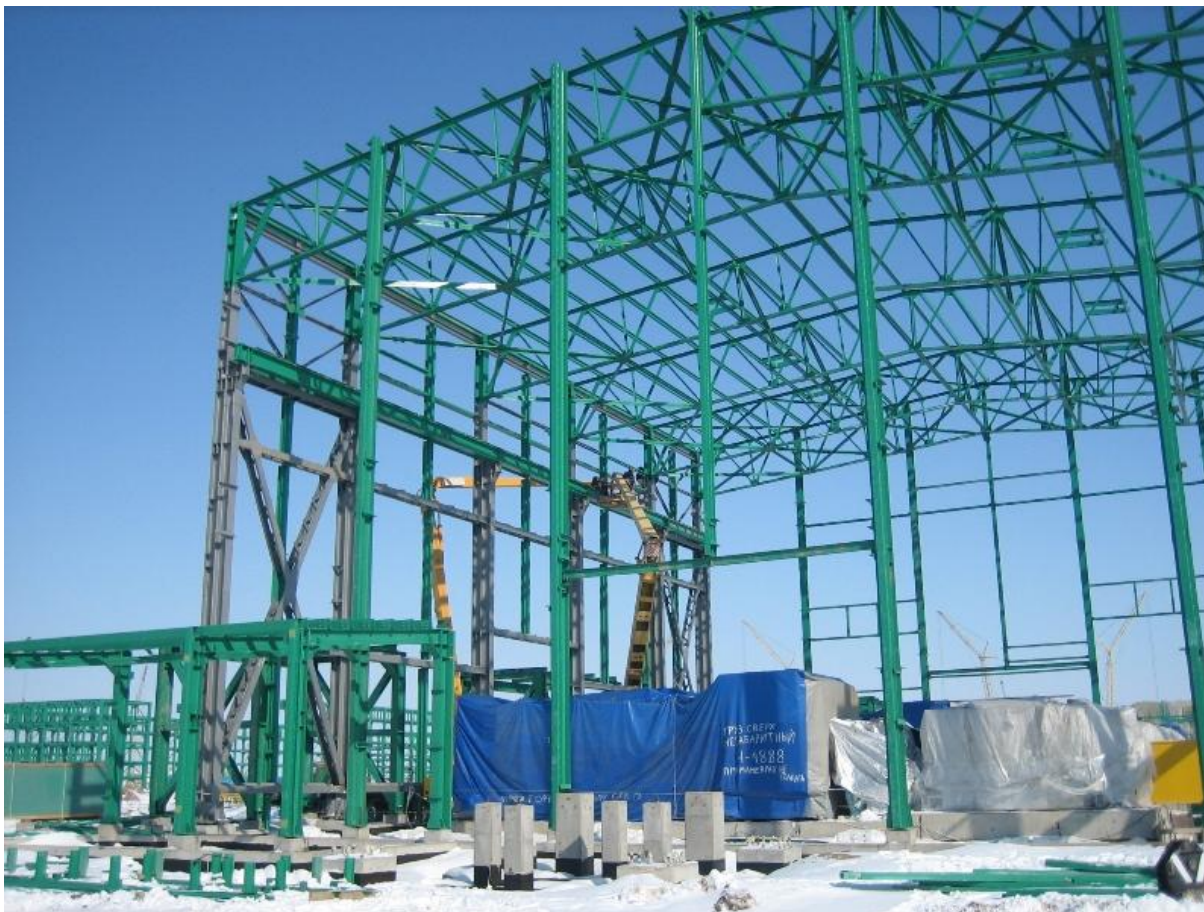




Кубанский
государственный
технологический
университет

1. Металлические конструкции одноэтажных производственных зданий



1.1 Общая характеристика каркасов производственных зданий

По числу пролетов одноэтажное здание подразделяются на однопролетные и многопролетные (с пролетами одинаковой и разной высоты).

