидротехнических шлюзов и затворов и других сооружениях. Широкое распространение балок определяется простотой конструкции, простотой изготовления и надежностью в работе.

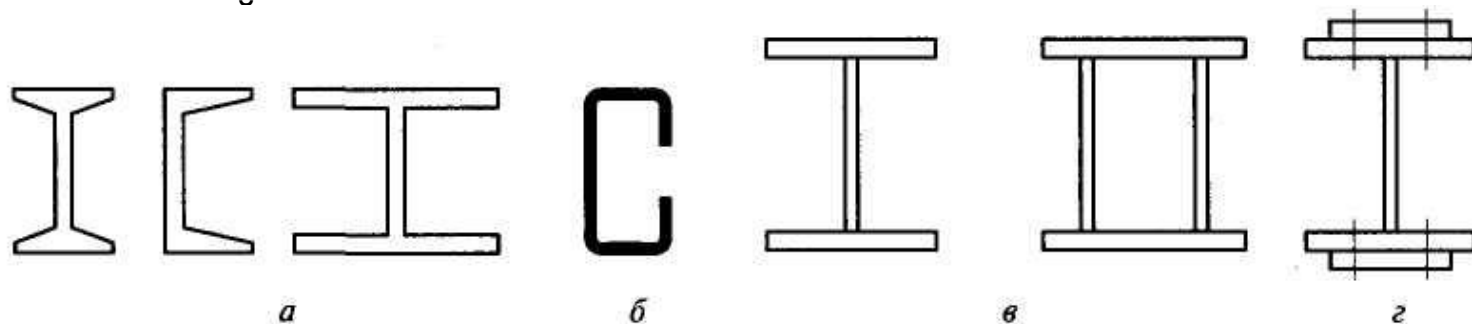
Рационально применять сплошнотенчатые балки в конструкциях небольших пролетов — до 15 — 20 м. При увеличении нагрузки область рациональных пролетов возрастает, известны примеры применения сплошных подкрановых балок пролетом 36 м и более. Такие балки часто бывают двустенчатыми, т.е. имеют коробчатое сечение. В автодорожных и



a — круглое, $p_1 = 0,125d$; $б$ — прямоугольное, $p_2 = 0,17h$; $в$ — трубчатое, $p_3 = 0,25d_{cp}$; $г$ — двутавровое, $p_4 = 0,42h$

Типы балок и их сечений

Основным типом сечения металлических балок является двутавровое симметричное. Мерой эффективности (по расходу материала), т.е. выгодности сечения балки как конструкции, работающей на изгиб, является отношение момента сопротивления к площади сечения, равное ядровому расстоянию, $\rho = W/A$. Сравнение ядровых расстояний круглого, прямоугольного и двутаврового сечений, показывает, что двутавровое сечение выгоднее прямоугольного в 2,5 раза и круглого в 3,4 раза, так как в этом сечении распределение материала наилучшим образом соответствует распределению нормальных напряжений от изгиба балки. Поэтому металлические балки конструируют главным образом двутаврового и коробчатого сечений, чему способствует хорошая работа металла на касательные напряжения, позволяющая делать стенку балки достат



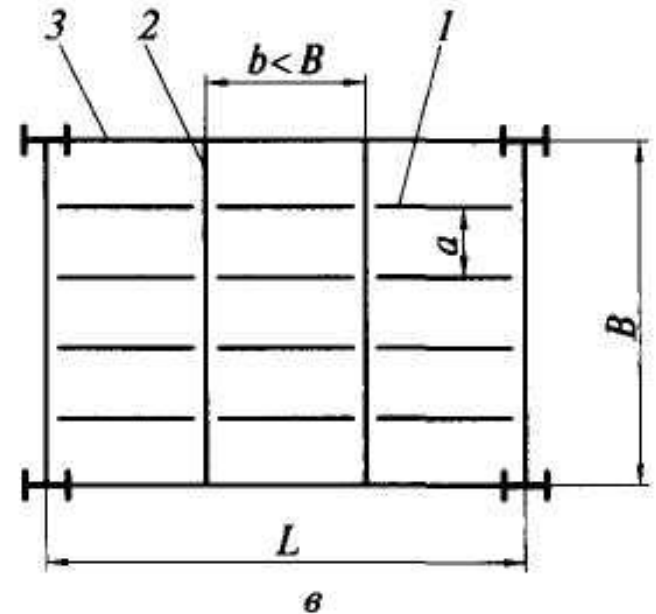
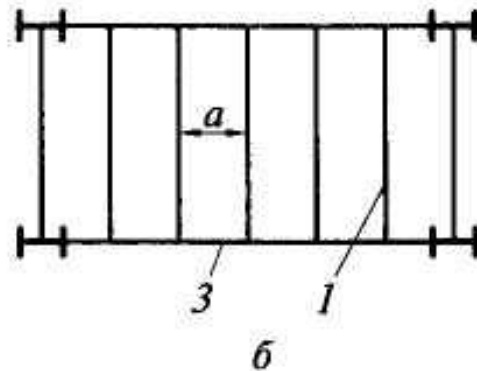
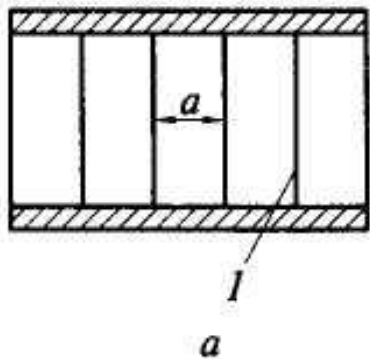
Сечения балок:

а — прокатных; *б* — тонкостенных гнутых; *в* — составных сварных; *г* — сварных с усилением на высокопрочных болтах

- В зависимости от нагрузки и пролета применяют балки двутаврового и швеллерного сечения, покатные или составные: сварные, болтовые или клепаные. Предпочтительны прокатные балки как менее трудоемкие, но ограниченность сортамента делает невозможным их применение при больших изгибающих моментах.
- Применяются в строительстве и тонкостенные балки, балки из гнутых профилей, прессованные и составные из алюминиевых сплавов, бистальные балки, т.е. балки, сваренные из двух марок стали, а также балки предварительно напряженные.
- Чаще применяются балки однопролетные разрезные: они наиболее просты в изготовлении и удобны для монтажа. Однако по затрате металла они менее выгодны, чем неразрезные и консольные. Неразрезные балки благодаря наличию опорного момента, уменьшающего основные моменты в пролетах, более экономичны по затрате материала. Их большая чувствительность к изменениям температуры и осадкам опор, а также необходимость делать крайние пролеты меньше средних для сохранения постоянства сечения делают конструкции таких балок индивидуальными, немассовыми, а применение их — сравнительно редким.

Компоновка балочных конструкций

Типы балочных клеток



a — упрощенный; *б* — нормальный; *в* — усложненный;
1 — балки настила; 2 — вспомогательные балки; 3 — главные балки

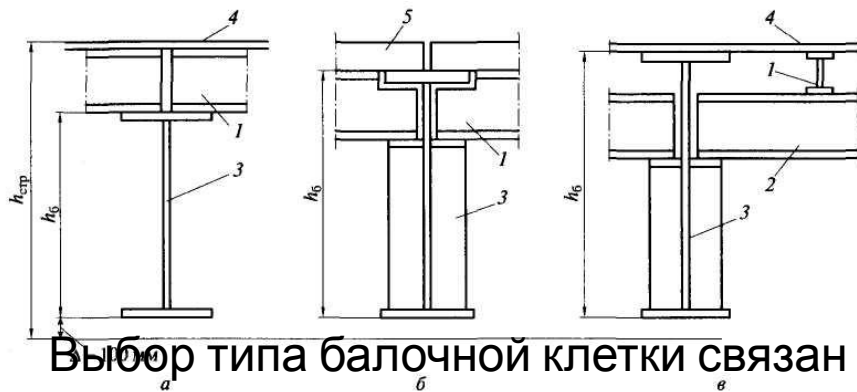
При проектировании конструкции балочного перекрытия, рабочей площадки цеха, проезжей части моста или другой аналогичной конструкции необходимо выбрать систему несущих балок, обычно называемую балочной клеткой.

Балочные клетки подразделяют на три основных типа: упрощенный, нормальный и усложненный.

В упрощенной балочной клетке (рис. а) нагрузка на перекрытие передается через настил на балки настила, располагаемые обычно параллельно меньшей стороне перекрытия на расстояниях a (шаг балок), и через них — на стены или другие несущие конструкции. Из-за небольшой несущей способности плоского настила поддерживающие его балки приходится ставить часто, что рационально лишь при небольших пролетах балок. При частом размещении длинных балок возникает противоречие между получаемой несущей способностью и требуемой жесткостью, что неэкономично. Поэтому в балочной клетке нормального типа (рис. б) нагрузка с настила передается на балки настила, которые, в свою очередь, передают ее на главные балки, опирающиеся на колонны, стены или другие несущие конструкции. Балки настила обычно принимают прокатными.

В усложненной балочной клетке (см. рис. в) вводятся еще дополнительные вспомогательные балки, располагаемые под балками настила и опирающиеся на главные балки. В балочной клетке этого типа нагрузка передается на опоры наиболее длинным путем. Для уменьшения трудоемкости изготовления балочной клетки балки настила и вспомогательные балки обычно принимаются прокатными.

Сопряжения балок



а — поэтажное; *б* — в одном уровне; *в* — пониженное;

$h_{\text{стр}}$ — высота перекрытия; h_6 — высота балки;

Δ — прогиб балки; 1 — балки настила;

2 — вспомогательные балки;

3 — главные балки; 4 — настил;

5 — железобетонные плиты

Выбор типа балочной клетки связан и с вопросом о сопряжении балок между собой по высоте, определяющим строительную высоту перекрытия (расстояние между верхом и низом перекрытия). Сопряжение балок может быть поэтажное, в одном уровне и пониженное.

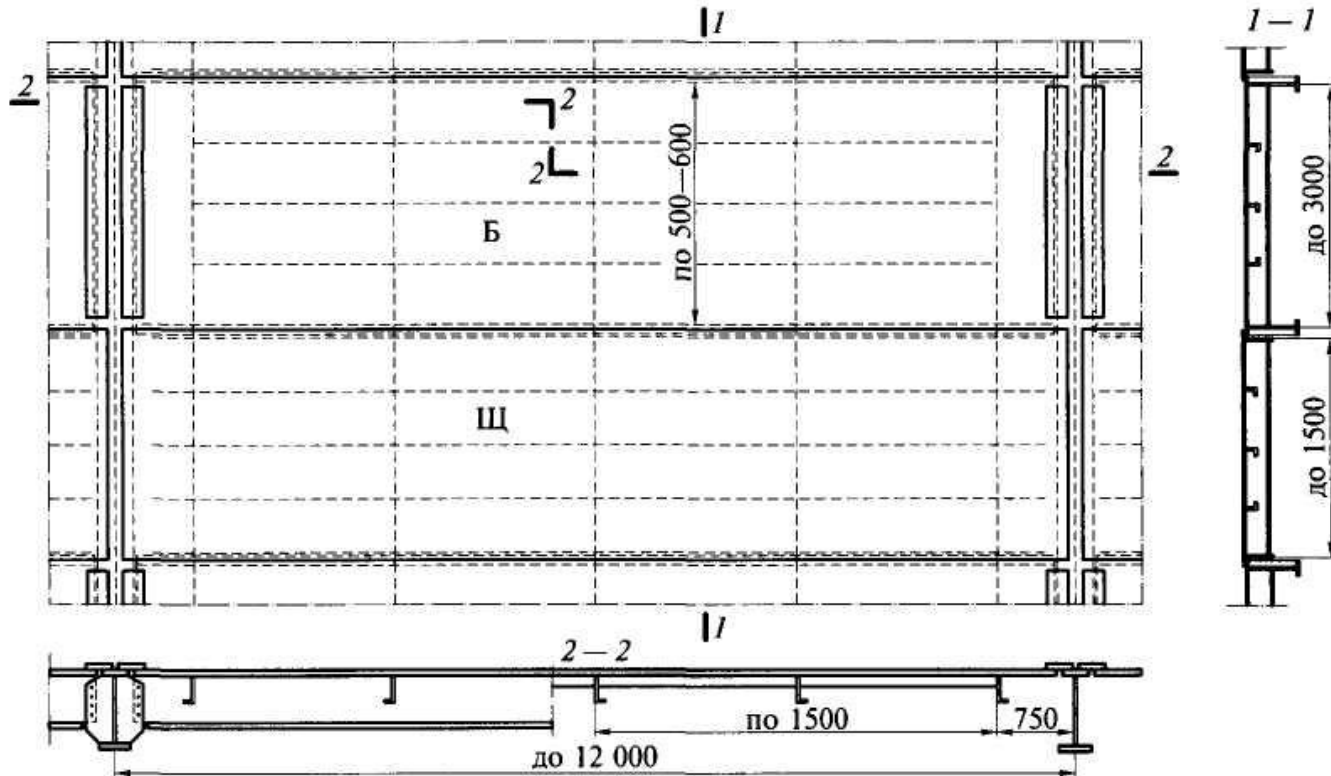
При поэтажном сопряжении (рис. *а*) балки, непосредственно поддерживающие настил, укладываются на главные или вспомогательные. Это наиболее простой и удобный в монтажном отношении способ сопряжения балок, но он требует наибольшей строительной высоты. При сопряжении в одном уровне (рис. *б*) верхние полки балок настила и главных балок располагаются в одном уровне, а на них опирается настил. Этот способ позволяет увеличить высоту главной балки при заданной строительной высоте перекрытия, но существенно усложняет конструкцию опирания балок.

Пониженное сопряжение (рис. *в*) применяется в балочных клетках усложненного типа. В нем вспомогательные балки примыкают к главной ниже уровня верхнего пояса главной, на них поэтажно укладывают балки настила, а на них и на главные балки укладывают настил. Этот тип сопряжения, так же как и сопряжение в одном уровне, позволяет иметь наибольшую высоту главной балки при заданной строительной высоте перекрытия.

Размеры балочной клетки

- Основные размеры балочной клетки в плане и по высоте, т.е. полные размеры площадки, расстояния между промежуточными опорами-колоннами, высота помещения под перекрытием и отметка верха настила (разница между которыми с учетом прогиба главной балки определяет возможную строительную высоту перекрытия) обычно задаются технологами или архитекторами исходя из требований размещения оборудования и удобной эксплуатации помещений.
- Главные балки обычно опирают на колонны и располагают вдоль больших расстояний между ними.
- Расстояние между балками настила **a** определяется несущей способностью настила и обычно составляет 0,6—1,6 м при стальном и 2 — 3,5 м при железобетонном настиле. Расстояние между вспомогательными балками обычно назначается в пределах 2 — 5 м, оно должно быть кратно пролету главной балки и меньше ширины площадки. При выборе этого расстояния надо стремиться получить минимальное число вспомогательных балок, они должны быть прокатными. Установив пролет главных балок и расстояние между балками настила, выбирают тип и komponуют балочную клетку таким образом, чтобы общее число балок было наименьшим, балки под настилом и вспомогательные балки были прокатными, а сопряжения между балками были простыми и удовлетворяли имеющейся строительной высоте перекрытия. При этом следует принимать наиболее простой тип балочной клетки с наиболее коротким путем передачи усилий от нагрузки на опоры.
- Таким образом, выбор рационального типа балочной клетки и типа

Настилы балочных клеток



Щитовой настил:

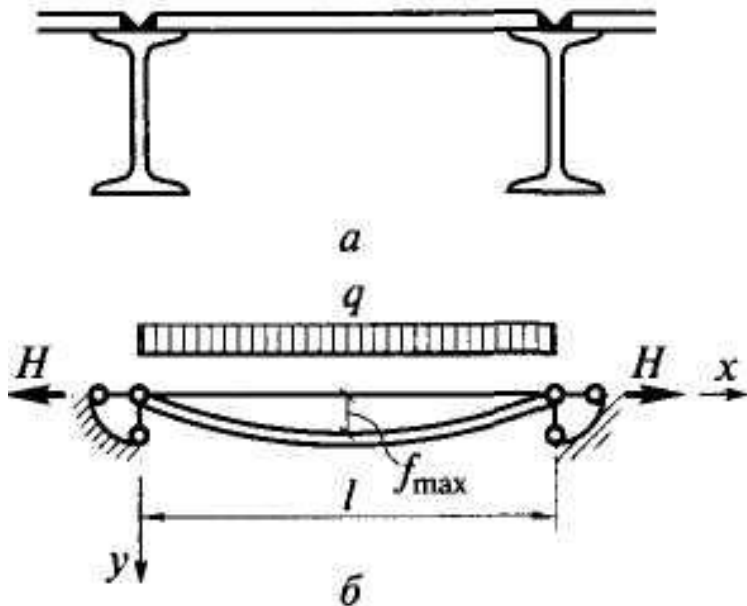
Б — блок; Щ — щит

В качестве несущего настила чаще всего применяют плоские стальные листы или настил из сборных железобетонных плит. В последнее время начинают использовать щитовой настил, состоящий из несущего стального листа, имеющего сверху защитный слой и подкрепленного снизу продольными и поперечными ребрами. Щиты настила имеют размер до 3х12 м и укладываются на балки перекрытий. Такой настил является индустриальным и значительно ускоряет монтаж.

Конструкция щитового настила для тяжелых нагрузок состоит из системы продольных и поперечных ребер, образующих балочный ростверк с ячейками около 0,5x1,5 м, к которому сверху приварен листовой настил. Балки ростверка — ребра, поддерживающие настил, — часто делают из гнутых профилей, а приварка их к настилу делает возможным включать в их расчет полосу настила шириной в качестве верхнего пояса балки-ребра.

Сам листовой настил, опираясь на ребра, работает как пластина, опертая на четыре стороны и закрепленная по контуру.

Полезная нагрузка настила перекрытий задается равномерно распределенной, интенсивностью до 40 кН/м², а предельный относительный прогиб принимают не более 1/150.



Простейшая конструкция несущего настила состоит из стального листа, уложенного на балки и приваренного к ним (рис. а). Расстояние между балками, поддерживающими настил, определяется его несущей способностью или жесткостью.

Балки и балочные конструкции

Наиболее выгодное решение по расходу материала получается при минимальной толщине настила, так как в двутавровых балках, работающих на изгиб, материал используется лучше, чем в настиле прямоугольного сечения. Однако увеличение числа балок при тонком настиле резко увеличивает трудоемкость монтажа перекрытия, что нежелательно.

Поэтому для настилов рекомендуется использовать листы толщиной 6 — 8 мм при нагрузке; 8—10 мм при ; 10—12 мм при; 12—14 мм при. Приварка настила к балкам делает невозможным сближение опор настила при его прогибе под нагрузкой, что вызывает в нем растягивающие цепные усилия H , уменьшающие изгибающий момент и тем самым улучшающие работу настила в пролете (рис. 6).

Опираение настила на параллельные балки позволяет считать, что он изгибается по цилиндрической $f = f_0 \frac{1}{1 + \alpha} \sin \frac{\pi x}{l}$, где $f_0 = (5/384)(q^n l^4 / E_1 I)$ — прогиб в середине пролета под нагрузкой q^n ; $E_1 = E/(1 - \nu^2)$ — цилиндрическая изгибная жесткость полосы, когда поперечные E_1 и невозможны; $\alpha = H/P$ — коэффициент растяжения полосы (распор); H — сила растяжения полосы (распор); P — Эйлера сила; x — расстояние от левой опоры до места определения прогиба; l — пролет настила.

А.Л.Телоян получил уравнение для определения отношения наибольшего пролета настила к его толщине (l/t) из условия заданного предельного прогиба

$$\left(\frac{l}{t}\right)^3 - \frac{96}{5n_0^3} \frac{E_1}{q^n} \left(\frac{l}{t}\right)^2 - \frac{32}{5n_0} \frac{E_1}{q^n} = 0,$$

откуда приближенно

$$\frac{l}{t} \approx \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 q^n}\right),$$

$$n_0 = [l/f]$$

- отношение пролета настила к его предельному прогибу

Цепное усилие H , на действие которого надо проверить поддерживающую настил конструкцию и сварные швы, прикрепляющие настил к балкам, можно определить по приближенной

$$H = \gamma_f \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{f}{l}\right]^2 E_1 t,$$

γ_f - коэффициент надежности для действующей на настил временной нагрузки.

Прокатные балки

В качестве прокатных балок, работающих на изгиб, обычно применяются двутавры по ГОСТ 8239 — 89, нормальные двутавры по ГОСТ 26020 — 83 типа Б, широкополочные двутавры типа Ш, и для прокатных прогонов скатных кровель — швеллеры по ГОСТ 8240 — 89. Разнообразие прокатываемого сортамента достаточно велико, и прокатные балки широко используются в конструкциях, где требуется момент сопротивления $W < 13000 \text{ см}^3$.

Прокатные балки из условий проката получаются достаточно «толстостенными», что обеспечивает лучшую устойчивость их поясов и стенки, так как их критические напряжения потери местной устойчивости получаются всегда больше предела текучести материала. Толстостенность балок позволяет также получать некоторый эффект за счет использования упругопластической работы их материала.

Подбор сечения и проверка несущей способности прокатных балок.

Проверка прочности прокатных балок, работающих упруго и изгибаемых в одной из главных плоскостей (см. рис. 2.5), производится по изгибающему моменту по формуле

$$\sigma = M / W_n \leq R_y \gamma_c$$

$$W_{n, \text{ треб }} = M_{\text{max}} / (R_y \gamma_c),$$

где R_y — расчетное сопротивление стали при изгибе; γ_c — коэффициент условий работы конструкции.

Выбрав тип профиля балки по требуемому моменту сопротивления, из сортамента подбирают ближайший больший номер профиля балки. Подбранное сечение проверяют на прочность от действия касательных напряжения по формуле

$$\tau = \frac{Q_{\max} S}{I t_w} \leq R_s \gamma_c,$$

где $Q_{\max}$ — наибольшая поперечная сила вблизи от опоры; S — статический момент

(сдвигаемой) части сечения; I — момент инерции всего сечения; t_w — толщина стенки балки.

Для прокатных разрезных балок сплошного сечения из стали с нормативным сопротивлением до 530 МПа, несущих статическую нагрузку и обеспеченных от п $\frac{M}{c_1 W_{xn}} \leq R_y \gamma_c$; устойчивости при ограниченной величине касатель $\tau \leq 0,9 R_s$ и $\frac{M_x}{c_x W_{xn}} + \frac{M_y}{c_y W_{yn}} \leq R_y \gamma_c$, в сечении с наиболее неблагоприятным сочетанием M и Q , следует и $\frac{M_x}{c_x W_{xn}} + \frac{M_y}{c_y W_{yn}} \leq R_y \gamma_c$, статическую работу материала и проверять и $\tau \leq 0,5 R_s$ по следующим формулам:

$$\tau \leq 0,5 R_s \quad - \text{при изгибе в одной из главных плоскостей и при } 0,5 R_s < \tau < 0,9 R_s, c_1 = 1,05 \beta c,$$

$$- \text{п } \tau = \frac{Q}{I t_h}; \beta = \sqrt{\frac{1 - (\tau / R_s)^2}{1 - \alpha (\tau / R_s)^2}}; \text{ плоскостях и при}$$

M_x и M_y — значения изгиба... только главных осей x и y ;
при... при

t и h — толщина и высота стенки; Q — наибольшая поперечная сила (на опоре); c_x и c_y принимаются по прил. 6 СНиП II-23-81*; R_s — расчетное сопротивление по сдвигу; W_{xn} и W_{yn} — моменты сопротивления сечения нетто относительно главных осей; $a = 0,7$ для двутавровых сечений и $a = 0$ для других типов сечений балок.

В зоне чистого изгиба $c_{zm} = 0,5(1 + c)$; $c_{xm} = 0,5(1 + c_x)$; $c_{ym} = 0,5(1 + c_y)$.

балки

Прочность балок в опорном сечении при $M = M_x = M_y = 0$ проверяется на действие касательных напряжений по формуле

$$\tau = \frac{Q}{th} \leq R_s \gamma_c.$$

При учете упругопластической работы балки при изгибе в одной из главных плоскостей подбор сечений можно производить по требуемому моменту сопротивления нетто по формуле

$$W_{n, \text{треб}} = \frac{M_{x, \text{max}}}{c_x R_y \gamma_c}, \quad \text{где } c_x = 1,1.$$

Общую устойчивость (устойчивость плоской формы изгиба) балок можно не проверять при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный, а также при отношении расчетной длины участка бал l_{ef} между связями, препятствующими поперечным смещениям сжатого пояса l_f балки, к его ширине b_f , не $1 \leq h/b_f < 6$ и $15 \leq b_f/l_f \leq 35$.

$$\frac{l_{ef}}{b_f} \leq \delta \left[0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h} \right] \sqrt{E/R_y},$$

где t_f — толщина сжатого пояса; h — расстояние (высота) между осями
ПОЯСНЫХ ЛИСТОВ

$$\delta = 1 - 0,7 \frac{(c_1 - 1)}{(c - 1)} \quad (\text{для сечений балок, работающих упруго, } \delta = 1).$$

При недостаточном закреплении сжатого пояса балки ее общую устойчивость проверяют по формуле

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_{cx}} \leq R_y \gamma_c, \quad \gamma_c = 0,95$$

Где : W_{cx} — момент сопротивления для сжатого пояса

Для балок двутаврового сечения с двумя осями симмет $\varphi_b = \varphi_1$ $\varphi_1 \leq 0,85$
 $\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1$, но не более 1 при $\varphi_1 \geq 0,85$, так как в этом случае критические напряжения потери устойчивости находятся в зоне упругопластической работы материала.

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y},$$

коэффициент ψ принимают в зависимости от способа закрепления балки, вида нагрузки и места ее приложения и параметра α , характеризующего сечение.

$$\alpha = 1,54 \frac{I_t}{I_y} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2,$$

Проверка жесткости балок

Проверка второго предельного состояния (обеспечение условий для нормальной эксплуатации сооружения) ведется путем ограничения прогиба балки от действия нормативных нагрузок при допущении упругой работы материала. Полученный относительный прогиб является мерой жесткости балки; он не должен превышать нормативного, зависящего от назначения балки, т.е.

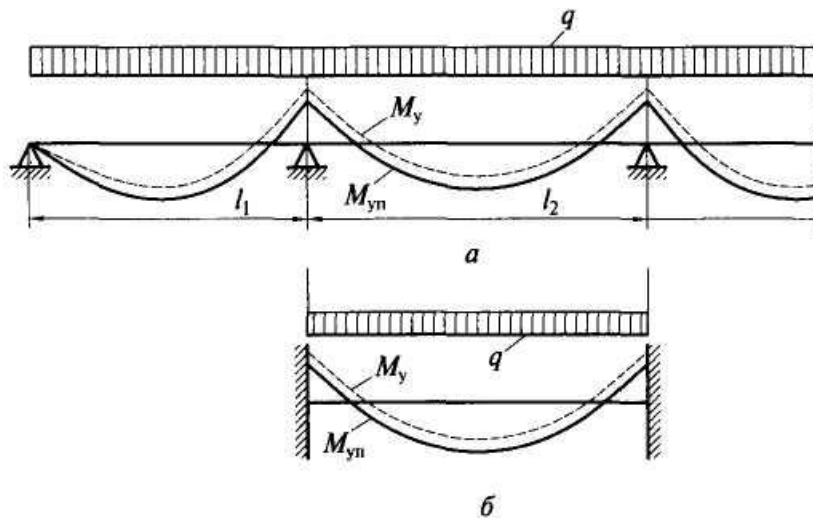
$$f/l \leq [f/l].$$

Для однопролетной балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, проверку прогиба следует проводить по формуле

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_n l^4}{EI} \leq [f].$$

Если вышеприведенное условие не удовлетворяется, то следует увеличить сечение балки, взяв менее прочный материал, или допустить неполное использование расчетного сопротивления материала балки, что менее выгодно.

Учет пластической работы материала в неразрезных и защемленных балках.



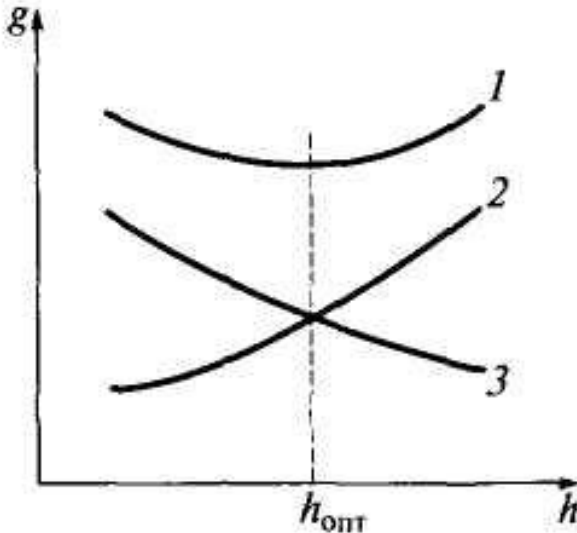
Эпюры расчетных моментов в балках, использующих упругую M_y и упругопластическую M_{yn} стадии работы материала: *а* — неразрезная балка; *б* — защемленная балка

В неразрезных и защемленных балках упругопластическую работу материала часто можно доводить до состояния, близкого к образованию шарнира пластичности в пролете или на опоре, при этом система продолжает сохранять свою геометрическую неизменяемость и может воспринимать дальнейшее увеличение нагрузки при плавном возрастании прогибов. Однако при увеличении нагрузки момент в шарнире пластичности остается постоянным (растет лишь деформация системы), в то время как моменты в сечениях балки, работающих упруго, будут постепенно увеличиваться. Происходит выравнивание моментов в различных сечениях в процессе нагружения балки. Такая работа системы продолжается вплоть до образования трех шарниров в одном пролете балки, когда система становится изменяемой и ее деформации начинают недопустимо быстро расти.

Рассмотрим неразрезные балки постоянного двутаврового сечения (прокатные и сварные), несущие статическую нагрузку, со смежными пролетами, отличающимися не более чем на 20 %. В таких балках, обеспеченных от потери общей и местной устойчивости, изгибаемых в плоскости наибольшей жесткости и имеющих касательные напряжения, не превышающие $0,9R_s$ в месте наибольших изгибающих моментов, нормы разрешают определять расчетный изгибающий момент из условия перераспределения опорных и пролетных моментов.

Составные балки. Компоновка и подбор сечения

Составные балки, как правило, выполняют сварными. Их сечение обычно состоит из трех листов: вертикального (стенки) и двух горизонтальных (полки), которые сваривают на заводе автоматической сваркой. Для экономии материала в составных балках часто изменяют сечение по длине в соответствии с изменением эпюры изгибающих моментов. В составных балках из однородного материала можно также использовать упругопластическую работу материала стенки балки с теми же ограничениями, что и для прокатных балок. Однако в составных балках гибкость стенки (отношение ее высоты к толщине) всегда больше, чем в прокатных; эффект увеличения несущей способности получается меньше, чем в прокатных. Ухудшение местной устойчивости стенки при увеличении ее гибкости часто требует дополнительных конструктивных мероприятий по ее обеспечению, что еще больше уменьшает положительный эффект от использования упругопластической работы материала балки.



Зависимость массы балки от высоты ее сечения: 1 — балка; 2 — стенка; 3 — пояса

Высота балок

Высота балки определяется экономическими соображениями, максимально допустимым прогибом балки и в ряде случаев строительной высотой конструкции перекрытия, т.е. разностью отметок верха настила и верха помещения под перекрытием. Обычно строительная высота задается технологами или архитекторами. Оптимальная рекомендуемая высота в большинстве случаев диктуется экономическими соображениями.

Масса балки состоит из массы ее поясов, стенки и некоторых дополнительных элементов (стыковых накладок, ребер жесткости и др.), учитываемых конструктивным коэффициентом, причем с увеличением высоты балки масса поясов уменьшается, а масса стенки возрастает.

$$g_b = g_n + g_{ст} = 2 \frac{cM\psi_n\rho}{hR_y} + h t_w \psi_{ст} \rho,$$

где c — доля момента, воспринимаемого поясами балки; M — расчетный момент, действующий на балку; ρ — плотность металла; h — высота балки; R_y — расчетное сопротивление материала балки; t_w — толщина стенки балки; ψ_n — конструктивный коэффициент поясов (отношение фактической площади пояса к теоретической);

$\psi_{ст}$ — конструктивный коэффициент стенки.

Определяя минимум массы балки, берем производную от выражения массы балки по ее высоте и приравниваем ее нулю:

$$\frac{dg_6}{dh} = -2 \frac{cM\psi_n\rho}{h^2 R_y} + t_w\psi_{ст}\rho = 0. \quad h_{опт} = \sqrt{2c\psi_n\psi_{ст}} \sqrt{W/t_w} = k\sqrt{W/t_w}.$$

Коэффициент k зависит от конструктивного оформления балки — конструктивных коэффициентов поясов и стенки. Для балок с фрикционными соединениями из-за ослабления сечения отверстиями эти коэффициенты больше, для сварных меньше. Кроме того, конструктивный коэффициент поясов в балках переменного по длине сечения получается меньше, чем в балках постоянного сечения, так как он является средним коэффициентом, отнесенным к наиболее напряженному сечению балки. С учетом этого рекомендуется принимать $k = 1,2... 1,15$ для ст $\lambda_w = h_w/t_w$ и $k = 1,25... 1,2$ для ст. В фрикционных соединениях оптимальной высоты балки от заданной гибкости стенки:

$$h_{опт} = \sqrt[3]{(3/2)\lambda_w W} = 1,15\sqrt[3]{\lambda_w W}.$$

Однако практическое значение гибкости стенки ограничивается необходимостью обеспечить ее устойчивость и прочность на действие касательных напряжений.

