

# 13 Железобетонные колонны

**13.1 Общие сведения**

**13.2 Правила конструирования железобетонных колонн**

**13.3 Характер потери несущей способности железобетонной колонны и предпосылки для расчета**

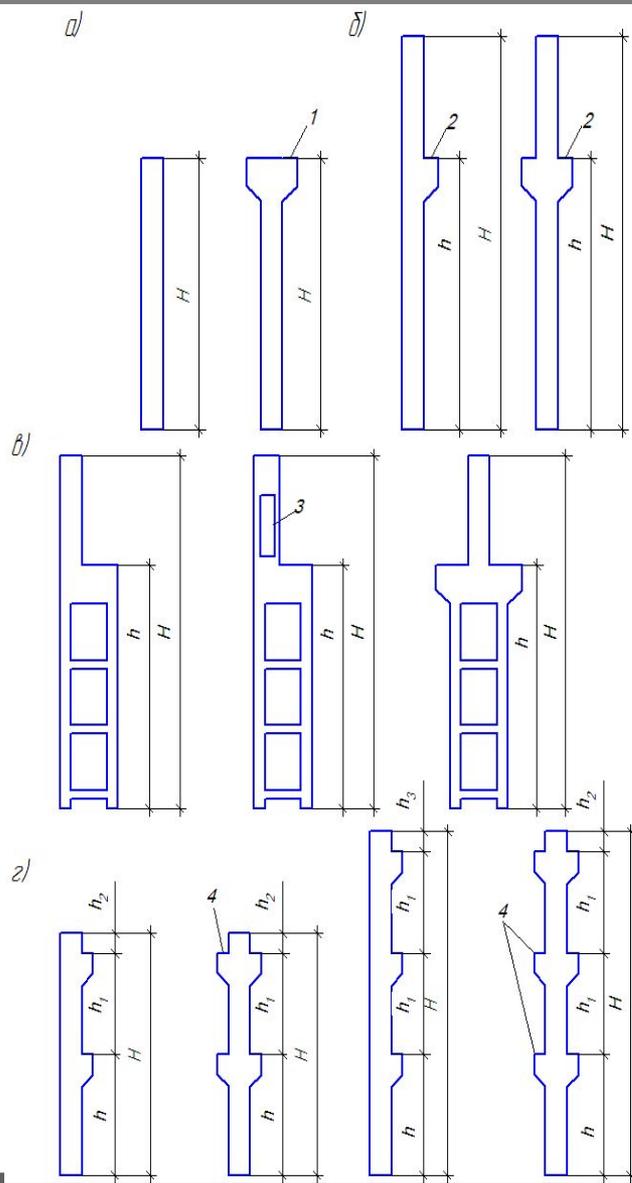
**13.4 Расчет сжатых железобетонных колонн со случайным эксцентриситетом**

**13.5 Понятие о расчете внецентренно сжатых железобетонных колонн**

**13.6 Особенности определения усилий в двухветвевых и ступенчатых колоннах**

**13.7 Сталетрубобетонные колонны**

# 13.1 Общие сведения



Колоннами или стойками называются вертикальные протяженные элементы одноэтажного или многоэтажного каркаса здания или сооружения, как правило, подверженные сжатию.

В зависимости от назначения и положения в одноэтажном здании колонны подразделяются на основные, расположенные в крайних и средних рядах, и фахверковые, расположенные в торцах и, иногда, в крайних рядах между основными (когда размер конструкции стенового ограждения меньше шага основных колонн).

По способу возведения различают колонны сборные и монолитные.

Форма поперечного сечения колонн может быть квадратная, прямоугольная, двутавровая, круглая (сплошная и полая).

В промышленном строительстве массовое распространение получили и применяются колонны сплошного квадратного и прямоугольного сечения, а также двухветвевые (рис. 13.1).

Рисунок 13.1 - Типы сборных колонн:

*а - призматические колонны сплошного сечения для одноэтажных бескрановых зданий; б - ступенчатые колонны сплошного сечения для одноэтажных зданий, оборудованных мостовыми кранами; в - то же, двухветвевые колонны; г - колонны сплошного сечения для многоэтажных зданий;*

*1 - консоль для опирания стропильных конструкций; 2 - консоль для опирания подкрановых балок; 3 - проем для устройства прохода; 4 - консоль для опирания ригелей междуэтажных перекрытий*



## 13.1 Общие сведения

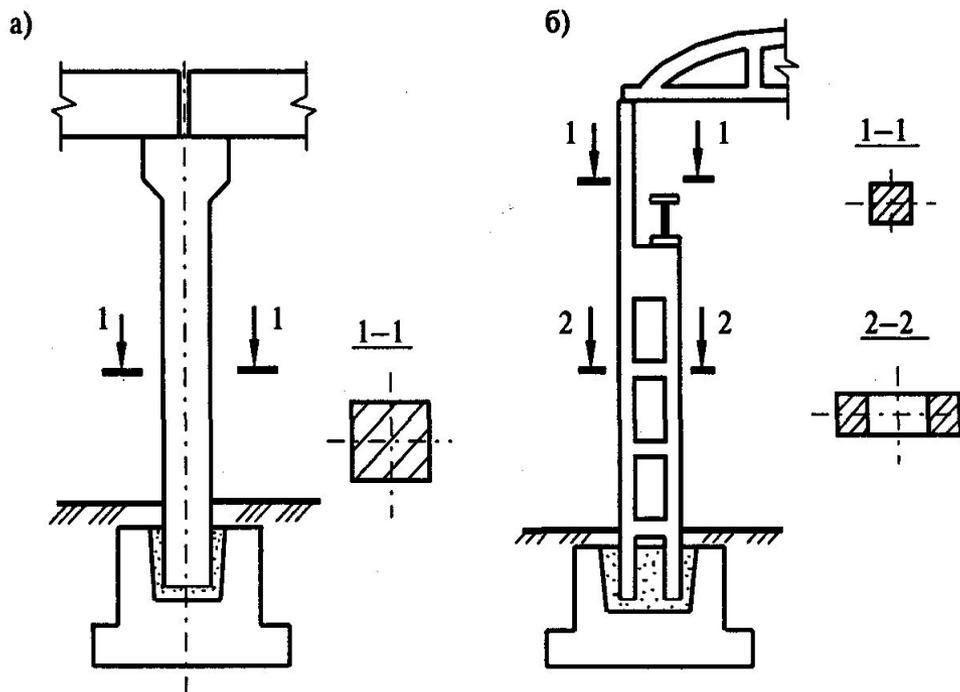


Рисунок 13.2 - Железобетонные колонны:

а - сплошная постоянного сечения по высоте;

б - решетчатая переменного сечения по высоте

Квадратная форма поперечного сечения рекомендуется для колонн, в которых продольная сила, как правило, приложена центрально, а прямоугольная или двухветвевая – при наличии в сечении изгибающих моментов. При необходимости в колоннах устраиваются короткие консоли для опирания примыкающих конструкций ферм, подкрановых и других балок. При этом для опирания несущих конструкций покрытия размер оголовка колонны должен быть не менее 300 мм при одностороннем опирании и не менее 500 мм при двустороннем опирании. Последний размер может быть уменьшен до 400 мм, если опираются конструкции покрытия пролетом до 12 м.

Размер оголовка должен быть не менее размера сечения верхней части колонны.

Форма колонны может быть призматическая и ступенчатая. Последняя применяется для зданий, оборудованных мостовыми кранами. Ступенчатые колонны состоят из подкрановой и надкрановой части. В надкрановой части колонны могут при необходимости устраиваться проемы для прохода, которые должны быть размером не менее 400×1800 мм.



## 13.1 Общие сведения

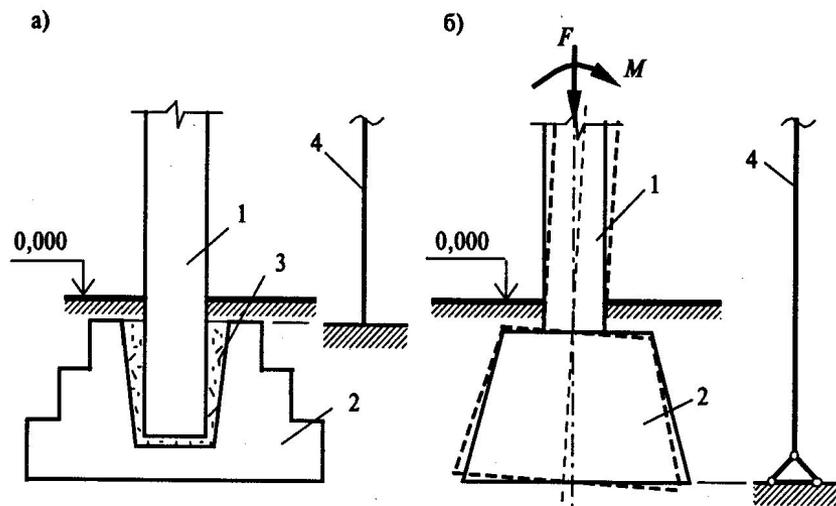


Рис. 13.3 - Заделка железобетонных колонн в фундаментах:  
а - жесткая при значительных размерах фундамента;  
б - шарнирная при небольших размерах фундамента и мощной колонне;

1 — колонна; 2 — фундамент; 3—заделка стыка бетоном; 4 — расчетная схема колонны

Наиболее распространенные случаи соединения железобетонных колонн с фундаментом приведены на рис. 13.3, а. Колонны жестко заделываются в стакане фундамента с помощью монолитного бетона, что дает основание считать нижнюю часть колонны жестко заделанной на уровне обреза фундамента. Это справедливо, если размеры фундамента значительны и не дают возможности повернуться колонне вместе с фундаментом. Если размеры фундамента невелики, а колонна достаточно мощная, то возможен ее поворот вместе с фундаментом, что больше соответствует шарнирной опоре (рис. 13.3, б).

Балки или фермы могут опираться сверху на колонну, в этом случае они крепятся с помощью анкерных болтов с гайками или при помощи приварки закладных деталей монтажными сварными швами. Подобное соединение можно считать шарнирным (рис. 13.4). В многоэтажных железобетонных каркасах опирание ригеля выполняется на консоль колонны, и в случае, когда приняты специальные меры, исключающие поворот опорного сечения ригеля, узел крепления считается жестким (рис. 13.5). Если крепление ригелей к консолям колонн осуществлено просто приваркой закладных деталей, соединение считается шарнирным



## 13.1 Общие сведения

Для определения расчетных длин железобетонных колонн многоэтажных зданий следует пользоваться указаниями п. 8.1.17 СП 63.13330.2012.

Железобетонные колонны, как и все железобетонные конструкции, состоят из двух разнородных материалов: бетона и стальных стержней (арматуры), которые кроме других отличий обладают разной прочностью. Прочность стали при сжатии в 10-30 раз выше, чем бетона, поэтому даже небольшое количество арматурных стержней в бетоне значительно повышает прочность колонны.