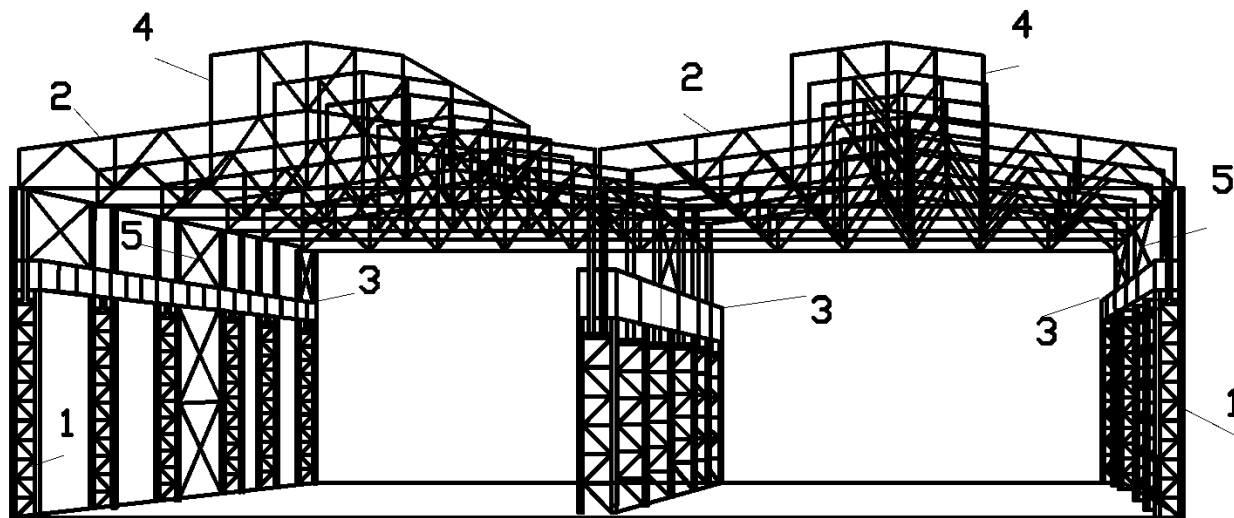


Рисунок 1.1 – Конструктивная схема стального каркаса двух пролетного производственного здания. 1 – колонны, 2 – стропильные фермы, 3 – подкрановые балки, 4 – светоаэрационные фонари, 5-связи по колоннам

По виду внутрицехового транспорта здания подразделяются на бескрановые, с мостовыми кранами, с подвесными кранами, с подвесными конвейерами.

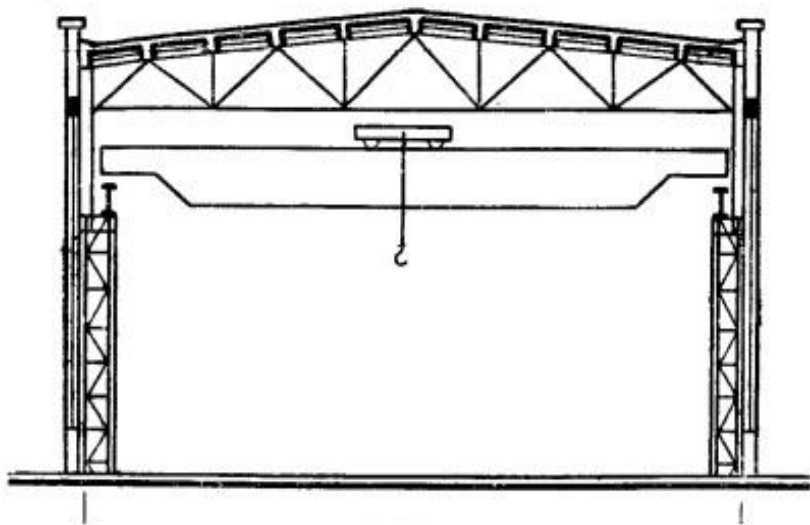


Рис. 1.2 - С мостовым краном;

