

## КОЛОННЫ И СТЕРЖНИ, РАБОТАЮЩИЕ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ

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;

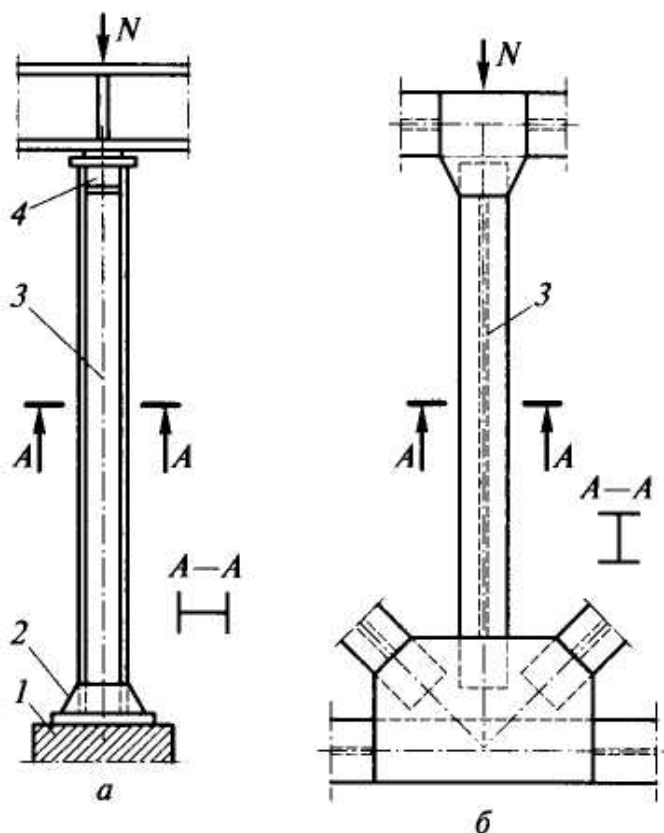
-стержня — основного конструктивного элемента, передающего нагрузку от оголовка к базе;

-базы, передающей нагрузку от стержня на фундамент рис. *a*.

Расчет и конструирование основного элемента центрально-сжатых колонн и стержней производится одинаково.

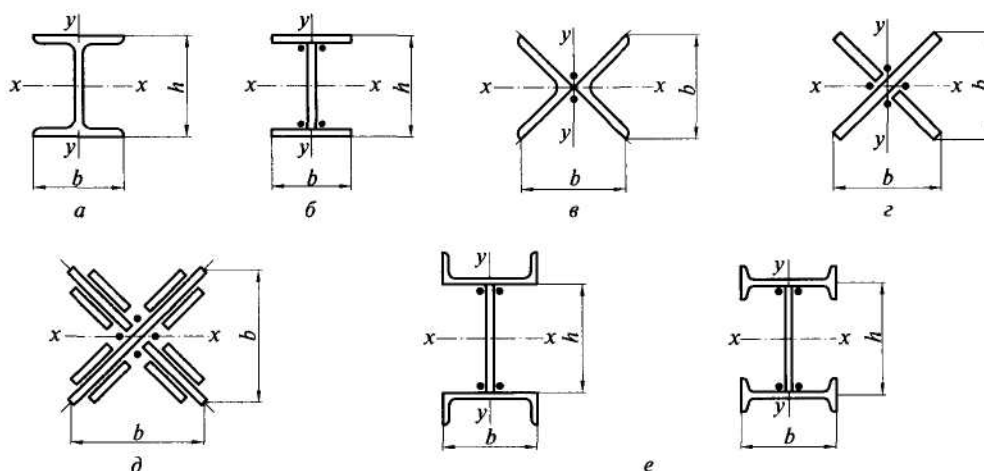
Хорошо работают на центральное сжатие и экономны по затрате металла трубобетонные колонны, стержень которых состоит из стальной трубы, заполненной бетоном. Однако большого распространения эти колонны не получили из-за сложности плотного заполнения труб бетоном.

По статической схеме и характеру нагружения колонны могут быть одноярусными и многоярусными. Колонны и сжатые стержни бывают сплошными или сквозными.



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

## 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 равны, т.е.  $\lambda_x = \lambda_y$  или  $l_x/i_x = l_y/i_y$ .

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

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. *a*)  $b = h$ , что не удовлетворяет условию равноустойчивости, но все же дает сечение, вполне пригодное для колонн.