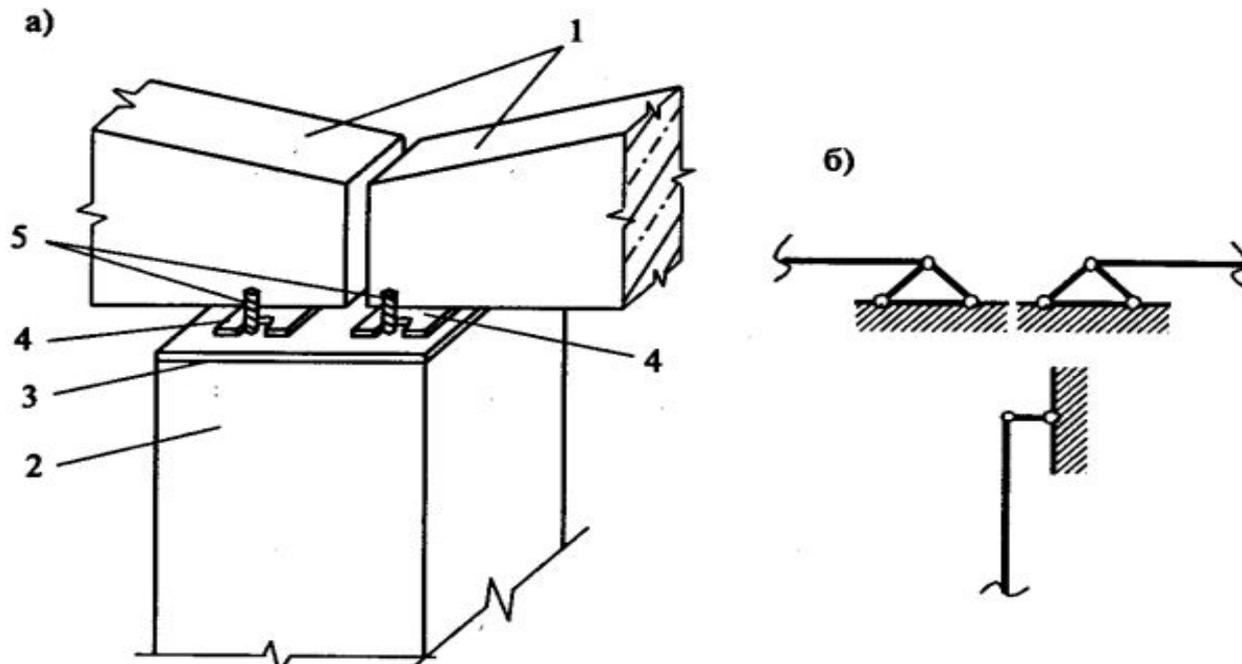
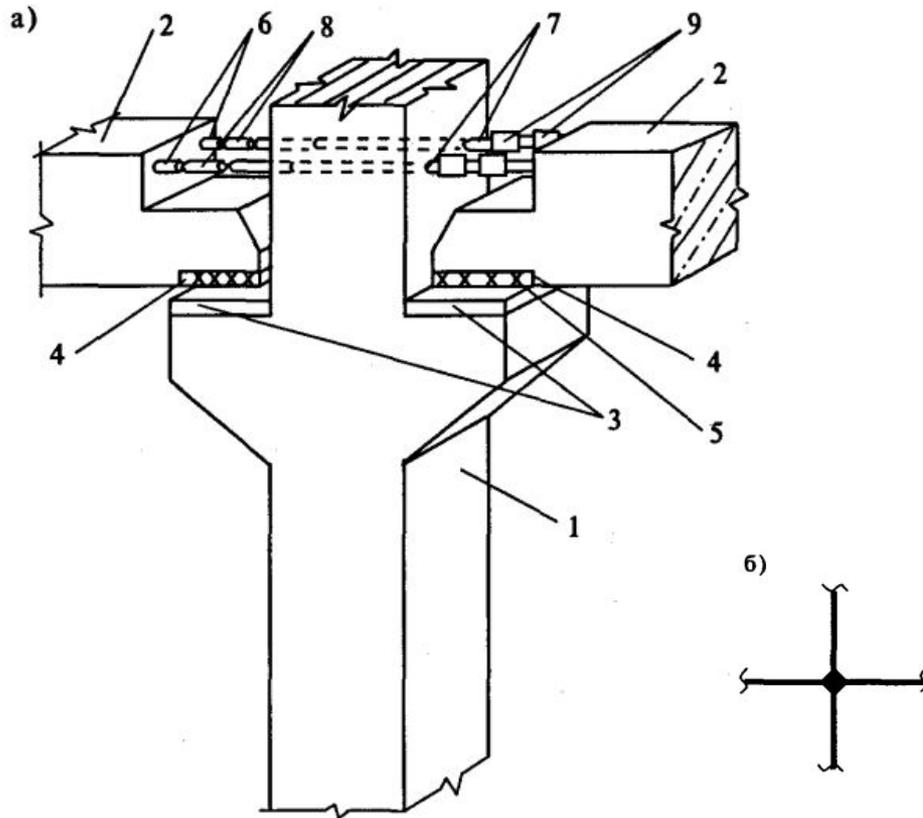


Рис. 13.4 - Шарнирное опирание стропильной железобетонной балки на колонну:  
а - схема опирания; б - расчетная схема опирания балок на колонну и колонны на балки;  
1 — балки; 2 — колонна; 3 — опорная плита колонны; 4 — закладные детали балки; 5 — болты



## 13.1 Общие сведения



Например, бетонная колонна из бетона класса В25 с размерами сечения 40x40 см, длиной 3,6 м при шарнирном закреплении концов может выдержать нагрузку около 190 кН, а если добавить стальную арматуру класса А500 в количестве всего 1% от площади поперечного сечения и выполнить ряд конструктивных правил, то колонна может выдержать 260 кН, т.е. ее несущая способность вырастет более чем на 30%.

Стержневая продольная арматура обычно составляет 1-3% от площади поперечного сечения колонны, ее наличие позволяет не только увеличить прочность, но и обеспечивать транспортирование и монтаж сборных железобетонных колонн.

Рис. 13.5 - Жесткое соединение железобетонного ригеля с колонной:

а - схема соединения; б - расчетная схема сопряжения колонны и ригелей;

1 — колонна; 2 — ригель; 3 — закладные детали колонны; 4 — закладные детали ригеля; 5 — монтажный сварной шов, соединяющий закладные детали; 6 — выпуски арматуры из ригеля; 7 — выпуски арматуры из колонны; 8 — арматурные коротыши — стержни, привариваемые к выпускам арматуры ригеля и колонны; 9 — стык, выполненный ванной сваркой



## 13.2 Правила конструирования железобетонных колонн

Размеры сечений колонн должны приниматься такими, чтобы их гибкость  $l_0/h$  в любом направлении, как правило, не превышала 200 (для прямоугольных сечений  $l_0/h \leq 57$ ) а для колонн, являющихся элементами зданий 120 ( $l_0/h \leq 35$ ).

Размеры поперечных сечений сборных и монолитных колонн рекомендуется назначать унифицированными. Размеры колонн по высоте от уровня чистого пола принимаются кратными 600 мм, а ниже уровня чистого пола - по условиям сопряжения с фундаментом.

Бетон для колонн применяется класса по прочности на сжатие не ниже В15.

Концы продольных рабочих стержней, не привариваемые к анкерующим деталям, должны отстоять от торца элемента на расстоянии не менее:

- 10 мм - для сборных колонн длиной до 18 м включительно;
- 15 мм - для сборных колонн длиной более 18 м, а также опор и мачт любой длины;
- 15 мм - для монолитных колонн длиной до 6 м включительно при диаметре стержней арматуры до 40 мм включительно;
- 20 мм - для монолитных колонн длиной более 6 м при диаметре стержней арматуры до 40 мм включительно.

Торцы поперечных стержней сварных каркасов колонн должны иметь защитный слой не менее 5 мм.

Площадь сечения рабочей арматуры колонны определяется расчетом и назначается не более 5% площади поперечного сечения колонны (кроме сталебетонных колонн с жесткой арматурой).

Сечение колонны, испытывающее действие изгибающих моментов, различных по знаку, но близких по величине, рекомендуется армировать симметричной продольной арматурой.



## 13.2 Правила конструирования железобетонных колонн

Диаметр продольных рабочих стержней сборных колонн рекомендуется назначать не менее 16 мм. Для монолитных колонн, а также для конструктивной арматуры допускается применять диаметр стержней 12 мм.

Все стержни продольной рабочей арматуры рекомендуется назначать одинакового диаметра. В случае если продольная арматура конструируется из стержней разного диаметра, допускается применение не более двух разных диаметров, не считая конструктивных стержней. При этом стержни большего диаметра следует располагать в углах поперечного сечения колонны.

Стержни продольной арматуры с каждой стороны поперечного сечения колонны рекомендуется располагать в один ряд. Допускается предусматривать второй ряд из двух стержней, располагая их вблизи углов поперечного сечения колонны.

Продольную рабочую арматуру внецентренно-сжатых колонн рекомендуется располагать по граням, перпендикулярным плоскости изгиба колонны. Продольную рабочую арматуру при косом внецентренном сжатии колонн рекомендуется концентрировать в углах сечения.

Длины продольных стержней арматуры колонны должны, как правило, назначаться таким образом, чтобы была исключена потребность в стыках. В случае необходимости устройства стыков внахлестку (без сварки) располагать их следует преимущественно в местах изменения сечения колонны.

В ступенчатых колоннах продольная арматура верхнего участка должна быть заведена в бетон нижнего участка не менее чем на длину анкеровки.

В двухветвевых колоннах обрываемые стержни должны быть заведены за грань распорки, отделяющей панель, в которой они требуются по расчету, на длину, определяемую расчетом, но не менее необходимой длины анкеровки.



## 13.2 Правила конструирования железобетонных колонн

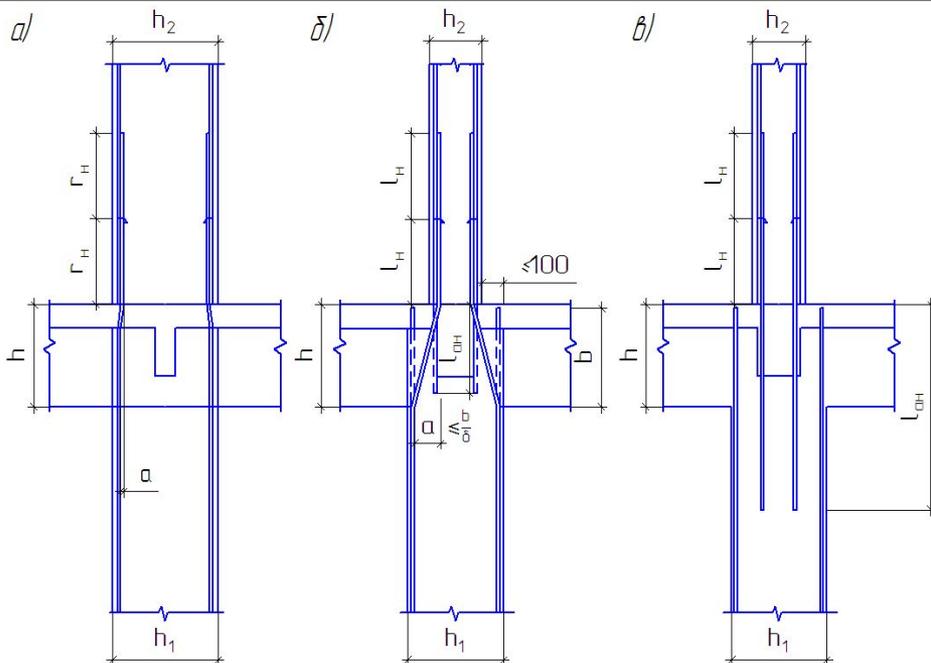


Рис. 13.6 - Схема устройства стыков продольных стержней монолитных колонн многоэтажных зданий :

- а - при одинаковом сечении колонн верхнего и нижнего этажей;
- б - при незначительном различии в сечениях колонн верхнего и нижнего этажей;
- в - при резком различии в сечениях колонн верхнего и нижнего этажей

В многоэтажных монолитных колоннах стыки следует устраивать на уровне верха перекрытий с помощью выпусков по аналогии с выпусками из фундаментов. При высоте этажа менее 3,6 м или при продольной арматуре  $\varnothing 28$  мм стыки рекомендуется устраивать через этаж.

Выпуски стержней из колонны с большим поперечным сечением нижнего этажа в колонну с меньшим поперечным сечением верхнего этажа рекомендуется осуществлять в соответствии с рис. 13.6. Перевод стержней из одного этажа колонны в другой осуществляется путем их отгиба с уклоном не более 1:6 (рис. 13.6, а, б). Часть стержней колонны нижнего этажа может быть доведена до верха перекрытия (рис. 13.6, б) и не заводиться в колонну верхнего этажа, если она там не нужна по расчету. В случае резкой разницы в сечениях колонн верхнего и нижнего этажей выпуски устраивают установкой специальных стержней в количестве, необходимом для колонны верхнего этажа (рис. 13.6, в).



## 13.2 Правила конструирования железобетонных колонн

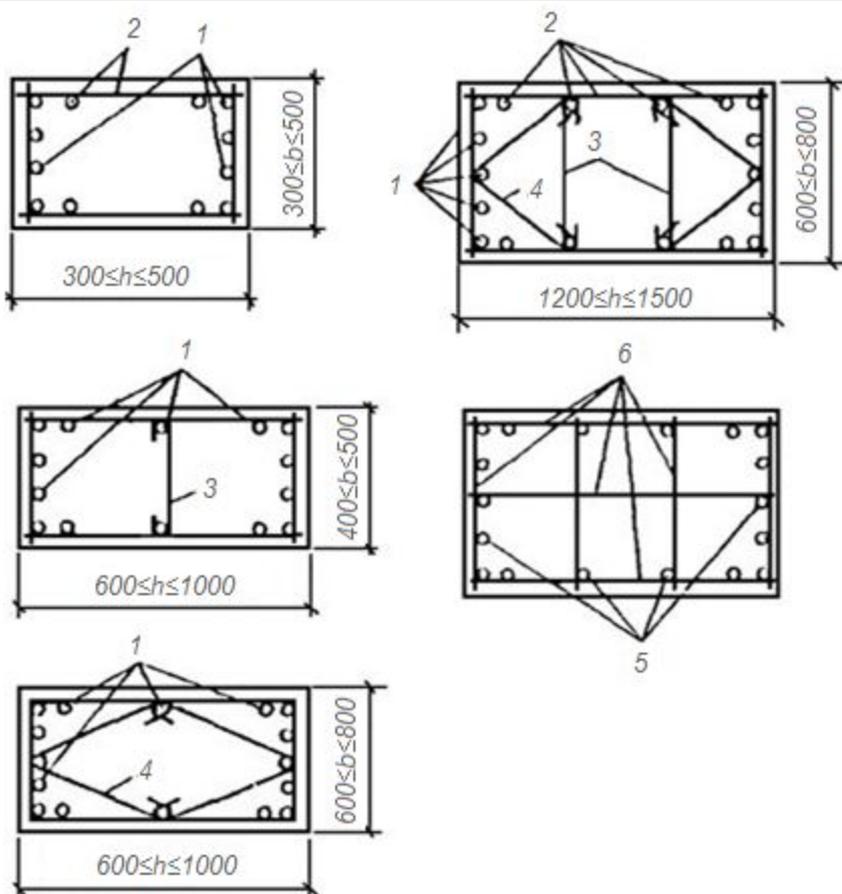


Рис.13.7 - Примеры армирования сечений колонн с рекомендуемым числом стержней сварными сетками:  
1 - сварная сетка; 2 - сварная сетка или соединительный стержень; 3 - соединительный стержень (шпилька);  
4 - хомут; 5 - отдельные стержни продольной арматуры;  
6 - поперечная арматура в виде сварной сетки

Расстояние между осями стержней продольной арматуры колонн должно приниматься не более 400 мм. При расстоянии между рабочими стержнями более 400 мм между ними необходимо устанавливать конструктивные стержни диаметром не менее 12 мм, с тем чтобы расстояния между продольными стержнями были не более 400 мм. Расстояние в свету между продольными стержнями следует назначить не менее 30 мм в сборных колоннах, не менее 50 мм в монолитных колоннах и в обоих случаях не менее диаметра стержня.