Полученная оптимальная высота балки является наиболее рациональной, так как отступление в ту или другую стороны от высоты $h_{опт}$ вызовет увеличение расхода материала на балку. Отступление действительной высоты от оптимальной на 20 % приводит к изменению массы балки примерно на 4 %.

Наименьшая рекомендуемая высота балки h_{min} определяется жесткостью балки — ее предельным прогибом (второе предельное состояние).

Минимальную высоту балки можно получить из формулы прогиба. Для равномерно распределенной по длине балки нагрузки

$$f = \frac{5}{384} \frac{(p_n + g_n)l^4}{EI}$$

где p_n и g_n — временная (с учетом в необходимых случаях динамического коэффициента) и постоянная нормативные нагрузки на единицу длины балки (без коэффициента надежности по нагрузке); l — пролет балки; EJ — жесткость балки на изгиб.

Для балки, равномерно нагруженной по длине

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{R_y I}{E} \left[\frac{l}{f} \right] \frac{p_n + g_n}{(\gamma_p p_n + \gamma_g g_n)}$$

Для балок, рассчитываемых с учетом упругопластической работы материала, минимальная высота

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{c R_y I}{E} \left[\frac{l}{f} \right] \frac{p_n + g_n}{(\gamma_p p_n + \gamma_g g_n)}$$

Закономерности изменения высоты балки показывают, что наиболее целесообразно принимать высоту балки близкой к $h_{опт}$, определенной из экономических соображений, и не меньшей $h_{\min}$, установленной из условия допустимого прогиба балки. Естественно, что во всех случаях принятая высота балки в сумме с толщиной настила не должна превышать заданную строительную высоту перекрытия. Высоту балки также следует согласовывать с размерами ширины листов по сортаменту. Желательно также, чтобы стенка по высоте выполнялась из одного листа шириной не более 2000 — 2200 мм. Если необходима стенка большей высоты, приходится усложнять конструкцию балки устройством продольного стыка стенки. Во всех случаях высоту составной балки в целях унификации конструкций рационально принимать кратной 100 мм.

Толщина стенки

После высоты балки толщина стенки является вторым основным параметром сечения, так как она сильно влияет на экономичность сечения составной балки. Для определения наименьшей толщины стенки из условия ее работы на касательные напряжения можно воспользоваться формулой: $\tau = \frac{QS}{It_w} \leq R_s \gamma_c$ Бравского:

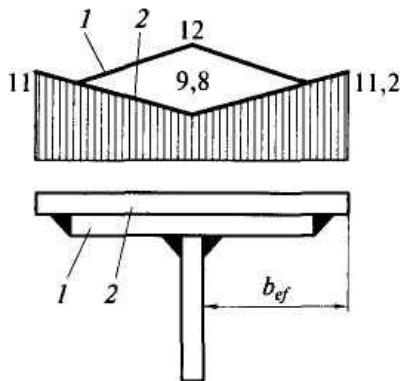
где Q — максимальная поперечная сила вблизи от опоры балки; S — статический момент полусечения балки относительно нейтральной оси; J — момент инерции сечения балки;

t_w — толщина стенки; R_s — расчетное сопротивление материала стенки на срез. Чтобы обеспечить местную устойчивость $\bar{\lambda}_w < 5,5\sqrt{R/\sigma}$ дополнить $t_w \geq (h_w/5,5)\sqrt{\sigma/E}$ т.е. сечения ее продольным ребром, необходимо иметь тогда

В балках высотой более 2 м это упрощение конструктивной формы экономически не оправдано, так как стенки получаются чрезмерно толстыми. В высоких балках толщина стенки берется меньшей и доходит до 1/200 — 1/250 высоты, что требует укрепления стенки продольными ребрами для обеспечения ее устойчивости. Таким образом, задача назначения толщины стенки оказывается вариантной, влияющей на экономичность сечения балки и требующей очень внимательного к себе отношения.

Толщина стенки должна быть согласована с имеющимися толщинами проката листовой стали. Обычно минимальную толщину стенки принимают не менее 8 мм (очень редко 6 мм) и назначают при толщине до 12 мм кратной 1 мм, а более 12 мм — кратной 2 мм. Если принятая в формуле толщина стенки отличается от полученной по формулам или на 2 мм и более, следует в формулу подставить большую, определенную из условия сдвига и устойчивости толщину стенки и вновь вычислить

Горизонтальные листы поясов



В сварных балках пояса обычно принимают из одиночных листов универсальной стали. Изготавливать пояса из двух и более листов в сварных балках нерационально, так как, скрепляя между собой листы по краям фланговыми швами, мы увеличиваем неравномерность работы листов из-за увеличения длины пути передачи усилий от стенки к наружным листам. Резко увеличивается при этом и число сварных швов. Кроме того, неизбежно образование щелей между свариваемыми только по краям листами. Толщина поясного листа сварной балки не должна превышать трех толщин стенки t_w исходя из технологических условий сварки листов разной толщины. Применение поясных листов толщиной более 30 мм не рационально еще и потому, что толстые листы имеют пониженные расчетные сопротивления.

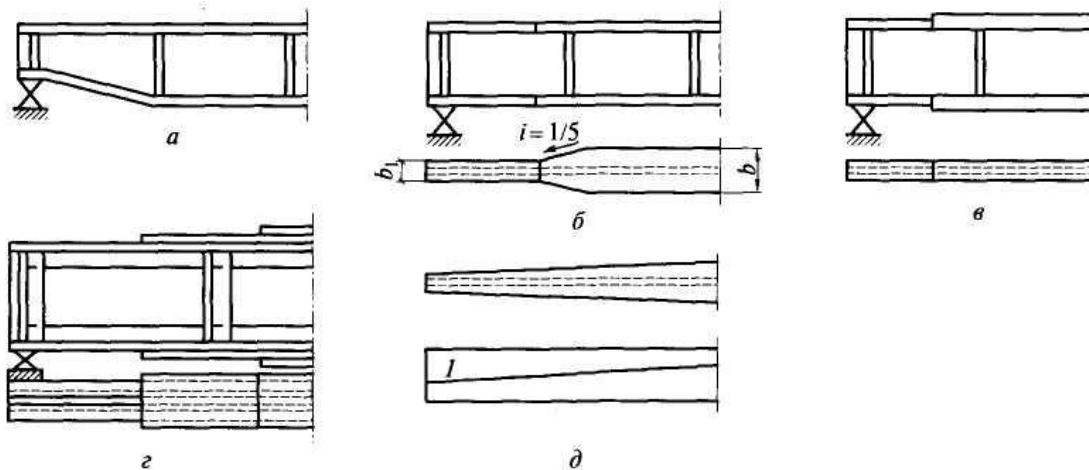
Ширину поясных листов обычно принимают равной $1/3$ - $1/5$ высоты балки из условий обеспечения ее общей устойчивости и равномерного распределения продольных напряжений по ширине листа. По конструктивным соображениям ширину пояса не следует принимать меньше 180 мм или $h/10$. Наибольшую ширину поясных листов в сварных балках определяет их местная устойчивость.

В балках отношение ширины свеса сжатого пояса b_{ef} к его толщине t_f не должно превышать в сечениях, работающих упруго, и в бистальных балках: $b_{ef}/t_f \leq 0,5\sqrt{E/R_y}$

Подбор сечения балки

Подбор сечения состоит в определении размеров поясов и стенки балки на основе заданных технологическим заданием условий, экономичности, прочности, устойчивости, жесткости и технологичности изготовления.

Изменение сечения балки по длине



а — изменением высоты балки; б — ширины поясов; в — толщины поясов; г — обрывом поясных листов в клепаных балках; д — плавное изменение ширины поясов;

1 — линия реза

Сечение составной балки, подобранное по максимальному изгибающему моменту, можно уменьшить в местах снижения моментов (в разрезных балках — у опор). Однако каждое изменение сечения, дающее экономию материала, несколько увеличивает трудоемкость изготовления балки, и потому оно экономически целесообразно только для балок пролетов 10—12 м и более.

При равномерной нагрузке наивыгоднейшее по расходу стали место изменения сечения поясов однопролетной сварной балки можно определить по уравнению

$$x = (l/6)(2 - \sqrt{4 - 3/c}) \quad c = R_y/R_{yt}$$

R_y — расчетное сопротивление пояса на среднем участке балки; R_{yt} — то же, на крайнем участке балки.

По моменту определяют необходимый момент сопротивления сечения балки исходя из упругой работы материала и обычным способом подбирают новое сечение поясов. Ширина поясов при этом должна отвечать условиям:

$$b_1 \geq h/10; \quad b_1 \geq 180 \text{ мм}; \quad b_1 \geq b/2$$

Возможен и другой подход. Задают ширину поясного листа b_1 , уменьшенного сечения и определяют изгибающий момент, который может воспринять сечение:

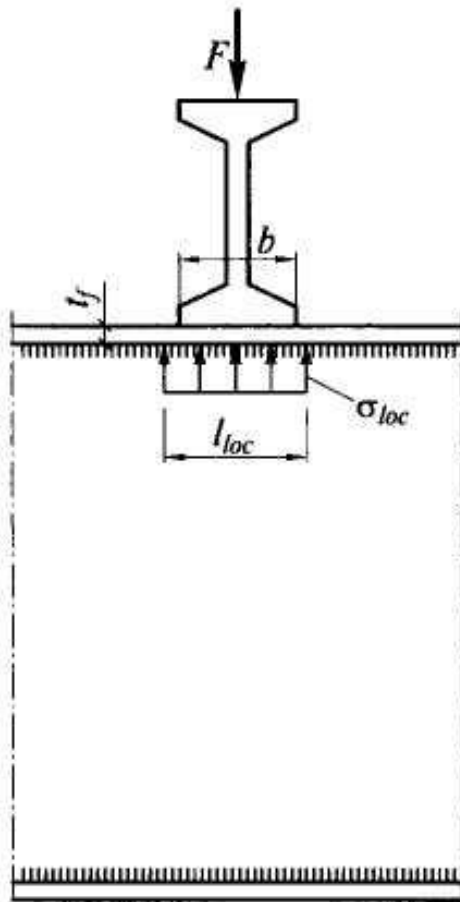
$$I_1 = I_w + 2b_1t_f(h_w/2 + t_f/2)^2; W_1 = 2I_1/h; M_1 = W_1R_y\gamma_c$$

Стык различных сечений пояса может быть прямым или косым. Прямой шов удобнее, но он будет равнопрочен основному металлу в растянутом поясе только при обязательном выводе концов шва на подкладки и полуавтоматической или ручной сварке с применением физических методов контроля. В этом случае изменение сечения пояса следует делать на расстоянии $x = l/6$ от опоры. Иногда, желая упростить стык растянутого пояса балки, делают его прямым с заваркой ручной или полуавтоматической сваркой без применения сложных методов контроля шва. В этом случае уменьшенное сечение пояса балки принимают из условия прочности стыкового шва на растяжение, т.е. $R_{y1} = 0,85R_y$, место изменения сечения следует делать на расстоянии $x = l/7,5$ от опоры.

Проверка прочности и прогиба балки

Проверка прочности сводится к проверке наибольших нормальных и касательных напряжений и их совместного действия.

В разрезных балках места наибольших нормальных и касательных напряжений обычно не совпадают; их проверяют отдельно по формулам (7.8) и (7.10) или (7.11) при упругопластической работе балки. Однако по всей длине балки (за исключением особых сечений, в которых M и Q равны нулю) изгибающие моменты и поперечная сила действуют совместно.



Поэтому в дополнение к отдельным проверкам σ и τ необходима проверка совместного действия нормальных и касательных напряжений, при которой определяются приведенные напряжения (см. подразд. 2.4.1). Эту проверку делают в сечениях наиболее неблагоприятного сочетания изгибающих моментов и поперечных сил, в месте изменения сечения разрезной составной балки, на опоре неразрезной балки, причем на уровне поясных швов (рис. 7.14, б) по высоте.

Приведенные напряжения определяют по формуле

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15R_y\gamma_c$$

$$\sigma_1 = (M_1 / W_1)(h_w / h)$$

$$\tau_1 = (Q_1 S_f) / (I_1 t_w)$$

расчетные нормальные и касательные напряжения в краевом участке стенки балки на уровне поясных швов (или заклепок) в рассматриваемом сечении балки

При опирании на верхний пояс балки конструкции, передающей неподвижную сосредоточенную нагрузку, необходима дополнительная проверка стенки балки на местные сминающие стенку напряжения где σ_{loc} — напряжения смятия в стенке под грузом; F — расчетная сосредоточенная нагрузка; t_w и t_f — толщина стенки и пояса балки; b — длина передачи местной нагрузки на балку (в пример $\sigma_{loc} = F/(t_w l_{loc}) \leq R_y \gamma_c$ балки настила)

Прочность стенки в этом случае проверяют в сечении под грузом

$$\sigma_{прив} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_1 \sigma_{loc} + 3\tau_1^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c$$

Если эта проверка не выполняется, то стенку балки необходимо укрепить ребром жесткости, верхний конец которого пригоняется к нагруженному поясу балки. Это ребро через свой пригнанный торец воспринимает сосредоточенное давление и, будучи прикрепленным к стенке балки сварными швами или заклепками, плавно распределяет его на всю высоту стенки балки. При наличии таких ребер стенки балок на действие местных напряжений не проверяют.

Прогиб балок определяют от действия нормативной нагрузки методами строительной механики. Прогиб не должен превышать значений, указанных в нормах. Прогиб составных балок можно не проверять, если фактическая высота балки больше минимальной.

Проверка и обеспечение общей устойчивости балок

Общую устойчивость составных балок проверяют по формуле $M/(\varphi_b W) \leq R_y \gamma_c$.
Здесь φ_b для двутавровых составных балок, имеющих две оси симметрии так же, как в прокатных балках, вычисляют по формуле

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y}$$

При $\varphi_1 \leq 0,85$ принимают $\varphi_b = \varphi_1$, при $\varphi_1 > 0,85$ $\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1$ $\psi = f(\alpha)$

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} t_f}{h b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{a t_w^3}{b_f t_f^3} \right)$$

Здесь l_{ef} — расчетная длина сжатого пояса балки, закрепленного от поперечных смещений; $a = 0,5h$; h — расстояние (высота) между осями поясных листов; b_f и t_f — соответственно ширина и толщина сжатого пояса; t_w — толщина стенки балки.
Для балок, сечение которых отличается от двутавра, имеющего две оси симметрии, проверка устойчивости имеет свои особенности и должна проводиться в соответствии с указаниями норм. Общую устойчивость балок можно не проверять при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный, а также при удовлетворении условий формулы (7.14) об отношении расчетной длины к ширине сжатого пояса.

Для составных главных балок, находящихся в системе балочной площадки и связанных между собой поперечными балками, на которых лежит настил, за расчетную длину сжатого пояса следует принимать расстояние между

Проверка и обеспечение местной устойчивости элементов балок

Потеря местной устойчивости отдельных элементов конструкций под действием сжимающих нормальных или касательных напряжений сопровождается их местным выпучиванием из плоскости элементов.

В балках потерять устойчивость могут сжатый пояс от действия нормальных напряжений и стенка от действия касательных или нормальных напряжений, а также от их совместного действия. Потеря устойчивости одним из элементов балки полностью или частично выводит его из работы, рабочее сечение балки уменьшается, часто становится несимметричным, центр изгиба смещается, что может привести к преждевременной потере несущей способности всей балки.

Общее выражение для критического напряжения потери устойчивости пластинки

$$\sigma_{cr} = N_{cr} / t = \frac{k\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 = 0,9kE \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

Элементы балки могут потерять устойчивость только в том случае, если действующие в балке напряжения или их совместное воздействие больше критических напряжений потери устойчивости. Поэтому нежелательно, чтобы значения σ_{cr} были меньше расчетных значений материала по прочности и потеря устойчивости происходила раньше потери несущей способности балки по прочности, так как при этом недоиспользовалась бы прочность материала, что неэкономично.

Устойчивость сжатого пояса

Условие обеспечения устойчивости пояса для упругоработающих балок и би $\bar{\lambda}_f = \bar{\lambda}_{uf} IX$, имеет вид

$$\bar{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_y / E} \text{ и } \bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{R_y / \sigma} \quad b_{ef} / t_f \leq 0,5 \sqrt{E / R_y}$$

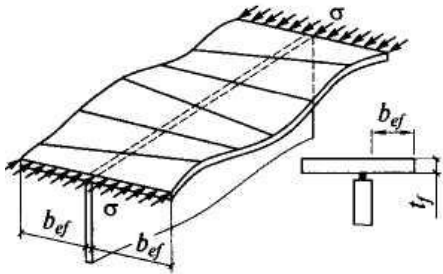
Отсюда видно, что для обеспечения устойчивости пояса при его упругой работе необходимо соблюдать отношение свеса пояса к его толщине, не превышающее значений, полученных по формуле, что для малоуглеродистых сталей составляет

При работе пояса в балках с учетом развития пластических деформаций, его устойчивость ухудшается. В этом случае нормы учитывают подкрепляющее действие с $2,2 < \bar{\lambda}_{uw} < 5,5$ значение предельной условной гибкости неокаймленного с $\bar{\lambda}_{uf} = 0,17 + 0,06 \bar{\lambda}_{uw}$ предельная условная гибкость

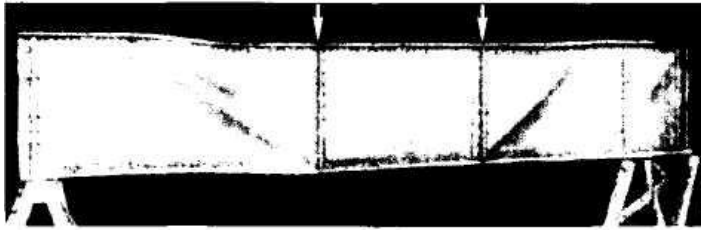
Устойчивость

стенки

Стенка представляет собой длинную тонкую пластину, испытывающую действие касательных и нормальных напряжений, которые могут вызвать потерю ее устойчивости. Но устойчивости стенки обычно добиваются не увеличением ее толщины (из-за больших размеров стенки этот путь привел бы к большому перерасходу материала), а укреплении ее специальными ребрами жесткости, расположенными нормально к поверхности выпучивания листа и повышающими жесткость стенки. Ребра жесткости делят стенку на отсеки (панели), которые могут потерять устойчивость практически независимо один от другого.



Потеря устойчивости стенки от действия касательных напряжений



Вблизи опоры балки стенка подвергается воздействию значительных касательных напряжений, под влиянием которых она перекашивается и по направлению траекторий главных сжимающих напряжений сжимается.

В направлении сжатия стенка может выпучиться, образуя волны, наклоненные к оси балки под углом, близким к 45° . Для балки, стенка которой не укреплена ребрами жесткости, критическое касательное напряжение, полученное с учетом упругого защемления стенки в поясах, выражается формулой

$$\tau_{cr} = 10,3(R_s / \bar{\lambda}_w^2)$$

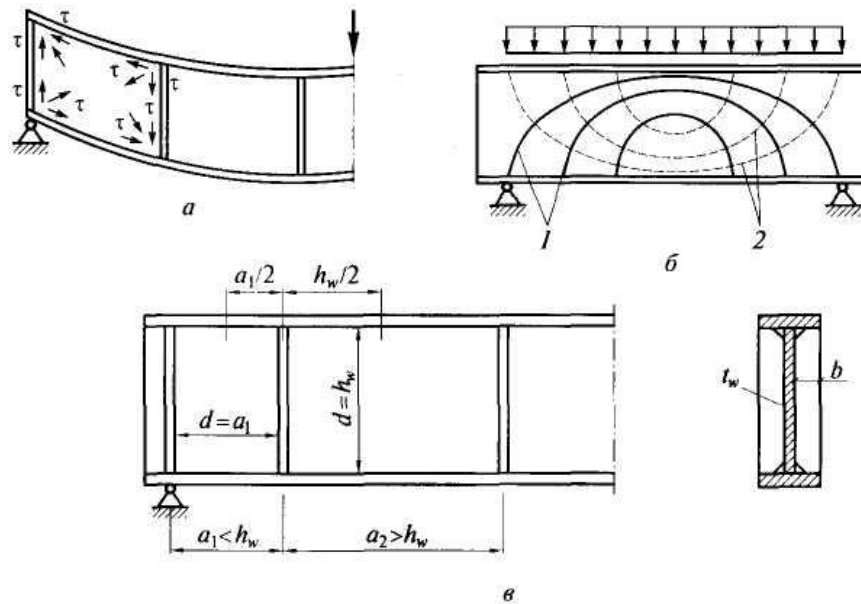
предельную условную гибкость
стенки

$$\tau_{cr} = R_s$$
$$\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t_w) \times \sqrt{R_y/E} = 3,2$$

При предельной условной гибкости стенки потеря устойчивости стенки от действия одних касательных напряжений не может произойти раньше потери прочности. Поэтому СНиП требует укреплять стенку балки поперечными ребрами жесткости при следующих условиях:

- а) отсутствие местной нагрузки на пояс балки при $\bar{\lambda}_w > 3,2$
- б) действие местной нагрузки на пояс балки при $\bar{\lambda}_w > 2,2$
- в) при действии больших сосредоточенных грузов и в зоне развития пластических

деформаций от изгиба в балке местные напряжения не допускаются, ребра жесткости надо ставить под каждым грузом.



Потеря местной устойчивости стенки балки:

а — действие касательных напряжений; *б* — траектории главных сжимающих (1) и растягивающих (2) напряжений; *в* — места определения напряжений для проверки устойчивости стенки.

Длина зоны пластических деформаций в стенке балки l пласт может быть определена из равенства моментов, которые могут быть восприняты балкой при ее работе с учетом пластических деформаций и при упругой работе стенки по всей ее высоте. При равномерной нагрузке на балку эта область может быть определена зависимостью

$$l_{\text{пласт}} = l \sqrt{1 - (I/c)(h/h_w)}$$

Потеря устойчивости стенки от действия касательных напряжений

Расстояние между поперечными ребрами жесткости не должно превышать $2xh_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $2,5h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$

Допускается увеличивать указанные расстояния до $3xh_{ef}$ при условии проверки общей устойчивости балки и местной устойчивости стенки по соответствующим формулам. Как правило, следует применять односторонние ребра жесткости шириной не менее $b_r = h_w/24 + 50$ мм, располагая их с одной стороны балки.

Односторонние ребра жесткости, расположенные в месте приложения к верхнему поясу сосредоточенной нагрузки (например, поэтажное сопряжение балок), следует рассчитывать как стойку, сжатую с эксцентриситетом, равным расстоянию от срединной плоскости стенки до центра тяжести расчетного сечения стойки. В расчетное сечение этой стойки необходимо включать сечение ребра жесткости и полосы $0,65t_w\sqrt{E/R_y}$ по каждой стороне ребра.

Расчетную длину стойки следует принимать равной высоте стенки. В отдельных случаях допускается применение парных ребер жесткости (например, при примыкании второстепенных балок к главной сбоку). В этом случае стойка рассчитывается как центрально сжатая и ширина каждого из парных симметричных ребер жесткости должна быть не менее $b_r = h_w/(30 + 40)$ мм.

Толщина ребер должна быть не менее $t_r = 2b_r\sqrt{R_y/E}$

Ребра жесткости следует приваривать в стенке сплошными односторонними швами минимальной толщины, не доводя их на 40 — 50 мм до поясных швов в целях уменьшения воздействия зон термического влияния швов.

Укрепление стенки балки поперечными ребрами жесткости, пересекающими возможные волны выпучивания стенки, увеличивает критическое касательное напряжение, определяемое теперь формулой

$$\tau_{cr} = 10,3(1 + 0,76 / \mu^2)(R_s / \bar{\lambda}_d^2)$$

где μ — отношение большей стороны a или h_w к меньшей d . t_w — толщина стенки

При постановке $a_{max} = 2h_{ef}$ ребер жесткости на максимально допустимых нормах расстояния $\tau_{cr} = 12,26(R_s / \bar{\lambda}_w^2)$ т.е. при $\mu = 2$ критическое напряжение увеличилось до $\bar{\lambda}_w = 3,5$, а условная гибкость стенки не опасна,

— до $\bar{\lambda}_w = 3,5$. С учетом этого нормы разрешают не проверять устойчивость стенок балок с поперечными ребрами жесткости в следующих случаях:

а) для балок с $\bar{\lambda}_w \leq 3,5$ иными поясными швами при отсутствии местной нагрузки на пояс балки и при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$;

б) для таких же балок, но с односторонними поясными швами при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$;

в) для балок с двусторонними поясными швами и местной нагрузкой на пояс при $\bar{\lambda}_w \leq 2,5$.

Устойчивость стенки упруго работающих балок симметричного двутаврового сечения от действия нормальных напряжений

Ближе к середине балки влияние касательных напряжений на стенку невелико. Здесь стенка подвергается главным образом воздействию нормальных напряжений от изгиба балки, которые могут вызвать потерю ее устойчивости. Выпучиваясь, стенка образует в сжатой зоне балки волны, перпендикулярные ее плоскости. Поперечные ребра не могут оказать существенного влияния на выпучивание стенки, так как длина волн выпучивания небольшая (длина полуволны $= 0,67h$), а их направление параллельно поперечным ребрам жесткости, стенка все равно будет выпучиваться между ними. Поэтому для обеспечения устойчивости очень гибкой стенки от действия нормальных напряжений в сжатой части стенки ставят продольные ребра жесткости, уменьшающие расчетную ширину пластинки и увеличивающие критические напряжения. Влияние $\alpha = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) / \sigma_{\max}$ сжимающих напряжений, выражаемое коэффициентом α , хорошо видно по изменению

коэффициента и чем больше «полнота», тем меньше критические напряжения, т. е. изменение вида эпюры нормальных напряжений. Устойчивость стенки почти в 6 раз.

$$\delta = \frac{\beta b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3$$

Степень упругого защемления стенки в поясе

учитывается коэффициентом β , где для всех балок, кроме подкрановых, при непрерывном опирании жестких плит на пояс балки $\beta = \infty$; для подкрановых балок $\beta = 2$; в прочих случаях $\beta = 0,8$;

b_f и t_f — соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки.

Критическое нормальное напряжение в стенке изгибаемой балки определяется по формуле $\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \bar{\lambda}_w^2$

Приравнивая критическое напряжение при минимальном коэффициенте заземления стенки поясами $\beta = 0,8$, расчетному сопротивлению, полу $\bar{\lambda}_w = 5,5$ условную гибкость стенки, при которой потеря устойчивости стенки от действия только нормальных напряжений (в зоне чистого изгиба балки) будет происходить одновременно с расчетной потерей прочности балки.

Таким образом, только при условной гибкости стен $\bar{\lambda}_w \geq 5,5\sqrt{R_y/\sigma}$ (где σ — напряжение в сжатом поясе балки) потеря устойчивости от действия одних нормальных напряжений становится возможной. Стенки таких балок наряду с поперечными ребрами жесткости рекомендуется укреплять дополнительными продольными ребрами жесткости, располагая их в сжатой зоне стенки.

Устойчивость стенки балки от совместного действия нормальных и касательных напряжений

Рассмотрим несколько случаев проверки устойчивости стенок балок.

1. Устойчивость стенок упруго работающих балок симметричного двутаврового сечения, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, при $\sigma_{loc} = 0$ и $\bar{\lambda}_w < 6$. Такая проверка не производится, если $\bar{\lambda}_w \geq 3,2$ напряжения при $\bar{\lambda}_w \geq 3,5$ в балках с односторонними поясными швами и в балках с двусторонними швами. Фактические напряжения $\sigma \leq \sigma_{cr}$ и $\tau \leq \tau_{cr}$ в целях обеспечения необходимой безопасности не должны превышать критических, т. $\sqrt{(\sigma - \sigma_{cr})^2 + (\tau - \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c$ тсюда получим формулу проверки устойчивости стенки:

где σ_{cr} и τ_{cr} — критические нормальные и касательные напряжения; σ и τ — действующие нормальные и касательные напряжения; здесь M и Q — средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах отсека; если длина отсека больше его расчетной высоты, то M и Q следует вычислять как средние для более напряженного участка с длиной, равной высоте отсека. Если в проверяемом отсеке находится место изменения сечения балки, то значения M и Q и W берут по уменьшенному сечению.

2. Устойчивость стенок упруго работающих балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, при наличии местного напряжения $\sigma_{loc} \neq 0$

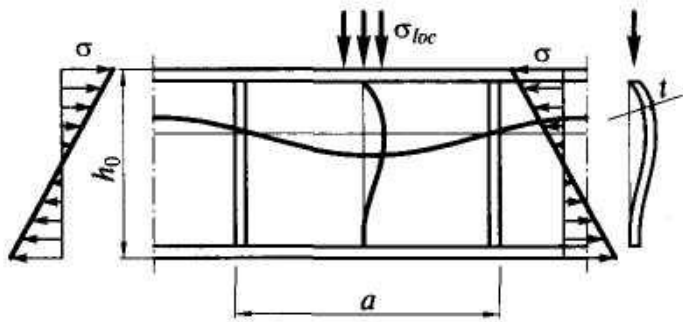
В этом случае проверку устойчивости стенки балки следует производить при условной гибкости $\bar{\lambda}_w > 2,5$ и

Сама проверка производится по формуле, аналогичной формуле

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

Критическое напряжение потери устойчивости от действия местных напряжений определяется $\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}_w^2$

Однако взаимное влияние перпендикулярных друг другу нормальных и местных напряжений, а также сильное влияние на устойчивость пластины расстояния между ребрами жесткости и относительной длины загрузки пластины местной нагрузкой приводит к необходимости рассматривать три возможных случая потери устойчивости стенки балки.



А. При частом расположении ребер жесткости $a/h_{ef} \leq 0,8$ стенка между ребрами жесткости может выпучиваться только по одной полуволне. В этом случае для проверки устойчивости $\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c$ σ_{cr} определяют по формуле $\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \bar{\lambda}_w^2$ так же, как и при отсутствии местных напряжений. Критическое напряжение потери устойчивости от действия местных напряжений определяют $\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}_w^2$, где c , — коэффициент, принимаемый по a/h_{ef}

отношения $\rho = 1,04 l_{ef}/h_{ef}$ проверяемой пластины и относительной длины нагружения пластины местной нагрузкой $l_{ef} = l_{loc}$ следует определять по формуле $\sigma_{loc} = F/(t_w l_{loc}) \leq R_y \gamma_c$

При расположении ребер жесткости на расстоянии, большем $a/h_{ef} > 0,8$, проверку устойчивости $\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c$ по формуле делают дважды.

Б. Вычисляю $\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}_w^2$ при отсутствии местных напряжений, а для вычисления σ_{cr} по формуле для определения σ_{cr} при $0,8 \leq a/h_{ef} \leq 1,33$ и $a/h_{ef} > 1,33$ коэффициенты c_1 и c_2 по таблицам принимают вместо a значение

вычисленное по формуле $\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c$ по формуле $\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}_w^2$ по фактическому значению a/h_{ef} , а для определения σ_{cr} по формуле $\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \bar{\lambda}_w^2$ берут значение c_{cr} по таблице.

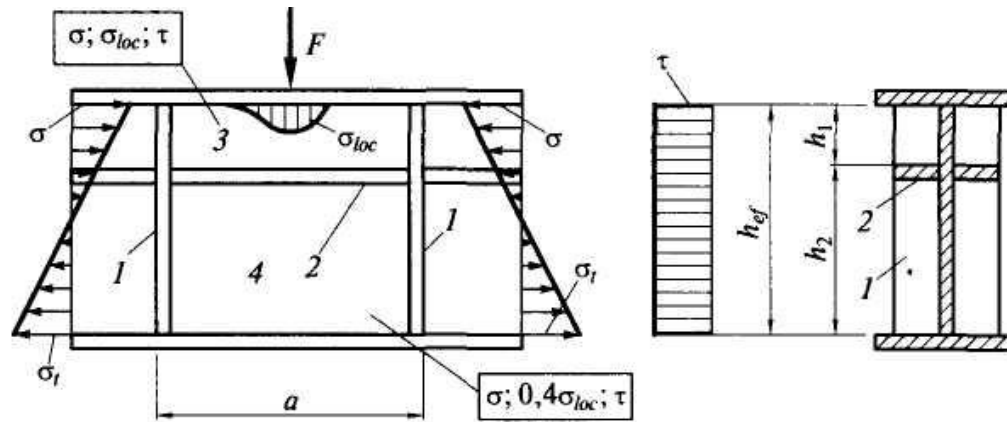


Схема балки, укрепленной основными поперечными и продольными ребрами жесткости: 1 — поперечные ребра; 2 — продольное ребро; 3 — пластина у сжатого пояса; 4 — пластина у растянутого пояса

3. Устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных поперечными и одним продольным ребрами жесткости.