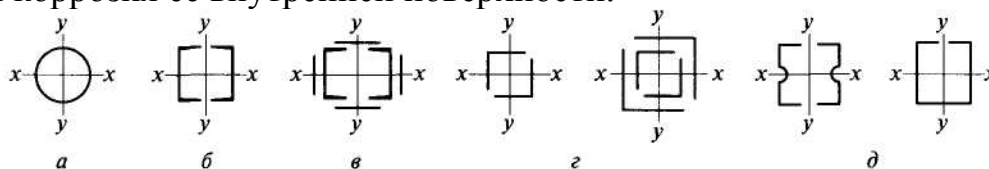
Сварные колонны, состоящие из трех листов (рис. *б*), достаточно экономичны по затрате материала, так как могут иметь развитое сечение, обеспечивающее колонне необходимую жесткость. Сварной двутавр является основным типом сечения сжатых колонн. Автоматическая сварка обеспечивает дешевый индустриальный 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. з). 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  $i = 0,35d$ , где  $d$  — диаметр окружности по оси листа, образующего колонну.

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.



Замкнутые сечения сплошных стержней:

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

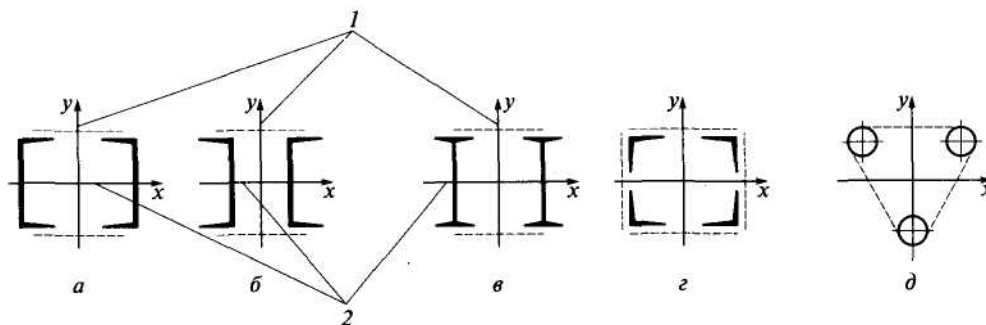
Рационально применять достаточно тонкие трубы (толщина стенки 1/50 — 1/150 диаметра трубы), но по условиям эксплуатации и возможности прикрепления примыкающих элементов стенки должны быть не тоньше 3 — 4 мм. В трубобетонном стержне бетон работает в основном на сжатие, а труба — на поперечное растяжение.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

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

## 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.



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

Швеллеры в сварных колоннах выгоднее ставить полками внутрь (см. рис. *a*), 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. *a*), 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. *a*) и более экономичная треугольная схема «в елку» (рис. *б*).

Треугольные решетки, состоящие из одних раскосов (см. рис. *a*), 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.

### Подбор сечения сплошной колонны

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

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (1)$$

где  $N$  - расчетное усилие в колонне;

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы.

2. Для предварительного определения коэффициента  $\varphi$ , задаемся гибкостью колонны

$$\lambda = \frac{l_{\text{ef}}}{i}, \quad (2)$$

где  $i$  – радиус инерции сечения.

Для сплошных колонн с расчетной нагрузкой до 1500 - 2500 кН и длиной 5 - 6 м можно задаться гибкостью  $\lambda=100 - 70$ , для более мощных колонн с нагрузкой 2500 - 4000 кН гибкость можно принять  $\lambda = 70 - 50$ .

3. Задавшись гибкостью  $\lambda$ , и найдя соответствующий коэффициент  $\varphi$ , определяем в первом приближении требуемую площадь по формуле (1) и требуемый радиус инерции, соответствующий заданной гибкости:

$$i_{\text{тр}} = \frac{l_{\text{ef}}}{\lambda}. \quad (3)$$

4. Требуемые генеральные размеры сечения колонны:

$$h_{\text{тр}} = \frac{i_{\text{тр}}}{\alpha_1}; \quad b_{\text{тр}} = \frac{i_{\text{тр}}}{\alpha_2}, \quad (4)$$

где  $\alpha_1$   $\alpha_2$  – коэффициенты для определения соответствующих радиусов инерции (СНиП);

$h_{\text{тр}}$  и  $b_{\text{тр}}$  – высота и ширина сечения.

5. Установив генеральные размеры сечения  $b$  и  $h$ , подбираем толщину поясных листов (полок) и стенки исходя из требуемой площади колонны  $A_{\text{тр}}$  и условий местной устойчивости.