Конструкция поперечной арматуры должна обеспечивать закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении. Поперечная арматура должна устанавливаться у всех поверхностей колонны, вблизи которых ставится продольная арматура.

Для образования пространственного каркаса плоские сварные сетки, расположенные у противоположных граней колонны, должны быть соединены друг с другом поперечными стержнями.

## 13.2 Правила конструирования железобетонных колонн

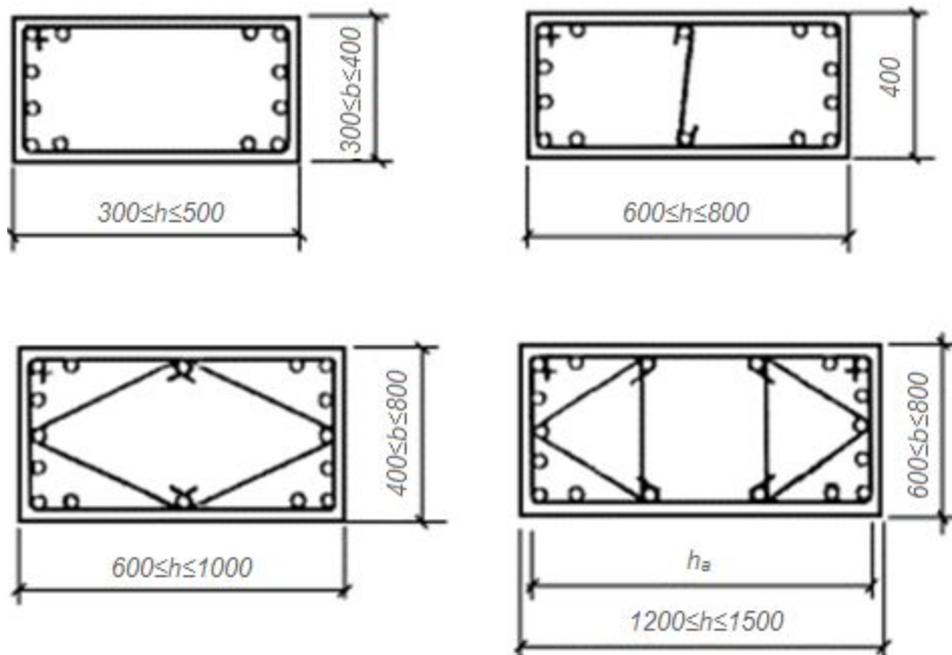


Рис. 13.8 - Примеры армирования сечений колонн с рекомендуемым числом стержней вязаными каркасами

хомутов, а эти перегибы - на расстоянии не более 400 мм по ширине сечения колонны. При ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом.

Расстояния между поперечной арматурой у каждой грани колонны должны назначаться:  
при  $R_{a.c}=400$  МПа - не более 500 мм и не более  $20d$  при сварных каркасах или  $15d$  при вязаных;  
при  $R_{a.c}=450$  МПа и  $R_{a.c}=500$  МПа - не более 400 мм и не более  $15d$  при сварных каркасах или  $12d$  при вязаных, где  $d$  - наименьший диаметр сжатых продольных стержней.

Если сетки противоположных граней колонны имеют промежуточные продольные стержни, то последние по крайней мере через один и не реже чем через 400 мм по ширине грани должны связываться между собой при помощи шпилек. Шпильки допускается не ставить при ширине данной грани колонны 500 мм и менее, если число продольных стержней у этой грани не превышает четырех. При больших размерах поперечного сечения колонны кроме сеток, располагаемых у граней, рекомендуется устанавливать промежуточные сварные сетки.

Конструкция вязаных хомутов колонн должна быть такова, чтобы продольные стержни (по крайней мере через один) располагались в местах перегиба



## 13.2 Правила конструирования железобетонных колонн

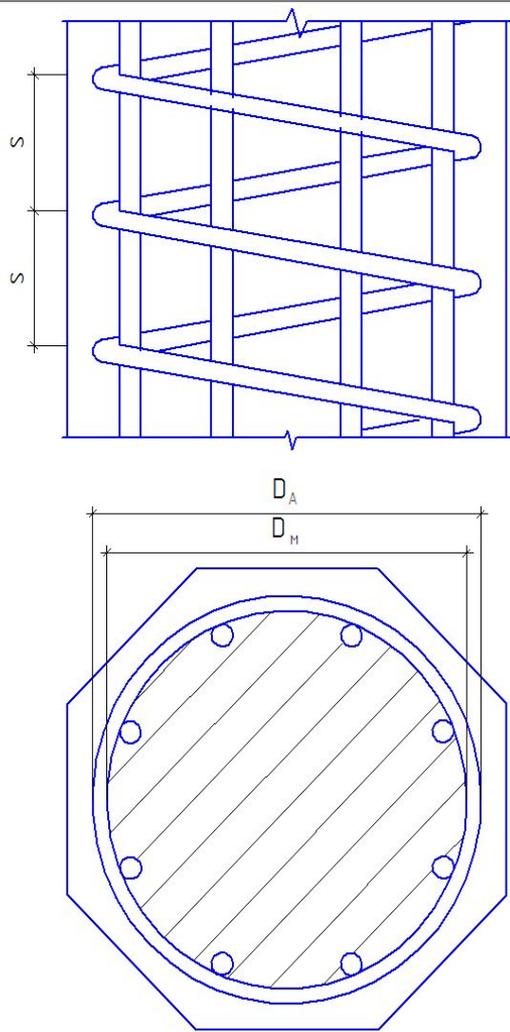


Рис.13.9 - Схема армирования колонны поперечной арматурой в виде спирали

В колоннах с насыщением продольной арматурой более 3% поперечная арматура должна устанавливаться с шагом не более  $10d$  и не более 300 мм. Хомуты в этом случае должны привариваться к продольным стержням.

В стыках продольной рабочей арматуры внахлестку без сварки независимо от того, армируется ли колонна сварными или вязаными каркасами, рекомендуется применять хомуты. Расстояния между хомутами в зоне стыка должны быть не более  $10d$ , где  $d$  - диаметр сжатых продольных стержней рабочей арматуры (меньший).

При конструировании колонн с поперечной арматурой в виде спирали, учитываемой в расчете как косвенное армирование (расчет по ядру сечения), должны соблюдаться следующие условия (рис. 13.9):

- спирали в плане должны быть круглыми;
- расстояния между витками спирали в осях должны быть не менее 40 мм, не более  $\frac{1}{5}$  диаметра сечения ядра колонны, охваченного спиралью, и не более 100 мм;
- спирали должны охватывать всю рабочую продольную арматуру;
- диаметр навивки спирали  $D_H$  должен быть не менее 200 мм.



## 13.2 Правила конструирования железобетонных колонн

### Дополнительные указания по конструированию двухветвевых колонн

Двухветвевые колонны рекомендуется конструировать с распорками. Расстояния между осями распорок не должны превышать  $(8-12)h_B$ , где  $h_B$  - меньший размер поперечного сечения ветви. Рекомендуется принимать одинаковые расстояния между осями распорок.

При необходимости устройства прохода в уровне пола расстояние от чистого пола до низа первой надземной распорки должно быть не менее 1,8 м. На нижнем конце двухветвевой колонны распорку рекомендуется устраивать ниже уровня пола. При назначении привязки этой распорки необходимо учитывать условия унификации форм, транспортировки и монтажа колонн. Рекомендуется нижние грани распорки и ветвей совмещать.

Ширину сечения распорок следует принимать равной ширине ветви. Высоту сечения распорки рекомендуется принимать равной:

- а) рядовой -  $(1-2)h_B$ ;
- б) верхней (в месте перехода с двух ветвей на одну) - не менее удвоенной высоты сечения рядовой распорки;
- в) нижней (располагаемой в пределах стакана фундамента) - не менее 200 мм.

Продольная арматура распорок, если обе ветви колонны сжаты, принимается симметричной. Если по расчету одна из ветвей растянута, армирование принимается несимметричным.

В узлах сопряжения рядовой распорки с ветвями (рис. 13.10) следует устанавливать дополнительную арматуру в виде сварных сеток или хомутов в сочетании с короткими вертикальными стержнями. Сетки устанавливаются в плоскостях поперечной вертикальной арматуры каркаса распорки.

Поперечные стержни каркасов ветвей в пределах распорки должны сохраняться. Если они мешают установке арматуры распорки, их следует вырезать и затем заменить шпильками.



## 13.2 Правила конструирования железобетонных колонн

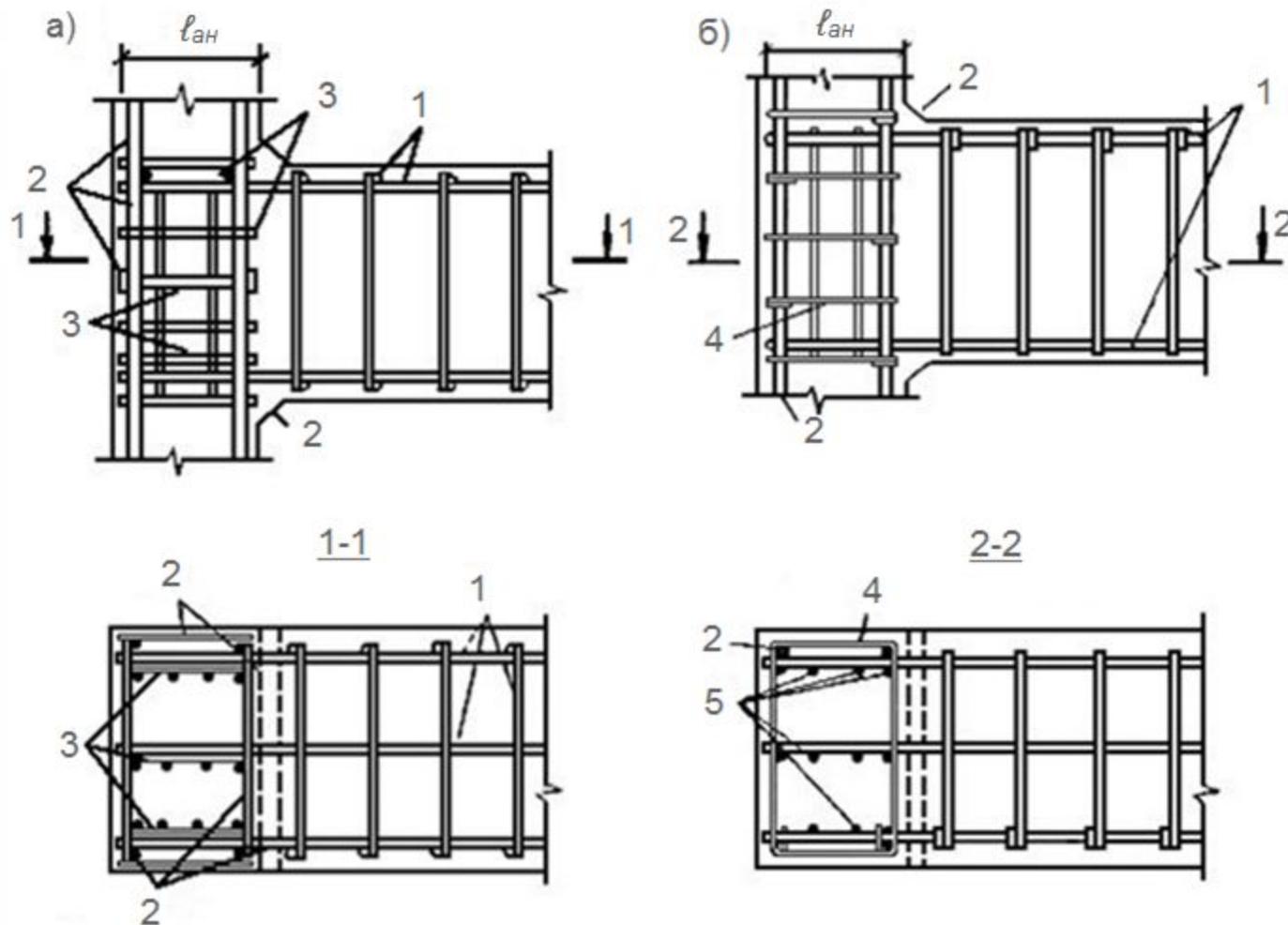


Рис. 13.10 - Конструирование сопряжения промежуточной распорки с ветвью двухветвевой колонны :  
а - армирование сварными каркасами; б - то же, вязаной арматурой; 1 - арматура распорки; 2 - арматура ветви;  
3 - дополнительные сварные сетки; 4 - дополнительные хомуты; 5 - дополнительные поперечные стержни (шпильки)