В балках большой высоты с тонкой стенкой при соотноше $\bar{\lambda}_w > 5,5$ для обеспечения устойчивости стенки рационально помимо поперечных ребер жесткости ставить продольное ребро, опирающееся на поперечные и располагаемое на расстоянии $h_1 = (0,2...0,3)h_{ef}$ сжатой кромки отсека. Размеры поперечных ребер назначают такими же, как и в балках без продольного ребра, но при этом их моменты инерции должны удовлетворять следующим условиям:

а) для поперечных ребер $I_s \geq 3h_{ef}t_r^3$

б) для продольного ребра при $h_1/h_{ef} = 0,3$; $I_s \geq 1,5h_{ef}t_r^3$

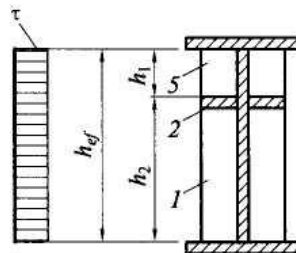
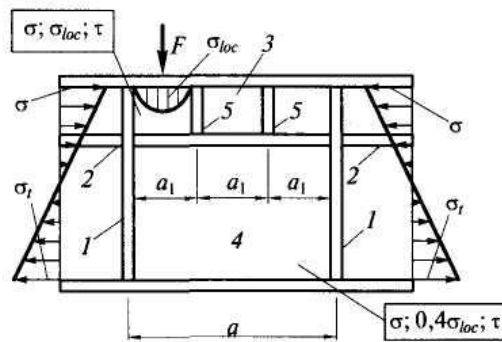


Схема балки, укрепленной основными поперечными ребрами жесткости (1), продольным ребром жесткости (2), разделяющим отсек стенки на пластину (3) у сжатого пояса и пластину (4) у растянутого пояса, а также короткими ребрами жесткости (5)

При наличии часто расположенных местных нагрузок на сжатом поясе балки, а также при необходимости местной устойчивости верхней пластины сварной балки, имеющей продольное ребро жесткости, возможно укрепление сжатой зоны стенки балки постановкой коротких промежуточных вертикальных ребер жесткости, привариваемых к продольному ребру. В этом случае при проверке верхней сжатой пластинки расстояние a заменяют на a_1 — расстояние между осями соседних ребер; все расчеты устойчивости для верхней и нижней пластин следует вести по тем же формулам, что и для балок без коротких ребер.

В балках, работающих с использованием пластических деформаций и бистальных, в области ограниченных пластических деформаций местные напряжения не допускаются, а устойчивость стенки двоякосимметричного двутаврового сечения считается обеспеченной, если условная гибкость стенки не превышает критической величины

$$\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{uw}$$

$\bar{\lambda}_{uw}$ определяется по табл. в зависимости от относительной деформации пояса балки ϵ и относительной напряженности стенки касательными напряжениями τ/R_s

Здесь среднее касательное напряжен $\tau = Q/A_w$, а параметр ε для балок из одинаковой стали для стенки и пояса определяется выражением

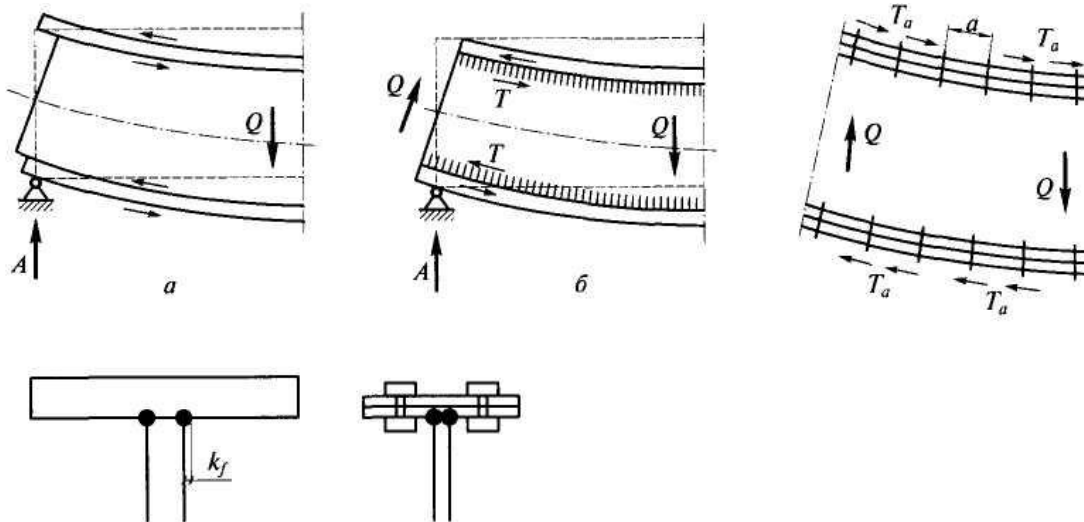
$$\bar{\varepsilon} = \varepsilon E / R_y = \frac{0,29}{\sqrt{0,0833 - (c_{lx} - 1)(\alpha_f + 0,167)}}$$

$$\alpha_f = A_f / A_w; c_{lx} = M / (W_n R_y \gamma_c) \text{ или } \beta_{ex}; 1 < c_{lx} < c_x; \beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} (\tau_x / R_y)^4$$

Для бистальных балок $\bar{\varepsilon} = 1 + (1,3 - 0,2\alpha_f)(c_{lr} - 1)$ $c_{lr} = M / (W_n R_{yw} \gamma_c)$ или $\beta_r c_{rx}$; $1 \leq c_{lx} \leq c_{rx}$

$$\beta_r = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} (\tau_x / R_{sw})^4; c_{rx} = \frac{(\alpha_{lr} + 0,25 - 0,0833 / r^2)}{\alpha_f + 0,167}; r = R_{yf} / R_{yw}$$

Проектирование конструкций составных балок



Работа и болтов:

а — сдвиг незакрепленных поясов относительно стенки; б — работа поясных швов и фрикционных болтов; в — поясные швы и болты

В сварных балках сдвигающую силу T , приходящуюся на 1 см длины балки, определяют через касательные напряжения $T = \tau_w = QS_f / I$

где Q — расчетная поперечная сила; S_f — статический момент пояса относительно нейтральной оси сечения балки; J — момент инерции сечения балки.

Сдвигающая сила стремится срезать эти швы срезу, должно быть не меньше сил $T \leq n(\beta k_f R_w)_{\min} b_l$, а потому сопротивление этих швов срезу должно быть не меньше сил $k_f \geq \frac{QS_f}{In(\beta R_w)_{\min}}$

где Q — поперечная сила в опорном сечении балки; $n = 1$ при односторонних швах и

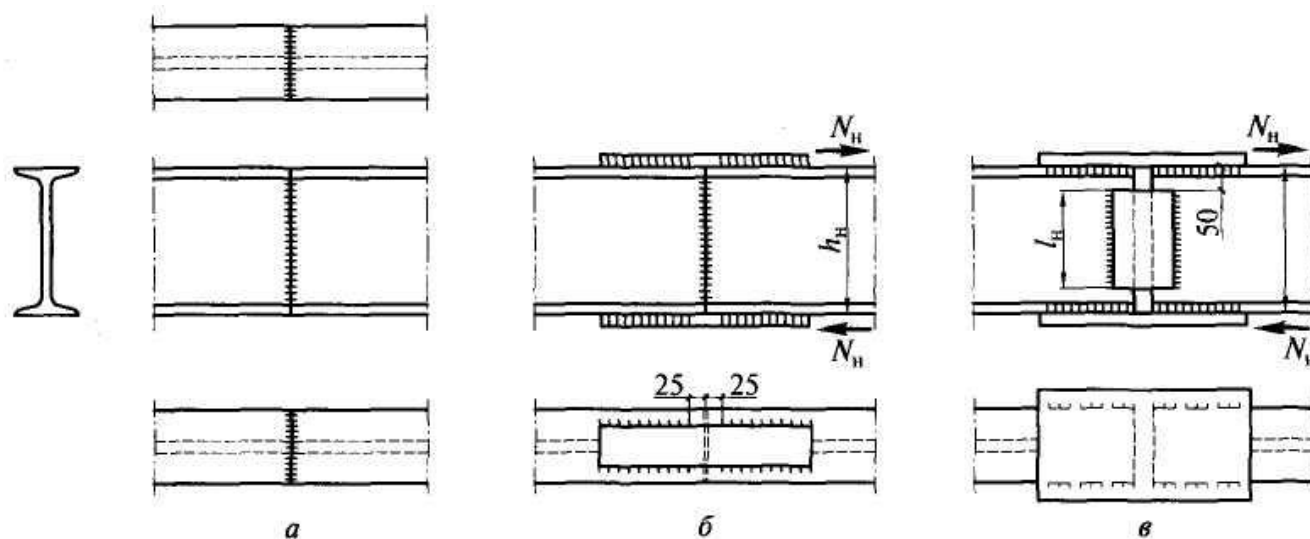
$n = 2$ при двусторонних швах; $(\beta R_w)_{\min}$ — меньшее из произведений глубины проплавления на расчетное сопротивление, принимаемые по условному срезу шва или по срезу

металла на границе сжатия шва. При приложении местной сосредоточенной нагрузки через пояс балки в месте, не укрепленном ребром жесткости, поясные швы будут испытывать дополнительное местное давление, которое определяется по формуле, аналогичной, и проверка поясного шва должна производиться на равнодействующую сдвиг

$$k_f = \frac{\sqrt{(QS_f / I)^2 + (F / l_{loc})^2}}{n(\beta R_w)_{\min}}$$

Поясные швы следует делать сплошными, одинаковой наименьшей допустимой толщины по всей длине балки, применяя автоматическую сварку. Минимальные значения толщин поясных швов принимать по табл. 38 СНиП

Стыки балок



Стыки прокатных балок: а — встык; б — встык с накладками; в — только накладками

Заводские стыки. Выполняются на заводе, представляют собой стыки отдельных частей какого-либо элемента балки (стенки, пояса). Их применяют при изменении сечения или недостаточной длине имеющегося проката.

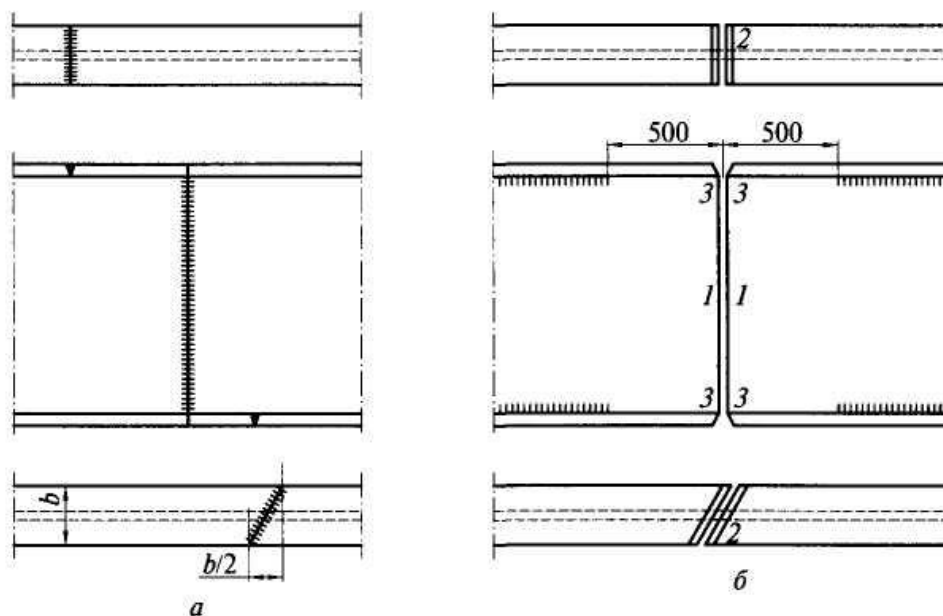
Расположение стыков также обусловлено имеющимися длинами проката или конструктивными соображениями (стык стенки не должен совпадать с местом примыкания вспомогательных балок, ребрами жесткости и т.п.). Чтобы ослабление сечения балки заводским стыком было не слишком велико, стыки отдельных элементов обычно располагают в разных местах по длине балки, т.е. вразбежку.

Монтажные стыки. Выполняются при монтаже, используются в тех случаях, когда масса или размеры балки не позволяют перевезти и смонтировать ее

Расположение их должно предусматривать членение балки на отдельные отправочные элементы, по возможности одинаковые (в разрезной балке стык располагают в середине пролета или симметрично относительно середины балки), удовлетворяющие требованиям монтажа, транспортировки наиболее распространенными средствами.

В монтажных стыках удобно все элементы балки соединять в одном сечении. Такой стык называется *универсальным*.

Стыки составных сварных балок

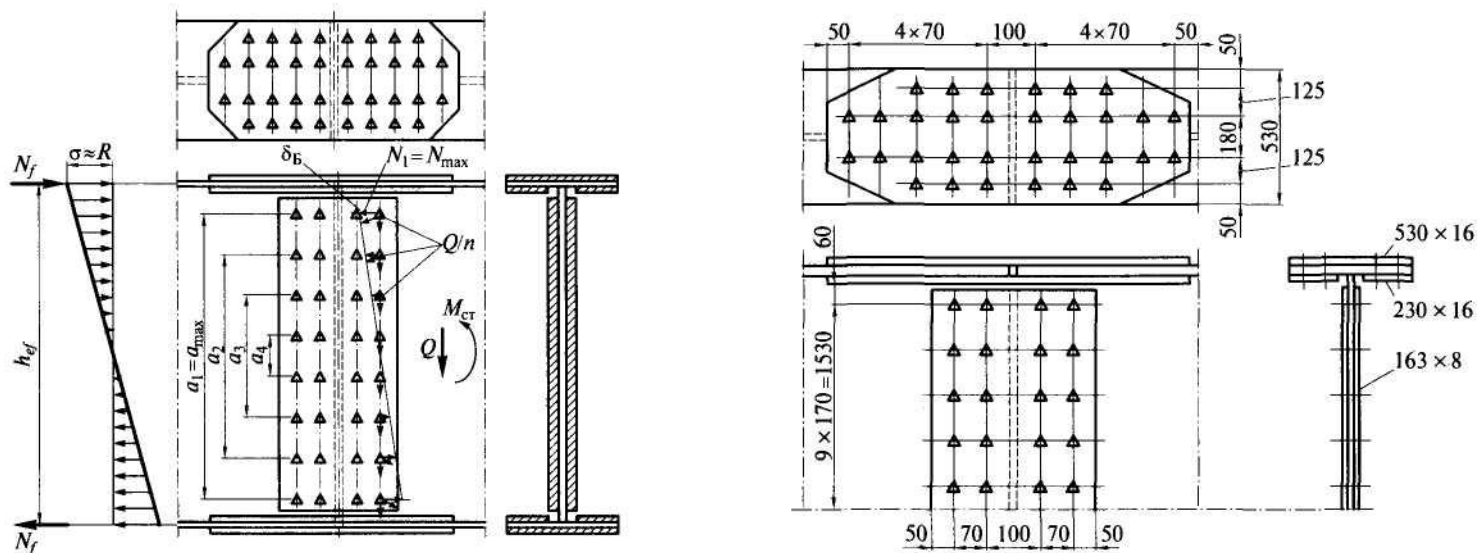


Заводской (а) и монтажный (б) стыки составных балок

Стыки составных сварных балок

Заводские стыки поясов и стенки составных сварных балок осуществляют соединением листов до сборки их в балку. Основным типом сварных соединений листов является соединение встык. Соединения встык сжатых поясов, выполненные с применением сварочных материалов при полном проваре соединяемых элементов (для чего концы швов выводятся на специальные технологические планки), считаются равнопрочными основному металлу, их можно не рассчитывать. Стыки растянутых поясов можно считать также равнопрочными основному металлу только при выполнении указанных выше требований и дополнительной проверке физическими методами контроля. При отсутствии физического контроля качества растянутого шва можно считать его равнопрочным основному металлу, только удливив его, т.е. сделав косым, под углом около 60° к оси балки. Такое усложнение производства часто делает более целесообразным перенос прямого заводского растянутого стыкового шва в то место балки, где напряжения в поясе не превышают расчетного сопротивления металла. Заводские стыки сжатых поясов и стенок балки всегда делают прямым швом, под углом 60° , так как на монтаже физические способы контроля затруднены. Такой стык равнопрочен основному сечению балки и может не рассчитываться. Некоторым перенапряжением стенки против расчетного R_w вблизи растянутого пояса балки обычно пренебрегают, так как этот участок стенки расположен между двумя упруго работающими зонами балки, и его пластическое разрушение невозможно. Применявшееся раньше усиление этого участка накладками, как показали исследования, приводит лишь к дополнительным сварочным напряжениям и не увеличивает несущей

Стыки составных балок на высокопрочных болтах



В последнее время монтажные стыки сварных балок во избежание сварки на монтаже иногда выполняют на высокопрочных болтах с накладками. В таких стыках накладки сильно прижимаются болтами к стыкуемому элементу и усилие в элементе силами трения передается на накладки.

Каждый пояс балки желательно перекрывать тремя накладками с двух сторон, а стенку — двумя вертикальными накладками, площади сечения которых должны быть не меньше площади сечения перекрываемого ими элемента. Ослабление сечения поясов балки учитывается следующим образом. При статических нагрузках, если площадь сечения нетто A_n составляет менее $A_n \leq 0,85A$, площади

брутто, принимается условная площадь сечения

$$A_c = 1,18A_n$$

Болты в стыке следует ставить на минимальных расстояниях друг от друга — 2,5 — 3 диаметра отверстия для болта, чтобы уменьшить размеры и массу стыковых

Расчет стыка каждого элемента балки ведут отдельно, а изгибающий момент распределяют между поясами и стенкой пропорционально их жесткости. Тогда расчетное усилие в поясе может быть определено по формулам:

$$M_f = M(I_f/I) \text{ и } N_f = M_f/h_{ef} \text{ или } N_f = A_f R_y \gamma_c$$

где M и I — соответственно полный расчетный изгибающий момент и момент инерции всего сечения; $h_{ef} = h_w + t_f$ — высота балки; I_f — момент инерции поясов балки; расчетная высота поясов

$$n = N_f / Q_{bh}$$

Число болтов для прикрепления стыковых накладок к поясу балки

Q_{bh} — расчетное сдвигающее усилие, которое может быть воспринято одним высокопрочным болтом. Это число болтов ставят по каждую сторону стыка балки. Момент, приходящийся на стенку, может быть найден по формуле

Этот момент уравнивается суммой внутренних пар усилий, действующих на болты

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

на накладке симметрично относительно нейтральной оси балки

, где m — число вертикальных накладок. Выражая все усилия N , через максимальное усилие N_1 получим

$$M_w = m(N_1 / a_1)(a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 + \dots) \quad \text{и т.д.,}$$

Отсюда максимальное усилие $N_{\max} = (M_w / m)(a_{\max} / \sum a_i^2) \leq Q_{bh}$ изгибающего момента, действующее на каждый крайний болт

Для упрощения расчета выразим $\sum a_i^2 = a_{\max}^2 \frac{k(k+1)}{6(k-1)} = \alpha a_{\max}^2$ и число болтов в вертикальном ряду стыка k

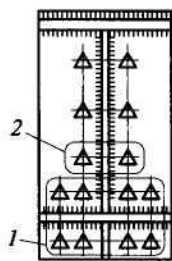
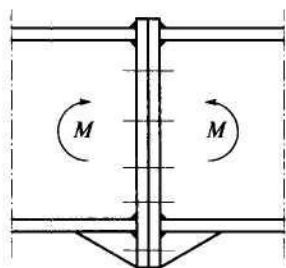
$$N_{\max} = \frac{M_w}{m \alpha a_{\max}} \leq Q_{bh}$$

Кроме изгибающего балку момента в стыке может действовать поперечная сила Q , которая условно полностью передается на стенку и принимается равномерно распределенной на все болты, расположенные на накладке: где n — число болтов на полунакладке.

Тогда на наиболее напряженные крайние болты будет действовать равнодействующая усилий от момента и поперечной силы и они будут определять прочность ст

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

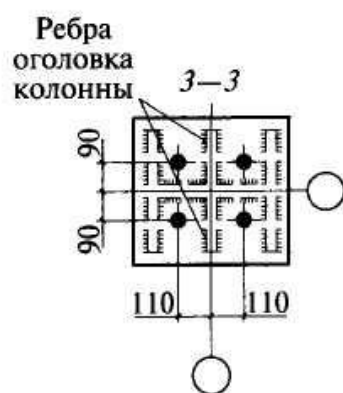
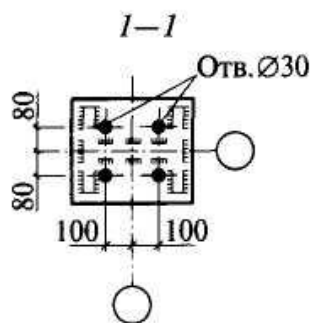
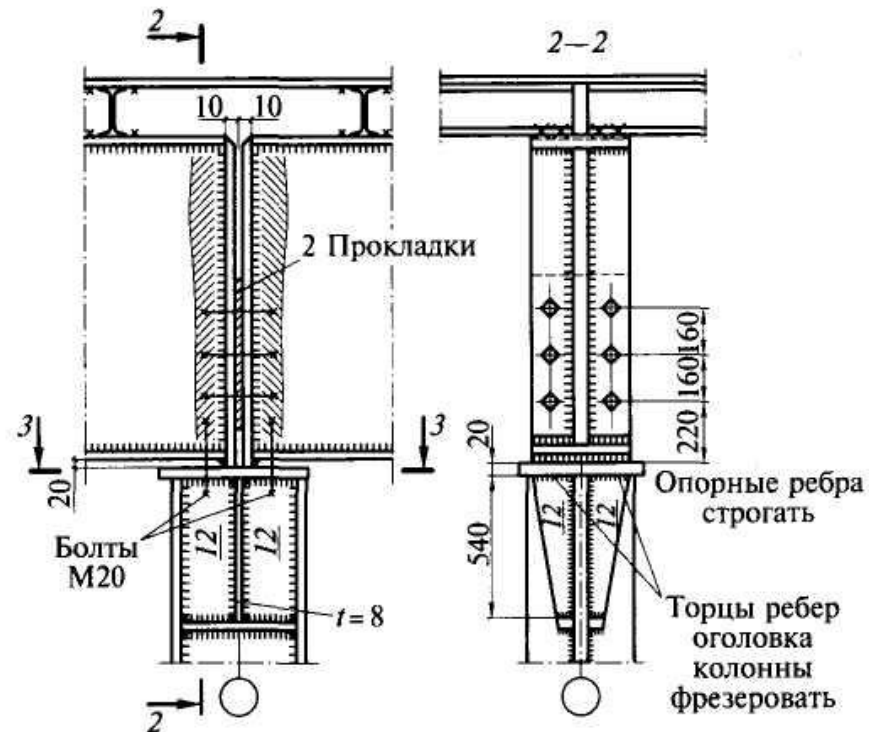
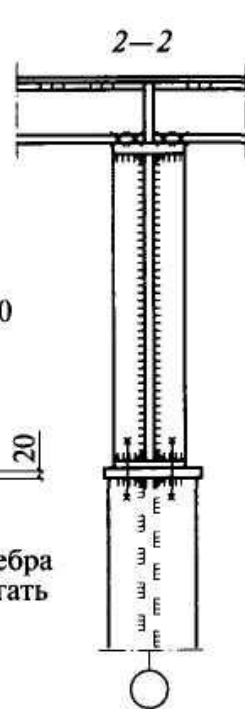
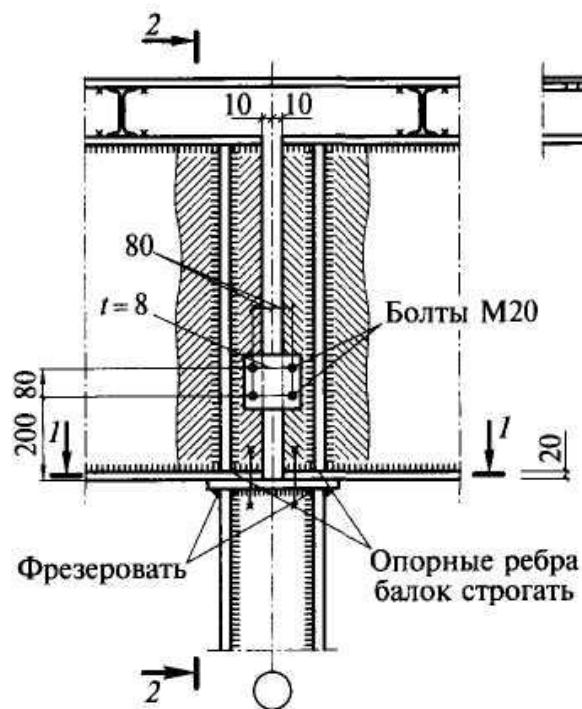
Фланцевые стыки. Широкое применение высокопрочных болтов в монтажных соединениях привело к появлению фланцевых соединений в изгибаемых элементах, особенно в легких металлических конструкциях и жестких



балок к колоннам. Фланцевые соединения имеют ряд преимуществ по сравнению со сдвигоустойчивыми соединениями. Во фланцевых стыках уменьшаются расход металла на соединение, число болтов и трудоемкость соединения. К торцам соединяемых балок привариваются фланцы — толстые листы, имеющие отверстия для болтов. В соединенных друг с другом фланцах в эти отверстия на монтаже вставляются высокопрочные болты и затягиваются гайки, после чего стык готов. Таким образом,

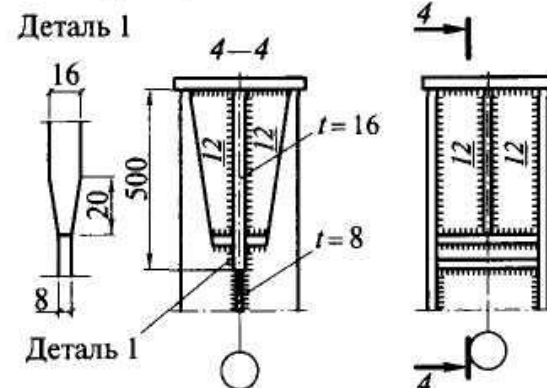
Фланцевый стык сварной балки: 1 — болты внутренней зоны пояса; 2 — болты растянутой зоны стенки

Опираия и сопряжения балок



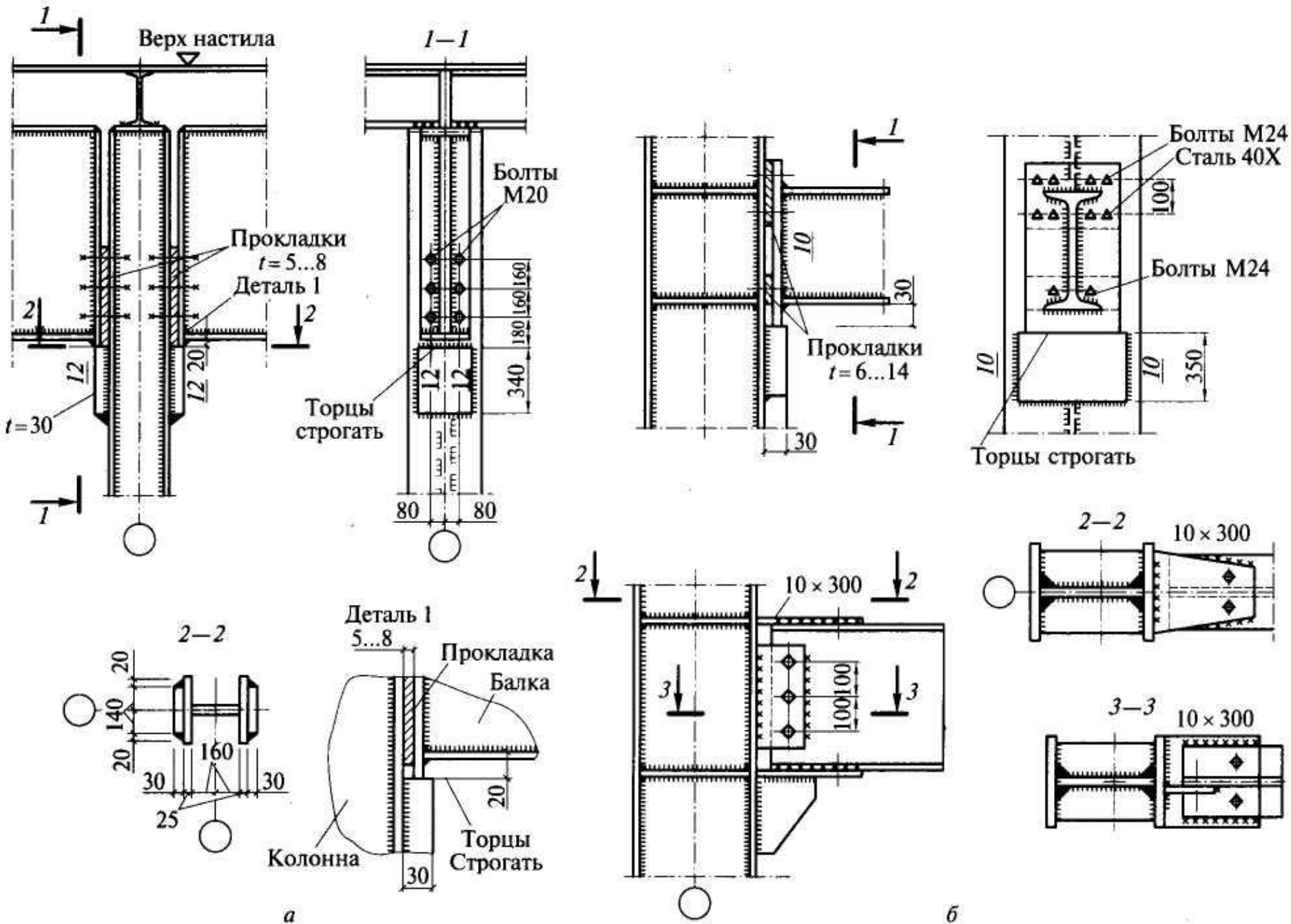
a

Вариант колонны с утолщенной частью стенки



б

Опираия балок на колонны сверху



Опираие балок на колонны сбоку

Опираия и сопряжения балок

В месте передачи касательных напряжений со стенки балки на опорное ребро закон распределения напряжений Журавского по высоте нарушается, они концентрируются в нижней части стенки, причем степень концентрации зависит от соотношения толщин стенки и площади поперечного сечения ребра. При относительно мощных ребрах и допущении местных пластических деформаций передачу касательных напряжений на опорное ребро можно принять равномерным по всей высоте стенки. Ребро жесткости для передачи опорной реакции надежно прикрепляют к стенке сварными швами, а торец ребер жесткости либо плотно пригоняют к нижнему поясу балки, либо строгают для непосредственной передачи опорного давления на стальную колонну. Для правильной передачи давления на колонну центр опорной поверхности ребра надо совмещать с осью полки колонны.

Размеры опорных ребер жесткости определяют обычно из расчета на смятие торца ребра:

$$\sigma_p = F/A_p \leq R_p \gamma_c,$$

где F — опорная реакция балки; A_p — площадь смятия опорного ребра, в сварных балках принимается равной всей пристроганной части площади ребра; R_p — расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности.

Ширина выступающей части ребра из условий его местной устойчивости не должна превышать $b_{op} \leq 0,5 t_{op} \sqrt{E/R_y}$

Выступающая вниз часть опорного ребра не должна превышать $a < 1,5t_{оп}$ и обычно принимается равной 15 — 20 мм.

Помимо проверки на смятие торца опорного ребра производится также проверка опорного участка балки на устойчивость из плоскости балки как условного опорного стержня, включающего в площадь своего сечения опорные ребра и часть $0,65t_w\sqrt{E/R_y}$ балки шириной по $2 \times 0,65t_w\sqrt{E/R_y}$ в каждую сторону и длиной, равной высоте стенки балки: $N/(\phi A_{ст}) \leq R_y \gamma_c$

$$\lambda = h_w / i_z$$

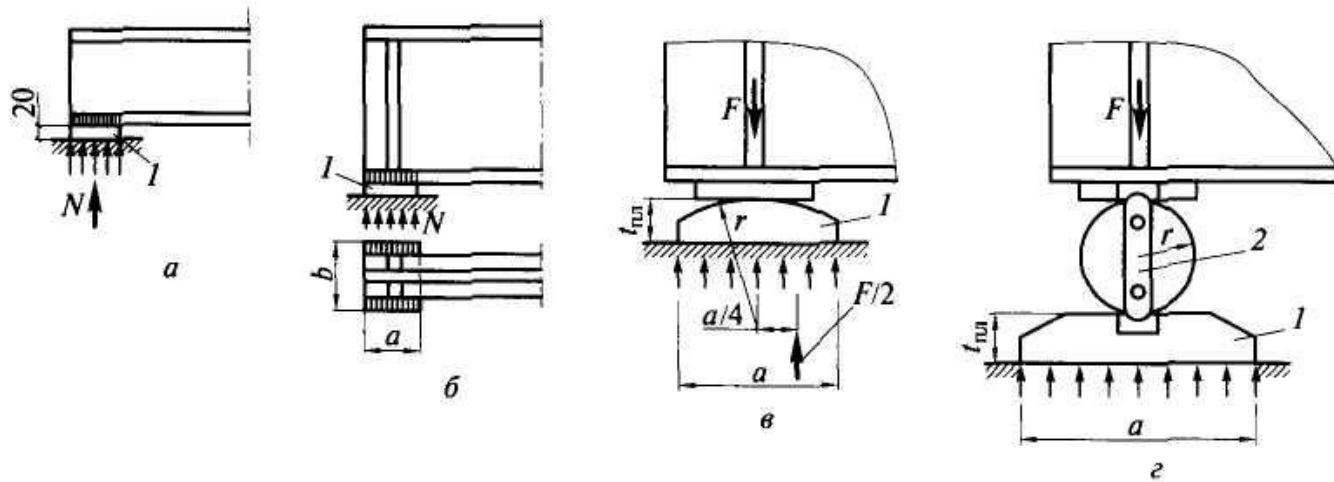
где ϕ — коэффициент продольного изгиба стойки с гибкостью определенной относительно оси $z—z$, направленной вдоль балки.