В первом приближении обычно не удается подобрать рациональное сечение, которое удовлетворяло бы трем условиям ( $A_{\text{тр}}$ ,  $b_{\text{тр}}$ ,  $h_{\text{тр}}$ ), так как при их определении исходная величина гибкости была задана произвольно. Выяснив несоответствие, указанные величины корректируют. Если заданная гибкость  $\lambda$  принята очень большой, то получается слишком большая площадь при сравнительно малых размерах  $b$  и  $h$ . Следовательно, надо увеличить сечение, одновременно уменьшив площадь  $A_{\text{тр}}$ , т. е. уменьшить принятую гибкость.

Если принятая гибкость чрезмерно мала, то получается слишком малая площадь при сильно развитом сечении, тогда  $A_{\text{тр}}$  следует увеличить, уменьшив размеры сечения.

6. Откорректировав значения  $A$ ,  $b$  и  $h$ , производят проверку сечения:

$$i_x = \alpha_1 \cdot h; \quad i_y = \alpha_2 \cdot b;$$

$$\lambda_{\max} = \frac{\ell_{\text{ef}}}{i_{\min}}; \quad \varphi_{\min} \text{ по } \lambda_{\max}$$

и напряжения

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (5)$$

Если нужно, вносят еще одну поправку в размеры сечения, обычно последнюю.

После окончательного подбора сечения производят его проверку определением фактического напряжения по формуле (5). При этом коэффициент  $\varphi_{\min}$  берут по действительной наибольшей гибкости, для вычисления которой определяют фактические моменты инерции и радиусы инерции принятого

$$\text{сечения колонны } i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}.$$

При незначительных усилиях в колонне ее сечение подбирают по предельной гибкости  $\lambda_{\max} = 120$ , установленной СНиП, для чего определяют

минимально возможный радиус инерции  $i_{\min} = \frac{\ell_{\text{ef}}}{\lambda_{\max}}$  и, установив по нему

наименьшие размеры сечения,  $b_{\min} = \frac{i_{\min}}{\alpha_2}; \quad h = \frac{i_{\min}}{\alpha_1}$  окончательно подбирают

сечение по конструктивным соображениям исходя из наименьшей возможной толщины элементов (по условиям устойчивости).

### **Сквозные колонны. Подбор сечения и проверка устойчивости**

При подборе сечения сквозной колонны устойчивость ее относительно свободной оси проверяют не по гибкости  $\lambda_y = \frac{\ell_{\text{ef}}}{i_y}$ , а по приведенной гибкости

$\lambda_{\text{пр}}$ , которая вследствие деформативности решеток всегда больше.

Приведенная гибкость зависит от расстояния между ветвями, устанавливаемого в процессе подбора сечения. Расстояние  $b$  между ветвями определяется требованием равноустойчивости сквозной колонны относительно осей  $x$  и  $y$ , для чего приведенная гибкость должна быть равна гибкости относительно материальной оси ( $\lambda_{\text{пр}} = \lambda_x$ ).

1. Подбор сечения сквозной колонны начинается с расчета на устойчивость относительно материальной оси  $x$ , т. е. с определения требуемой площади сечения по формуле (1).

2. Необходимо задаться гибкостью, чтобы получить из таблицы коэффициент продольного изгиба  $\varphi$ .

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  $\lambda = 60 - 40$ .

3. Задав гибкостью  $\lambda$  и определив по ней коэффициент  $\varphi$ , по формуле (1) получаем требуемую площадь и требуемый радиус инерции относительно материальной оси  $i_{\text{хтр}} = \frac{\ell_{\text{ef}}}{\lambda}$ , учитывая, что гибкость относительно материальной оси равна расчетной гибкости.

4. Определив требуемую площадь и требуемый радиус инерции, подбираем по сортаменту соответствующий им профиль швеллера или двутавра. Если эти величины по сортаменту не будут совпадать в одном профиле, что бывает при неудачно заданной гибкости, то нужно взять профиль, в котором величины  $A$  и  $i$  имели бы значения, наиболее близкие к найденным.

5. Приняв сечение стержня, проверяем его устойчивость по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

где  $\varphi_x$  - коэффициент определяем по действительной гибкости  $\lambda_x = \frac{\ell_{\text{efx}}}{i_x}$ .

6. Если сечение подобрано удовлетворительно, определяем расстояния между ветвями из условия равноустойчивости  $\lambda_{\text{ef}} = \lambda_x$ .

Приведенная гибкость определяется по формуле:

$$\lambda_{\text{ef}} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}. \quad (6)$$

В колоннах с планками рекомендуется принимать гибкость ветви  $\lambda_1 = 30 - 35$ , но не более 40.