## 13.2 Правила конструирования железобетонных колонн

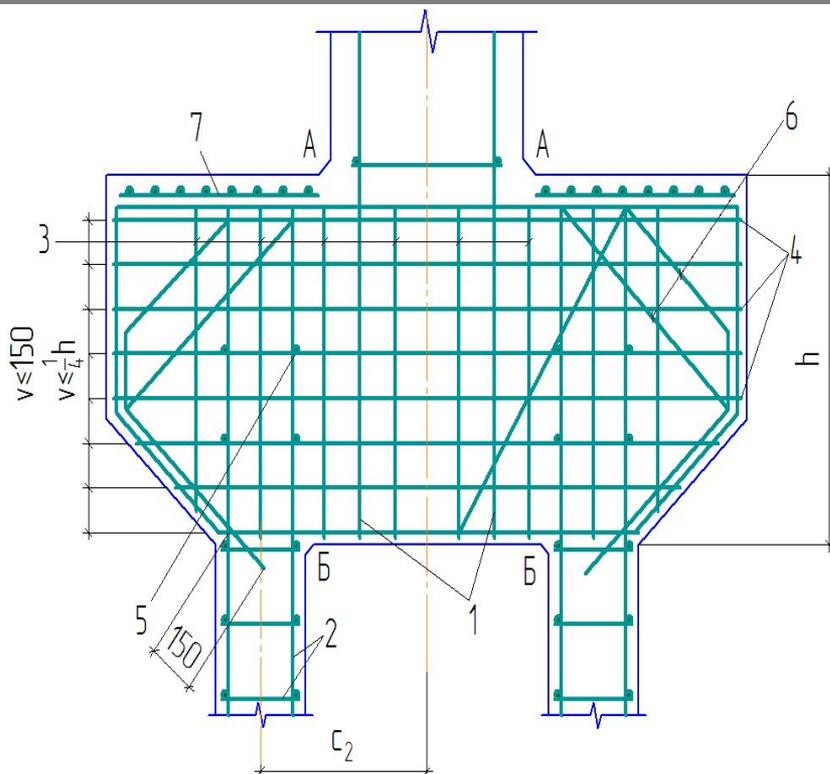


Рис. 13.11 - Конструирование сопряжения верхней распорки с ветвью крановой двухветвевой колонны среднего ряда

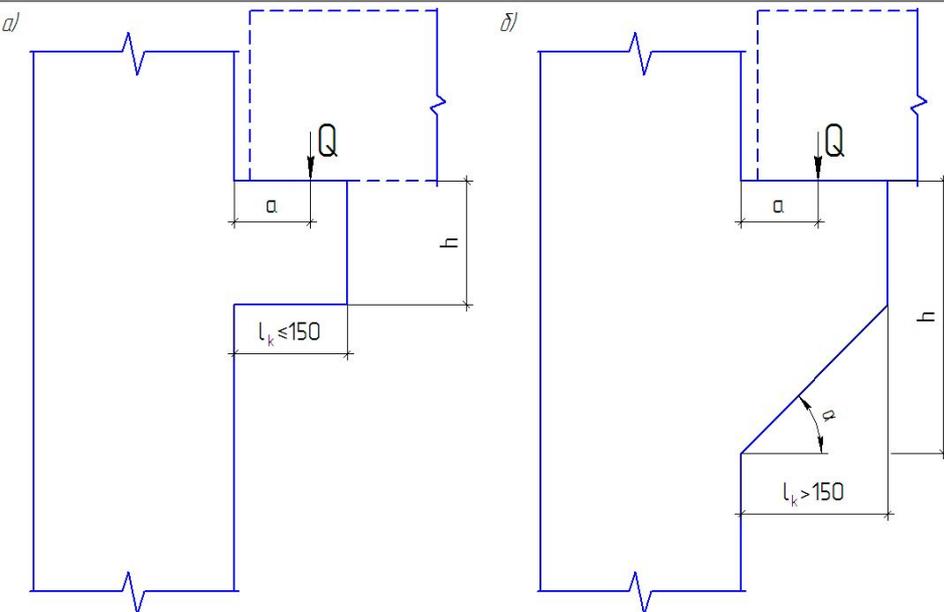
1 - арматура надкрановой ветви; 2 - арматура подкрановой ветви; 3 - вертикальная арматура распорки (шаг не более 200 мм); 4 - горизонтальная арматура распорки; 5 - отгибы распорки; 6 - отгибы подкрановой консоли; 7 - сетки косвенной арматуры

Верхняя распорка (рис. 13.11) армируется рабочей продольной арматурой, располагаемой по верхней и нижней граням распорки, а также отгибами, горизонтальной и вертикальной поперечной арматурой (стержни или хомуты). Шаг горизонтальных поперечных стержней или хомутов в верхней распорке следует принимать не более 150 мм и не более  $1/4$  ее высоты, а шаг вертикальных стержней или хомутов - не более 200 мм. Суммарная площадь горизонтальных хомутов должна быть не менее  $0,001 bh_0$ , где  $h_0$  - рабочая высота сечения распорки,  $b$  - ширина сечения распорки. Отгибы в распорке должны пересекать нижнюю половину наклонной линии  $АБ$ , идущей от угла примыкания надколонника к внутреннему углу примыкания ветви. Сечение отгибов, пересекающих нижнюю половину наклонной линии, должно быть не менее  $0,002bh_0$ . Отгибы могут не предусматриваться, если они не нужны по расчету.

При устройстве проема в надкрановой части колонны его следует окаймлять сверху и снизу горизонтальными стержнями, площадь сечения которых определяется расчетом. Диаметр этих стержней должен



## 13.2 Правила конструирования железобетонных колонн



### Консоли колонн

Консоли в колоннах устраивают с целью создания необходимой площадки для опирания различных примыкающих к колонне на разных уровнях конструкций (ферм, подкрановых балок, ригелей, прогонов и пр.).

Консоли могут быть односторонние и двусторонние. Последние следует устраивать в одной плоскости, особенно в сборных колоннах. В случае если консоли на колонне необходимо расположить в перпендикулярных плоскостях или если консоль нужна для опирания элементов, передающих небольшую местную нагрузку

Рис. 13.12. Короткие консоли колонны:

а - прямоугольная консоль; б - консоль с вутом

(от рабочих площадок, лестниц и т.п.), то такие консоли рекомендуется конструировать в виде стальных столиков, предусматривая в колонне соответствующие закладные детали для их крепления.

При вылете 100-150 мм консоль может не иметь вута и конструироваться прямоугольной (рис. 13.12, а). При вылете более 150 мм консоль должна иметь вут с углом наклона  $\alpha$ , принимаемым, как правило, величиной  $45^\circ$  (рис. 13.12, б).

Ширина консоли должна быть равной ширине колонны. Исключение могут составлять консоли, устраиваемые в широких подколонниках для опирания фундаментных балок. Высота консоли и ее арматура назначаются по расчету. Консоли армируются поперечной и продольной арматурой.



## 13.2 Правила конструирования железобетонных колонн

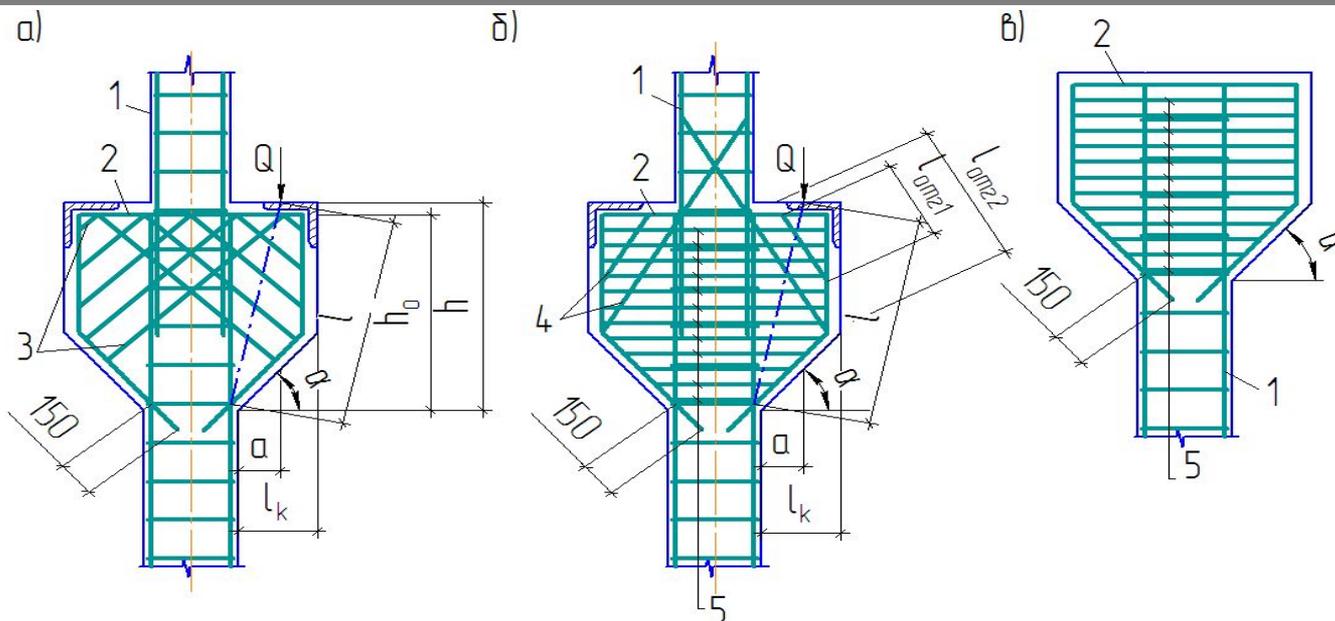


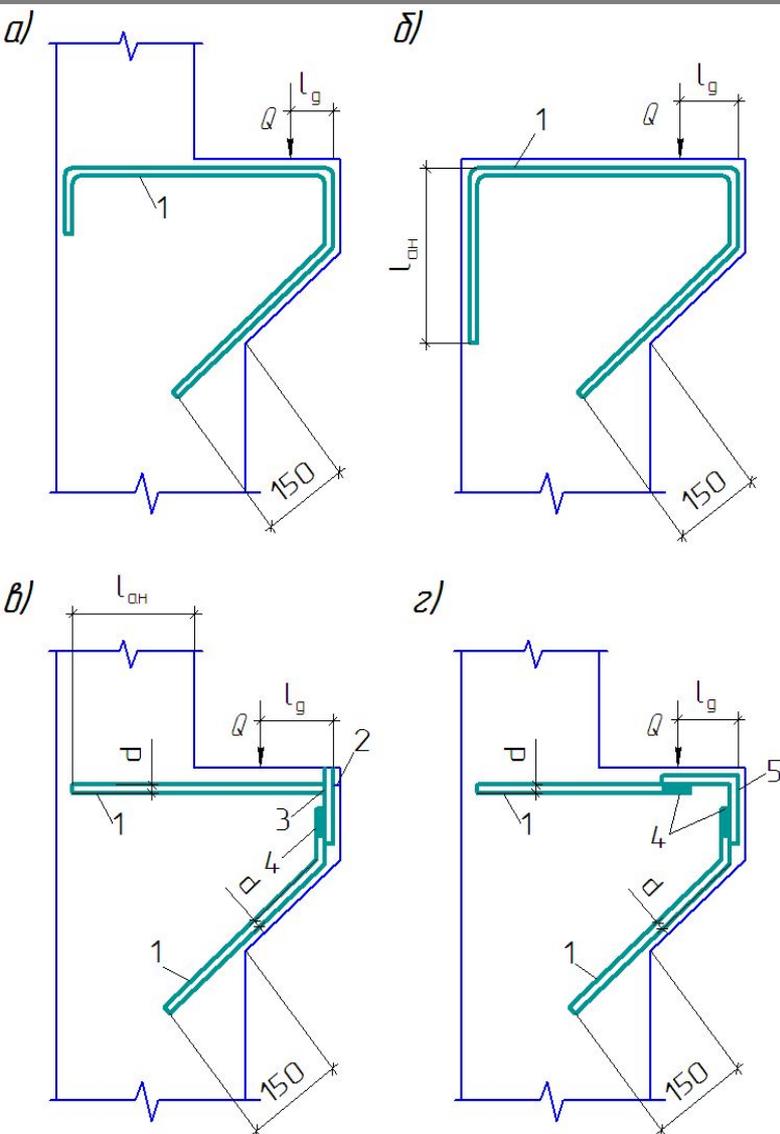
Рис. 13.13 - Схема армирования коротких консолей  
а - наклонными хомутами;  
б - отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами;  
в - горизонтальными хомутами;  
1 - каркас колонны;  
2 - продольная рабочая арматура консоли;  
3 - наклонные хомуты;  
4 - отгибы;  
5 - горизонтальные хомуты

Поперечная арматура коротких консолей при сварных и вязаных каркасах колонн конструируется следующим образом (рис. 13.13):

- при  $h \geq 2,5a$  - в виде наклонных хомутов по всей высоте консоли (рис. 13.13, а);
- при  $h < 2,5a$  - в виде отогнутых стержней и горизонтальных хомутов по всей высоте консоли (рис. 13.13, б);
- при  $h > 3,5a$  и  $Q = Rpbh_0$  - в виде горизонтальных хомутов без отогнутых стержней, которые в этом случае допускается не предусматривать; здесь  $h_0$  принимается в опорном сечении консолей.