Опираие балок на стены и железобетонные подкладки.

При опирании балок на каменные стены и железобетонные подкладки обычно применяют специальные стальные опорные части, которые служат для равномерного распределения давления балки на большую площадь менее прочного, чем сталь, материала опоры (камень, железобетон). Кроме того, опорные части должны обеспечить свободу деформации концов балки — поворот при прогибе балки, продольное смещение от температурных и силовых деформаций; в противном случае в опоре возникнут нежелательные дополнительные напряжения.

В соответствии с требованиями применяют неподвижные и подвижные опорные части следующих типов: при пролетах до 20 м — плоские опорные плиты (рис. а и б); до 40 м — тангенциальные опорные плиты (рис. в); более 40 м — катковые опорные части (рис. г). Опорные части изготовляют из литой или толстолистовой стали.

Площадь опирания плоских и тангенциальных опорных плит должна быть



Опираие балок на бетон:

a — опирание прокатных балок на плоскую опорную плиту; *б* — то же, составных балок; *в* — тангенциальное опирание балок; *г* — опирание балок на каток; *l* — опорная плита; *2* — противоугонная планка

Отсюда определяют размеры плиты

$$A_{пл} = ab = F / R_{бет}$$

Расчетный изгибающий момент в среднем сечении плиты

$$M = (F/2)(a/4) = Fa/8.$$

Момент сопротивления этого сечения плиты

$$W_{пл} = bt_{пл}^2 / 6 = M / (R_y \gamma_c)$$

Отсюда легко определить толщину плиты $t_{пл} = \sqrt{\frac{3Fa}{4bR_y\gamma_c}}$ где *F* — расчетное давление балки на опору.

Радиус поверхности тангенциальной опорной плиты определяют из условия местного смятия при свободном касании плоскости и цилиндрической поверхности по условной формуле «диаметрального сжатия», полученной путем преобразования формулы Герца

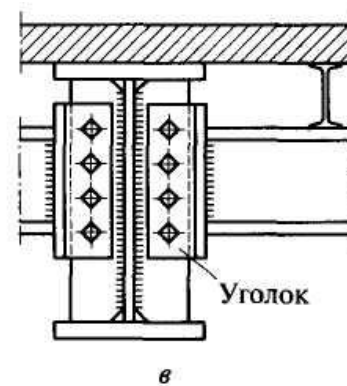
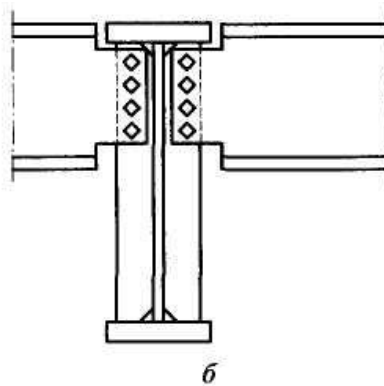
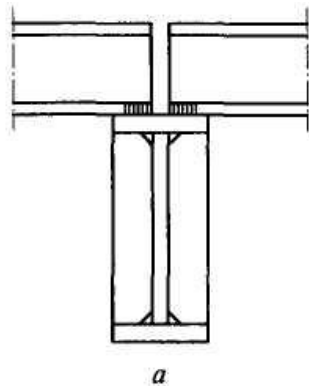
$$r = F / (2lR_{cd}\gamma_c) \quad (1)$$

где l — длина соприкосновения цилиндрической поверхности катка или тангенциальной опорной плиты с верхней плитой; $R_{cd} = 0,025 R_u$ — расчетное сопротивление «диаметральному сжатию катков» при свободном касании; оно получено из сопоставления формулы (1) с формулой Герца, причем для формулы Герца принято расчетное сопротивление местному смятию при свободном касании

$$R_{см.своб} = 17\sqrt{R_u} \text{ кН/см}^2$$

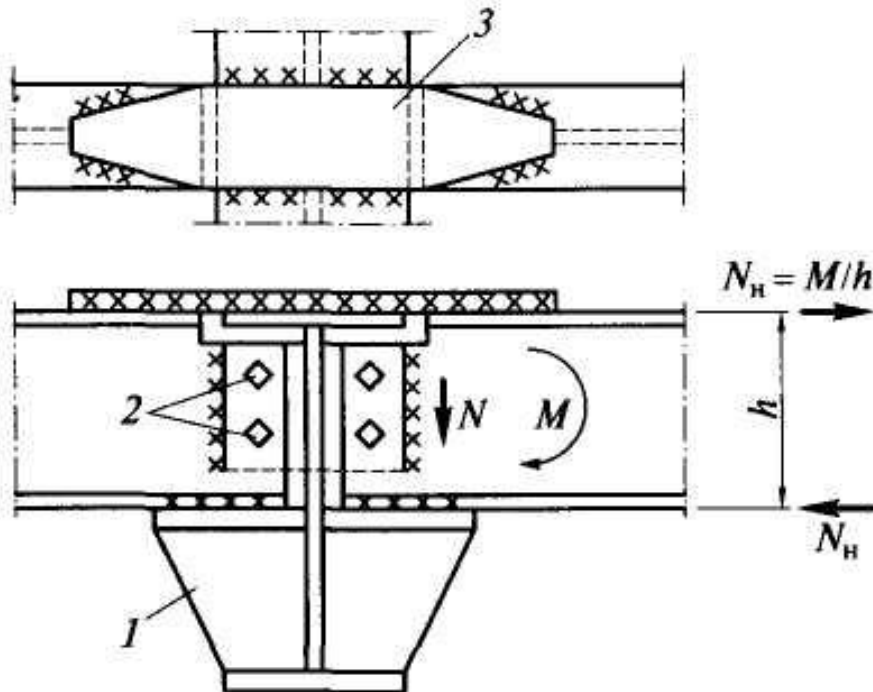
Сопряжения главных и второстепенных балок между собой бывают этажные, в одном уровне верхних поясов и с пониженным расположением верхних поясов второстепенных балок.

Этажное сопряжение (рис., а) является простейшим, но из-за возможного отгиба пояса главной балки оно может передавать лишь небольшие опорные реакции. Это сопряжение можно усилить, поставив под вспомогательной балкой ребро жесткости и пригнав его верхний торец к верхнему поясу главной балки для предотвращения отгиба. Сопряжения в одном уровне и пониженное способны передавать большие опорные реакции. Неудобство сопряжения в одном уровне (рис., б) заключается в необходимости выреза верхней полки и части стенки вспомогательной балки. Этот вырез ослабляет ее сечение и увеличивает трудоемкость сопряжения; кроме того, число болтов, которые



Шарнирные сопряжения балок:

a — поэтажное; *б* — в одном уровне; *в* — пониженное

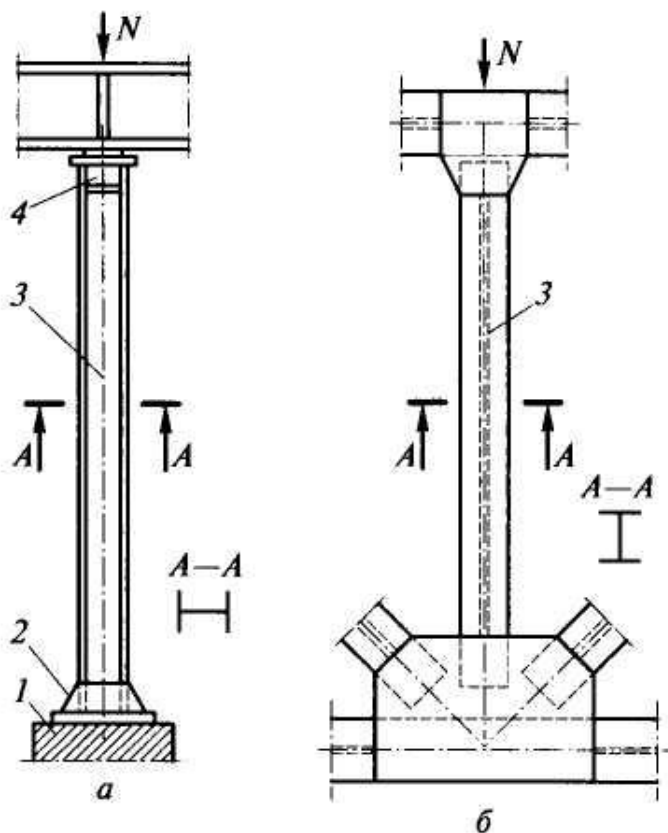


Жесткое сопряжение балок:

I — столик; *2* — сборочные болты; *3* — «рыбка»

Можно избежать этих неудобств, приварив на заводе к торцу вспомогательной балки корытыш из уголка, и уже его сопрягать на монтаже болтами или сваркой с ребром жесткости главной балки (рис. в).

КОЛОННЫ И СТЕРЖНИ, РАБОТАЮЩИЕ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ



Схемы стержней,
работающих на
центральное сжатие:
а — колонна; *б* — сжатый
стержень тяжелой фермы;
1 — фундамент; *2* — база;
3 — стержень; *4* —
оголовок

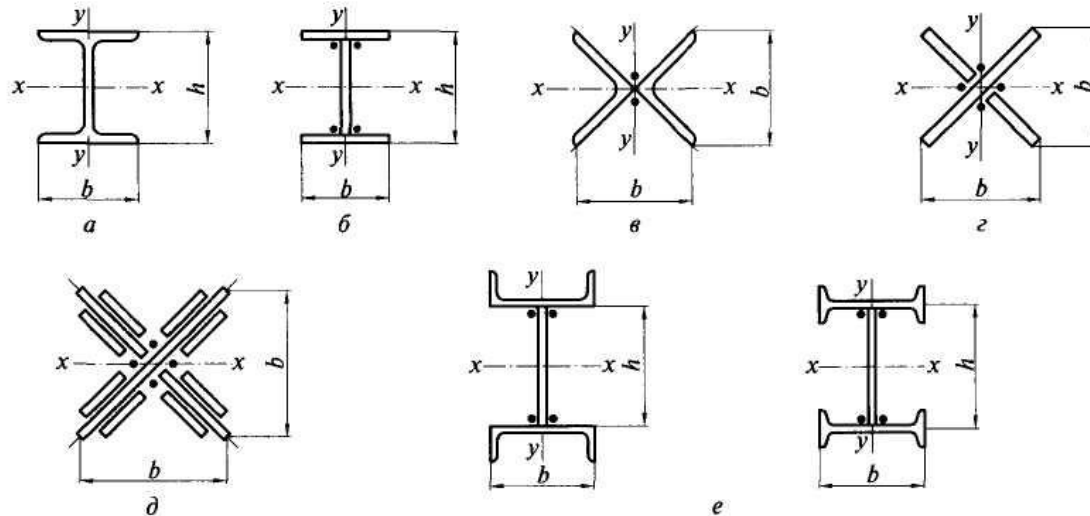
В металлических конструкциях широко применяются работающие на центральное сжатие колонны или стержни, входящие в состав конструктивных комплексов.

Колонны передают нагрузку от вышележащей конструкции на фундаменты и состоят из трех частей, определяемых их назначением: оголовка, на который опирается вышележащая конструкция, нагружающая колонну; стержня — основного конструктивного элемента, передающего нагрузку от оголовка к базе; базы, передающей нагрузку от стержня на фундамент рис. *а*.

Хорошо работают на центральное сжатие и экономны по затрате металла трубобетонные колонны, стержень которых состоит из стальной трубы, заполненной бетоном. Однако большого распространения эти колонны не получили из-за сложности плотного заполнения труб бетоном.

По статической схеме и характеру нагружения колонны могут быть одноярусными и многоярусными. Колонны и сжатые стержни

Сплошные колонны



Открытые сечения сплошных стержней:

a — прокатный двутавр; *б* — сварной составной двутавр; *в* — крестовое из прокатных уголков; *г* — то же, сварное из полос; *д* — то же, с усиливающими элементами; *е* — из швеллеров и двутавров

Обычно сечение сплошной колонны проектируют в виде широкополочного двутавра, прокатного или сварного, наиболее удобного в изготовлении с помощью автоматической сварки и позволяющего просто осуществлять примыкание поддерживаемых конструкций.

Чтобы колонна была равноустойчивой, гибкости ее относительно осей x и y должны быть $\lambda_x = \lambda_y$ е. $I_x/i_x = I_y/i_y$

Однако в двутавровых сечениях при одинаковых расчетных для $I_x = I_y$ это условие не соблюдается, поскольку у них радиусы инерции получаются разными по величине. В двутавровом сечении радиус инерции отн $i_x = 0,43h$ радиус инерции относительно оси $i_y = 0,24b$

Следовательно, для получения равноустойчивого сечения необходимо, чтобы

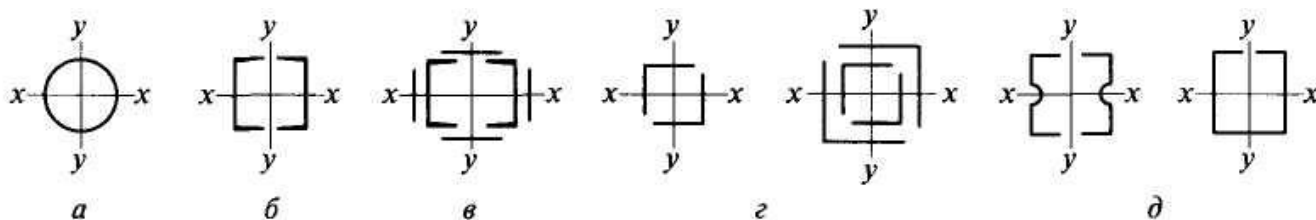
$0,43h = 0,24b$ или $b = 2h$, что приводит к весьма неудобным в конструктивном отношении сечениям, практически не применяемым.

Прокатный двутавр балочного типа при равных расчетных длинах вследствие незначительной ширины его полков не отвечает требованию равноустойчивости и поэтому применяется редко. У прокатного широкополочного двутавра колонного типа (рис. а) $b = h$, что не удовлетворяет условию равноустойчивости, но все же дает сечение, вполне пригодное для колонн.

Сварные колонны, состоящие из трех листов (рис. б), достаточно экономичны по затрате материала, так как могут иметь развитое сечение, обеспечивающее колонне необходимую жесткость. Сварной двутавр является основным типом сечения сжатых колонн. Автоматическая сварка обеспечивает дешевый индустриальный способ изготовления таких колонн.

Равноустойчивыми в двух направлениях и также простыми в изготовлении являются колонны крестового сечения. При небольших нагрузках они могут состоять из двух уголков крупного калибра (рис. в); из трех листов сваривают тяжелые колонны (рис. г). Из условия местной устойчивости свободный выступ листа крестовой колонны не должен превышать 15 — 22 толщин листа (в зависимости от общей гибкости колонны). Крестовое сечение можно усилить дополнительными листами (рис. д).

Простыми, но ограниченными по площади и менее экономичными по расходу стали получаются колонны из трех прокатных профилей (рис. е). Весьма рациональны колонны трубчатого сечения (рис. а) с радиусом инерции $i = 0,35d$,



Замкнутые сечения сплошных стержней:

a — трубчатое; *б* — составное из швеллеров; *в* — то же, с усилениями; *г* — из прокатных уголков без усиления и с усилением; *д* — гнуто-сварные профили (ГСП)

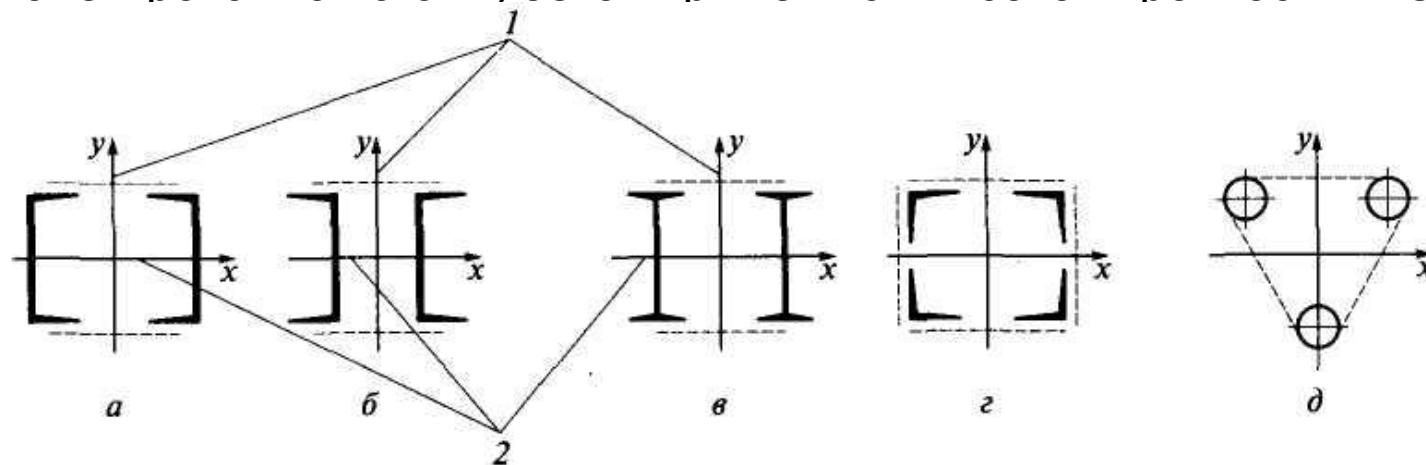
Типы сечений центрально-сжатых колонн

Сечение							
$i_x = K_1 h$	$0,21h$	$0,38h$	$0,38h$	$0,43h$	$0,43h$	$0,43h$	$0,47h$
$i_y = K_2 b$	$0,21b$	$0,44b$	$0,60b$	$0,43b$	$0,24b$	$0,50b$	$0,40b$

Преимуществами колонн замкнутого сечения являются равноустойчивость, компактность и хороший внешний вид. К недостаткам относятся недоступность внутренней полости для окраски. Чтобы избежать коррозии, такие колонны должны быть защищены от проникания внутрь влаги.

При заполнении стальной трубы бетоном получается эффективная комплексная конструкция (трубобетонная), в которой труба является оболочкой, стесняющей поперечные деформации заключенного внутри бетонного цилиндра. В этих условиях работы прочность бетона при сжатии значительно увеличивается, исключаются потери местной устойчивости трубы и коррозия ее внутренней поверхности.

Рационально применять достаточно тонкие трубы (толщина стенки 1/50 – 1/150 диаметра трубы), но по условиям эксплуатации и возможности прикрепления примыкающих элементов стенки должны быть не тоньше 3 – 4 мм. В трубобетонном стержне бетон работает в основном на сжатие, а труба — на поперечное растяжение. Трубы могут быть как из низкоуглеродистой, так и из низколегированной стали; бетон применяют высокой прочности В25 и выше.



Сечения сквозных стержней:

a — из швеллеров полками внутрь; *б* — то же, полками наружу; *в* — из двутавров; *г* — из уголков; *д* — из труб; *1* — свободная ось; *2* — материальная ось

Сквозные колонны

Типы сквозных колонн. Стержень сквозной центрально-сжатой колонны обычно состоит из двух ветвей (швеллеров или двутавров), связанных между собой решетками (рис. *a—в*). Ось, пересекающая ветви, называется материальной; ось, параллельная ветвям, называется свободной. Расстояние между ветвями устанавливается из условия равноустойчивости стержня.

Швеллеры в сварных колоннах выгоднее ставить полками внутрь (см. рис. а), так как в этом случае лучше используется габарит колонны. Более мощные колонны могут иметь ветви из прокатных или сварных двутавров (см. рис. в).

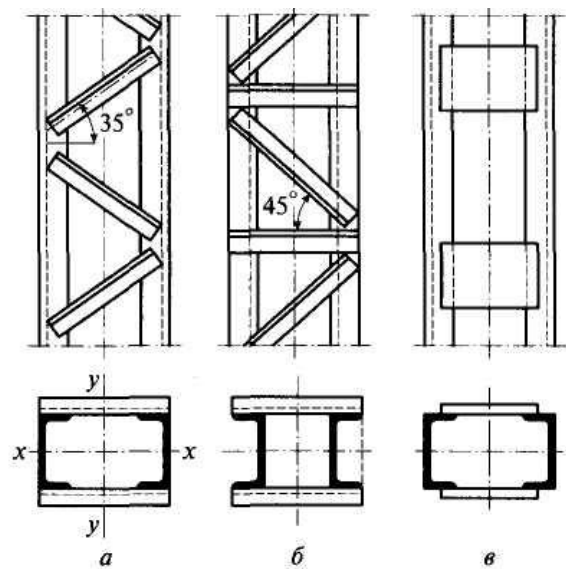
В сквозных колоннах из двух ветвей необходимо обеспечивать свободный зазор между ветвями (100—150 мм) для возможности окраски внутренних поверхностей.

Стержни большой длины, несущие небольшие нагрузки, должны иметь для обеспечения необходимой жесткости развитое сечение, поэтому их рационально проектировать из четырех уголков, соединенных решетками в четырех плоскостях (рис. г). Такие стержни при небольшой площади сечения обладают значительной жесткостью, однако трудоемкость их изготовления больше трудоемкости изготовления двухветвевых стержней.

Решетки обеспечивают совместную работу ветвей стержня колонны и существенно влияют на устойчивость колонны в целом и ее ветвей. Применяются решетки разнообразных систем: из раскосов (рис. а), раскосов и распорок (рис. б) и безраскосного типа в виде планок (рис. в).

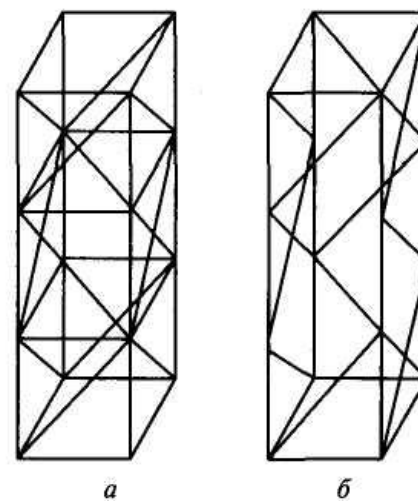
В случае расположения решеток в четырех плоскостях (см. рис. г) возможны обычная схема (рис. а) и более экономичная треугольная схема «в елку» (рис. б).

Треугольные решетки, состоящие из одних раскосов (см. рис. а), или треугольные с дополнительными распорками (см. рис. б) являются более жесткими, чем безраскосные, так как образуют в плоскости грани колонны ферму, все элементы которой работают на осевые усилия; однако они более трудоемки в изготовлении.



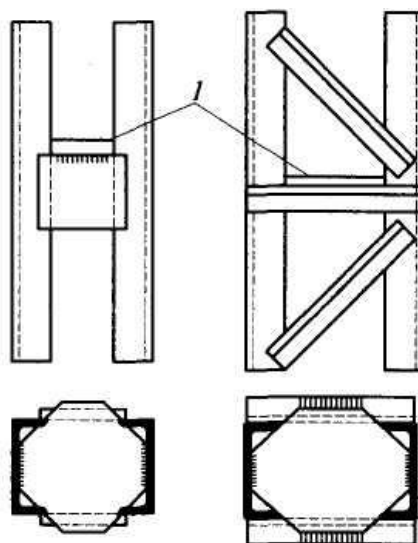
Типы решеток стержней:

a — раскосная; *б* — то же, со стойками; *в* — с планками



Расположение решеток в четырех плоскостях:

a — со стойками; *б* — без стоек



Влияние решеток на устойчивость стержня сквозной колонны. Решетки, связывая ветви колонны, обеспечивают их совместную работу и общую устойчивость стержня.

Вследствие деформативности решеток гибкость стержня сквозной колонны $\lambda = l_{ef}/i$ относительно свободной оси (см. рис. а—в) больше гибкости сплошной колонны

где l_{ef} — расчетная длина колонны.

Критическую силу потери устойчивости $\Delta A_i = \Delta A_e$ составной колонны относительно свободной оси можно определить из общего условия потери устойчивости стержнем ΔA_e

где — приращение внутренней энергии стержня при его изгибе в момент потери устойчивости;

стержню, в результате и: $\Delta A_{iM} = \int_0^l \frac{M^2 dx}{2EI_y} = \frac{N^2}{2EI_y} \int_0^l y^2 dx$ внешних сил, приложенных к

Приращение внутренней энергии состоит из приращения энергии изгиба

$$\Delta A_{iQ} = \int_0^l (Q\gamma / 2) dx$$

и приращения энергии сдвига

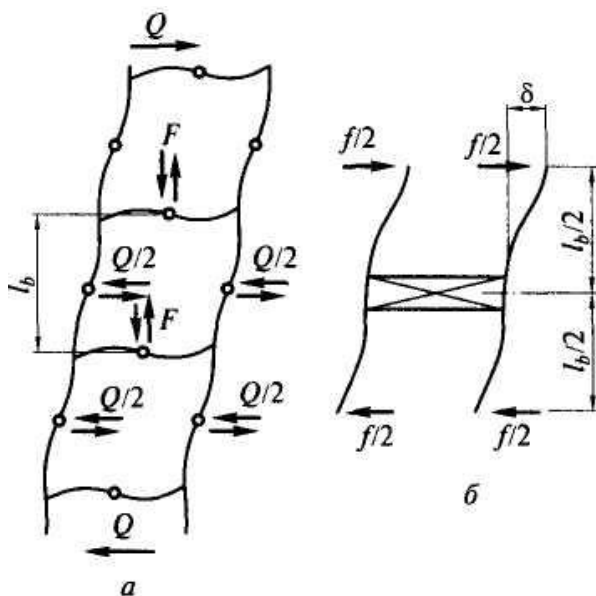
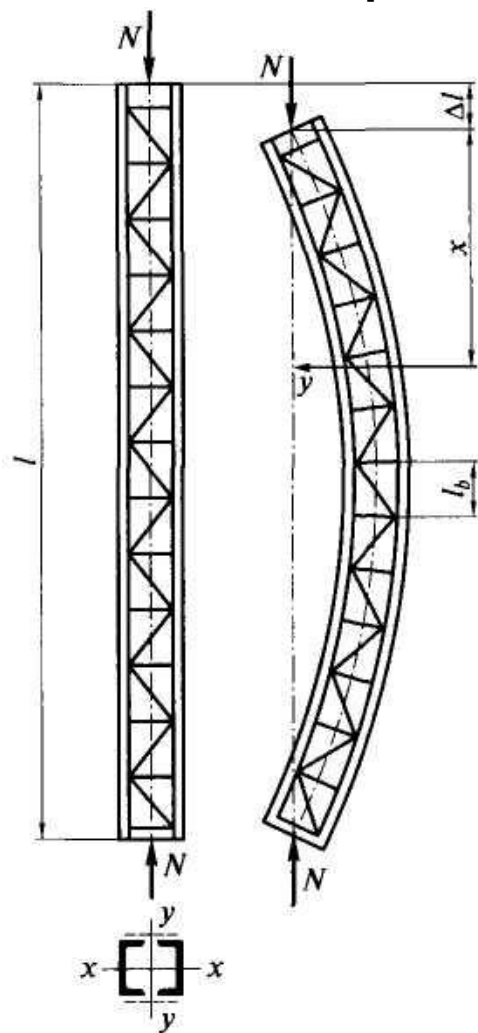
где N — продольная сила относительно свободно $N_{cr} = \pi^2 EI_y / l_{ef}^2 \left(1 + \gamma_1 \frac{\pi^2 EI_y}{l^2} \right) = \pi^2 EI_y / (\mu l)^2$ сечения колонны; y — угол сдвига.

Производя интегрирование в уравнении получим критическую силу

Коэффициент приведения длины составного стержня зависит от угла сдвига γ_1 , величина которого различна для разных систем решеток.

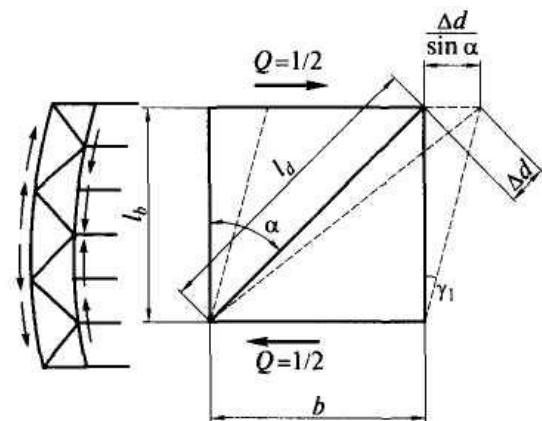
$$\mu = \sqrt{1 + \gamma_1 \frac{\pi^2 EI_y}{l^2}}$$

Колонны с безраскосной решеткой. Деформации стержней при продольном



Деформации стержней с планками при продольном изгибе:

a — деформированная схема колонны; b — расчетный фрагмент



Перекос раскосной решетки при продольном изгибе стержня

Сжатые колонны с бесраскосной решеткой представляют собой рамную систему, все элементы которой при общем прогибе колонны изгибаются по S-образным кривым. Задавшись видом кривой $|y = c \sin(\pi x / l)|$ стержня

Пренебрегая деформацией планок, обычно весьма жестких по сравнению с ветвями (соотношение погонных жесткостей более 5), считая, что поперечная сила поровну распределяется между ветвями, получим, что угол сдвига γ_1 будет соответствовать прогибу δ ветви как консоли от силы, равной $1/2$

$$\gamma_1 = \frac{\delta}{l_b / 2} = \frac{1}{2} \left(\frac{l_b}{2} \right)^3 \frac{1}{3EI_1} \frac{2}{l_b} = \frac{l_b^2}{24EI_1} \quad \text{Тогда коэффициент приведения} \quad \mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 I_y}{24I_1} \left(\frac{l_b}{l} \right)^2}$$

$$I_1 = A_b i_1^2; \quad I_y = 2A_b i_y^2; \quad l_b / i_1 = \lambda_1 \quad l / i_y = \lambda_y$$

Где A_b и I_1 — площадь сечения и момент инерции ветви относительно собственной оси, параллельной свободной оси сечения колонны; i_1 — радиус инерции сечения одной ветви; i_y — радиус инерции сечения стержня в плоскости, параллельной плоскости планок

$$\mu = \sqrt{1 + 2\pi^2 / 24(\lambda_1 / \lambda_y)^2} \approx \sqrt{1 + (\lambda_1 / \lambda_y)^2}$$

приведенная гибкость стержня с планками в двух плоскостях $\lambda_{ef} = \mu \lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$

Приведенная гибкость стержней с планками в четырех плоскостях определяется по ус $\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}$.

При выводе формул деформации планок не учитывались, поэтому их можно считать справедливыми при отношении погонных жесткостей планки и ветви больше 5. При меньших отношениях должно быть учтено влияние деформации планок на приведенную гибкость.

Колонны с треугольной решеткой и дополнительными распорками.

Для колонн с треугольной решеткой угол перекося $\gamma = \Delta d / (l_b \sin \alpha)$

Где l_b — длина панели; Δd — удлинение раскоса при Q . $\lambda_{ef} = \mu \lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha(A/A_d)}$.
Приведенная гибкость с четырьмя треугольными решетками (см. рис. 2) определяется по условной формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + A(\alpha_1/A_{d1} + \alpha_2/A_{d2})},$$

где A — площадь сечения всего стержня $\lambda_y = l/i_y$ — гибкость стержня относительно свободной оси y , λ — наибольшая гибкость всего стержня; A_{d1} и A_{d2} — площади сечения раскосов решеток, лежащих в плоскостях, соответственно перпендикулярных осям x и y

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{2 \sin^2 \alpha \cos \alpha} \frac{A}{A_d \lambda_y^2}} = \sqrt{1 + \alpha \frac{A}{A_d \lambda_y^2}}$$

Приведенная гибкость с двумя треугольными решетками в двух плоскостях.

Коэффициенты α_1, α_2 зависят от угла наклона раскоса и определяются по формуле

$$\alpha = 10l^3(b^2/l_b)$$

Поперечная сила при продольном изгибе

Решетки составных стержней работают на поперечную силу при продольном изгибе. Эта поперечная сила возникает в результате изгиба стержней при потере ими устойчивости (или при случайном эксцентриситете).