При решетке из планок, задавшись  $\lambda_1$  и исходя из формулы (6), находим требуемое значение гибкости относительно свободной оси

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{\text{ef}}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}. \quad (7)$$

Необходимо иметь в виду, что  $\lambda_1 < \lambda_y$ , иначе возможна потеря несущей способности ветви ранее потери устойчивости колонны.

7. Находим соответствующий гибкости  $\lambda_y$  радиус инерции  $i_y = \frac{\ell_{\text{ef}}}{\lambda_y}$  и расстояние между ветвями, которое связано с радиусом инерции отношением  $b = \frac{i_y}{\alpha_2}$ . Коэффициент  $\alpha_2$  зависит от типа сечения ветвей (берется по СНиП).

Значение  $b$  должно быть увязано с допустимым габаритом колонны, а также с необходимым зазором между полками ветвей.

8. После окончательного подбора сечения колонну проверяют на устойчивость относительно оси  $y$  по формуле (5). Для проверки устойчивости нужно скомпоновать сечение стержня, установить расстояние между планками и по приведенной гибкости определить коэффициент  $\varphi_y$ . Если коэффициент  $\varphi_y$

больше коэффициента  $\varphi_x$ , то проверка устойчивости относительно оси  $y$  по формуле (5) не нужна.

Установив окончательное сечение сквозной колонны, переходят к расчету решетки.

### **Расчет безраскосной решетки (планок)**

Расстояние между планками определяется принятой гибкостью ветви и радиусом инерции ветви

$$\ell_{efb} = \lambda_1 \cdot i_y. \quad (8)$$

В сварных колоннах за расчетную длину ветви принимают расстояние между планками в свету (рис. а).

Расчет планок состоит в проверке их сечения и расчете прикрепления их к ветвям. Планки работают на изгиб от действия перерезывающей силы  $Q_S$ , величина которой определяется из условия равновесия вырезанного узла колонны (рис. б)

$$Q_S \cdot \frac{\ell_b}{2} = F_S \cdot \frac{b_{ef}}{2} \quad (9)$$

где  $Q_S$  - поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости, равная при двух системах планок

половине поперечной силы стержня колонны:  $Q_S = \frac{Q_{fic}}{2}$  ;

$\ell_b$  - расстояние между осями планок;

$b_{ef}$  - расстояние между ветвями в осях.