Во всех случаях шаг хомутов должен быть не более  $h/4$  и не более 150 мм. Диаметр отогнутых стержней должен быть не более  $1/15$  длины отгиба  $l_{отг}$  и не более 25 мм. При этом суммарная площадь сечения наклонных хомутов и отогнутых стержней, пересекающих верхнюю половину линии длиной  $l$ , соединяющей точки приложения силы  $Q$  и сопряжения нижней грани консоли с гранью колонны, должна

## 13.2 Правила конструирования железобетонных колонн



Поперечную арматуру консолей рекомендуется конструировать в виде сварных сеток с наклонными или горизонтальными поперечными стержнями, если число одинаковых консолей достаточно велико и арматура колонн сварная.

Отгибы в коротких консолях рекомендуется направлять из нижнего угла консолей в противоположный верхний угол. При большом вылете или при большой высоте консоли допускается делать отгибы соответственно под углом  $30^\circ$  или  $60^\circ$  или размещать отгибы в двух плоскостях, располагая каждую плоскость под углом  $45^\circ$ . При большом числе прямых и отогнутых стержней верхние и нижние участки отгибаемых стержней допускается размещать во втором ряду.

Концы продольной арматуры растянутой зоны односторонней консоли, расположенной в пределах высоты колонны, должны быть заведены за грань колонны на величину  $l_{ан}$ , и в любом случае должны быть доведены до противоположной грани колонны (рис. 13.14).

Рис. 13.14 - Анкеровка продольной рабочей арматуры коротких консолей:

а, б - без дополнительной анкеровки у свободного конца консоли;

в, г - с дополнительной анкеровкой у свободного конца консоли;

1 - продольная рабочая арматура; 2 - стальная пластина; 3 - сварка втавр;

4 - дуговая сварка; 5 - стальной уголок



## 13.2 Правила конструирования железобетонных колонн

У свободного конца консоли также необходимо предусматривать анкеровку продольной арматуры в случаях, если расстояние  $l_d$  от центра приложения груза  $Q$  до края прямого стержня меньше:  $15d$  - при проектном классе бетона ниже В20;  $10d$  - при проектном классе бетона В20 и выше.

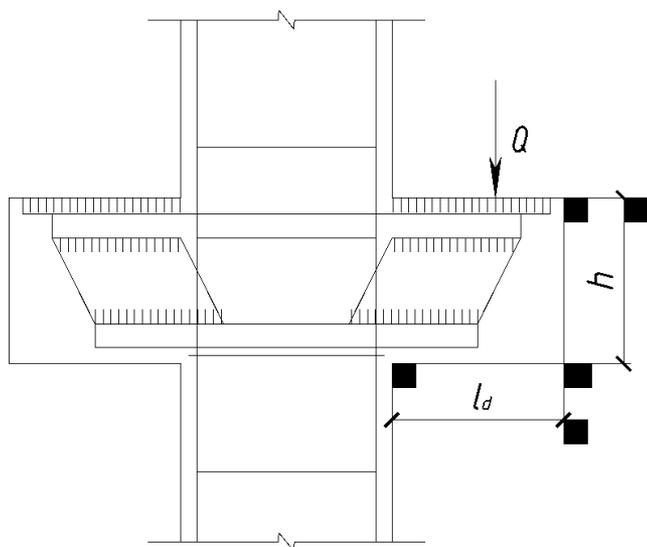
Анкеровку здесь выполняют приваркой шайб или уголков к этой арматуре по рис. 13.14, в, г. Постановка анкеров необязательна в консолях, на которые опираются сборные балки, идущие вдоль вылета консоли, если стыки этих балок надежно замоноличены и верхняя арматура в балках предусмотрена как в раме с жесткими узлами, а нижняя арматура балок приварена через закладные детали к арматуре консолей.

Хомуты ромбического очертания и шпильки поперечной арматуры колонны в пределах консоли не предусматривают.

Рис. 13.15 - Прямоугольная короткая консоль с жесткой арматурой

При ограниченной высоте консоли допускается применение жесткой арматуры по рис. 13.15 .

При необходимости по расчету под опорными закладными деталями подкрановой консоли следует предусматривать сетки косвенного армирования.



## 13.2 Правила конструирования железобетонных колонн

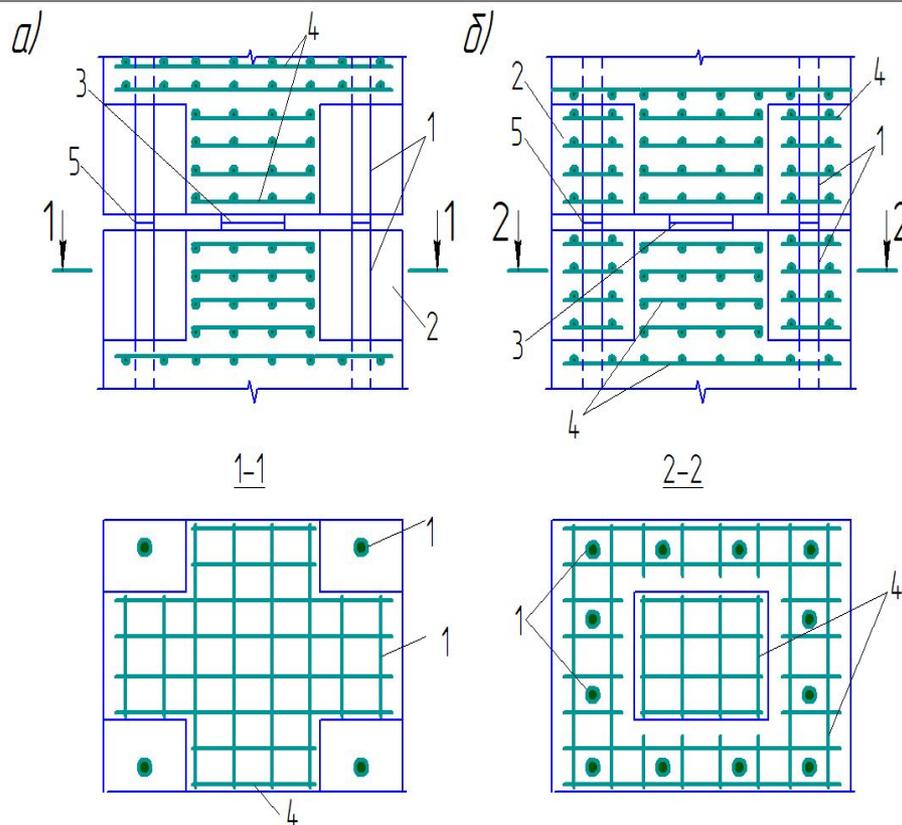


Рис. 13.16 - Жесткий стык сборных колонн с ванной сваркой арматурных выпусков

а - при четырех угловых арматурных выпусках;  
б - при арматурных выпусках, расположенных по периметру сечения; 1 - арматурные выпуски; 2 - бетон замоноличивания в подрезках; 3 - центрирующая прокладка; 4 - сетки косвенного армирования; 5 - ванная сварка

### Особенности конструирования колонн сборных железобетонных каркасов

Колонны сборных каркасов следует конструировать длиной, обеспечивающей удобство изготовления, транспортировки и монтажа. В случае необходимости конструирования высоких колонн при отсутствии соответствующего подъемно-транспортного оборудования допускается выполнять их из двух элементов с монтажным стыком.

Жесткие стыки сборных колонн рекомендуется выполнять путем ванной сварки выпусков продольной арматуры, расположенных в специальных подрезках с последующим замоноличиванием этих подрезок.

В таких стыках между торцами стыкуемых колонн должна предусматриваться центрирующая прокладка в виде стальной пластинки, заанкеренной в бетоне или приваренной на монтаже к распределительному листу закладной детали (рис. 13.16).

## 13.2 Правила конструирования железобетонных колонн

Форма и размеры подрезок определяются количеством стыкуемых стержней. Суммарная высота подрезок принимается не менее 300 мм и не менее  $10d$ , где  $d$  - больший диаметр выпусков.

Коэффициент насыщения косвенной арматурой принимается не менее 0,0125.

При необходимости сварными сетками **может** армироваться и бетон замоноличивания в зоне подрезок (рис. 13.16, б). Здесь рекомендуется также устанавливать замкнутые хомуты, огибающие арматурные выпуски. Класс бетона замоноличивания по прочности на сжатие принимается не менее В20.

Опираение сборных колонн на фундамент рекомендуется конструировать с заземлением, путем установки колонны в стакан фундамента с последующим замоноличиванием.

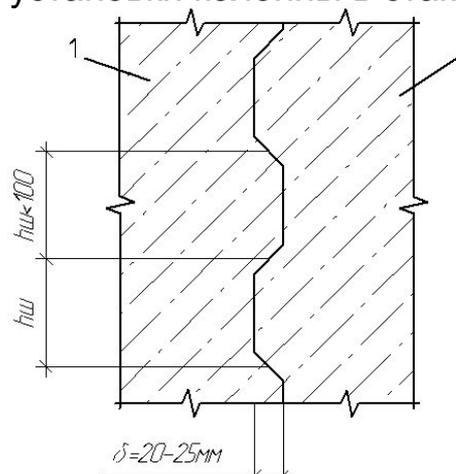


Рис. 13.17 - Деталь сопряжения сборной колонны с бетоном замоноличивания стакана фундамента 1 - сборная колонна; 2 - бетон замоноличивания

В двухветвевых сборных колоннах в случае, **если одна из** ветвей растянута, должна быть обеспечена прочность по контакту бетона замоноличивания со стаканом фундамента и с колонной. При необходимости **по расчету** (для увеличения площади контакта) по большим сторонам сечения ветвей устраиваются шпонки (рис.13.17). На концевых частях стыкуемых сборных колонн **должна** устанавливаться косвенная арматура.

Размеры шпонок и их количество определяются расчетом. При этом глубина шпонки  $\delta_{ш}$  должна быть не более толщины защитного слоя бетона и принимается обычно 20-25 мм. Длина шпонки равна большей стороне сечения ветви, а высота ее должна быть не более 100 мм. Верхняя шпонка должна располагаться не ближе 200 мм от верха стакана фундамента. Для удобства распалубливания колонн, шпонки должны иметь скосы.



# 13.3 Характер потери несущей способности железобетонной колонны и предпосылки для расчета

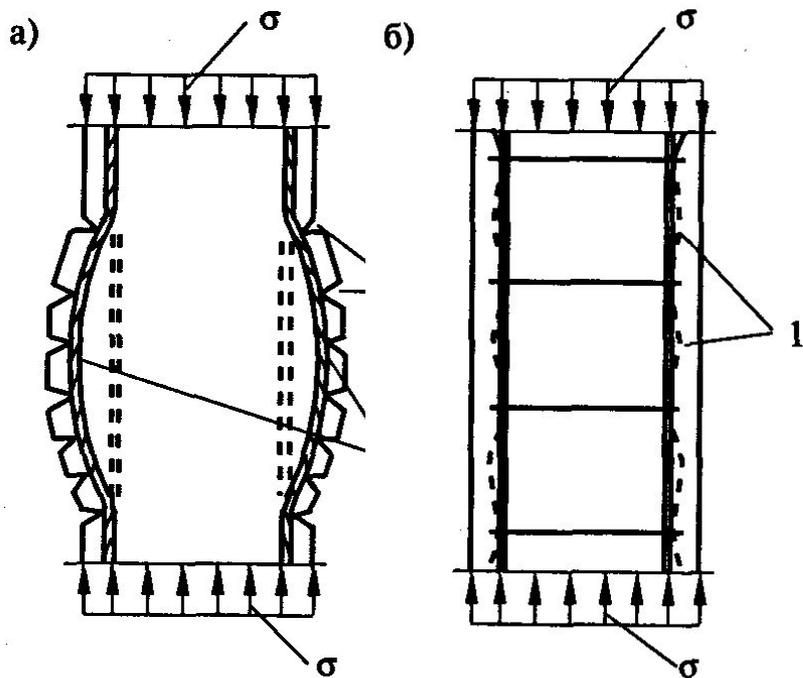


Рис. 13.18 - Потеря устойчивости арматуры в сжатом железобетонном элементе: а - при отсутствии поперечной арматуры; б - при наличии поперечной арматуры (хомутов); 1 – выпучивание продольной арматуры; 2 – разрушение бетона

Основным случаем потери несущей способности железобетонных колонн является потеря общей устойчивости. Если просто поставить продольные стержни арматуры в бетон без закрепления их поперечными стержнями, то до определенного значения нагрузки арматура и бетон работают совместно, но затем стальные стержни теряют устойчивость, причем раньше, чем весь элемент, выпучиваются и разрушают защитный слой бетона (рис. 13.18, а). Для исключения этого явления к продольным стержням привариваются или привязываются проволокой поперечные стержни (рис. 13.18, б), которые уменьшают расчетную длину рабочих продольных стержней и предотвращают их значительное выпучивание. При правильной постановке поперечных стержней бетон и продольная арматура разрушаются одновременно. Отсюда основными целями расчета являются:

- подбор необходимого количества продольной арматуры (при достаточном сечении колонны) с целью обеспечения общей устойчивости;
- постановка поперечных стержней на расстояниях, исключающих потерю продольной арматурой устойчивости раньше, чем произойдет потеря общей устойчивости колонны.



# 13.4 Расчет сжатых железобетонных колонн со случайным эксцентриситетом

Чаще всего поперечное сечение колонн выполняют квадратного (рис. 13.19 ,а), прямоугольного (рис.13.9, б) и круглого (рис. 13.9, в) вида, возможны и другие формы сечений.