Если считать, что $Q = \frac{dM}{dx} = N_{cr} \left(\frac{dy}{dx} \right) = \frac{\pi}{l} f_{cr} N_{cr} = \frac{\pi f_{cr}}{l} A \sigma_{cr}$ де, то поперечная сила

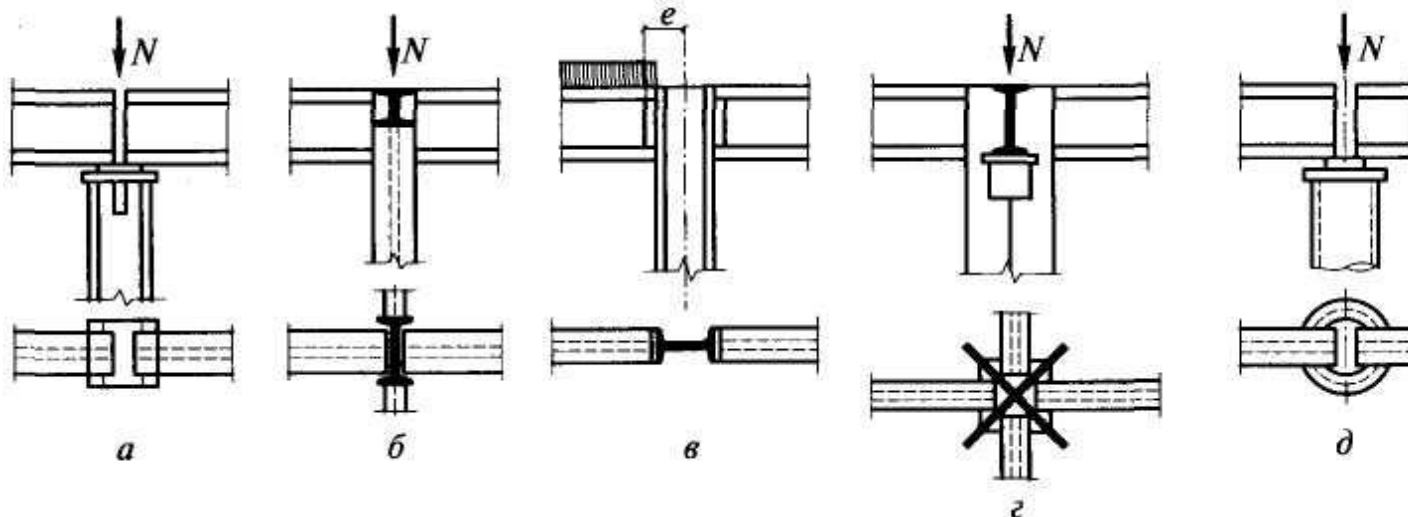
f_{cr} прогиб при потере устойчивости

Из формулы видно, что поперечная сила зависит от прогиба стержня f_{cr} , площади его сечения A и характеристики устойчивости σ_{cr} . Исходя из этого в нормах дана формула условной поперечной силы для расчета соединительных элементов центрально-сжатых составных стержней:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N / \phi,$$

где N — продольное усилие в составном стержне; ϕ — коэффициент устойчивости (продольного изгиба) при центральном сжатии, принимаемый при расчете сквозного стержня в плоскости планок или решеток.

Выбор расчетной



Схемы сопряжения балок с колоннами:

a — при опирании балок сверху; $б$ — то же, сбоку к стенке; $в$ — то же, к поясам; $г$ — к колонне крестового сечения; $д$ — на колонну из трубобетона

Расчетную схему одноярусной колонны определяют с учетом способа закрепления ее в фундаменте, а также способа прикрепления балок, передающих нагрузку на колонну.

Соединение колонны с фундаментом может быть жестким или шарнирным. Если фундамент достаточно массивен, а база колонны развита и имеет надежное анкерное крепление, колонну можно считать защемленной в фундаменте. При расчете легких колонн соединение с фундаментом, несколько в запас несущей способности, чаще всего принимают шарнирным.

При одноярусных колоннах балки или другие поддерживаемые конструкции могут опираться на колонну сверху (рис. а). Помимо четкости центральной передачи нагрузки такое соединение при защемленных внизу колоннах удобно для монтажа, при этом колонна рассматривается как шарнирно закрепленная в верхнем конце.

Тогда при жестком закреплении колонны в фундаменте расчетная длина колонны принимается равной $0,7l$, а при шарнирном — 1 , где l — геометрическая длина колонны от фундамента до низа балок. Более жестким является присоединение балочной конструкции к колонне сбоку (рис. б).

При достаточно мощной балочной конструкции и жестком прикреплении балок к колоннам последние можно считать защемленными вверху. Тогда расчетная длина в плоскости главных балок может приниматься равной $0,7l$ при шарнирном закреплении колонн в фундаменте и $0,5l$ при жестком. Однако и в последнем случае чаще принимают $0,7l$, поскольку вследствие изгиба балок нет полного защемления.

Выбор типа сечения колонны

При выборе типа сечения колонны необходимо стремиться получить наиболее экономичное решение, учитывая величину нагрузки, удобство примыкания поддерживаемых конструкций, условия эксплуатации, возможности изготовления и наличие сортамента.

Прежде всего надо решить, принимать ли колонну сплошной или сквозной.

Максимально возможная расчетная нагрузка для сквозных колонн из двух швеллеров составляет 2700 — 3500 кН, для колонн из двух двутавров — 5500 — 5600 кН. При значительных нагрузках сквозные колонны получаются сложными в изготовлении, и более рациональными оказываются сплошные колонны.

Сплошные колонны из гнутых профилей (см. рис. д) при расчетной длине в пределах до 6 м благодаря простоте изготовления могут соперничать по стоимости со сквозными и при малых расчетных нагрузках (400 — 800 кН).

Трубобетонные колонны могут быть рациональными и при больших нагрузках. Они удовлетворяют архитектурным требованиям и удобны в эксплуатации на открытом воздухе и в агрессивной среде, так как легко окрашиваются и меньше подвержены коррозии.

Сжатые стержни из алюминиевых сплавов проектируют, как правило, сквозными, чтобы получить большую жесткость.

Подбор сечения и конструктивное оформление стержня колонны

Сплошностенчатые колонны. Задавшись типом сечения колонны, определяем требуемую площадь сечения по формуле

$$A_{\text{тр}} = N / (\phi R_y \gamma_c),$$

где N — расчетное усилие в колонне; ϕ — коэффициент условий работы. Чтобы предварительно определить коэффициент ϕ , задаемся гибкостью $\lambda = l_{\text{ef}} / i$ колонны

Для сплошных колонн с расчетной нагрузкой до 1500 — 2500 кН и длиной 5 — 6 м можно задаться гибкостью $\lambda = 100 \dots 70$, для более мощных колонн с нагрузкой 2500 — 4000 кН можно принять $\lambda = 70 \dots 50$. Задавшись гибкостью λ и найдя соответствующий коэффициент ϕ , определяем в первом приближении требуемую площадь по формуле и требуемый радиус инерции, соответствующий заданной гибкости

Для унификации таблиц зависимости коэффициентов устойчивости от

$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$ введено понятие условной гибкости

, где R_y — расчетное сопротивление стали, определенное по пределу

$$\phi = (0,5 / \bar{\lambda}^2) \left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \bar{\lambda}^2} \right),$$
$$\bar{\lambda} \quad \delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \lambda) + \lambda^2 \quad \alpha \text{ и } \beta$$

Где $\bar{\lambda}$ — условная гибкость; α и β — коэффициенты, определяемые в зависимости от типов сечений для различных типов кривой устойчивости

При значениях для всех типов кривой устойчивости допускается принимать $\phi=1$.

Зависимость радиуса инерции $i_x = k_1 h$; $i_y = k_2 b$ приближенно выражается формулами:

$$h_{тр} = i_{тр} / k_1; \quad b_{тр} = i_{тр} / k_2$$

Ранее отмечалось, что в сплошных колоннах двутаврового сечения коэффициент k_1 примерно в 2 раза больше коэффициента k_2 , поэтому определяют требуемый размер b , а размер h принимают по конструктивным соображениям, руководствуясь, например, возможностью размещения между полками колонны полки балки при примыкании ее к стенке или возможностью приварки автоматом (трактором) полок к стенке.

Установив генеральные размеры сечения b и h , подбирают толщину поясных листов (полок) и стенки исходя из требуемой площади колонны $A_{тр}$ и условия местной устойчивости. Отношения ширины элементов сечения (полок, стенки) к их толщине подбирают так, чтобы они были меньше предельных соотношений, устанавливаемых с точки зрения равноустойчивости стержня в целом и его элементов.

В первом приближении обычно не удастся подобрать рациональное сечение, так как исходное значение гибкости было задано произвольно. Выяснив несоответствие, указанные значения корректируют. Если заданная гибкость λ принята очень большой, то получается слишком значительная площадь сечения при сравнительно небольших размерах b или h ; следовательно, надо изменить сечение, одновременно уменьшив площадь A , т. е. уменьшить

Если принятая гибкость чрезмерно мала, то получается слишком малая площадь при сильно развитом сечении; тогда следует увеличить, уменьшив габаритные размеры сечения. После окончательного подбора сечения его проверяют по формуле

$$N / (\varphi_{\min} A) \leq R_y \gamma_c$$

При этом коэффициент $\varphi_{\min}$ берут по действительной наибольшей гибкости, для вычисления которой находят фактический момент инерции и радиус инерции принятого сечения $i_x = \sqrt{I_x / A}$ и $i_y = \sqrt{I_y / A}$.

При незначительных усилиях в колонне ее сечение подбирают по предельной гибкости, установленной нормами, для чего определяют минимально возможный радиус инерции $i_{\min} = l_{ef} / [\lambda]$ и, установив по нему наименьшие размеры сечения

$$h_{\min} = i_{\min} / k_1; \quad b_{\min} = i_{\min} / k_2.$$

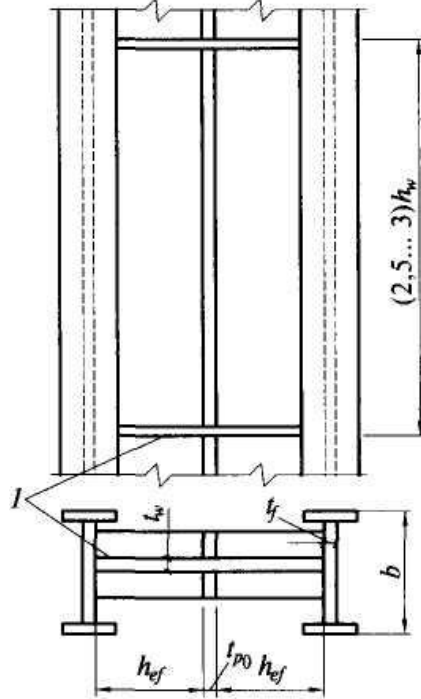
Устойчивость стенок центрально сжатых колонн сплошного сечения, как правило, считают обеспеченной, если условная гибкость $\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_f) \sqrt{R_y / E}$ не превышает значений предельной условной гибкости $\bar{\lambda}_{uw}$.

Если по конструктивным соображениям отношение h_{ef} / t_w принимается больше предельных, то стенку следует укреплять продольным ребром, которое препятствует потере устойчивости стенки, пересекая появляющиеся волны выпучивания. В этом случае за расчетную высоту стенки принимают расстояние от ребра до полки стержня. Ребро может быть парным или расположенным с одной стороны. При укреплении стенок парным ребром предельные значения $\bar{\lambda}_{uw}$ следует умножать на коэффициент β .

$$\beta = 1 + 0,4 \frac{I_r}{h_{ef} t_w^3} \left(1 - 0,1 \frac{I_r}{h_{ef} t_w^3} \right) \quad \text{определяемый при } I_r / (h_{ef} t_w^3) \leq 6 \quad I_r - \text{момент инерции}$$

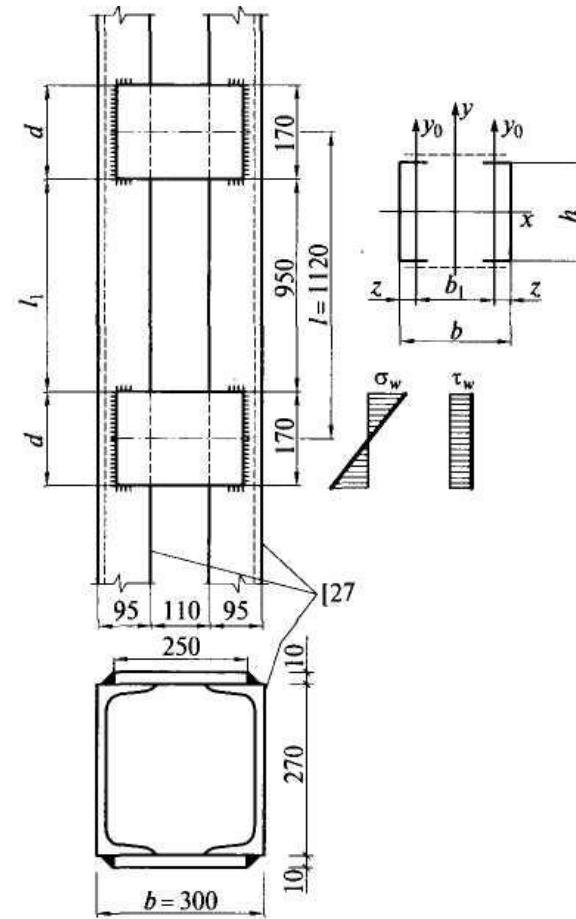
с

продольного ребра.



Поперечные и продольные ребра жесткости в стержне сплошной колонны:

1 — диафрагма



Стержень колонны
с планками

Для укрепления контура сечения и стенки колонны при $h_{ef}/t_w \geq 2,2\sqrt{E/R_y}$ ставят поперечные ребра жесткости на расстоянии (2,5...3,0), но не реже, чем через 4 м одно от другого; на каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер.

Устойчивость поясных листов и полок центрально сжатых колонн двутаврового и таврового сечения обеспечена, если условная гибкость с $\bar{\lambda}_{uf}$ а пояса (полки) не превышает предельной условной гибкости свеса пояса (полки).

Сквозные колонны.

При подборе сечения сквозной колонны $(\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_z^2} \text{ и } \lambda_v = l_{ef}/i_y; \lambda_1 = l_1/i_1 \text{ относительно свободной оси проверяется по приведенной гибкости } \lambda_{ef} > \lambda_y \text{ и } \lambda_{ef} = \lambda_x \text{ гибкость ветви; вследствие деформативности решеток , .$

Приведенная гибкость зависит от расстояния между ветвями, устанавливаемого в процессе подбора сечения.

Расстояние между ветвями отвечает требованиям равноустойчивости сквозной колонны относительно осей x и y , если приведенная гибкость равна гибкости относительно материальной оси x

Подбор сечения сквозной колонны $(A_{тр} = N/(\varphi R_y \gamma_c))$ осуществляется с расчета на устойчивость относительно материальной оси x , т.е. с определения требуемой площади сечения по формуле

Благодаря более рациональному распределению материала в сечении сквозных колонн расчетная гибкость у них бывает несколько меньше, чем у сплошных (при равных условиях). Для сквозных колонн с расчетной нагрузкой до 1500 кН длиной 5 — 7 м можно задаться гибкостью $\lambda = 90...60$, для более мощных колонн с нагрузкой 2500 — 3000 кН можно принять гибкость $\lambda = 60...40$.

Задавшись гибкостью λ и определив по ней коэффициент c_p , по формуле (8.30) получаем требуемые площадь и радиус инерции относительно материальной оси x (так как гибкость относительно материальной оси равна, расчетной гибкости).

Определив требуемые площадь и радиус инерции, подбираем по сортаменту соответствующий им профиль швеллера или двутавра. Если эти значения по сортаменту не будут совпадать в одном пр $A_{тр}$ и i_x то бывает при неудачно заданной гибкости, то нужно взять профиль, в котором имели бы значения, наиболее близкие к найденным.

Приняв сечение, проверяем его $N/(\varphi_x A) \leq R_y \gamma_c$ по формуле

Коэффициент φ_x определяем по действительной гибкости $\lambda_x = l/i_x$

Если сечение подобрано удовлетворительно, то следующим этапом является определение расстояния b между ветвями из условия равноустойчив $\lambda_{ef} = \lambda_x$

В колоннах с планками рекомендуется принимать гибкость ветви $\lambda_x = 30 \dots 40$.

Задавшись λ_x находим требуемое значение гибкости относительно свободной оси

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}.$$

Необходимо иметь $\lambda_1 < \lambda_y$, так как в противном случае возможна потеря несущей способности ветви ранее потери устойчивости колонны в целом.

Определив гибкость λ_y , находим соответствующий ей радиус инер $i_y = l_{ef}/\lambda_y$ и расстояние между ветвями, которое связано с радиусом инерции отношением

$$b = i_y / k_2$$

Для проверки устойчивости нужно скомпоновать сечение стержня, установить расстояние между планками и по приведенной гибкости определить коэффициент φ_y

Затем производится проверка $N/(\varphi_y A) \leq R_y \gamma_c$ устойчивость относительно оси у по формуле

Расчет безраскосной решетки (планок)

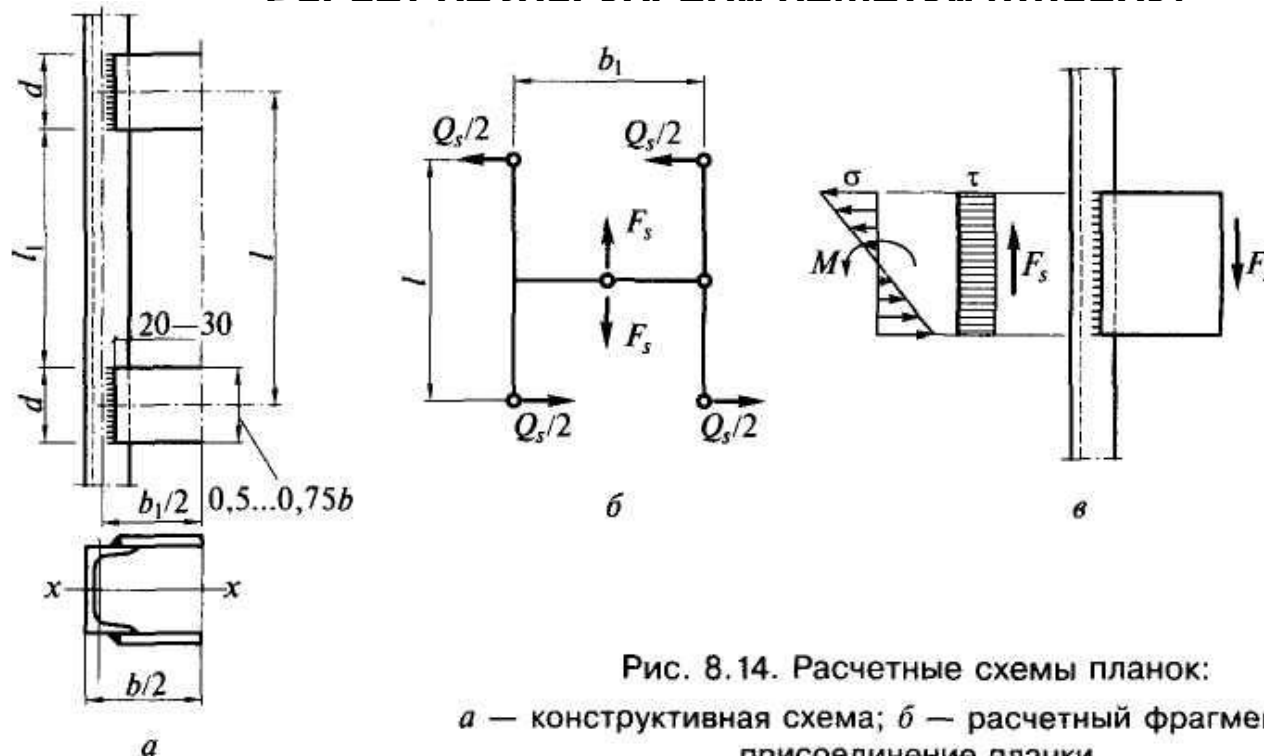


Рис. 8.14. Расчетные схемы планок:
 а — конструктивная схема; б — расчетный фрагмент; в —
 присоединение планки

Расстояние между планками определяется принятой гибкостью ветви и радиусом инерции $I_1 = \lambda_1 i_{y1}$

Расчет планок состоит в проверке их сечения и расчете прикрепления их к ветвям. Планки работают на изгиб от действия перерезывающей силы Q_s , которая определяется из условия равновесия вырезанного у $Q_s l/2 = F_s b_1/2$

Q_s поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости, равная при двух системах планок половине поперечной силы стержня колонны; l — расстояние между осями планок; b_1 — расстояние между ветвями в ос $F_s = Q_s l / b_1$

Высоту планки h обычно определяют из условия ее прикрепления. Учитывая, что вывод формулы приведенной гибкости основан на наличии жестких планок, ширину планок не следует принимать слишком малой; обычно эта ширина устанавливается в пределах $(0,5 \dots 0,75)b$, где b — ширина колонны. Толщина планок берется ко $(1/10 \dots 1/15)h$ но от 6 до 10 мм в пределах

В месте прикрепления планок действуют поперечная сила F_s и изгибающий момент

$$M_s = F_s (b_1/2)$$

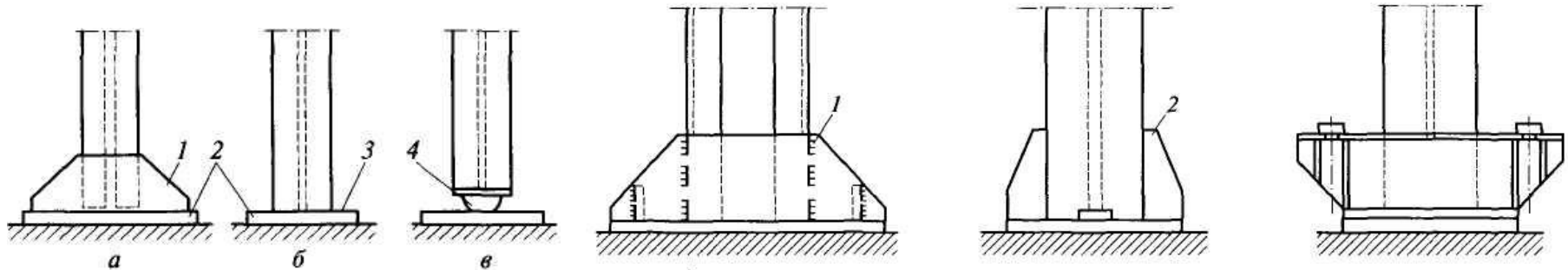
В сварных колоннах планки прикрепляются внахлестку и привариваются угловыми швами, причем планки заводят на ветви на 20 — 30 мм. Прочность углового шва определяется по равнодействующей напряжений от изгибающего момента и поперечной силы.

При расчетном сечении по металлу шва

$$\sqrt{\sigma_{wf}^2 + \tau_{wf}^2} \leq R_{wf} \gamma_c$$

Здесь: $\sigma_{wf} = M_s / W_{wf}$; $\tau_{wf} = F_s / A_{wf}$; $A_{wf} = \beta_f k_f l_w$; F_s и M_s поперечная сила и изгибающий момент в месте крепления; $\beta_f k_f l_w^2 / 6$ и $W_{wf} = \beta_f k_f l_w^3 / 6$

Типы и конструктивные особенности баз



Типы баз колонн:

а — при наличии траверсы;

б — с фрезерованным торцом;

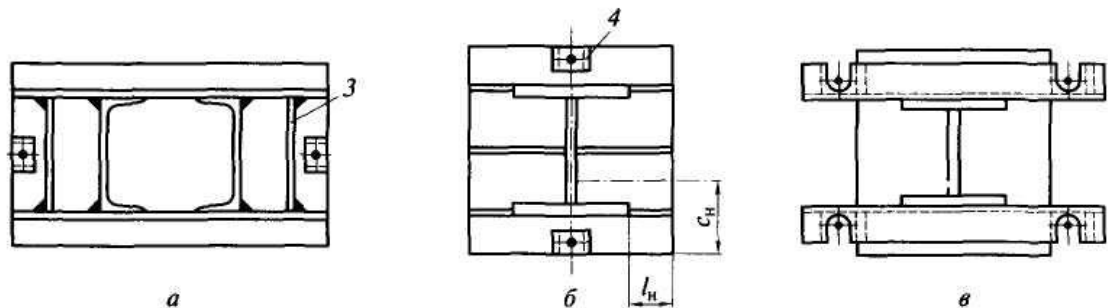
в — тангенциальная опора;

1 — траверса;

2 — плита;

3 — фрезеровка;

4 — центрирующая плита



Базы центрально сжатых колонн:

а — с траверсами; б — с фасонками; в — при жесткой опоре колонны на фундамент; 1 — траверса; 2 — консольное ребро; 3 — диафрагма; 4 — анкерная шайба

При сравнительно небольших расчетных усилиях в колоннах (до 4000 — 5000 кН) чаще применяются базы с траверсами.

Траверса воспринимает нагрузку от стержня колонны и передает ее на опорную плиту.

Чтобы повысить равномерность передачи давления с плиты на фундамент, жесткость плиты увеличивают дополнительными ребрами между ветвями траверсы (рис. а). В легких колоннах роль траверсы могут выполнять консольные ребра, приваренные к стержню колонны и опорной плите (рис. , б). В колоннах с большими расчетными усилиями (6000—10 000 кН и более) целесообразно фрезеровать торец колонны и поверхности плиты. В этом случае траверса и ребра отсутствуют и плита, чтобы равномерно передать нагрузку на фундамент, должна иметь значительную толщину. Конструкция базы с фрезерованным торцом значительно проще и позволяет вести монтаж более простым, безвыверочным способом.

При шарнирном сопряжении колонны с фундаментом анкерные болты ставятся лишь для фиксации проектного положения колонны и закрепления ее в процессе монтажа. Анкеры в этом случае прикрепляются непосредственно к опорной плите базы. Благодаря гибкости плиты обеспечивается необходимая податливость сопряжения при действии случайных моментов (см. рис. а, б). При жестком сопряжении анкеры прикрепляются к стержню колонны через выносные консоли и затягиваются с напряжением, близким к расчетному сопротивлению, что устраняет возможность поворота колонны (рис. , в). Диаметр анкерных болтов d при шарнирном сопряжении принимают равным **20 — 30** мм, а при жестком **$d = 24...36$** мм.

Расчет и конструктивное оформление баз с траверсой и баз с консольными ребрами

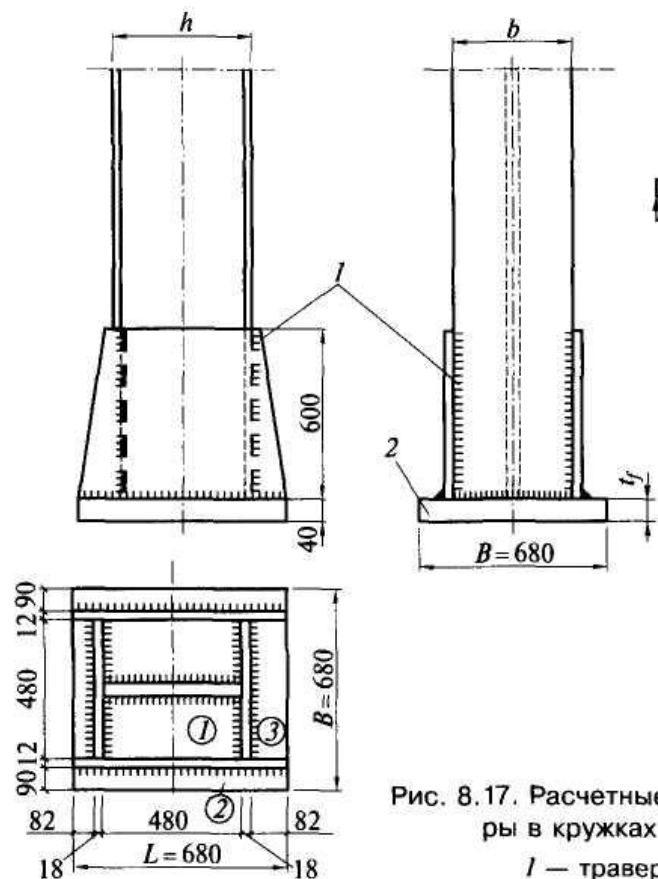


Рис. 8.17. Расчетные схемы базы колонны (цифры в кружках — номера контуров):
1 — траверса; 2 — плита базы

Площадь смятия под опорной плитой A_{fl} определяют из условия

$$N \leq \psi R_{b,loc} A_{fl}$$

ψ - коэффициент, зависящий от характера распределения местной нагрузки по площади смятия. При равномерно распределенной нагрузке $\psi = 1$. Расчетное сопротивление бетона смятию

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b$$

R_b - расчетное сопротивление тяжелого мелкозернистого и легкого бетонов для предельных состояний первой группы на осевое сжатие (призменная прочность); $\alpha = 1$ для бетонов класса ниже **B25**

$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{f2}/A_{f1}}$; φ_b принимают не больше 2,5 для бетонов класса выше B7,5 и не больше 1,5 для бетонов классов B3,5; B5; B7,5.

Требуемая площадь плиты

$$A_{fl,тр} = N / (\psi R_{b,loc})$$

Плита работает, как пластинка на упругом основании, воспринимающая давление от ветвей траверсы и ребер. Опыты показали, что давление на фундамент распределяется неравномерно, с пиками в местах передачи нагрузки. Однако для простоты расчета давление под плитой принимается равномерно распределенным.

Плиту рассчитывают как пластину, нагруженную снизу равномерно распределенным давлением фундамента и опертую на элементы сечения стержня и базы колонны (ветви, траверсы, диафрагмы, ребра и т.п.).

В соответствии с конструкцией базы плита может иметь участки, опертые на четыре канта — контур 1, на три канта — контур 3 и консольные — контур 2 (см. рис.).

$$M = \alpha q a^2$$

Наибольшие изгибающие моменты, действующие на полосе шириной 1 см, в пластинках, опертых на три или четыре канта, определяют по формуле где q — расчетное давление на 1 см² плиты, равное напряжению в фундаменте под плитой. То наибольшему из найденных для различных участков плиты изгибающих моментов определяется момент сопротивления плиты шириной 1 см, по нему вычисляется требуемая толщина плиты $W_f = l_f^2 / 6 = M_{\max} / R_y$

Обычно толщину плиты принимают в пределах 20 — 40 мм. При резком отличии моментов по величине на различных участках плиты надо внести изменения в схему опирания плиты, чтобы по возможности выравнять значения моментов, что должно привести к облегчению базы.

Расчет и конструктивное оформление базы с фрезерованным торцом

стержня колонны при фрезерованном торце стержня

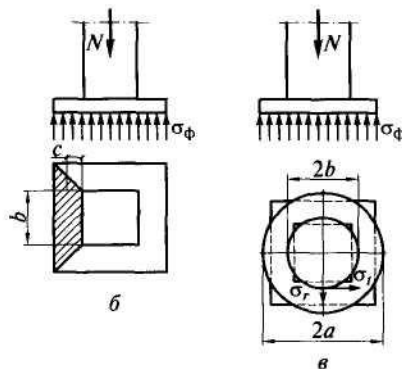
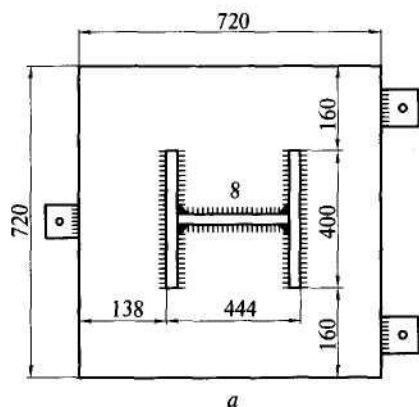
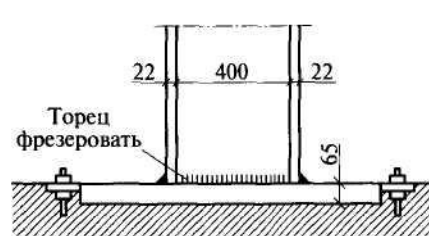


Рис. 8.18. База с фрезерованным торцом стержня:

a — конструктивная схема; *б* и *в* — расчетные схемы плиты

колонны плиту обычно принимают квадратной со стороной

$$B = \sqrt{N / (\psi R_{b,loc})}$$

Так как свесы плиты не укреплены, то плита иногда получается значительной толщины, толще обычного прокатного листа (40 — 50 мм). В связи с этим возможно применение литых плит или слябов.

Для точной фиксации положения мощной колонны по высоте опорную плиту удобно

устанавливать отдельно с помощью трех установочных винтов (рис. а). После выверки плиты и заливки ее до верхнего обреза бетоном на нее устанавливают стержень колонны. Плита при фрезерованном торце стержня колонны работает как пластинка на упругом основании, воспринимающая давление, сконцентрированное на участке, ограниченном контуром стержня (рис.б).