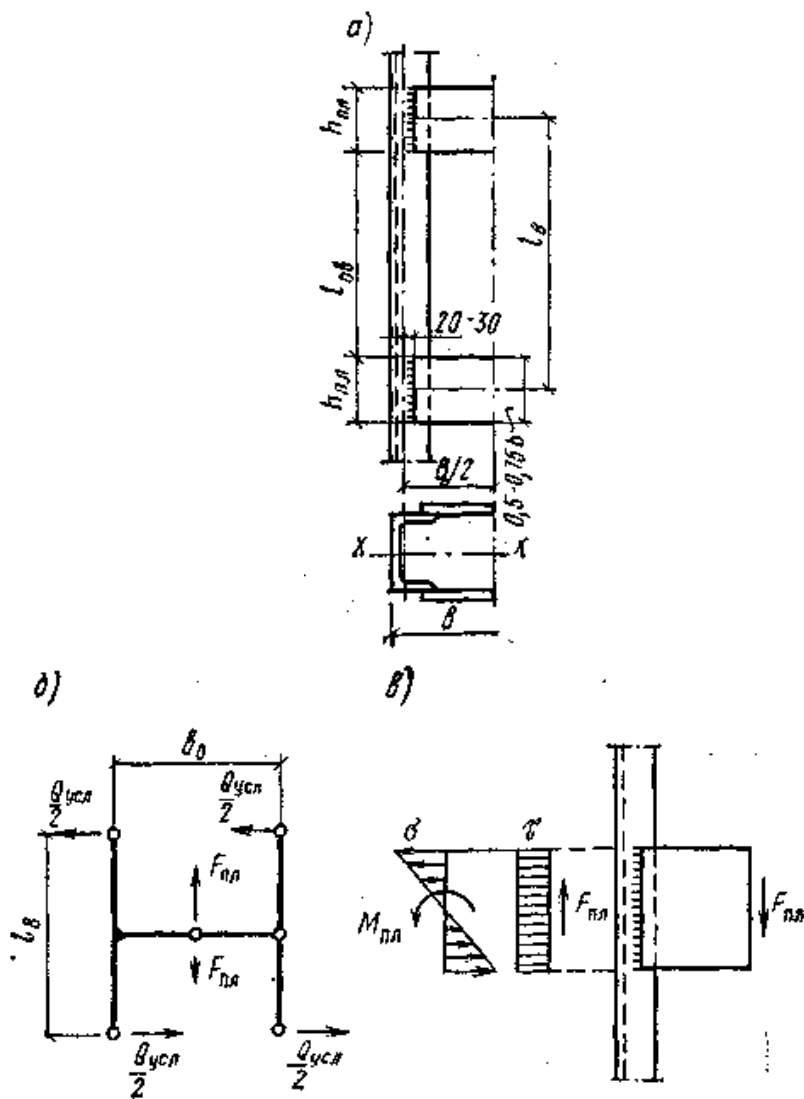


Рис. К расчету планок

$$\text{Отсюда } F_S = Q_S \cdot \frac{l_b}{b_{ef}}$$

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  $(0,5-0,75) \cdot b$ , где  $b$  - ширина колонны. Толщина планок берется конструктивно от 6 до 10 мм в пределах  $(1/10-1/15) h$ .

В месте прикрепления планок действуют поперечная сила  $F_S$  и изгибающий момент  $M_S$ , равный

$$M_S = F_S \cdot \frac{b_{ef}}{2} \quad (10)$$

В сварных колоннах планки прикрепляют к ветвям внахлестку и приваривают угловыми швами, причем планки обычно заводят на ветви на 20-

30 мм (рис. в). Прочность углового шва определяют по равнодействующему напряжению от момента инерции и поперечной силы (рис. в):

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} \leq (R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \beta)_{\min} \cdot \gamma_c, \quad (11)$$

где  $\sigma = \frac{M_S}{W_\omega}$  - напряжение в шве от изгибающего момента;

$\tau = \frac{F_S}{A_w}$  - напряжение в шве от поперечной силы;

$R_{wf}$  - расчетное сопротивление срезу угловых швов.

Затем определяют момент сопротивления шва  $W_\omega = \frac{k_f \cdot \ell_\omega^2}{6}$  и площадь шва  $A_\omega = k_f \cdot \ell_\omega$ .

### Базы колонн. Типы баз колонн. Расчет и конструирование баз колонн

Конструкция базы должна отвечать принятому в расчетной схеме колонны способу сопряжения ее с основанием. При шарнирном сопряжении база при действии случайных моментов должна иметь возможность некоторого поворота относительно фундамента, при жестком сопряжении необходимо обеспечить сопряжение базы с фундаментом, не допускающее поворота.

По конструктивному решению базы могут быть с траверсой (рис. а), с фрезерованным торцом (рис. б) и с шарнирным устройством в виде центрирующей плиты (рис. в).

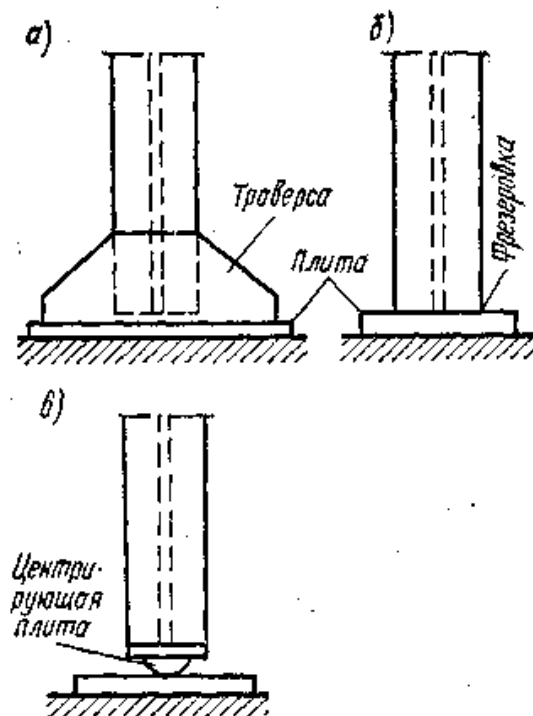


Рис. Типы баз колонн

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. Для увеличения равномерной передачи давления с плиты на фундамент, жесткость плиты увеличивают дополнительными ребрами между ветвями траверсы (рис. а). В колоннах с большими расчетными усилиями (6000-10000 кН и более) целесообразно фрезеровать торец базы. 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 в этом случае позволяет вести монтаж более простым, безвыверочным способом.

Базы с шарнирным устройством (рис. б) четко отвечают расчетной схеме, но из-за большей сложности монтажа в колоннах применяются редко. 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.