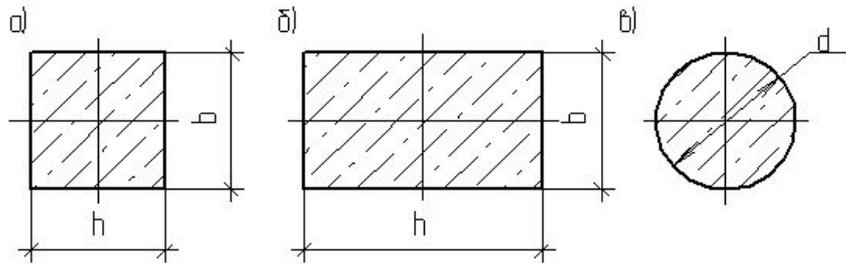


Рис. 13.19 - Виды сечений железобетонных колонн:

а – квадратное;

б– прямоугольное;

в - круглое

(отсутствует изгибающий момент), разрешено использовать для расчета сжатия, приложенная сила, приложенная к элементу, не является центральной, так как в результате несовершенства геометрии колонн, особенностей опирания на них конструкций, неточности постановки арматуры, неоднородности бетона и т.п. приводят к тому, что практически все сжатые железобетонные элементы можно рассматривать как внецентренно-сжатые. Для практических расчетов элементы, на которые действует осевая сила, приложенная к элементу, не является центральной, так как в результате несовершенства геометрии колонн, особенностей опирания на них конструкций, неточности постановки арматуры, неоднородности бетона и т.п. приводят к тому, что практически все сжатые железобетонные элементы можно рассматривать как внецентренно-сжатые. Для практических расчетов элементы, на которые

принято называть сжатыми элементами со случайным эксцентриситетом. Случайный эксцентриситет обозначается  $e_a$  и принимается равным большему из двух значений:  $1/600$  длины элемента,  $1/30$  ширины сечения, но не менее 10 мм. В дальнейшем не будем акцентировать на этом внимание, так как наличие случайного эксцентриситета (при симметричном армировании сечения и отношении  $l_0/h \leq 20$ ) не влияет на расчет.

Рассмотрим простые случаи расчета колонн, ограничив их следующими условиями:

- на колонны действует нагрузка, приложенная со случайным эксцентриситетом;
- рассматриваемые колонны будем принимать прямоугольного поперечного сечения;
- продольное армирование выполняется стержнями арматуры, расположенными вдоль двух сторон по углам сечения (симметричное армирование:  $A_s = A'_s$ ) – это наиболее простой случай (рис. 13.20, а).

# 13.4 Расчет сжатых железобетонных колонн со случайным эксцентриситетом

$$N \leq \varphi > RA. \quad (13.1)$$

Базовая формула (13.1) выведена для однородного материала, для железобетонной колонны она преобразуется как сумма несущих способностей бетона и арматуры. При принятых стандартных обозначениях прочностных характеристик арматуры и бетона и учете некоторых особенностей в их работе основная расчетная формула для центрально-сжатых колонн прямоугольного (квадратного) сечения принимает вид:

$$N \leq \varphi [R_{sc}(A_s + A'_s) + R_b \gamma_{b2} bh] \quad (13.2)$$

На первый взгляд, формулы (13.2) и (13.3) полностью различаются, но, если представить несущую способность колонны как сумму несущих способностей стали и бетона, можно увидеть соответствие базовой формулы и формулы, применяемой для расчета железобетонных колонн со случайным эксцентриситетом:

$$N \leq N_{стали} + N_{бетона}, \quad (13.3)$$

$$N_{стали} = \varphi R_s (A_s + A'_s), \quad N_{бетона} = \varphi R_b \gamma_{b2} bh. \quad (13.4, 13.5)$$

Остановимся подробнее на каждой из величин, входящих в формулу (13.2), и порядке их определения:

$R_{sc}$  — расчетное сопротивление сжатой арматуры;

$R_b$  — расчетное сопротивление бетона сжатию (призменная прочность);

$\gamma_{b2}$  — коэффициент условий работы бетона (для тяжелого бетона и при учете постоянных, длительных и кратковременных нагрузок  $\gamma_{b2} = 0,9$ , п. 6.1.12.а СП 63.13330.2011).

В случае если колонна бетонируется в вертикальном положении (высота слоя бетонирования выше 1,5 м), следует призменную прочность бетона дополнительно умножать на коэффициент условия работы  $\gamma_{b3} = 0,85$  (для тяжелого бетона), а при бетонировании монолитных железобетонных колонн с наибольшим размером сечения менее 30 см — на коэффициент  $\gamma_{b5} = 0,85$ ;

$b$  и  $h$  — размеры поперечного сечения колонны, см;

$A_s$  и  $A'_s$  — площади сечения арматуры, соответственно по одной стороне сечения и по другой стороне (см. рис. 13.20); как правило, они определяются расчетом из формулы (13.2).



# 13.4 Расчет сжатых железобетонных колонн со случайным эксцентриситетом

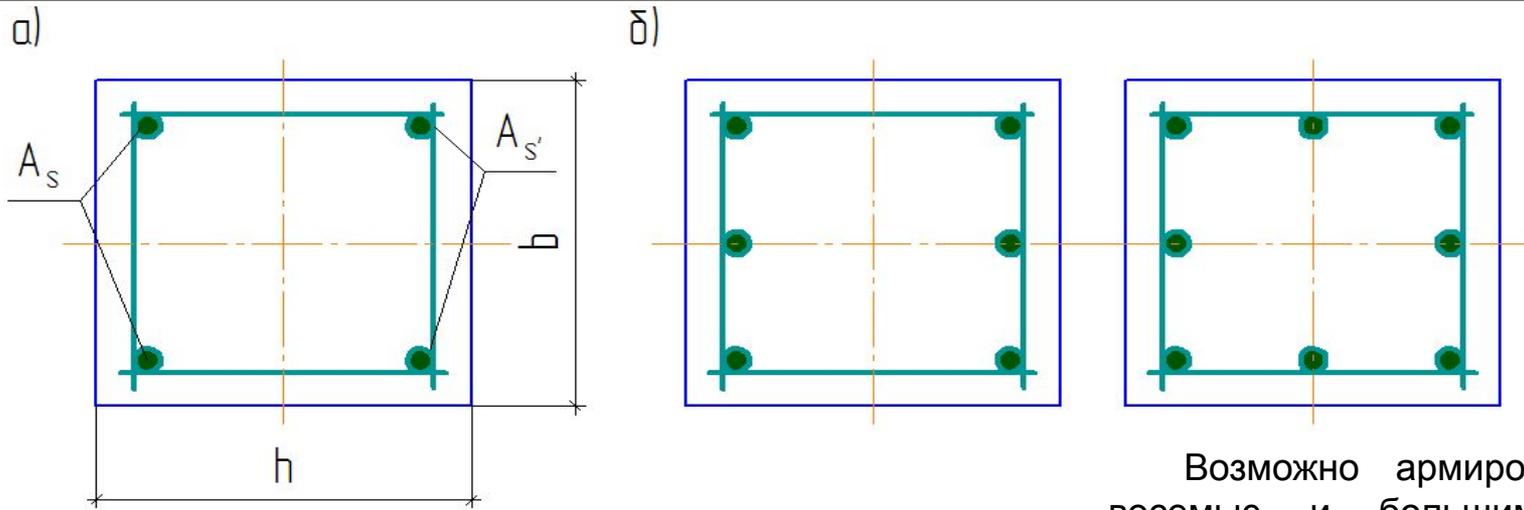


Рис. 13.20 - Варианты расположения рабочей арматуры:

а - по углам сечения колонны;

б - с применением промежуточных стержней;

$A_s$  — площадь продольной арматуры, расположенной на одной стороне;

$A'_s$  — площадь продольной арматуры другой стороны

Таблица 13.1 - Минимальные проценты армирования колонн

$\mu_{min}$	$l_0/h$	$l_0/i$
0,1	$\leq 5$	$\leq 17$
0,25	$\geq 25$	$\geq 87$

Возможно армирование шестью, восемью и большим количеством стержней (рис. 13.20, б), но при этом возникают особенности расчета, на которые мы не будем указывать:

- отношение расчетной длины колонны  $l_0$  к меньшей стороне поперечного сечения не должно превышать 20, т.е.  $l_0/h \leq 20$  ;

- коэффициент (процент) армирования  $\mu$ , т.е. отношение площади поперечного сечения арматуры к площади сечения колонны, чаще всего находится в пределах от 0,004 до 0,03 (0,4-3%).

# 13.4 Расчет сжатых железобетонных колонн со случайным эксцентриситетом

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} = 0,004 \div 0,03 \text{ или } \frac{A_s + A'_s}{bh} \cdot 100\% = 0,4 \div 3\%. \quad (13.6), (13.6a)$$

При значениях  $\mu$  меньше указанных в табл. 13.1 колонна считается бетонной; при значениях  $\mu$  больше 3% меняются расчетные формулы. Оптимально, если процент армирования принимается в пределах 1-2 %.

В колоннах со случайным эксцентриситетом растянутая арматура, которая обозначается  $A_S$  отсутствует, так как все ее сечение сжато, но в расчетах сохранены обозначения, принятые для внецентренно-сжатых колонн, где возможно наличие растянутой и сжатой арматуры;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба колонны;

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s \leq \varphi_{sb},$$

(13.7)

где  $\varphi_b$  и  $\varphi_{sb}$  определяются по табл. 13.2 в зависимости от отношения расчетной длины колонны  $l_0$  к меньшей стороне сечения колонны  $b$  и от отношения нагрузок – соответственно длительной части нагрузки ко всей нагрузке  $N1/N$ .

(13.8)

где  $\mu$  — коэффициент армирования (формула 13.1).

При расчете колонн гражданских зданий расчетную длину можно принимать равной высоте этажа  $l_0 = H_{эт}$  (в общем случае  $l_0 = \mu \cdot l$ );

Из формулы (13.7) следует, что продольный изгиб железобетонной колонны зависит от продольного изгиба бетона (учитывается коэффициентом  $\varphi_b$ ) и арматуры (учитывается коэффициентом  $\alpha_s$ ).

# 13.4 Расчет сжатых железобетонных колонн со случайным эксцентриситетом

## Общий порядок подбора сечения рабочей арматуры (тип 1):

1. Определяют нагрузку, если она не задана по условию задачи (полное значение нагрузки  $N$  и ее длительную часть  $N_1$ ).
  2. Устанавливают расчетную схему.
  3. Принимают расчетную длину колонны  $l_0$  (при расчете колонн гражданских зданий расчетную длину можно принимать равной высоте этажа  $l_0 = H_{эт}$ , в общем случае  $l_0 = \mu l$ ).
  4. Задаются следующими значениями и находят величины, зависящие от них:
    - а) принимают размеры поперечного сечения  $b, h$  (рекомендуется размеры сечения принимать не менее 30 см и далее кратно 5,0 см);
    - б) принимают материалы для колонны:
      - обычно принимают тяжелый бетон классов прочности В20-В35 и находят расчетное сопротивление бетона сжатию  $R_b$ ; коэффициент условия работы  $\gamma_{b2} = 0,9$ ;
      - принимают класс арматуры, обычно А400, А500, и находят расчетное сопротивление арматуры сжатию  $R_{sc}$ ;
    - в) принимают коэффициент армирования  $\mu = 0,01 \div 0,02$
  5. Определяют коэффициент  $\alpha_s$  по формуле 13.8.
  6. Определяют коэффициент продольного изгиба по формуле 13.7.
- где  $\varphi_b$  и  $\varphi_{sb}$  находят по табл. 13.2 в зависимости от найденных ранее отношений  $l_0/h$  и  $N_1/N$ ; если значения  $l_0/h$  и  $N_1/N$  не совпали с табличными, необходимо провести интерполирование. В табл. 13.2 приведены значения для  $\varphi_b$  и  $\varphi_{sb}$  при отсутствии в сечениях колонн промежуточных стержней (см. рис. 13.20, а).



# 13.4 Расчет сжатых железобетонных колонн со случайным эксцентриситетом

7. Определяют требуемую площадь арматуры по формуле :

$$(A_s + A'_s) = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot bh}{R_{sc}}, \quad (13.9)$$

Если в результате получают отрицательное значение, это говорит о том, что бетон один (без арматуры) справляется с нагрузкой (в этом случае иногда возможно уменьшить размеры поперечного сечения колонны и заново произвести расчет или колонна армируется конструктивно, учитывая, что арматуру необходимо ставить обязательно, чтобы обеспечить минимальный процент армирования) (см. табл. 13.1);

Если получают положительное значение требуемой площади арматуры, то по полученной площади назначаем диаметр арматуры;

Для армирования принимают 4 стержня арматуры (при  $h \leq 400$  мм) и располагают их по углам колонны (возможно армировать и большим количеством стержней).

Таблица 13.2 - Значения коэффициентов  $\varphi_b$  и  $\varphi_{sb}$

$N_1/N$	$e_0/h$							
	6	8	10	12	14	16	18	20
	Коэффициент $\varphi_b$							
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,83	0,80
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,78	0,65
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55

$N_1/N$	$e_0/h$							
	6	8	10	12	14	16	18	20
	Коэффициент $\varphi_b$							
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,91	0,91	0,90	0,87	0,84	0,80	0,75
1	0,92	0,91	0,90	0,88	0,86	0,82	0,77	0,70



# 13.4 Расчет сжатых железобетонных колонн со случайным эксцентриситетом

При подборе арматуры следует учитывать, что диаметр продольных стержней монолитных колонн должен быть не менее 12 мм; в колоннах с размером меньшей стороны сечения  $\geq 250$  мм диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 16 мм; диаметр продольных стержней обычно принимают не более 40 мм.