Ведя расчет в запас прочности, можно определить изгибающий момент в плите по кромке колонны, рассматривая три сальдный участок плиты как

Требуемая толщина (толщина) $t_f = \sqrt{6M / (bR_y)}$

Оголовки колонн и сопряжение балок с колоннами

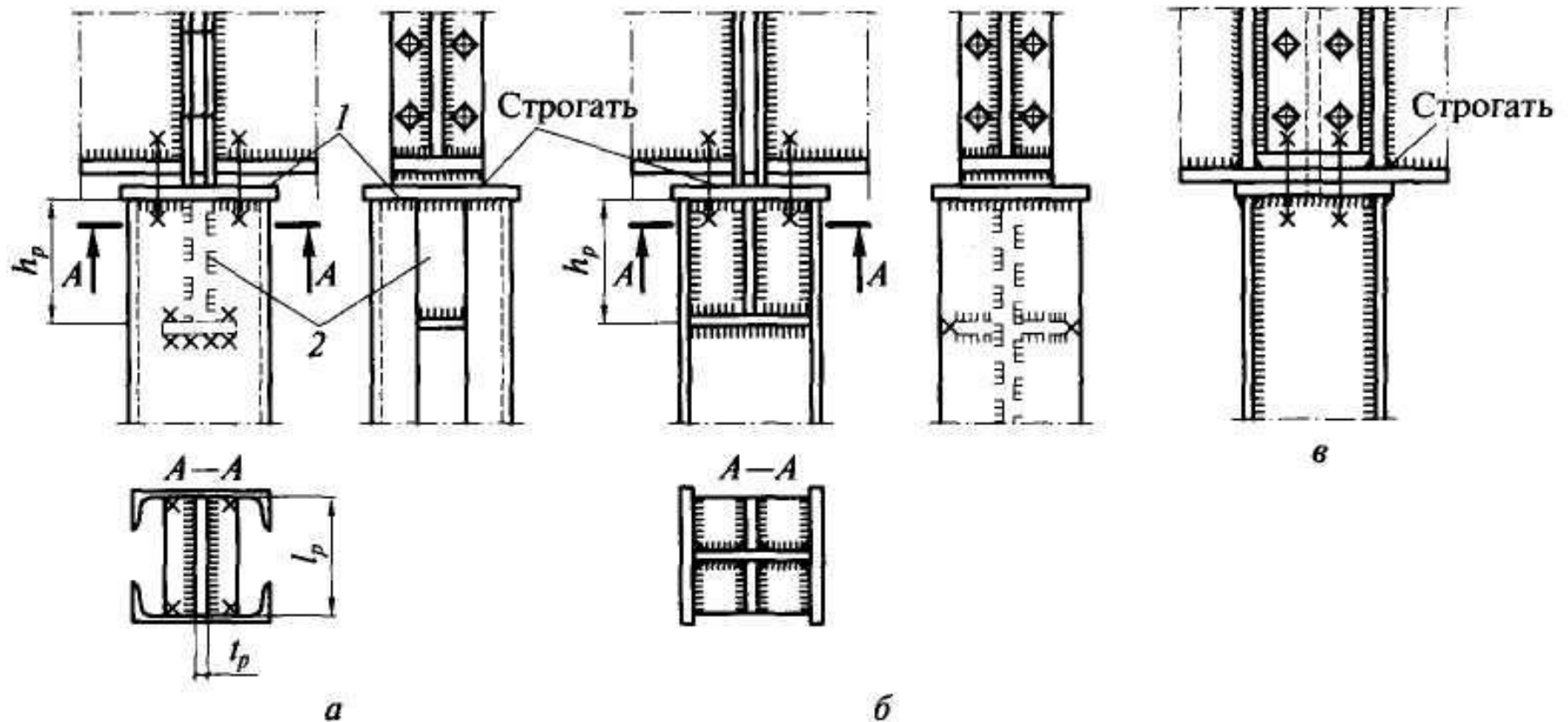
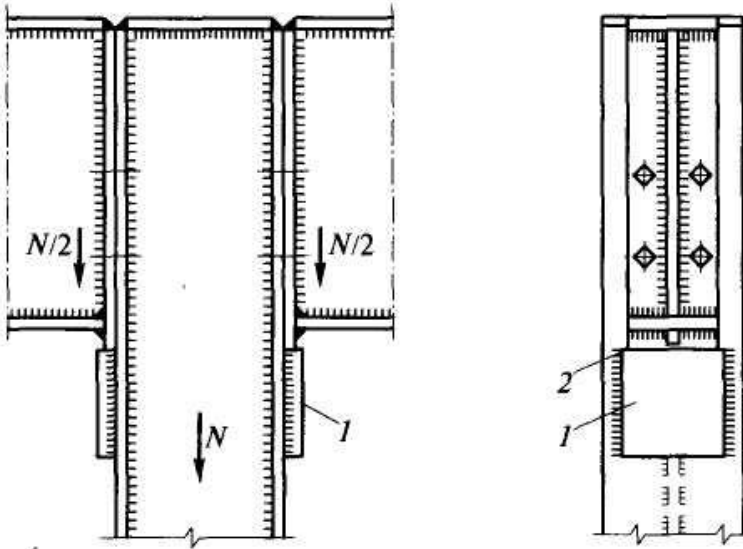


Рис. 8.19. Оголовки колонн при опирании балок сверху:

a — колоннсквозная из прокатных швеллеров; *б* и *в* — сплошнотенчатая двутавровая колонна;
 1 — опорная плита; 2 — опорное ребро

Сопряжение балок с колоннами может быть свободное (шарнирное) и жесткое. Свободное сопряжение передает только вертикальные нагрузки. Колонны в этом случае должны быть закреплены во время эксплуатации и монтажа от горизонтальных смещений защемлением в фундаменте или системами вертикальных связей. Жесткое сопряжение балок с колоннами образует рамную систему, способную воспринимать горизонтальные воздействия и уменьшить расчетный момент в балках. В этом случае балки как правило примыкают к колонне сбоку.



Опираие балки на колонну
сбоку: 1 — опорный столик из
листа
 $t = 25...40$ мм; 2 — торец опорного
ребра балки — строгать

Ребра оголовка приваривают к опорной
плите и к ветвям колонны при сквозном
стержне или к стене колонны при
сплошном стержне. Швы,
прикрепляющие ребро оголовка к плите,
должны выдерживать полное давление
на оголовок. Проверяют их по формулам
(одна из них)

$$\sigma = N / (\beta_f k_f \sum l_w) \leq R_{wf} \gamma_c \text{ при } \beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$$

$$\sigma = N / (\beta_z k_f \sum l_w) \leq R_{wz} \gamma_c \text{ при } \beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}$$

Высоту ребра оголовка h_p определяют из
условия требуемой длины швов, передаю
щих нагрузку на стержень колонны (длина
швов не должна быть больше):

$$h_p = l_w + 1 \text{ см.}$$

Толщину ребра оголовки t_p определяют из условия сопротивления на смятие под полным опорным $\sigma = N/(l_p t_p) \leq R_p \gamma_c$, l_p - длина сминаемой поверхности, равная ширине опорного ребра балки плюс две толщины плиты оголовки. Кроме того, следует проверить его на срез по формуле

$$\tau = N/(2h_p t_p) \leq R_s \gamma_c$$

Можно в пределах высоты оголовка сделать стенку более толстой. Чтобы придать жесткость ребрам, поддерживающим опорную плиту, и укрепить от потери устойчивости стенки стержня колонны в местах передачи больших сосредоточенных нагрузок, вертикальные ребра, воспринимающие нагрузку, обрамляют снизу горизонтальными ребрами. Опорная плита оголовка передает давление от вышележащей конструкции на ребра оголовка и служит для скрепления балок с колоннами монтажными болтами, фиксирующими проектное положение балок. Толщина опорной плиты принимается конструктивно в пределах 20 — 25 мм. Если балка крепится к колонне сбоку (рис. 8.20), вертикальная реакция передается через опорное ребро балки на столик, приваренный к полкам колонны. Торец опорного ребра балки и верхняя кромка столика пристрагиваются. Толщину столика принимают из листа толщиной 20 — 40 мм. Толщина столика должна быть больше толщины опорного ребра примерно на 10 мм.

$$\text{СВ: } \tau_w = 1,3N/(\beta_f k_f \sum l_w) \leq R_{wf} \gamma_c \text{ при } \beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz} \quad \text{К: } \tau_w = 1,3N/(b_z k_f \sum l_w) \leq R_{wz} \gamma_c \text{ при } \beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}$$

Коэффициент 1,3 учитывает возможную непараллельность торцов опорного ребра балки и столика из-за неточности изготовления, что приводит к неравномерному распределению реакции между вертикальными швами.

Фермы

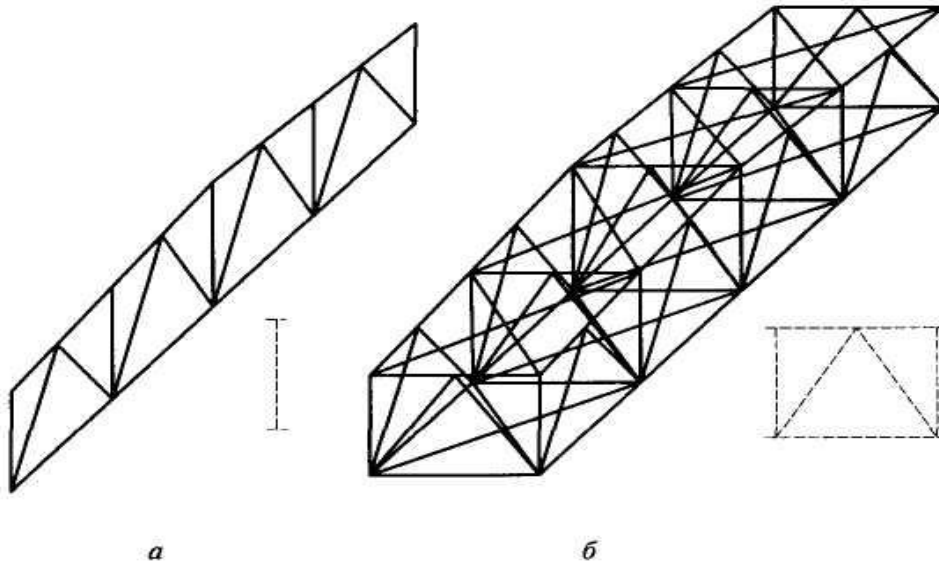


Рис. 9.1. Плоская (а) и пространственная (б) фермы

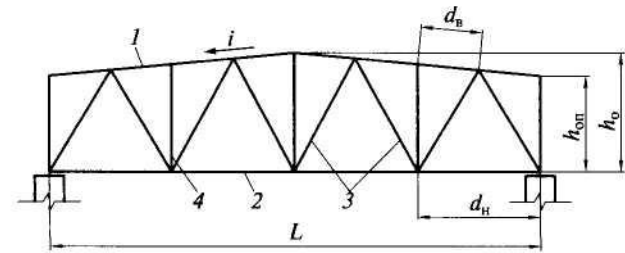


Рис. 9.2. Элементы ферм:

1 — верхний пояс; 2 — нижний пояс; 3 — раскосы; 4 — стойка

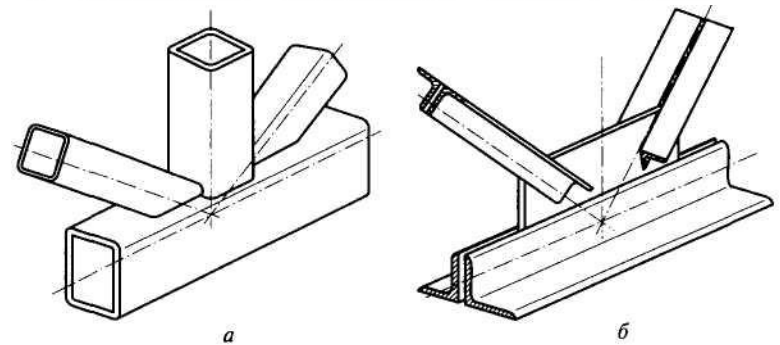


Рис. 9.3. Узлы ферм:

а — с непосредственным примыканием элементов; б — на фасонках

Фермой называется система стержней (обычно прямолинейных), соединенных между собой в узлах и образующих геометрически неизменяемую конструкцию при шарнирных узлах. При узловой нагрузке жесткость узлов несущественно влияет на работу конструкции, в первом приближении их можно рассматривать как шарнирные. В этом случае все стержни ферм испытывают только осевые усилия (растяжение или сжатие), что позволяет более полно использовать материал, чем в сплошной балке.

Фермы экономичнее балок по расходу стали, но более трудоемки в изготовлении. Эффективность ферм по сравнению со сплошнотенчатыми балками растет с увеличением пролета и уменьшением нагрузки.

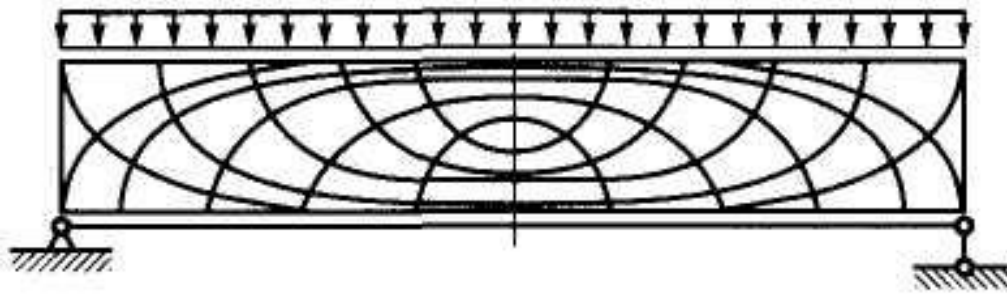


Рис. 9.4. Траектории главных напряжений в балке

Построим в балке траектории главных напряжений. Раскосы, направленные по линии главных растягивающих напряжений, работают на растяжение, а по линии главных сжимающих — на сжатие.

Компоновка конструкций ферм

В покрытиях зданий, мостах, транспортных галереях и других подобных сооружениях наибольшее применение нашли балочные разрезные системы. Они просты в изготовлении и монтаже, не требуют устройства сложных опорных узлов, но весьма металлоемки. При больших пролетах (более 40 м) разрезные фермы получаются негабаритными и их приходится собирать из отдельных элементов на монтаже. Для двух и более перекрываемых пролетов применяются неразрезные фермы. Они экономичнее по расходу металла и обладают большей жесткостью, что позволяет уменьшить их высоту. Но, как во всяких внешне статически неопределимых системах, в неразрезных фермах при осадке опор возникают дополнительные усилия, поэтому их применение при слабых просадочных основаниях не рекомендуется. Кроме того, необходимость создания неразрезности усложняет монтаж таких конструкций.

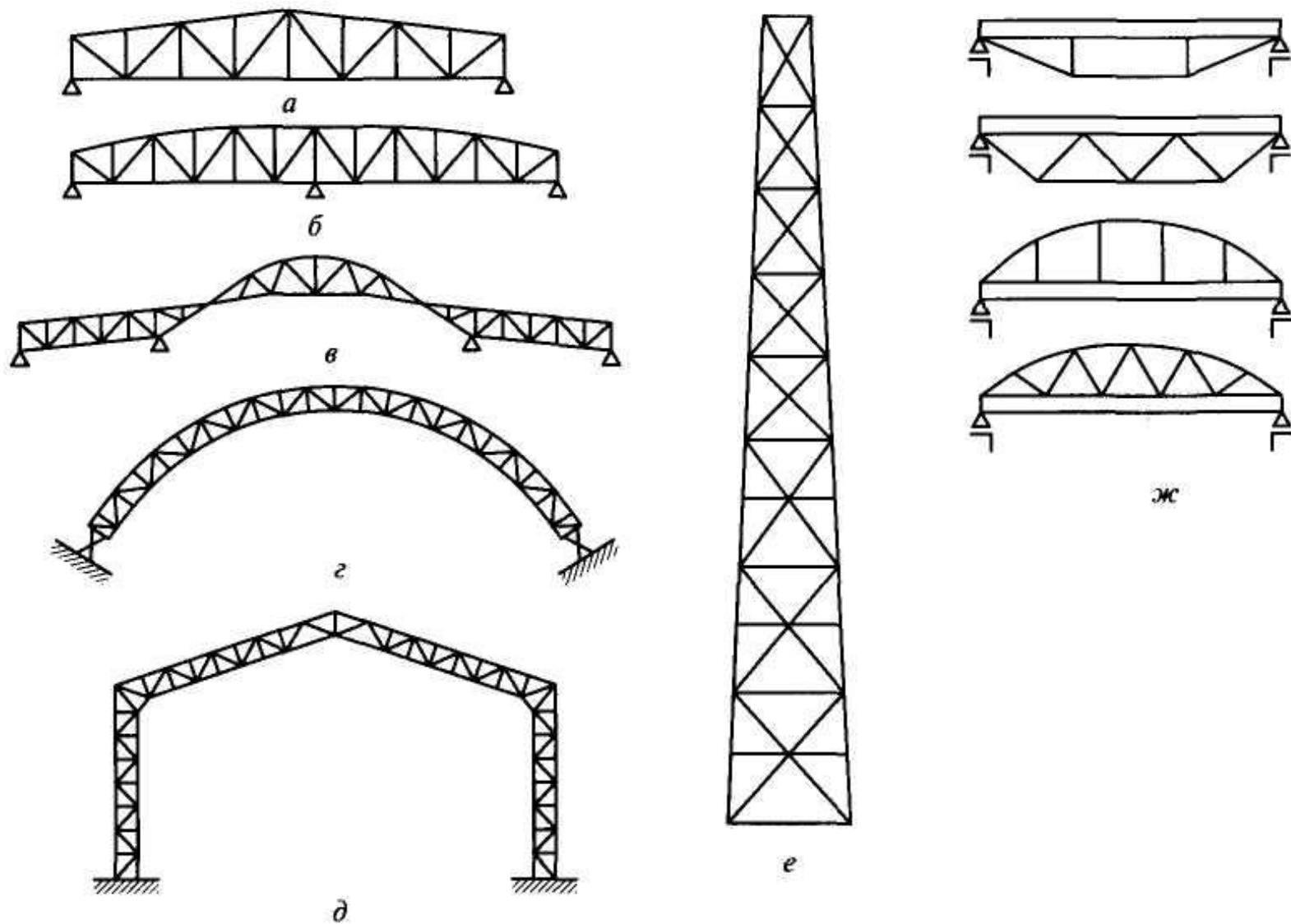


Рис. 9.5. Системы ферм:

a — балочная разрезная; *б* — неразрезная; *в, е* — консольная; *г* — арочная; *д* — рамная; *ж* — комбинированная

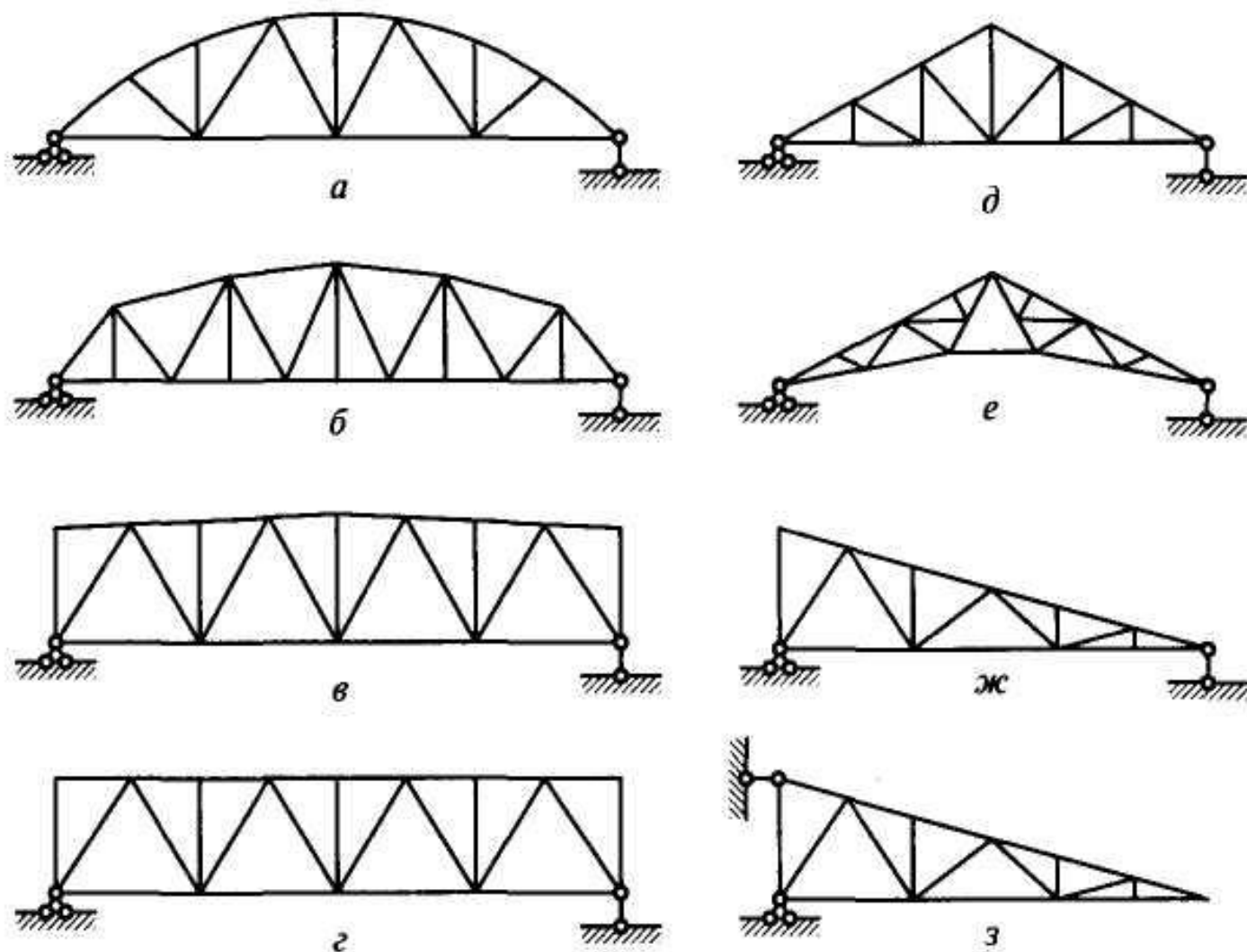
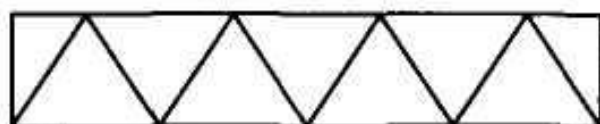


Рис. 9.6. Очертания поясов ферм:

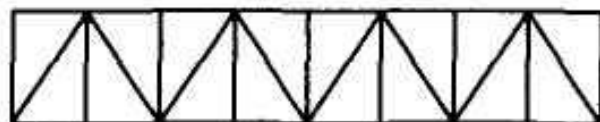
a — сегментное; *б* — полигональное; *в* — трапецидальное; *г* — с параллельными поясами;
д—з — треугольное



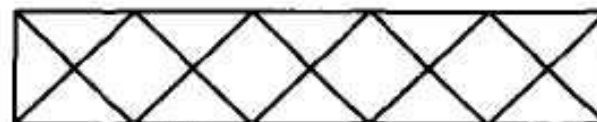
a



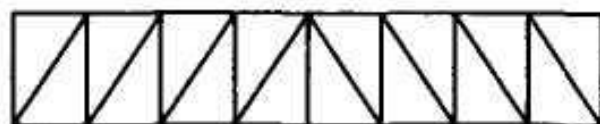
e



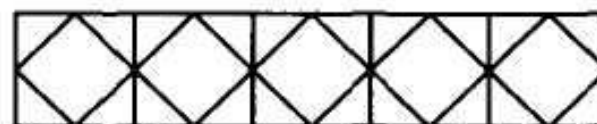
б



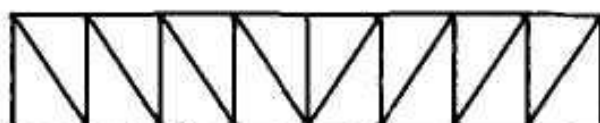
ж



в



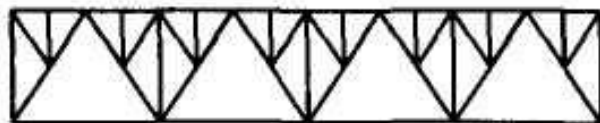
з



г



и



д

Рис. 9.7. Системы решетки ферм:

a — треугольная; *б* — треугольная с дополнительными стойками; *в* — раскосная с восходящим раскосом; *г* — раскосная с нисходящим раскосом; *д* — шпренгельная; *e* — крестовая; *ж* — перекрестная; *з* — ромбическая; *и* — полураскосная

Рамные фермы экономичны по расходу стали и имеют меньшие габаритные размеры, однако более сложны в монтаже. Их применение рационально для большепролетных зданий. Использование арочных систем хотя и дает экономию стали, приводит к увеличению объема помещения и поверхности ограждающих конструкций. Их применение диктуется в основном архитектурными требованиями.

Консольные фермы используются для навесов, башен, опор ЛЭП.

Очертание поясов ферм в значительной степени определяет их экономичность. Теоретически наиболее экономичной по расходу стали является ферма, очерченная по эпюре моментов. Для однопролетной балочной системы с равномерно распределенной нагрузкой это будет *сегментная* ферма с параболическим поясом (см. рис. а). Однако криволинейное очертание пояса резко повышает трудоемкость изготовления. Поэтому такие фермы применяются крайне редко. Более приемлемым является *полигональное* очертание (см. рис.б), близкое к эпюре моментов.

Фермы *трапецеидального* очертания (см. рис. в) хотя и не совсем соответствуют эпюре моментов, имеют конструктивные преимущества, прежде всего за счет упрощения узлов. Кроме того, применение таких ферм в покрытии позволяет устроить жесткий опорный узел, что повышает жесткость здания.

Фермы с *параллельными* поясами (см. рис. г) по своему очертанию далеки от эпюры моментов и неэкономичны по расходу стали. Однако равные длины элементов решетки, одинаковая схема узлов, наибольшая повторяемость элементов и деталей и возможность их унификации способствуют индустриализации их изготовления.

Фермы *треугольного* очертания (см. рис. *д—и*) рациональны для консольных систем, а также для балочных систем при сосредоточенной нагрузке в середине пролета (подстропильные фермы). При распределенной нагрузке треугольные фермы имеют повышенный расход металла. Кроме того, у них есть ряд конструктивных недостатков.

Определение генеральных размеров ферм

Определение пролета ферм. Пролет или длина ферм в большинстве случаев определяются эксплуатационными требованиями и общекомпоновочным решением сооружения и не всегда могут быть рекомендованы по усмотрению конструктора.

В случаях когда пролет конструкции не диктуется технологическими требованиями (например, эстакады, поддерживающие трубопроводы и т.п.), он должен назначаться на основе экономических соображений с тем, чтобы суммарная стоимость ферм и опор была наименьшей.

Определение высоты треугольных ферм. В треугольных фермах (см. рис. *д*) высота является функцией пролета и уклона кровли, которые зависят от материала кровли. Обычно треугольн $h \approx (1/4 \dots 1/2)l$ проектируют под кровли, требующие значительных уклонов ($25 - 45^\circ$), что дает высоту ферм. Высота треугольных ферм, как правило, бывает выше требуемой из условия наименьшей массы фермы, поэтому по расходу стали треугольные фермы неэкономичны. Высоту фермы посередине пролета можно уменьшить, придав нижнему поясу приподнятое очертание (см. рис. *е*). Опорный узел при этом не должен быть слишком острым.

Определение высоты трапецеидальных ферм и ферм с параллельными поясами. Если нет конструктивных ограничений, высота ферм может быть принята из условия наименьшей массы фермы, т.е. по экономическим соображениям. Масса фермы складывается из массы поясов и решетки. Масса поясов уменьшается с увеличением высоты фермы, так как усилия в поясах обратно пропорциональны высоте h . Масса решетки, наоборот, с увеличением высоты фермы возрастает, так, как увеличивается длина раскосов и стоек. Следовательно, может быть найдена оптимальная высота фермы, при которой общая масса поясов и решетки будет наименьшей.

Расчеты показывают, что при таком подходе оптимальная высота ферм составляет $1/4—1/5$ пролета. Это приводит к тому, что уже при пролете 20 м высота фермы получается больше предельной (3,85 м), допустимой по условиям транспортировки. Кроме того, при оптимизации по расходу стали не учитываются увеличение объема помещения и, следовательно, затраты на его отопление, а также дополнительные затраты на устройство стенового ограждения в пределах высоты фермы. Обычно с учетом требований транспортировки, монтажа, унификации, а также для уменьшения высоты и объема здания высоту ферм принимают в пределах $1/7—1/12$ пролета (меньшие значения принимаются для легких ферм). Фермы, перевозимые целиком по железной дороге, или их отправочные элементы по условиям провозного габарита не должны превышать по высоте 3,85 м между крайними точками выступающих элементов. В фермах трапецеидального очертания помимо высоты посередине пролета необходимо

назначить высоту на опоре. Высота опорной стойки стропильных ферм зависит от высоты фермы в пролете и уклона кровли. Обычно при уклонах 1/12— 1/8 она получается в пределах от 1/15 до 1/10 пролета, что конструктивно вполне приемлемо.

Определение высоты ферм из условий жесткости. Наименьшая возможная высота фермы определяется допустимым прогибом. В обычных кровельных покрытиях жесткость ферм значительно превосходит требования, предъявляемые условиями эксплуатации. В конструкциях, работающих на подвижную нагрузку (стропильные фермы при подвесном транспорте, фермы подкрановых эстакад, мостовых кранов и т.п.), требования жесткости часто являются настолько высокими ($f/l = 1/750 + 1/1000$), что они диктуют высоту ферм. Иногда бывает необходимо установить высоту ферм из условия жесткости при использовании высокопрочной стали или алюминиевых сплавов.

Прогиб фермы может быть определен аналитически по формуле Мора

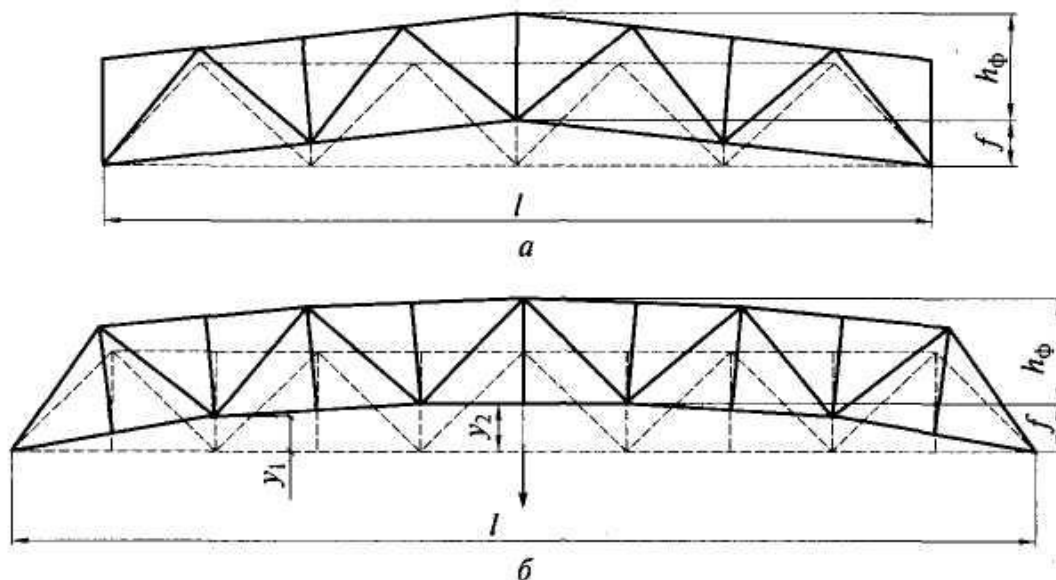
$$f = \sum \frac{N_i \bar{N}_i}{EA_i} l_i,$$

$$\frac{h_{\min}}{l} = \frac{6,5}{24} \left[\frac{f}{l} \right] \frac{\sigma}{E} \left(1 + 2 \frac{h}{l} \right); \quad \sigma = \frac{g_n + p_n}{g_n \gamma_g + p_n \gamma_p} R_y$$

здесь второе слагаемое в скобках выражает влияние решетки; f/l — предельное отношение прогиба фермы к пролету; σ — максимальное напряжение в поясе от нагрузки, вызывающей прогиб; поскольку прогиб определяется от нормативной нагрузки (при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$)

Размеры панели должны соответствовать расстояниям между элементами, передающими нагрузку на ферму, и отвечать оптимальному углу наклона раскосов. Оптимальный угол наклона раскосов в треугольной решетке составляет примерно 45° , в раскосной решетке — 35° . Из конструктивных соображений — рационального очертания фасонки в узле и удобства прикрепления раскосов — желателен угол, близкий к 45° . При малых углах фасонки получаются слишком вытянутыми, при больших — высокими, что делает их громоздкими и неэкономичными.

В настоящее время унифицированы геометрические схемы стропильных ферм производственных зданий, мостов, радиомачт, радиобашен, опор линий электропередачи



Схемы строительного подъема при одном (а) и нескольких (б) укрупнительных стыках

Провисание ферм предотвращается устройством строительного подъема, т.е. изготовлением ферм с обратным выгибом, который под действием нагрузки погашается, в результате чего фермы принимают проектное положение.

Строительный подъем назначают равным прогибу от постоянной плюс половину временной нагрузок. При плоских кровлях и пролетах свыше 36 м строительный подъем следует принимать независимо от величины пролета равным прогибу от суммарной нормативной нагрузки плюс $1/200$ пролета.