Диаметр анкерных болтов при шарнирном сопряжении принимают равным  $d = 20-30$  мм, при жестком  $d = 24-36$  мм. Для возможности некоторой передвижки колонны в процессе ее установки диаметр отверстия для анкерных болтов принимается в 1,5-2 раза больше диаметра анкеров. На анкерные болты надевают шайбы с отверстием, которое на 3 мм больше диаметра болта, и после натяжения болта гайкой шайбу приваривают к базе.

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

После выбора типа базы расчетом устанавливают размеры опорной плиты в плане и ее толщину (рис.).

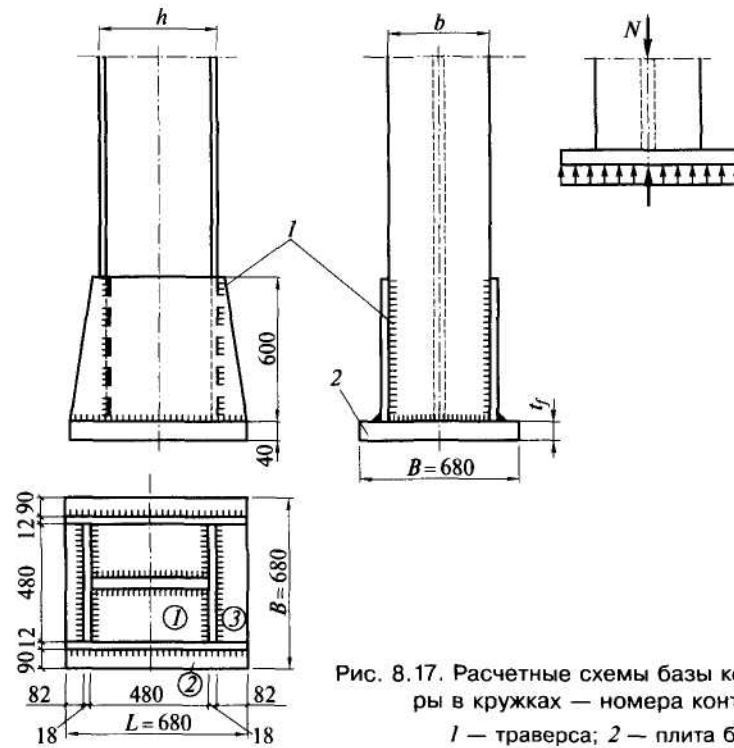


Рис. 8.17. Расчетные схемы базы колонны (цифры в кружках — номера контуров):  
1 — траверса; 2 — плита базы

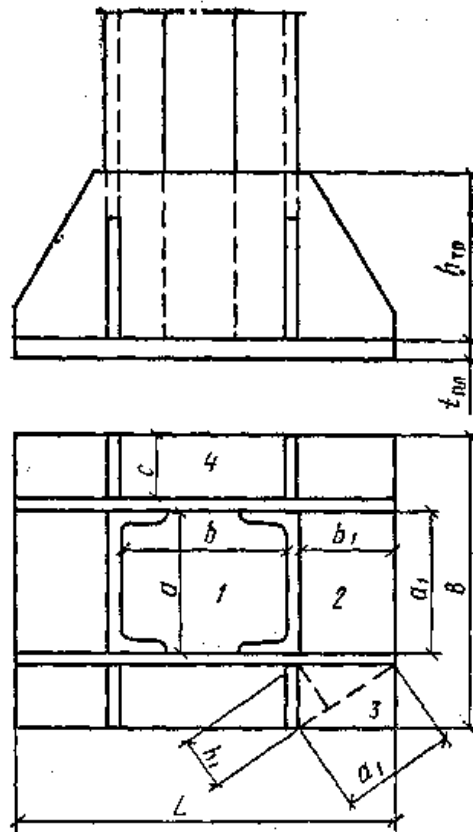


Рис. К расчету базы колонны

Требуемая площадь плиты

$$A_{pl} = \frac{N}{R_{pb}}, \quad (1)$$

где  $N$  — расчетная нагрузка на колонну;

$R_{pb}$  – расчетное сопротивление сжатию материала фундамента (бетона).

Размеры плиты  $B$  и  $L$  определяются в пределах требуемой нагрузки по конструктивным соображениям в зависимости от размещения ветвей траверсы или укрепляющих плиту ребер.

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 – 2, на два канта - 3 и консольные – 4 на рис.