8. Проверяют действительный процент армирования: 
$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} \cdot 100\% \quad (13.10)$$

Если действительный процент армирования находится в пределах от  $\mu_{min}$  (см. табл. 13.1) до 3%, и, еще лучше, если он близок к тому значению, которым задались (по нашим рекомендациям, 1-2%), то на этом заканчивается подбор продольной арматуры, в противном случае необходимо скорректировать принятую арматуру или сечение элемента.

9. Назначают диаметр поперечных стержней  $d_{sw}$  по условию свариваемости, которое устанавливает соотношение диаметров продольных и поперечных стержней арматуры при сварке. Это соотношение учитывает, что к продольному стержню арматуры большего диаметра  $d_s$  можно приварить поперечный стержень меньшего диаметра  $d_{sw} \geq 0,25d_s$ , который должен быть не менее  $1/4 d_s$ :

где  $d_s$  – наименьший диаметр продольных сжатых стержней (в вязаных каркасах диаметр хомутов принимают не менее  $0,25d_s$  и не менее 5 мм).

10. Назначают шаг поперечных стержней (хомутов в вязаных каркасах):  $s \leq 15d$ , но не более 500 мм; Если площадь сечения сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента,

более 1,5% , то  $s \leq 10d$ , но не более 300 мм.

11. Конструируют каркас колонны.

**Проверка несущей способности колонны (тип 2)** сводится к проверке условия (3). Эта задача может иметь самостоятельное значение, но чаще выполняют подбор сечения арматуры, который может заканчиваться проверкой несущей способности (с целью исключения расчетной ошибки и назначения оптимальных параметров сечения).



# 13.5 Понятие о расчете внецентренно-сжатых железобетонных колонн

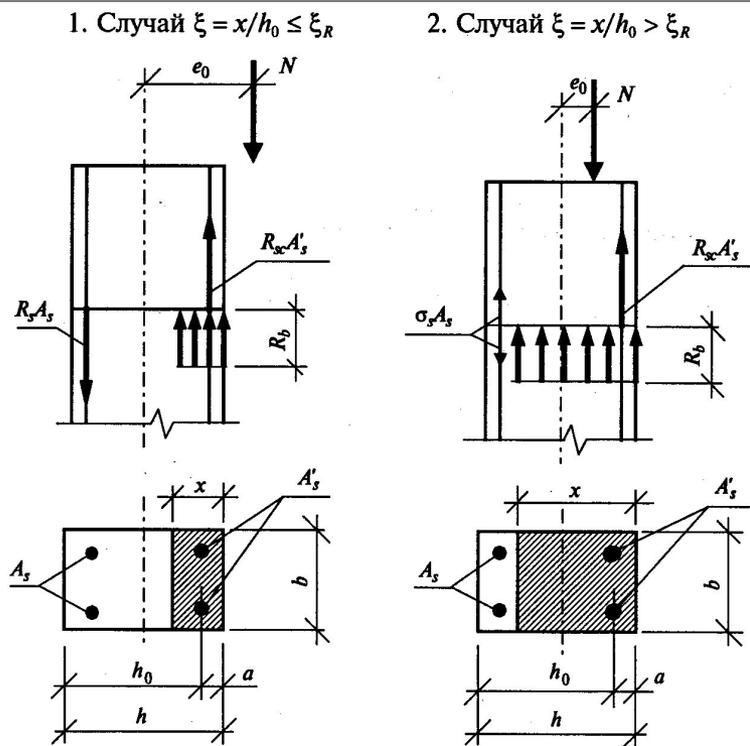


Рис. 13.21 - Два случая работы внецентренно-сжатых элементов

В случае если кроме продольной силы на колонну действует изгибающий момент или, что равносильно, продольная сила приложена с эксцентриситетом больше случайного, колонна рассчитывается как внецентренно-сжатая. При расчете таких колонн учитывают, что эксцентриситет приложения силы увеличивается на величину случайного эксцентриситета  $e_a$ :

$$(13.11)$$

Для лучшего восприятия изгибающего момента поперечные сечения таких колонн вытягивают в направлении его действия. Армирование принимают симметричное или несимметричное ( $A_s = A's$  или  $A_s \neq A's$ ).

Различают два случая работы внецентренно-сжатых элементов (рис. 13.21). Различие между ними заключается в том, что в первом случае относительная высота сжатой зоны бетона  $\xi$  меньше граничного значения  $\xi_R$ , т.е. сечение сжато частично, а большая его часть растянута:

$$(13.12)$$

При такой работе арматура  $A_s$  растянута, а арматура  $A's$  сжата. Во втором случае, т.е. большая часть или все сечение колонны сжаты, и тогда по сравнению с первым случаем меняется характер работы арматуры: напряжения  $\sigma$  в арматуре  $A_s$  не достигают значений расчетного сопротивления арматуры, и она либо слабо сжата, либо слабо растянута.

При расчете внецентренно-сжатого элемента учитывается влияние его прогиба на несущую способность через определение условной критической силы. Расчет внецентренно-сжатых железобетонных элементов производится в соответствии с требованиями п. 7.1.7, СП 63.13330.2012.

# 13.6 Особенности определения усилий

## в двухветвевых и ступенчатых колоннах

При двухветвевых колоннах расчет поперечной рамы с учетом пространственной работы каркаса здания аналогичен расчету рамы со сплошными колоннами.

Двухветвевая колонна представляет собой многоэтажную однопролетную раму (рамный стержень) с расстоянием  $s$  между осями ветвей, расстоянием  $z$  между осями распорок, числом сплошной части, общей длиной  $l$  (рис.13.22, а). Поскольку ригелями рамного стержня служат короткие жесткие распорки, а стойками - менее жесткие ветви колонны, деформациями ригелей можно пренебречь и с практически достаточной точностью считать их абсолютно жесткими. Другая возможная расчетная схема - с упругими ригелями - как показали исследования, приводит к незначительному уточнению результатов расчета. Для определения реакций при неподвижной верхней опоре двухветвевую колонну рассматривают как стержень, обладающий, изгибной жесткостью и конечной сдвиговой жесткостью. К сдвиговая жесткость двухветвевой колонны обусловлена местным изгибом ветвей, она равна силе, вызывающей перекос ветвей на единичный угол (рис. 13.22, б):

$$(13.13) \quad I$$

где  $I$  - момент инерции ветви.

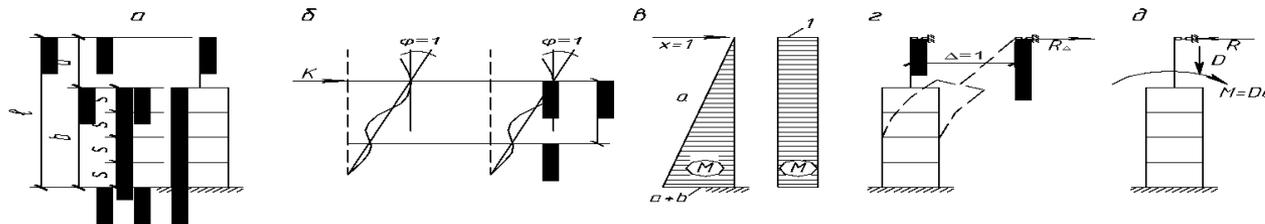


Рис. 13.22 - К расчету двухветвевой колонны:  
 а - расчетная схема;  
 б - местный изгиб ветвей;  
 в - эпюра моментов от единичной силы;  
 г - деформация от единичного смещения;  
 д - реакция верхнего конца колонны от кранового момента



# 13.6 Особенности определения усилий

## в двухветвевых и ступенчатых колоннах

Если приложить к верхнему концу рассматриваемого стержня (пока без верхней опоры) силу  $X = 1$  (рис. 13.22, в), то перемещение:

$$\delta_{11} = \Sigma \int \frac{\bar{M}^2}{E_b I_i} dx + \int_0^b \frac{\bar{Q}^2}{K} dx = \frac{a^3}{3E_b I_1} + \frac{l^3 - a^3}{3E_b I_1} + \frac{ns^3}{24E_b I}, \quad (13.14)$$

где  $I_i = I_1$  – в нижней части колонны;  $I_i = I_2$  – в верхней части.

Отсюда реакция от перемещения  $\Delta = 1$  верхнего конца колонны (рис.13.22, г)

$$R_{\Delta} = 1 / \delta_{11} = 3E_b I_1 / [l^3 (1 + k + k_1)], \quad (13.15)$$

где  $k = \alpha^3 (I_1 / I_2 - 1)$ ;  $k_1 = (1 - \alpha)^3 I_1 / (8n^2 I)$ . (13.16)

$I_2$  – момент инерции верхней части колонны;  $A$  – площадь сечения ветви;  $I_1 = Ac^2 / 2$  – момент инерции нижней части колонны;  $\alpha = a / l$ .

Если двухветвевая колонна загружена крановым моментом  $M$ , то перемещение :

$$\delta_{1p} = \int \frac{\bar{M}M}{E_b I_1} dx = \frac{Ml^2 (1 - \alpha^2)}{2E_b I_1}. \quad (13.17)$$

Реакция  $R$  при неподвижной верхней опоре двухветвевой колонны (рис.13.22, д):

$$R = \delta_{1p} / \delta_{11} = 3M (1 - \alpha^2) / [2l(1 + k + k_1)]. \quad (13.18)$$

Формулы реакций  $R$  универсальны, так как могут применяться не только для двухветвевых колонн, но и для ступенчатых при  $k=0$ , колонн постоянного сечения при  $k = k_1 = 0$ .



# 13.6 Особенности определения усилий

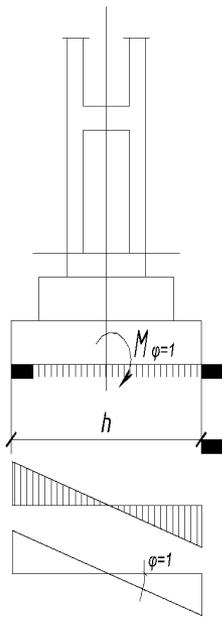
## в двухветвевых и ступенчатых колоннах

По этим же формулам в необходимых случаях можно найти перемещения

$$\delta_{11} = l / R_{\Delta} \quad \delta_{1p} = R / R_{\Delta} \quad , \quad (13.19)$$

а также выполнить расчет рамы с учетом упругой заделки колонны в фундаменте.

При расчете рамы на изменение температуры  $\Delta t$  учет действительной податливой заделки колонны в фундаменте (а также учет действительной жесткости колонны на участках с трещинами) приводит к уменьшению изгибающего момента. Реакция от поворота колонны в нижнем сечении на угол  $\varphi=1$  составляет  $R_{\varphi} = l / \delta_{11} = 3E_b I_1 / [l^2 (1 + k + k_1)_1]$  (13.20)



Реактивный момент от поворота фундамента на угол  $\varphi=1$  (рис.13.23) находят следующим образом. Осадка края фундамента с размерами сторон в плане  $b \times h$  составляет  $y=0,5h \operatorname{tg} \varphi = 0,5h$  (деформациями самого фундамента пренебрегают). краевое давление фундамента на основание:

$$p = C_{\varphi} y = 0,5 C_{\varphi} h, \quad (13.21)$$

где  $C_{\varphi}$  – коэффициент постели при неравномерном обжатии основания.

Реактивный момент от поворота фундамента :

$$M_{\varphi=1} = C_{\varphi} (bh^3 / 12) = C_{\varphi} I, \quad (13.22)$$

где  $C_{\varphi} I$  – угловая жесткость фундамента.

После определения из расчета поперечной рамы упругих реакций  $R_{\varphi}$  вычисляют усилия в расчетных сечениях  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  относительно геометрической оси двухветвевой колонны. Усилия же в ветвях и распорках определяют в последующем расчете при подборе сечений.

Рис.13.23 - К расчету податливости заделки колонн



# 13.6 Особенности определения усилий

## в двухветвевых и ступенчатых колоннах

Продольные силы в ветвях колонны

$$N_{br} = (N/2) \pm (M\eta/c), \quad (13.23)$$

где  $M$ ,  $N$  - расчетные усилия по оси двухветвевой колонны;  $\eta = 1/(1 - N/N_{cr})$  коэффициент продольного изгиба.

При определении коэффициента  $\eta$  следует учесть влияние гибкости ветвей в плоскости изгиба двухветвевой колонны как для составного сечения (рис. 13.24, а).

Приведенный радиус инерции  $r_{red}^2$  зависит от радиуса инерции сечения нижней части колонны  $r_1^2 = c^2/4$  и от радиуса инерции сечения ветви  $r^2/h^2/12$ .

Приведенная гибкость должна удовлетворять зависимости  $\lambda_{red}^2 = \lambda_1^2 + \lambda^2$ , или, при  $l_0 = \psi b$ ,

$$l_0^2 / r_{red}^2 = l_0^2 / r_1^2 + s^2 / r^2. \quad (13.24)$$

После подстановки значений  $r_1^2$ ,  $r^2$  и сокращения  $l_0^2$  на получим

$$1 / r_{red}^2 = 4 / c^2 + 12 / \psi^2 n^2 h^2, \quad (13.25)$$

$$\text{отсюда } r_{red}^2 = c^2 / 4 \left( 1 + \frac{3c^2}{\psi^2 n^2 h^2} \right), \quad (13.26)$$

здесь  $n=b/s$  - число панелей двухветвевой колонны.