Системы решеток ферм и их характеристики

Треугольная система решетки. В фермах трапецеидального очертания или с параллельными поясами весьма рациональной является треугольная система решетки (см. рис.а), дающая наименьшую суммарную длину решетки и наименьшее число узлов при кратчайшем пути усилия от места приложения нагрузки до опоры.

Общим недостатком треугольной системы решетки является наличие сжатых длинных раскосов (восходящих в фермах с параллельными поясами и нисходящих в треугольных фермах).

Раскосная система решетки. При ее проектировании необходимо стремиться, чтобы наиболее длинные элементы — раскосы — были растянутыми, а стойки — сжатыми. Применять раскосные решетки целесообразно при малой высоте ферм, а также тогда, когда по стойкам передаются большие усилия (при большой узловой нагрузке). Раскосная решетка более трудоемка, чем треугольная, и требует большего расхода материала,

так как при равном числе панелей в ферме общая длина раскосной решетки больше и в ней больше узлов. Путь усилия от узла, к которому приложена нагрузка, до опоры в раскосной решетке длиннее; он идет через все стержни решетки и узлы.

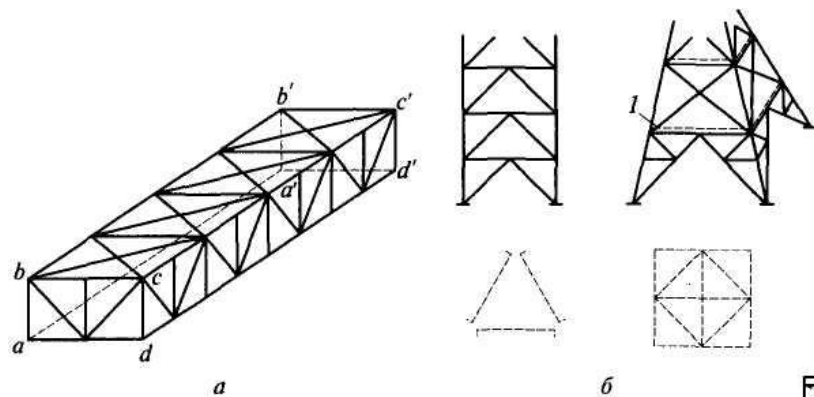
Чтобы уменьшить размер панели, сохранив нормальный угол наклона раскосов, применяют шпренгельную решетку (см. рис. д). Устройство шпренгельной решетки более трудоемко.

В фермах, работающих на двустороннюю нагрузку, как правило, устраивают крестовую решетку (см. рис. е). К таким фермам относятся горизонтальные связевые фермы покрытий производственных зданий, мостов и других конструкций, вертикальные фермы башен, мачт и высоких зданий. Весьма часто крестовую решетку проектируют из гибких стержней $\lambda > 220$. В этом случае под действием нагрузки работают только растянутые раскосы; сжатые же раскосы вследствие своей большой гибкости выключаются из работы, теряя устойчивость, и в расчетную схему не входят.

С выпуском промышленностью широкополочных тавров с параллельными гранями полок разработаны стропильные фермы с поясами из тавров и перекрестной решеткой из одиночных уголков (см. рис. ж). Такие фермы экономичнее по расходу металла и стоимости по сравнению с типовыми фермами со стержнями из парных уголков.

Ромбическая и полураскосная решетки (см. рис. з, и) благодаря двум системам раскосов также обладают большой жесткостью. Эти системы применяются в мостах, башнях, мачтах, связях для уменьшения расчетной длины стержней и особенно рациональны при работе конструкций на большие поперечные силы.

Обеспечение устойчивости ферм



Завязка ферм в пространственные системы:
a — стропильные фермы; *б* — башни; *1* — диафрагма

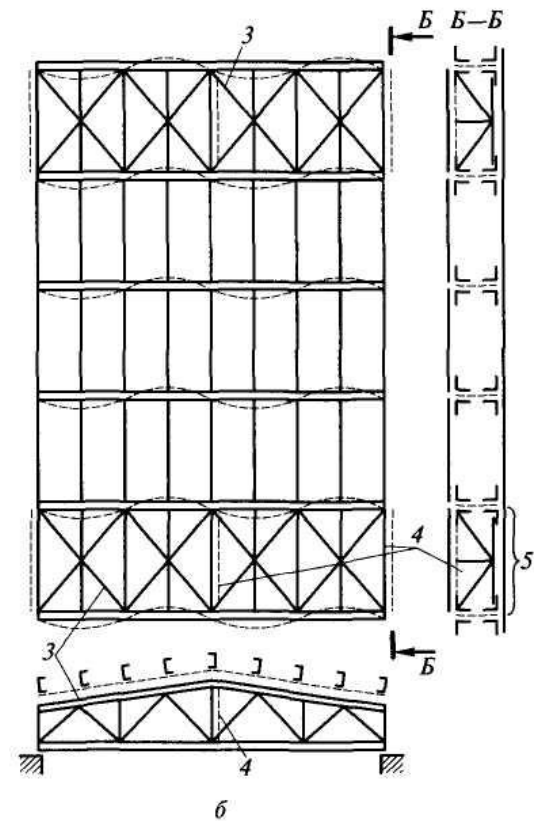
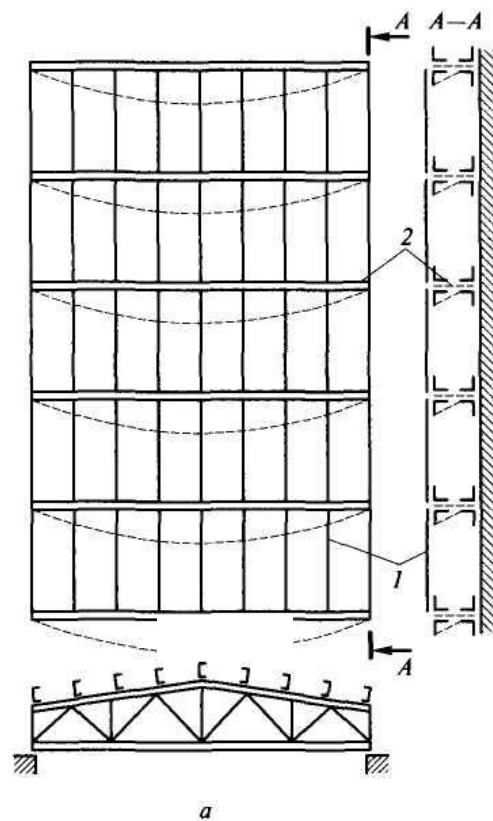


Рис. 9.10. Связи, обеспечивающие устойчивость стропильных ферм:
a — при отсутствии связей; *б* — при наличии связей; *1* — прогоны; *2* — фермы; *3* — горизонтальные связи; *4* — вертикальные связи; *5* — пространственный блок

Типы сечений стержней ферм

По расходу стали для сжатых стержней ферм наиболее эффективным является тонкостенное трубчатое сечение (рис. а). Из всех типов профилей труба обладает наиболее благоприятным для сжатых элементов распределением материала относительно центра тяжести и при равной с другими профилями площади сечения имеет наибольший радиус инерции ($i = 0,353d$), одинаковый во всех направлениях, что позволяет получить стержень наименьше

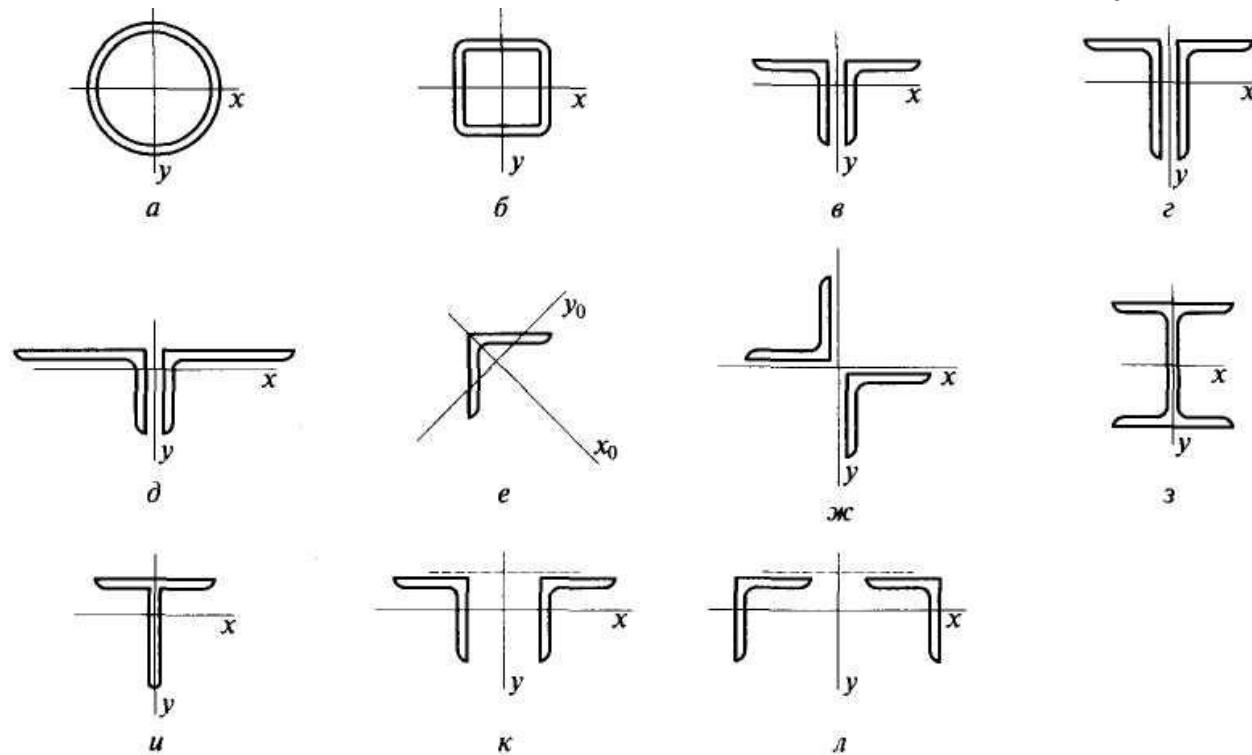


Рис. 9.11. Типы сечений стержней легких ферм:

а и б — трубчатые; *в, г, д, е, ж, к и л* — с использованием прокатных уголков; *з* — двутавровое; *и* — тавровое

Применение труб в фермах дает экономию стали до 20 — 25%.

Большим преимуществом труб является хорошая обтекаемость. Благодаря этому ветровое давление на них меньше, что особенно важно для высоких открытых сооружений (башен, мачт, кранов). На трубах мало задерживаются иней и влага, поэтому они более стойки против коррозии, их легко очищать и окрашивать. Все это повышает долговечность трубчатых конструкций.

Прямоугольные гнутозамкнутые сечения (рис.б), обладая почти теми же преимуществами, что и трубчатые, позволяют упростить узлы сопряжения элементов и в последние годы нашли широкое применение. Вместе с тем нужно отметить, что фермы из гнутозамкнутых профилей с бесфасоночными узлами требуют высокой точности изготовления.

Существенными недостатками стержней из двух уголков является большое число элементов с различными типоразмерами, значительный расход металла на фасонки и прокладки, высокая трудоемкость изготовления и наличие щели между уголками, затрудняющей окраску и способствующей коррозии. Кроме того, стержни с сечением из двух уголков, составленных тавром, неэффективны при работе на сжатие.

При относительно небольших усилиях стержни ферм могут выполняться из одиночных уголков (рис.е). Такое сечение проще в изготовлении, особенно при бесфасоночных узлах, поскольку имеет меньше сборочных деталей и не имеет щелей, закрытых для очистки и окраски.

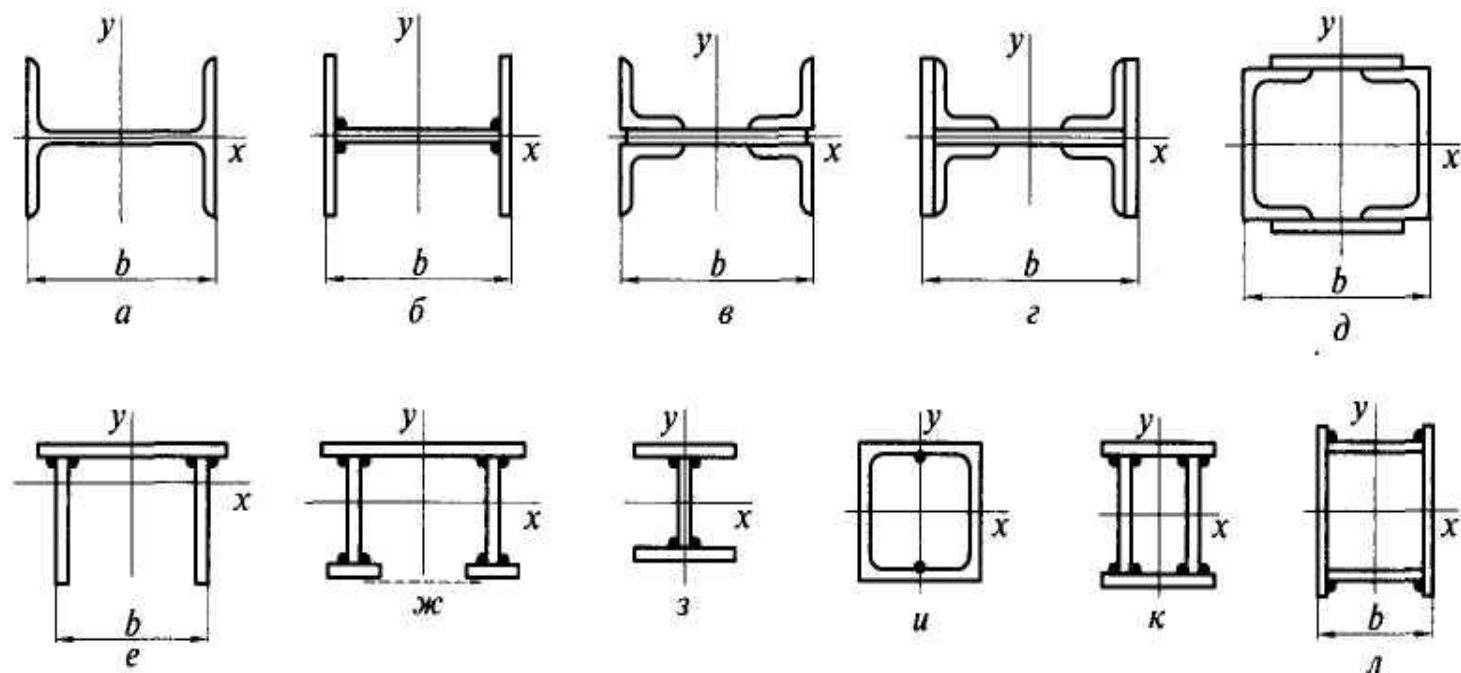


Рис. 9.12. Типы сечений стержней тяжелых ферм:

a, б и з — из прокатных и составных сварных двутавров; *в и г* — для клепаных ферм; *д и и* — из прокатных швеллеров; *е и ж* — из составных сварных швеллеров; *к и л* — трубчатые прямоугольные сварные

Стержни тяжелых стальных ферм отличаются от легких более мощными и развитыми сечениями, составленными из нескольких элементов, что обусловлено их большими расчетными длинами и действующими в них значительными усилиями. Сечения таких стержней обычно проектируют двухстенчатыми, а узловые сопряжения выполняются с помощью фасонок, расположенных в двух плоскостях.

Стержни тяжелых ферм (как раскосы и стойки, так и пояса) имеют разные сечения, но для удобства сопряжения в узлах ширина элементов b должна быть одинаковой.

Для поясов ферм желательно применять сечения, имеющие две оси симметрии, что облегчает стык в узле двух сечений соседних панелей разной площади и не создает дополнительного момента вследствие несовпадения центров тяжести этих сечений.

Тяжелые фермы, работающие на динамические нагрузки (железнодорожные мосты, краны и т.п.), иногда еще проектируют клепаными. Современные тяжелые фермы, как правило, проектируют из сварных стержней с монтажными узлами на высокопрочных болтах.

Рекомендуется определять усилия в стержнях ферм отдельно для каждого вида нагрузки. Так, в стропильных фермах усилия следует определять для следующих нагрузок: **постоянной**, в которую входит собственная масса фермы и всей поддерживаемой конструкции (кровли с утеплением, фонарей и т.п.); **временной** — нагрузки от подвесного подъемно-транспортного оборудования, полезной нагрузки, действующей на подвешенное к ферме чердачное перекрытие, и т.п.; **кратковременной** (например, атмосферной) — снег, ветер.

Расчетная постоянная нагрузка, действующая на любой узел стропильной фермы, зависит от грузовой площади, с которой она собирается (заштрихована), и определяется по формуле

$$F_{gi} = (g_{\phi} + g_{кр} / \cos \alpha) b [(d_{i-1} + d_i) / 2] \gamma_g]$$

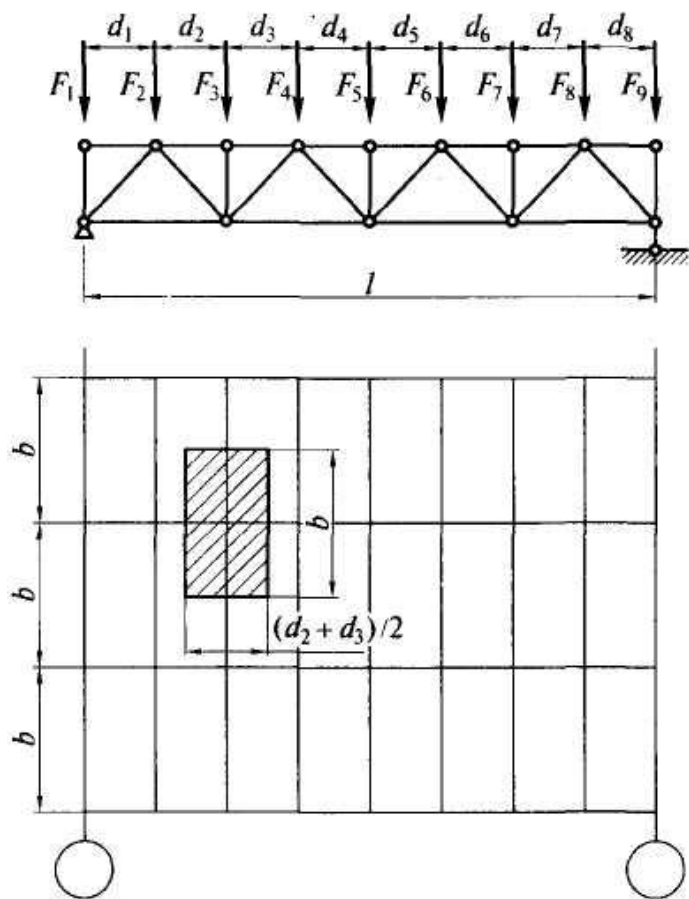


Рис. 9.13. Расчетная схема фермы

где g_{ϕ} — собственная масса фермы и связей, кН/м², горизонтальной проекции кровли;

$g_{кр}$ — масса кровли, кН/м²; α — угол наклона верхнего пояса к горизонту; b — расстояние между фермами; d_{i-1} , d_i — примыкающие к узлу панели; γ_g — коэффициент надежности для постоянных нагрузок.

Расчетную узловую нагрузку от снега определяют по формуле $F_{sl} = S_g b [(d_{i-1} + d_i) / 2]$, где S_g — масса снегового покрова на 1 м² горизонтальной проекции кровли. Расчет ферм следует выполнять на ЭВМ, что позволяет рассчитать любую схему фермы на статические и динамические нагрузки с учетом, если надо, моментов от жесткости узлов и смещения осей стержней.

Определение расчетной длины стержней

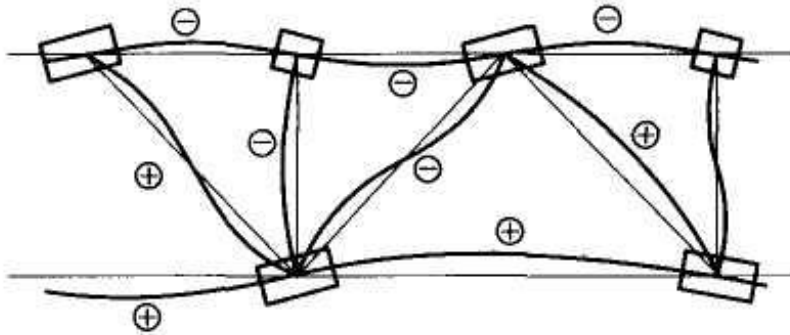


Рис. 9.14. Схема деформаций стержней при потере устойчивости сжатого стержня

где μ — коэффициент приведения длины, зависящий от степени защемления; l — расстояние между центрами узлов.

К сжатым стержням решетки в верхнем узле примыкает растянутый раскос, а в нижнем узле — растянутые панели нижнего пояса и раскос. Здесь степень защемления значительно больше и отношение χ получается небольшим, близким к 0,5, что дает значение коэффициента $\mu = 0,77$. По нормам коэффициент приведения длины μ элементов решетки из уголков в плоскости фермы установлен равным 0,8.

Таким образом, расчетная длина $l_x = 0,8l$ в плоскости фермы определяется с некоторым запасом, в особенности для средних раскосов, жесткость которых по сравнению с примыкающими стержнями невелика.

В трубчатых фермах с бесфасоночными узлами расчетная длина раскоса как в плоскости, так и из плоскости фермы с учетом повышенной крутильной жесткости замкнутых сечений может приниматься равной $0,9l$.

Поэтому в качестве степени защемления сжатого стержня в узлах может быть принято отношение $\tau = i / \sum i_p$,

Чем меньше отношение τ , тем больше степень защемления и меньше расчетная длина стержня фермы

$$l_{ef} = \mu l$$

Предельные гибкости

Значение предельной гибкости $[\lambda]$ стержней установлено в нормах, зависит от назначения стержня и степени его закрученности, где N — расчетное усилие;

При этом N — расчетное усилие стержня.

	$[\lambda]$
Сжатые пояса, а также опорные стойки и раскосы, передающие	
Опорные реакции	180 — 60 α
Прочие сжатые стержни ферм	210 — 60 α
Сжатые стержни связей	200

Подбор сечений элементов ферм

В фермах из прокатных и гнутых профилей для удобства комплектования металла принимается обычно не более 5 — 6 калибров профилей.

Из условия обеспечения качества сварки и повышения коррозионной стойкости толщину замкнутых профилей (труб, гнутозамкнутых сечений) не следует принимать менее 3 мм, а для уголков — менее 4 мм. Для предотвращения повреждения стержней при транспортировке и монтаже не рекомендуется также применять профили размером менее 50 мм.

Подбор сечений сжатых элементов

$$N/(\varphi A) \leq R_y \gamma_c$$

Для подбора сечения необходимо наметить тип сечения, задаться гибкостью стержня, определить по прил. 8 коэффициент ϕ и найти требуемую площадь сечения

$$A_{тр} = N / (\phi R_y \gamma_c)$$

При предварительном подборе можно принять для поясов легких ферм $\lambda = 60 \dots 80$ и для решетки $\lambda = 100 \dots 120$. Большие значения гибкости принимаются при меньших усилиях.

Подбор сечения стержней легких ферм

Элемент	Расчетное усилие, кН	Сечение	Площадь сечения A , см ²	Расчетные длины l_x/l_y , см	Радиусы инерции, i_x/i_y , см	Гибкости λ_x/λ_y	Предельная гибкость $[\lambda]$	ϕ	γ_c	Проверка несущей способности
Верхний пояс	-535	160×100×9 —	45,8	258/ 516	2,85/ 7,75	90,5/ 66,6	124	0,546	0,95	$21,4 < R_y \gamma_c = 22,8 \text{ кН/см}^2$
Раскос	+535	┘└ 90×7	24,5	—	—	—	400	—	0,95	$21,7 < R_y \gamma_c = 22,8 \text{ кН/см}^2$

По требуемой площади подбирается по сортаменту подходящий профиль, определяются его фактические геометрические характеристики A, i_x, i_y , находятся $\lambda_x = l_x/i_x, \lambda_y = l_y/i_y$. По большей гибкости уточняется коэффициент ϕ и проводится проверка устойчивости по формуле. Если гибкость стержня предварительно была задана неправильно и проверка показала перенапряжение или значительное недонапряжение, то проводят корректировку сечения, принимая промежуточное между предварительно заданным и фактическим значениями гибкости. Обычно второе приближение достигает цели.

Подбор сечения растянутых элементов

Стали с нормативным пределом текучести $R_y = 44 \text{ кН/см}^2$ имеют развитую площадку текучести (см. гл. 1), поэтому, как правило, несущая способность элементов из таких сталей проверяется исходя из условия развития пластических деформаций по формуле $\sigma = N / A_n \leq R_y \gamma_c$

Требуемая площадь нетто растянутого элемента определяется по формуле

$$A_{тр} = N / (R_y \gamma_c)$$

Подбор сечения элементов ферм, работающих на действие продольной силы и изгиб (внецентренное растяжение и сжатие).

Предельное состояние внецентренно растянутых элементов определяется чрезмерным развитием пластических деформаций в наиболее нагруженном сечении, и их несущая способность проверяется по формуле

$$[N / (A_n R_y \gamma_c)]^n + M_x / (c W_n R_y \gamma_c) \leq 1$$

Для внецентренно-сжатых элементов определяющей в большинстве случаев является потеря устойчивости, и проверка их несущей способности выполняется по формуле

$$N / (\varphi_e A) \leq R_y \gamma_c$$

Подбор сечений стержней по предельной гибкости

Ряд стержней легких ферм имеет незначительные усилия. Сечения этих стержней подбирают по предельной гибкости.

$$i_{тр} = l_{ef} / [\lambda]$$

Конструкции легких ферм

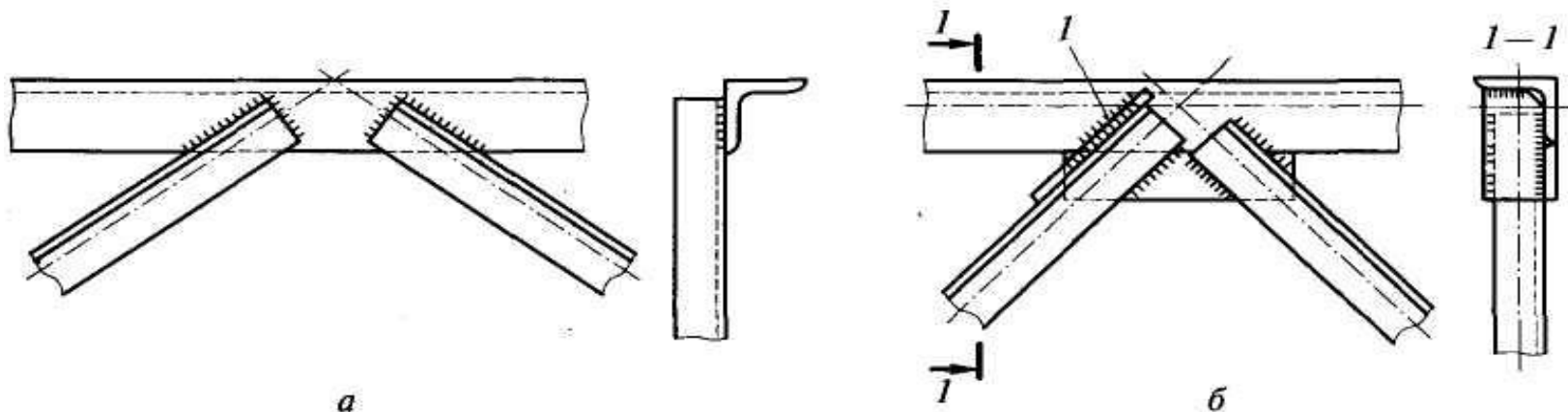
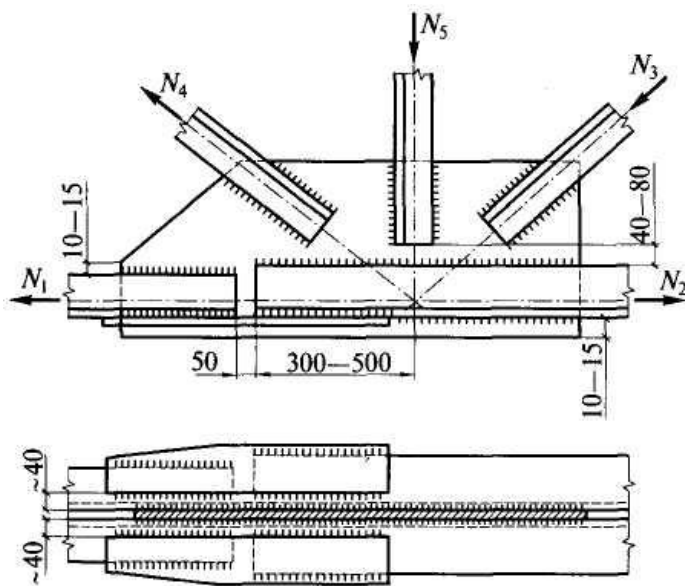


Рис. 9.18. Узлы ферм из одиночных уголков:
а — бесфасоночный; б — с дополнительными фасонками



с. 9.20. Заводской стык пояса с изменением сечения

Для обеспечения совместной работы уголков их соединяют прокладками. Расстояние между прокладками должно быть не более $40i$ для сжатых элементов и $80i$ для растянутых, где i — радиус инерции одного уголка относительно оси, параллельной прокладке. При этом в сжатых элементах ставится не менее двух прокладок. Если уголки не соединены прокладками, то при расчете каждый уголок рассматривают отдельно, а его гибкость определяют исходя из минимального для одного уголка радиуса инерции i_{min} .