Наибольшие изгибающие моменты, действующие на полосе шириной 1 см, в пластинках, опертых на 3 или 4 канта, определяют по формулам:

при опирании на три канта

$$M = \beta \cdot q \cdot a_1^2, \quad (2)$$

при опирании на четыре канта

$$M = \alpha \cdot q \cdot a^2, \quad (3)$$

где  $q$  - расчетное давление на 1 см<sup>2</sup> плиты, равное напряжению на фундамент.

$\alpha$  и  $\beta$  - коэффициенты, зависящие соответственно от отношения более длинной стороны  $b$  к более короткой  $a$  и от отношения закрепленной стороны пластинки  $b_1$  к свободной  $a_1$ . Размеры  $a$  и  $b$  берутся между кромками ветвей траверсы или ребер.

При отношении сторон  $\frac{b}{a} > 2$  расчетный момент определяется как для однопролетной балочной плиты по формуле

$$M = \frac{q \cdot \ell^2}{8}. \quad (4)$$

При отношении сторон  $\frac{a_1}{b_1} > 2$  плита рассчитывается как консоль.

При опирании плиты на два канта, сходящихся под углом, для повышения запаса прочности можно пользоваться формулой (3). Для этой цели следует принимать размер  $a_1$  по диагонали между кантами, размер  $b_1$  равным расстоянию от вершины угла до диагонали (рис.).

Изгибающий момент на консольном участке плиты определяется по формуле

$$M = \frac{q \cdot c^2}{2}. \quad (5)$$

По наибольшему из найденных для различных участков плиты изгибающих моментов определяется момент сопротивления плиты шириной 1 см

$W_{p\ell} = \frac{1 \cdot t_{p\ell}^2}{6} = \frac{M_{\max}}{R_y}$ , а по нему требуемая толщина плиты:

$$t_{p\ell} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y}}. \quad (6)$$

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 выровнять величины моментов, что должно привести к облегчению базы.

Усилие стержня колонны передается на траверсу через сварные швы, длина которых и определяет высоту траверсы.

Если ветви траверсы прикрепляются к стержню колонн четырьмя швами, то получить требуемую высоту траверсы можно по формуле:

$$h_{tr} = \frac{N}{4 \cdot k_f \cdot (\beta \cdot \gamma_w \cdot R_w)_{\min}}. \quad (7)$$

Высота углового шва принимается не более 1 - 1,2 толщины ветви траверсы, которая из конструктивных соображений устанавливается равной 10 - 16 мм. Высоту траверсы следует принимать не больше  $85 \cdot k_f$ .

Швы, прикрепляющие ветви траверсы к опорной плите, рассчитывают на полное усилие, действующее в колонне.

### **Оголовки колонн. Расчет и конструирование**

Сопряжение балок с колоннами может быть *свободное* (шарнирное) и *жесткое*. Свободное сопряжение передает только вертикальные нагрузки. Жесткое сопряжение образует рамную систему, способную воспринимать горизонтальные воздействия и уменьшать расчетный момент в балках. В этом случае балки примыкают к колонне сбоку.

При свободном сопряжении балки ставят на колонну сверху, что обеспечивает простоту монтажа.

В этом случае оголовок колонны состоит из плиты и ребер, поддерживающих плиту и передающих нагрузку на стержень колонны (рис.).

Если нагрузка передается на колонну через фрезерованные торцы опорных ребер балок, расположенных близко к центру колонны, то плита оголовка поддерживается снизу ребрами, идущими под опорными ребрами балок (рис. а и б).