Условная критическая сила

$$N_{cr} = 12,8 E_b A \left( \frac{r_{red}}{l_0} \right) \cdot \left[ \frac{1}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1+i} + 0,1 \right) + \mu \alpha \right], \quad (13.27)$$

где  $A$ ,  $\mu$  - соответственно площадь сечения и коэффициент армирования ветви.

$$\text{При определении коэффициента } \psi_l = 1 + \beta(M_l/M) \quad (13.28)$$

где моменты  $M$  и  $M_l$  вычисляются относительно оси, проходящей через ось ветви.



# 13.6 Особенности определения усилий

## в двухветвевых и ступенчатых колоннах

Изгибающий момент ветви при нулевой точке моментов в середине высоты панели (рис.13.24)

$$M_{br} = Qs / 4. \quad (13.29)$$

Изгибающий момент и поперечная сила в распорке равны:

$$\left. \begin{aligned} M_{ds} &= Qs / 2 \\ Q_{ds} &= Qs / c \end{aligned} \right\} \quad (13.30)$$

Если одна из ветвей при определении продольной силы по формуле (13.31)

окажется растянутой, то следует выполнить расчет двухветвевой колонны с учетом пониженной жесткости этой растянутой ветви. В этом случае изгибающие моменты в сжатой ветви и распорках определяют из условия передачи всей поперечной силы в сечении колонны на сжатую ветвь.

Если одна из ветвей получается растянутой, то всю силу перемещают на одну ветвь, тогда меняется эпюра моментов в распорках и ветвях.

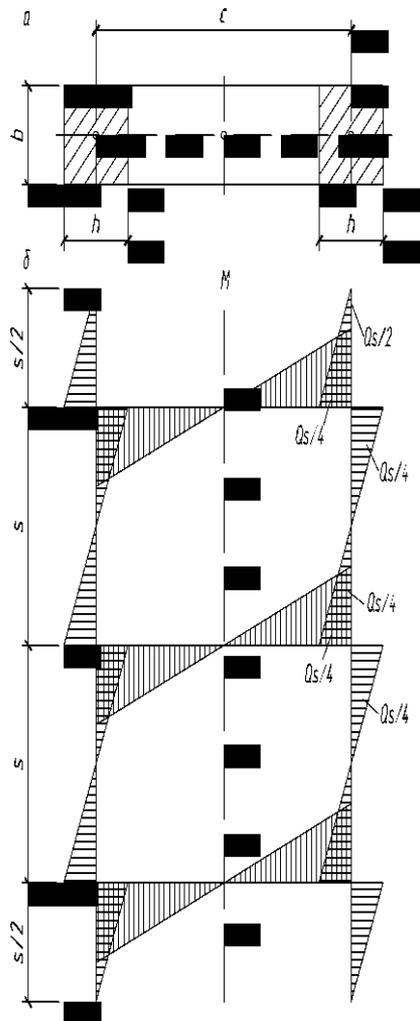
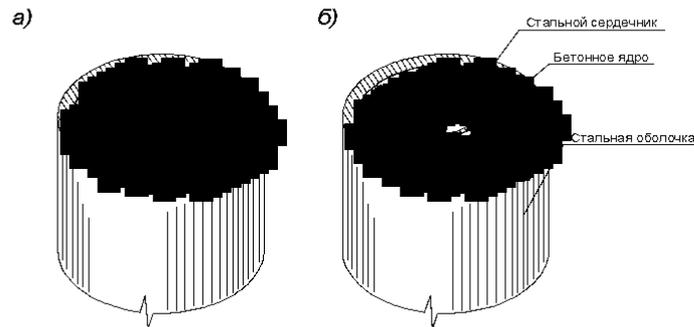


Рис. 13.24 - К определению усилий в ветвях и распорках колонны: а - сечение колонны; б - эпюра моментов



## 13.7 Трубобетонные колонны

Для сильно нагруженных колонн высотных каркасных зданий очень перспективным представляется использование трубобетонных элементов сплошного сечения, изготовленных из безусадочного бетона (а), а также трубобетонных элементов со стальным внутренним сердечником и предварительно обжатым бетонным ядром (б).



*Рис.13.25 -Трубобетонные колонны:*

*а – с ядром из безусадочного бетона;*

*б – со стальным внутренним сердечником и предварительно обжатым ядром*



## 13.7 Трубобетонные колонны

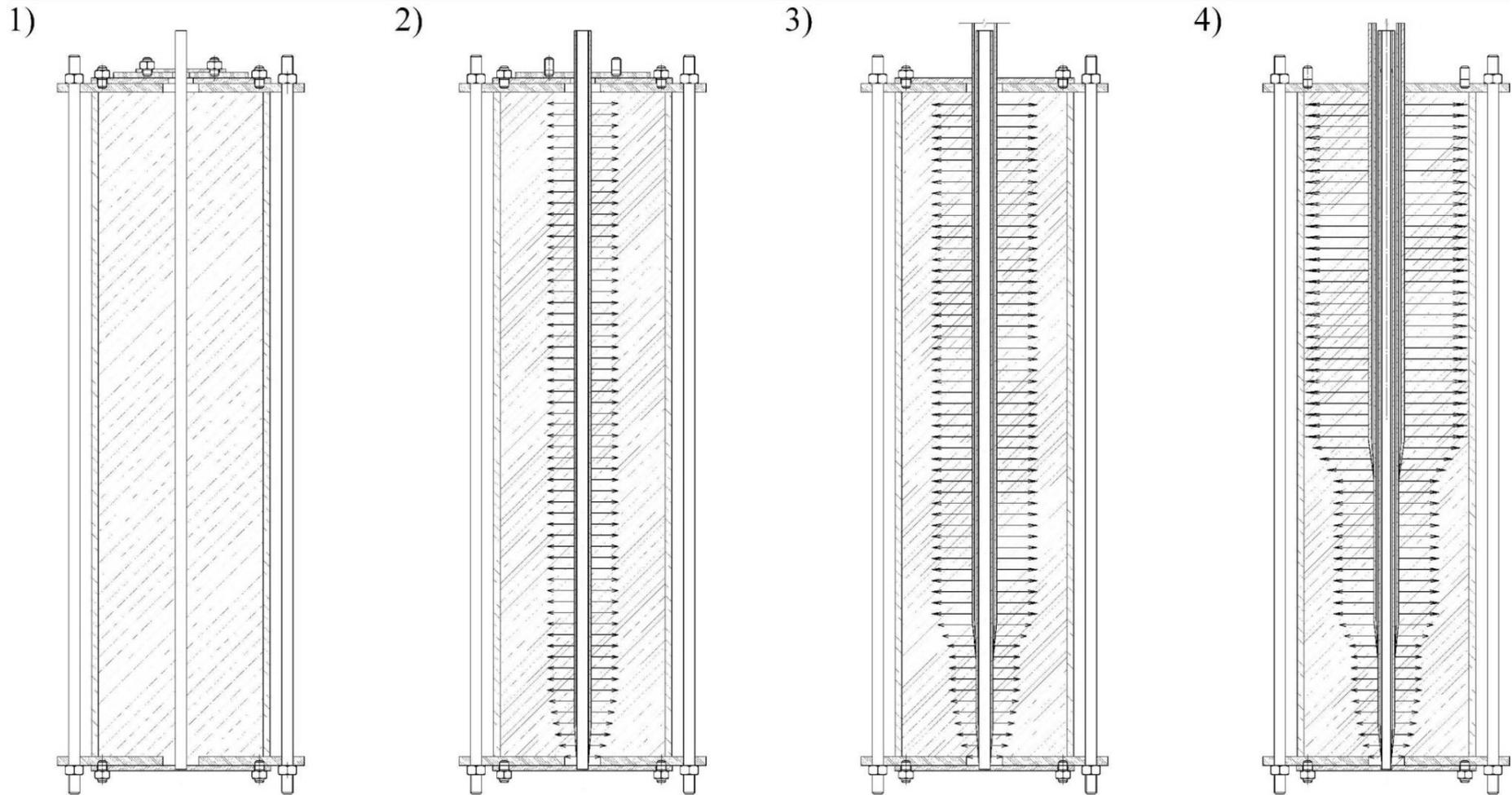


Рис.13.26 - Схема изготовления предварительно обжатой трубобетонной колонны:  
1-4 – этапы формирования изделия



# 13.7 Трубобетонные колонны

Таблица 13.3 - Основные преимущества трубобетонных колонн

<b>Конструкционные и эксплуатационные</b>	<b>Технологические</b>	<b>Экономические</b>
<ol style="list-style-type: none"><li>1. Высокая несущая способность, обусловленная ростом прочности бетона, работающего в условиях объемного сжатия.</li><li>2. Эффективность использования стальной обоймы, выполняющей роль продольной и поперечной арматуры.</li><li>3. Высокая надежность, обусловленная пластическим характером разрушения даже в случае изготовления ядра из высокопрочного бетона.</li><li>4. Высокая стойкость здания к сейсмическим воздействиям, взрывам и ударам.</li><li>5. Повышение огнестойкости несущих элементов каркаса по сравнению со стальными конструкциями.</li><li>6. Повышение долговечности бетона и стойкости к атмосферным воздействиям.</li><li>7. Улучшение реологических характеристик бетона.</li><li>8. Снижение массы несущего каркаса здания</li></ol>	<ol style="list-style-type: none"><li>1. Выполнение стальной трубой роли первичного каркаса здания и несъемной опалубки для бетона.</li><li>2. Возможность осуществлять работы по монтажу каркаса в зимнее время.</li><li>3. Высокая скорость возведения каркасов, в 3÷4 раза превосходящая аналогичную для классического железобетона.</li><li>4. Снижение объемов сварочных работ в 2÷3 раза.</li><li>5. Возможность получения высокой прочности ядра из бетона на рядовых заполнителях и цементах средних марок (для колонн из бетона, твердеющего под давлением)</li></ol>	<ol style="list-style-type: none"><li>1. Сокращение расхода металла и бетона на возведение каркаса здания.</li><li>2. Отсутствие необходимости в использовании опалубки, хомутов, отгибов, петель, закладных деталей.</li><li>3. Сокращение сроков строительства коробок зданий и сооружений в 1,5÷2 раза.</li><li>4. Снижение себестоимости строительства коробок зданий и сооружений на 25-30 %</li></ol>

# 13.7 Трубобетонные колонны

## Специфические преимущества трубобетонных колонн

- Отсутствие продольной и поперечной арматуры у бетонного ядра позволяет получить более качественную укладку бетонной смеси, что положительно сказывается на прочности бетона.
- Изоляция бетонного ядра от окружающей среды создает более благоприятные условия для его работы под нагрузкой.
- Бетонное ядро в трубобетонных элементах защищено от возможных механических воздействий, поэтому имеет более высокую сохранность.
- Стыковать трубобетонные элементы с другими конструкциями можно с помощью электросварки под различными углами.
- Наружная поверхность трубобетонных конструкций примерно в два раза меньше, чем стальных конструкций из профильного проката. Вследствие этого у них заметно меньше расходы по антикоррозионной и огнезащитной окраске.
- Заполнение стальной трубы бетоном повышает ее противокоррозионную стойкость, защищая от коррозии ее внутреннюю поверхность.

## Достоинства, которые в определенных ситуациях могут стать особенно значимыми:

- Использование стержней круглого сечения в зданиях и сооружениях, подверженных ветровым нагрузкам, за счет хороших аэродинамических свойств позволяет снизить внутренние усилия от этих нагрузок.
- При применении трубобетонных конструкций не требуется окраски, металлизации или герметизации внутренних поверхностей труб, что необходимо для трубчатых конструкций, не заполненных бетоном.
- Эстетичный внешний вид трубобетонных колонн.
- Требования технологического процесса производства практически не ограничивают области их



# 13.7 Трубобетонные колонны

## Недостатки трубобетонных колонн

Однако в процессе проектирования следует учитывать и некоторые недостатки, присущие трубобетонным конструкциям. Среди них можно отметить следующие:

- Дефицитность и довольно высокая стоимость стальных труб большого диаметра;
- Сложность обеспечения совместной работы бетонного ядра и внешней стальной оболочки при эксплуатационных нагрузках;
- Пониженная, по сравнению с обычным железобетоном, коррозионная стойкость, что ведет к дополнительным затратам на ее обеспечение;
- Возможность расслоения бетонной смеси при заполнении труб небольшого диаметра;
- Отсутствие надежных вариантов стыков трубобетонных колонн с несущими конструкциями перекрытий зданий;
- Возможность отслаивания бетонного ядра от оболочки вследствие неблагоприятного влияния усадки бетона;
- Возможность разрыва металлической оболочки под действием внутреннего давления паров связанной воды, освобождающейся при сильном нагревании во время пожара.

## Особенности определения несущей способности трубобетонных колонн

- Поскольку бетонное ядро и стальная оболочка трубобетонных колонн работают в условиях объемного напряженного состояния задача определения их несущей способности очень сложна. На кафедре ПЗиСК МГТУ для этих целей разработана компьютерная программа «CFST».