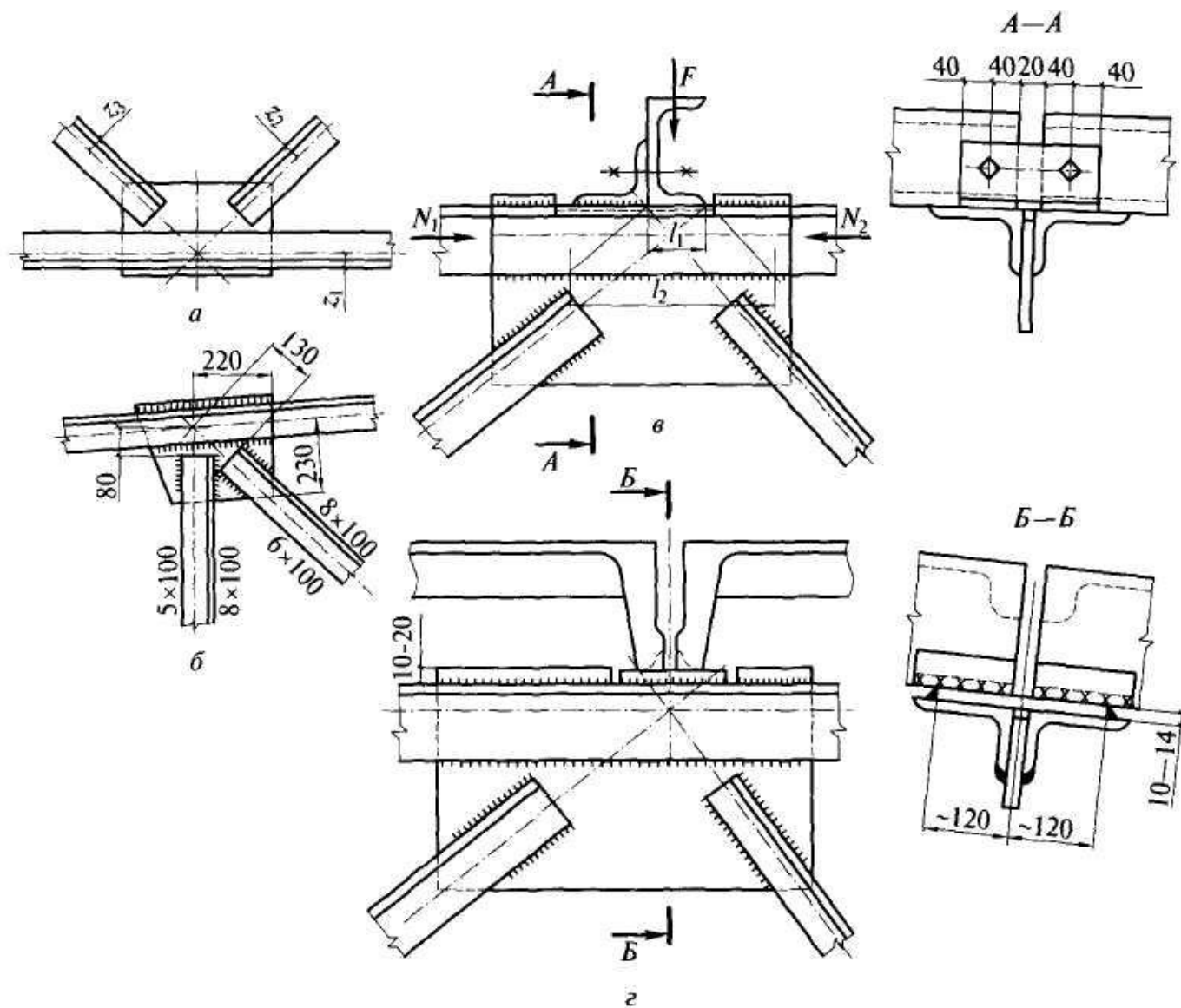
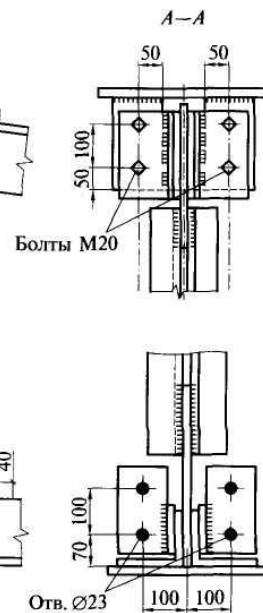
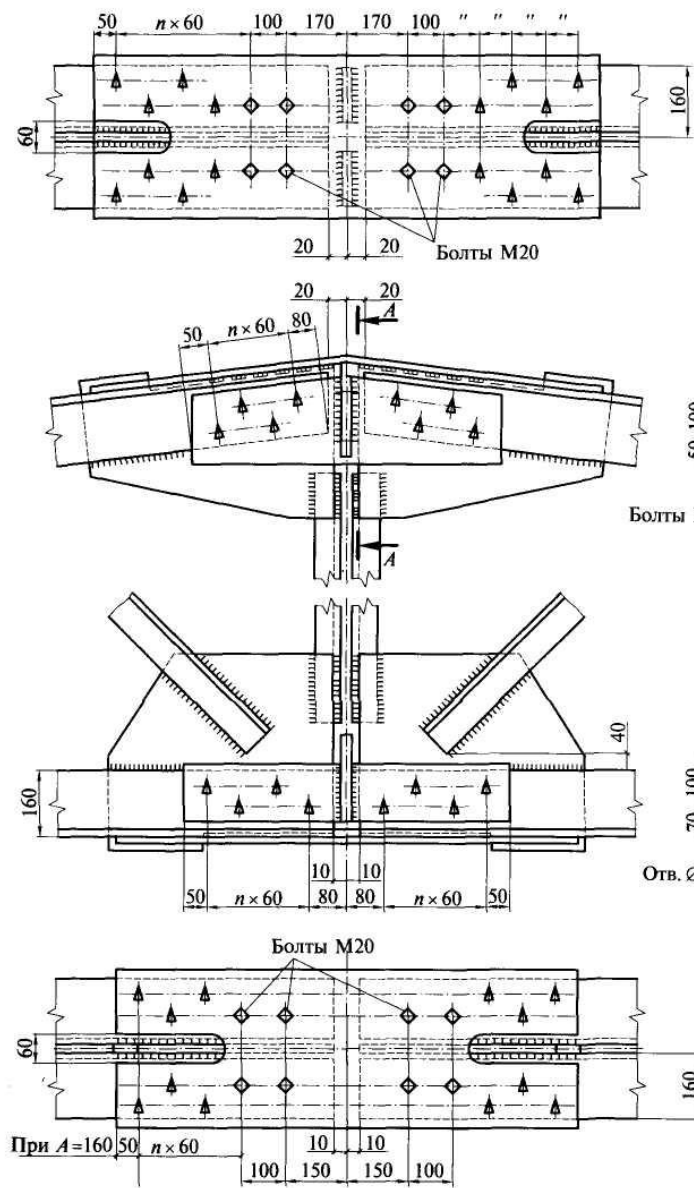
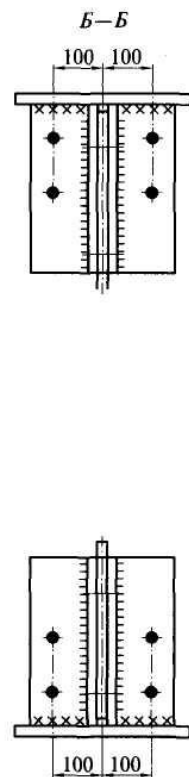
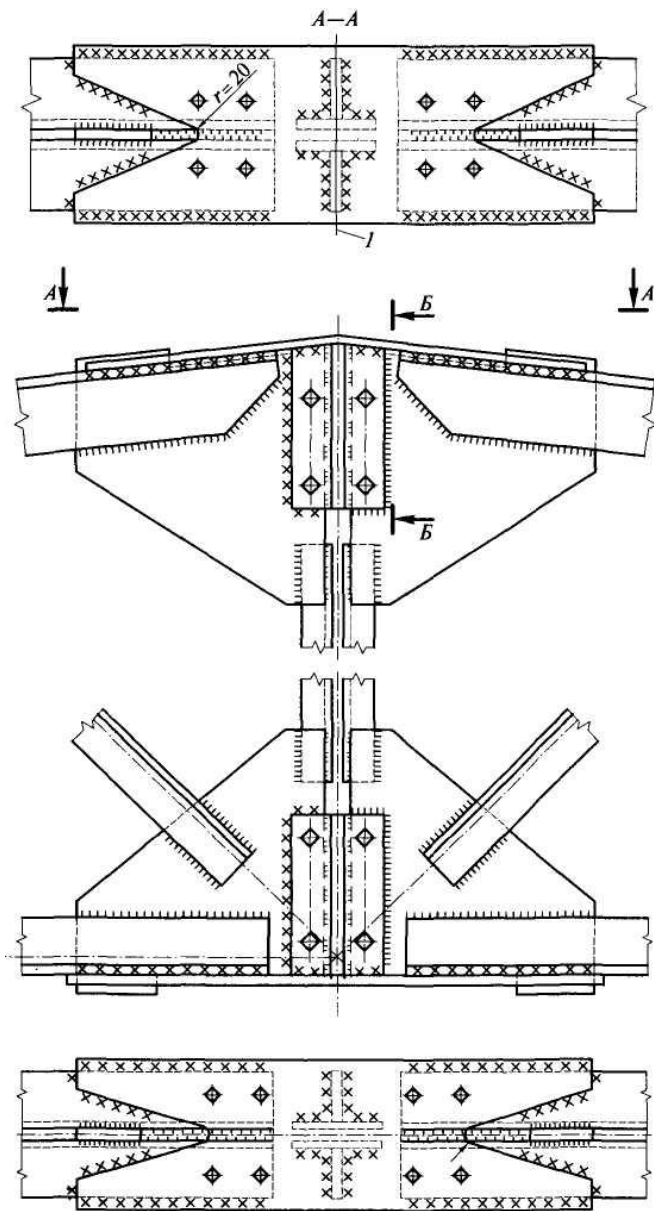


Рис. 9.19. Узлы ферм из парных уголков:

a — центрирование стержней; *б* — узел при раскосной решетке; *в* — прикрепление прогонов;
г — прикрепление крупнопанельных плит



Укрупнительный стык стропильной фермы из парных уголков
 а - на сварке; в - болтах, 1 - линия сгиба стыковой наклейки

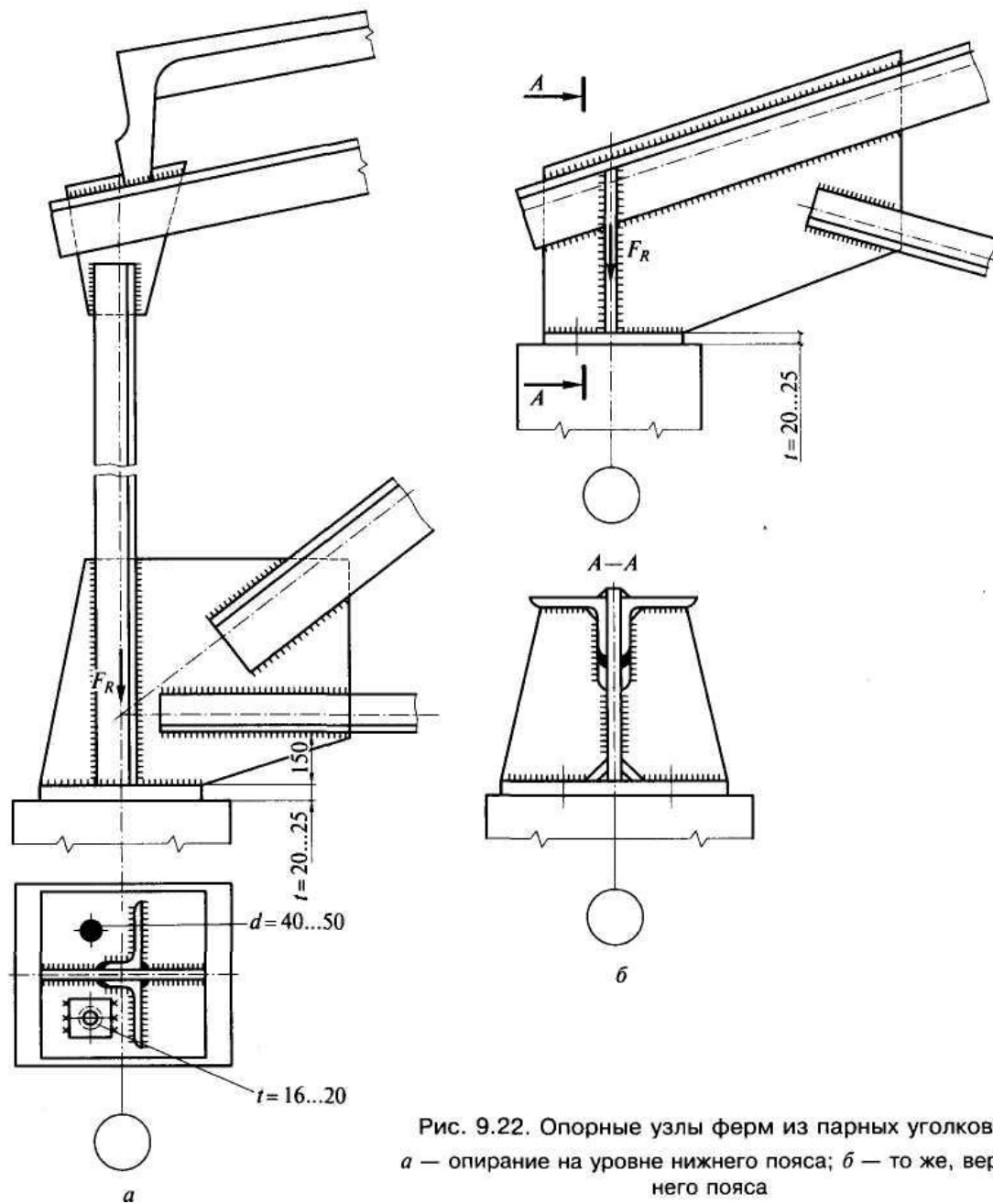
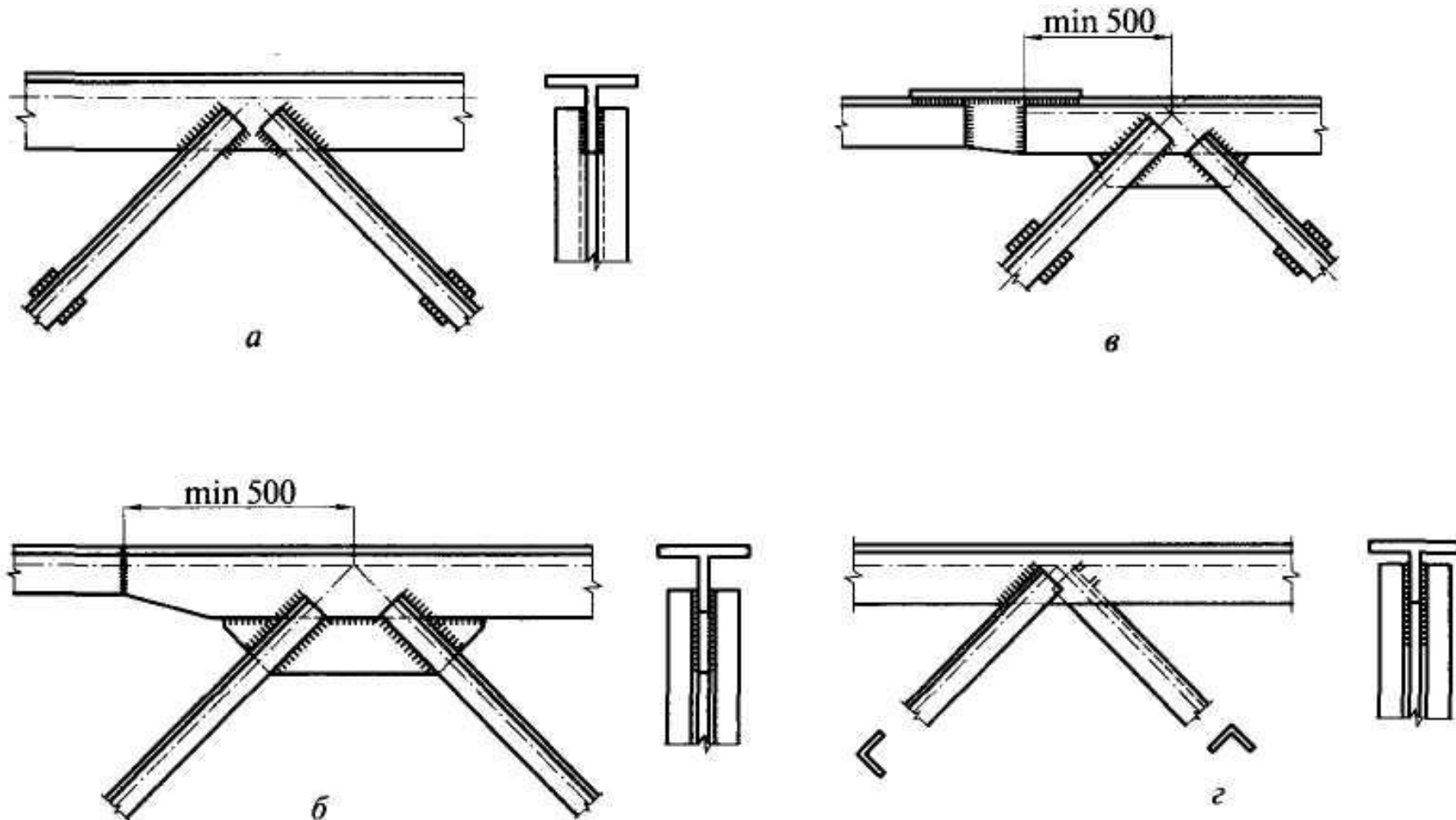


Рис. 9.22. Опорные узлы ферм из парных уголков:
 а — опирание на уровне нижнего пояса; б — то же, верх-
 ного пояса

Фермы с поясами из широкополочных тавров с параллельными

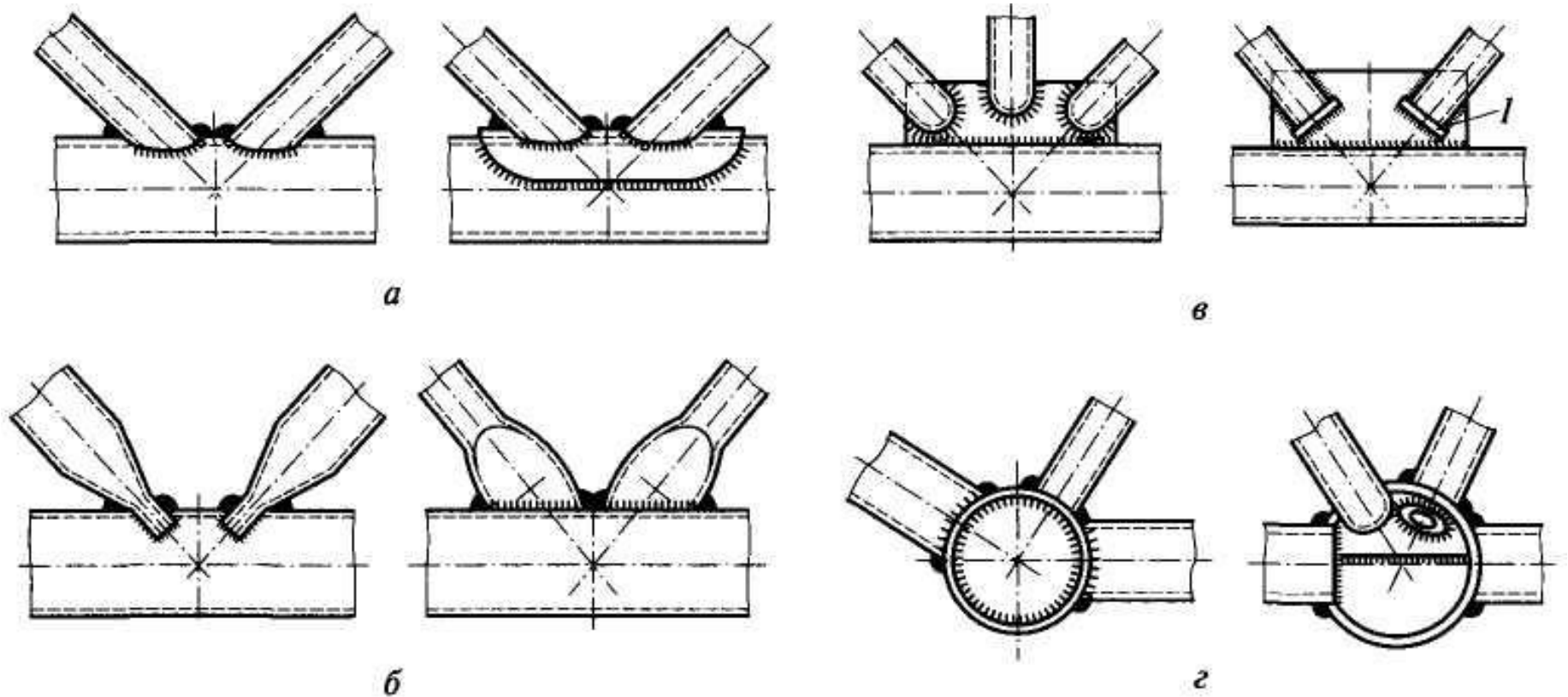


Узлы ферм с поясами из тавров:

а — узел без фасонки; б — узел с дополнительной фасонкой и изменением сечения пояса встык; в — узел с изменением сечения пояса с помощью накладки и вставки;

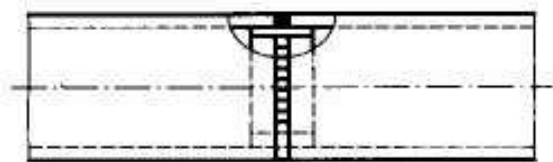
г — узел фермы с перекрестной решеткой из уголков

Фермы из труб

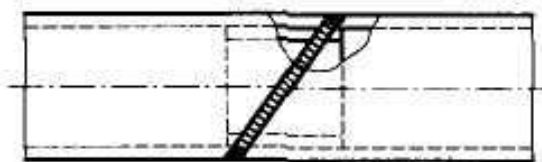


Узлы трубчатых ферм:

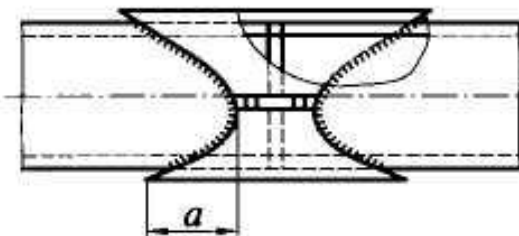
а — с непосредственным примыканием; *б* — со сплющиванием концов стержней; *в* — на фасонках; *г* — со вставками; *1* — заглушка



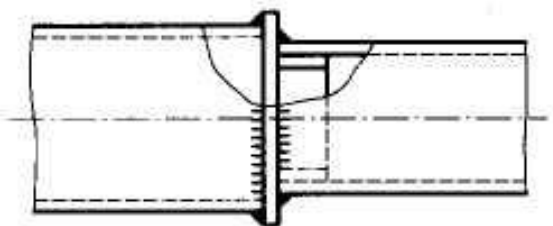
a



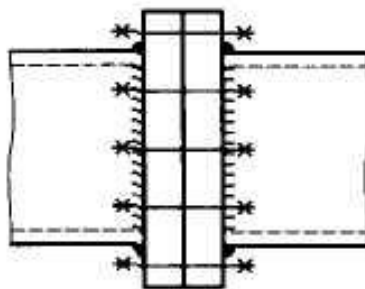
б



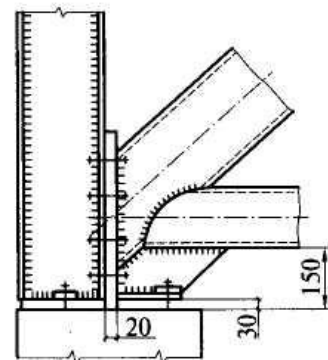
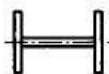
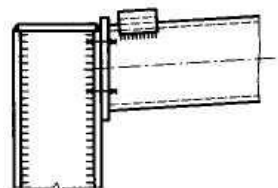
в



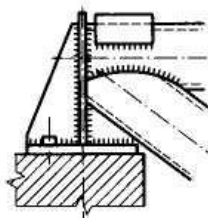
г



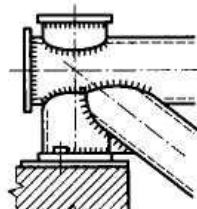
д



a



б

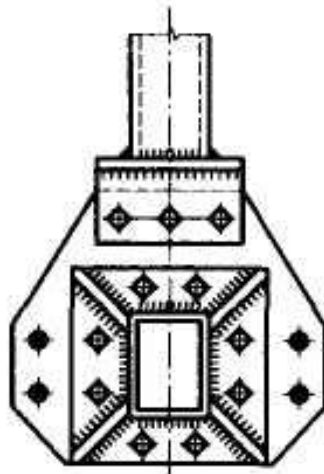
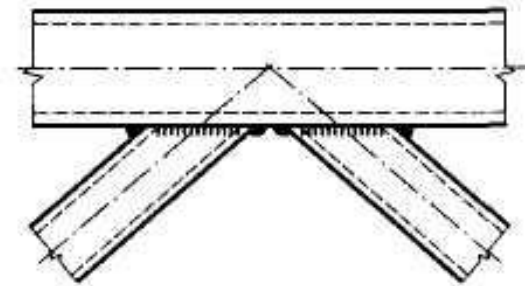
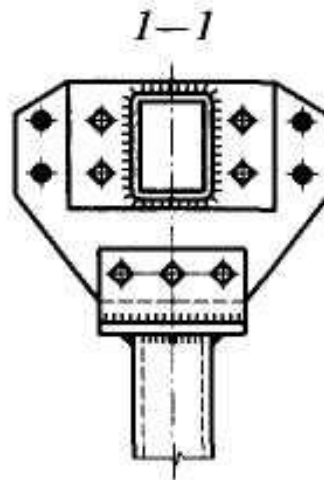
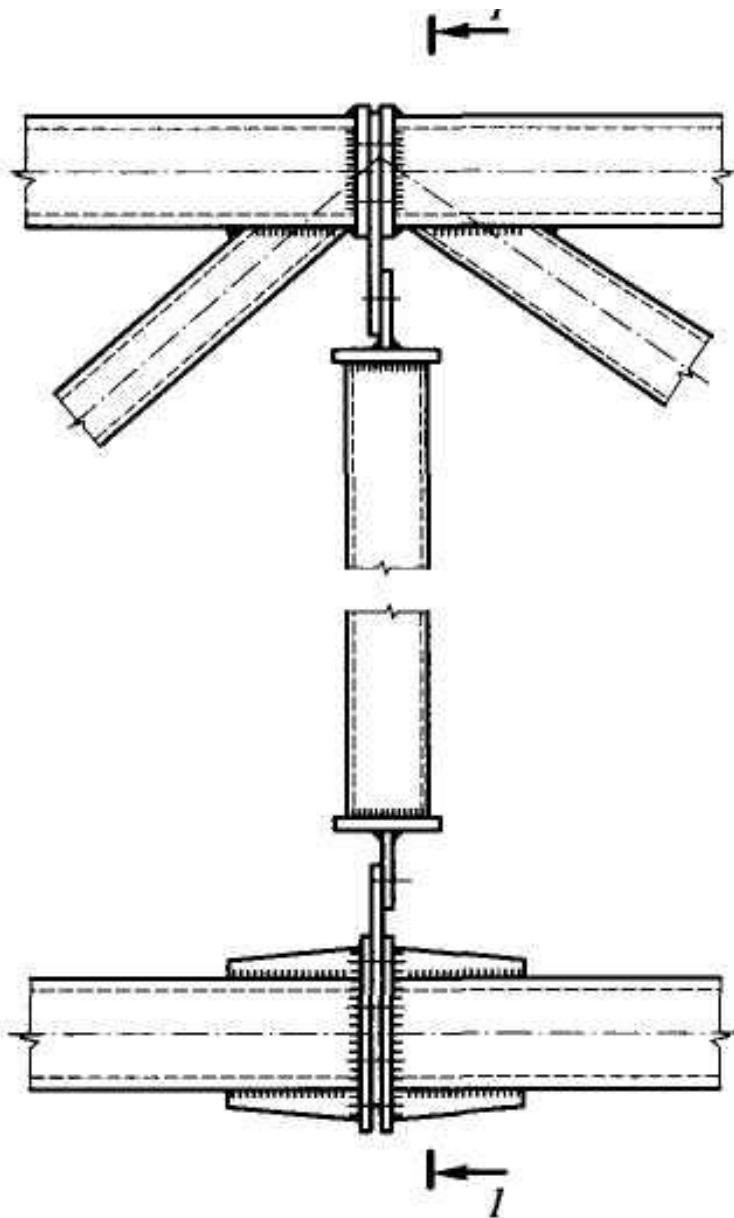


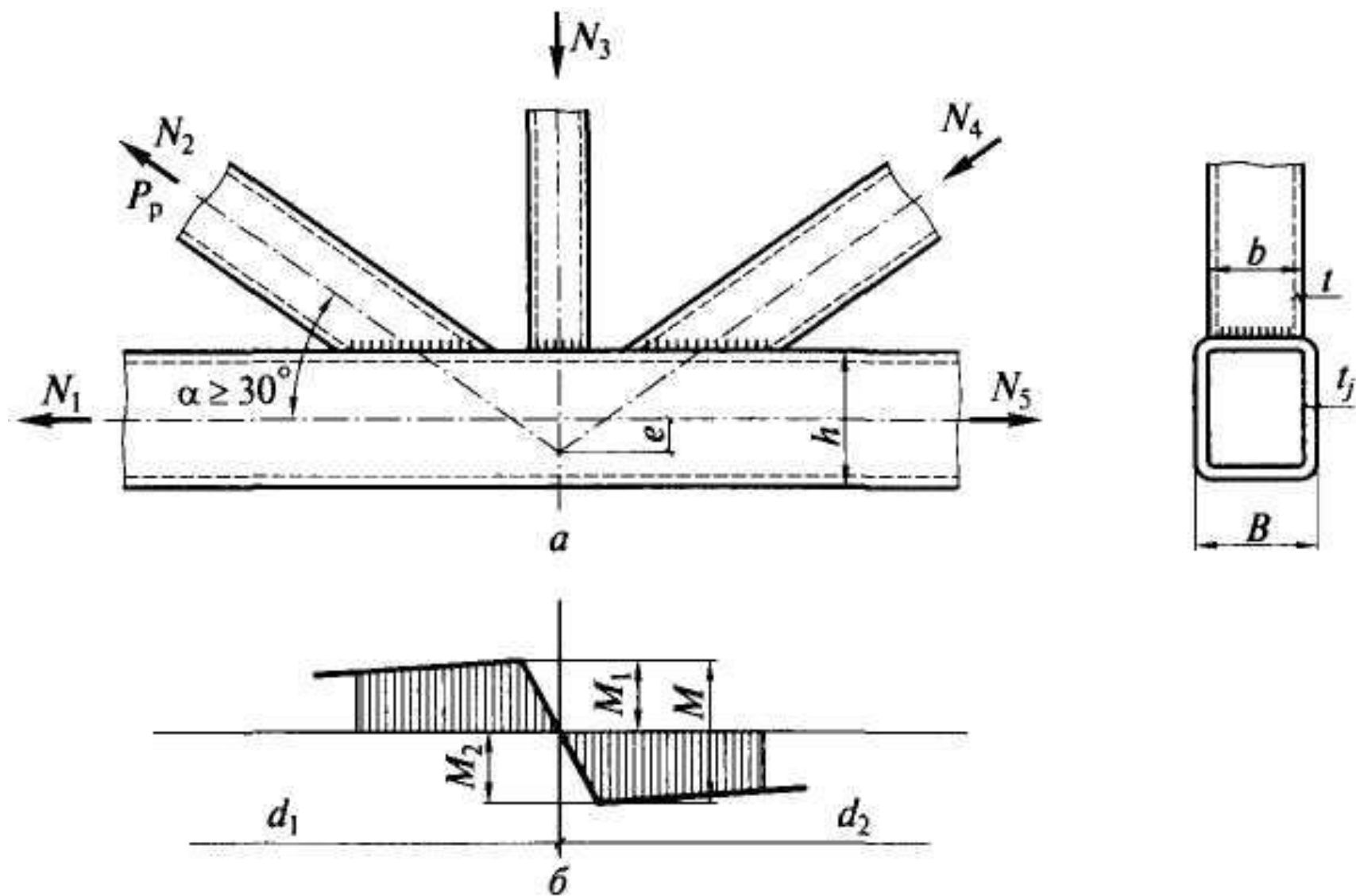
в

Стыковые соединения труб:
a — прямой с подкладным кольцом; *б* — то же, косой; *в* — с наружными накладками; *г* — сварной через торцевой фланец; *д* — болтовое фланцевое

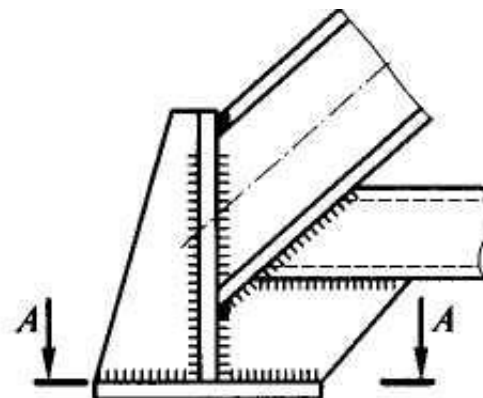
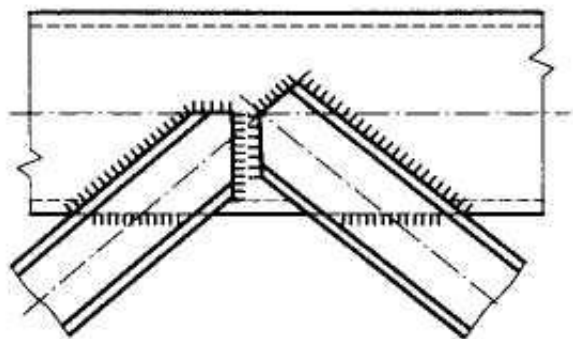
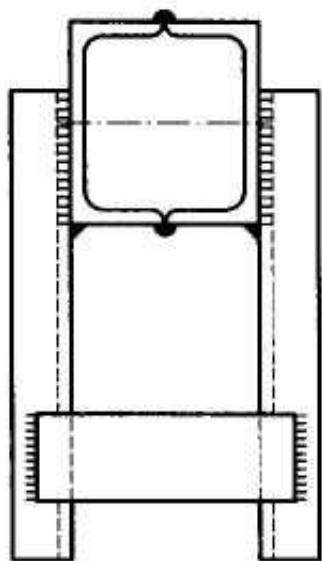
Опорные узлы трубчатых ферм:
a — через опорные фланцы; *б и в* — при шарнирном опирании фермы

Фермы из гнутых профилей

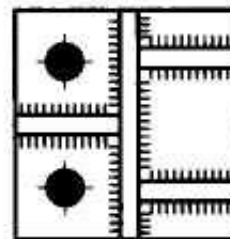




Узел с расцентровкой осей стержней:
 a — схема узла; b — распределение моментов в поясе

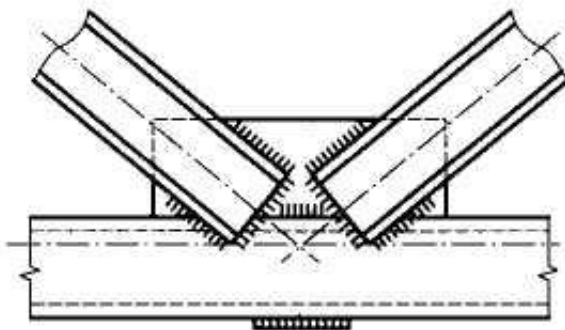
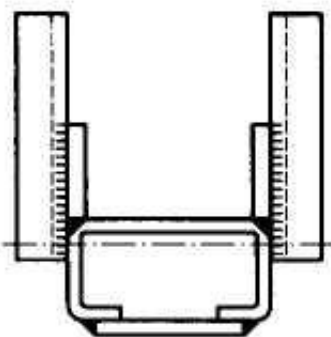


A—A



a

б



б

Узлы ферм из открытых гнутых профилей: *a* и *б* — промежуточный поясной;
в — опорный

Благодарим за внимание.