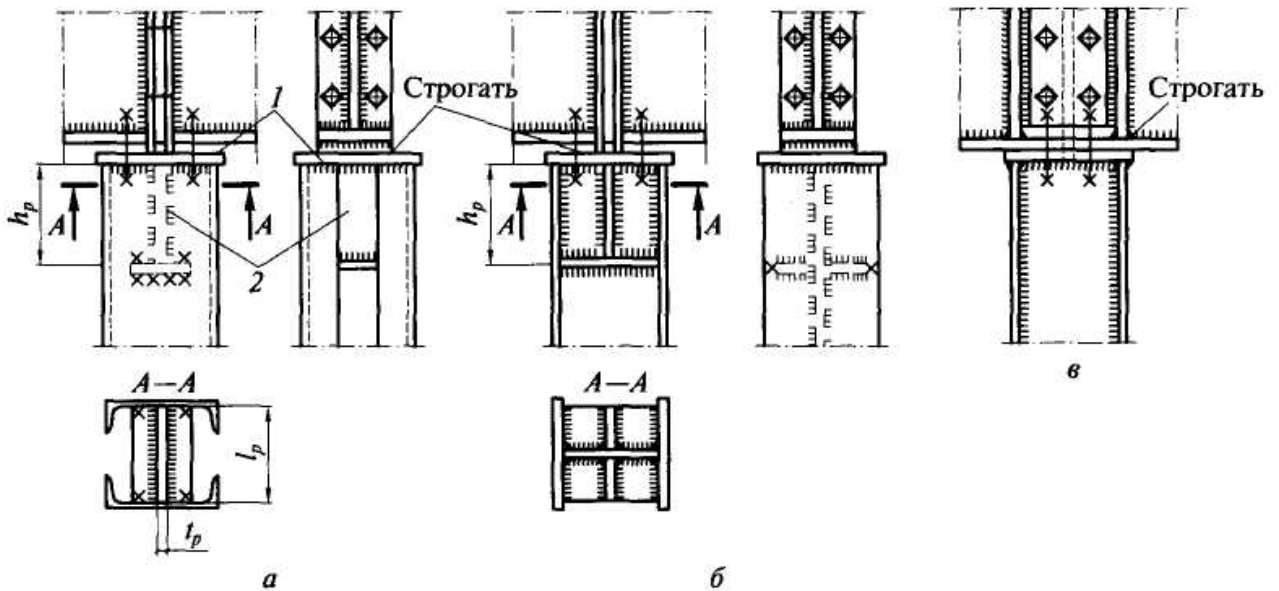


Рис. 8.19. Оголовки колонн при опирании балок сверху:

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

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 формуле:

$$\sigma = \frac{N}{k_f \cdot \sum \ell_w} \leq (\beta \cdot \gamma_w \cdot R_w)_{\min} \cdot \gamma_c \quad (8)$$

Высоту ребра оголовка определяют требуемой длиной швов, передающих нагрузку на стержень колонны (длина швов не должна быть больше  $85 \cdot \beta_w \cdot k_f$ ):

$$h_r = \frac{N}{4 \cdot k_f \cdot (\beta_w \cdot R_w)_{\min} \cdot \gamma_c} \quad (9)$$

Толщину ребра оголовка определяют из условия сопротивления на смятие под полным опорным давлением

$$t_r = \frac{N}{\ell_p \cdot R_p}, \quad (10)$$

где  $\ell_p$  - длина сминаемой поверхности, равная ширине опорного ребра балки плюс две толщины плиты оголовка колонны.

Назначив толщину ребра, следует проверить его на срез по формуле:

$$\tau = \frac{0,5 \cdot N}{2 \cdot h_r \cdot t_r} \leq R_s \quad (11)$$

При малых толщинах стенок швеллеров сквозной колонны и стенки сплошной колонны их надо также проверить на срез в месте прикрепления к ним ребер. 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.

При фрезерованном торце колонны давление от балок передается через опорную плиту непосредственно на ребра оголовка. В этом случае толщина швов, соединяющих плиту с ребрами, так же как и с ветвями колонны, назначается конструктивно.

Если балка крепится к колонне сбоку (рис.), вертикальная реакция передается через опорное ребро балки на столик, приваренный к полкам колонны. Торцы опорного ребра балки и верхняя кромка столика пристраиваются. Толщину столика принимают на 20-40 мм больше толщины опорного ребра балки. Толщина столика должна быть больше толщины опорного ребра примерно на 10 мм.

Сварные швы, приваривающие столик к колонне, рассчитывают по формуле:

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

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

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.

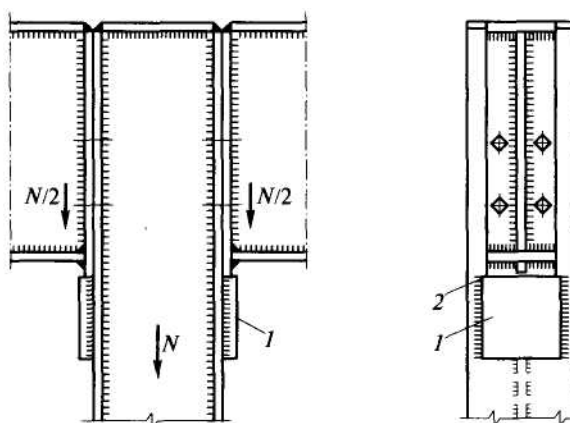


Рис. Опираие балки на колонну сбоку

Столик целесообразно приваривать к колонне по трем сторонам.

Чтобы балка не зависла на болтах и плотно стала на опорный столик, опорные ребра балки прикрепляют к стержню колонны болтами, диаметр которых должен быть на 3 - 4 мм меньше диаметра отверстий.