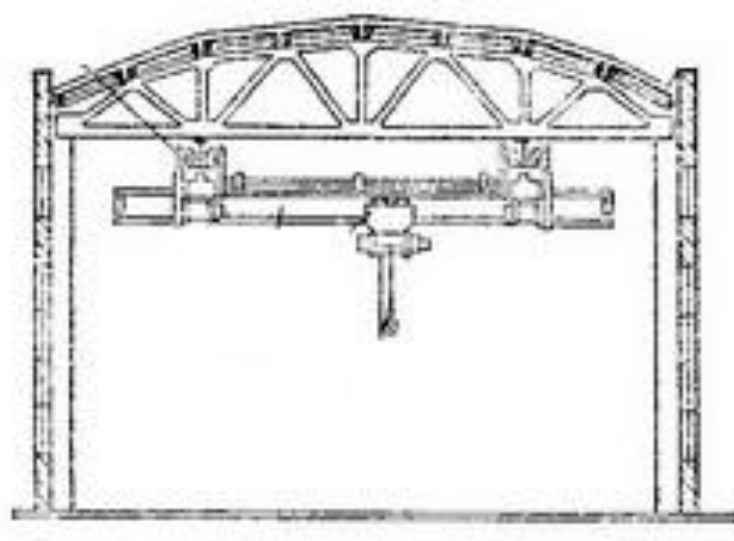


Рис. 1.3. - С подвесным краном

Комплекс несущих конструкций, воспринимающих нагрузку от веса ограждающих конструкций здания (кровля, стеновые панели, переплеты остекления и т.п.), атмосферные нагрузки (снег, ветер), нагрузки от кранов, а в некоторых случаях и от другого технологического оборудования, называется **каркасом здания**.



Рис. 1.4.- Каркас здания

Жесткость и устойчивость каркаса и его отдельных элементов обеспечивается системой связей: вертикальными связями по колоннам, воспринимающими продольные усилия от действия ветра на торец здания и сил продольного торможения кранов; горизонтальными и вертикальными связями по шатру здания, обеспечивающими устойчивость конструкции покрытия.

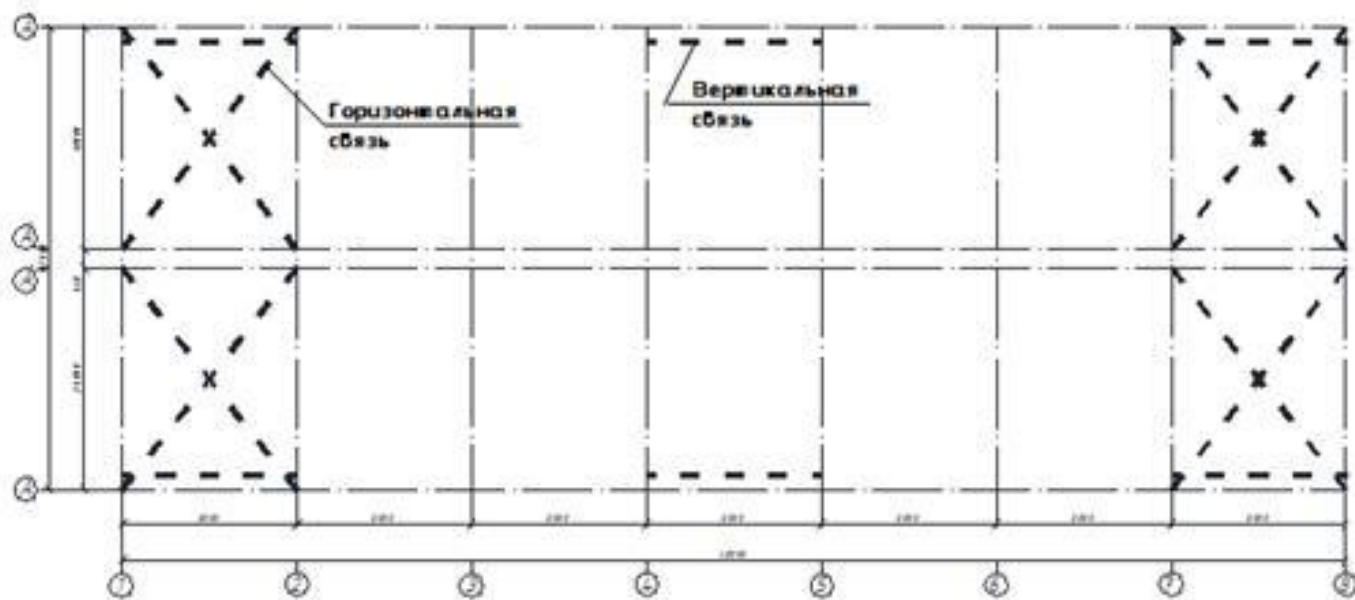


Рис. 1.5.- Система связей

Кроме перечисленных элементов в составе каркаса обязательно имеются конструкции торцевого фахверка (а иногда и продольного, площадок, лестниц и других элементов здания).

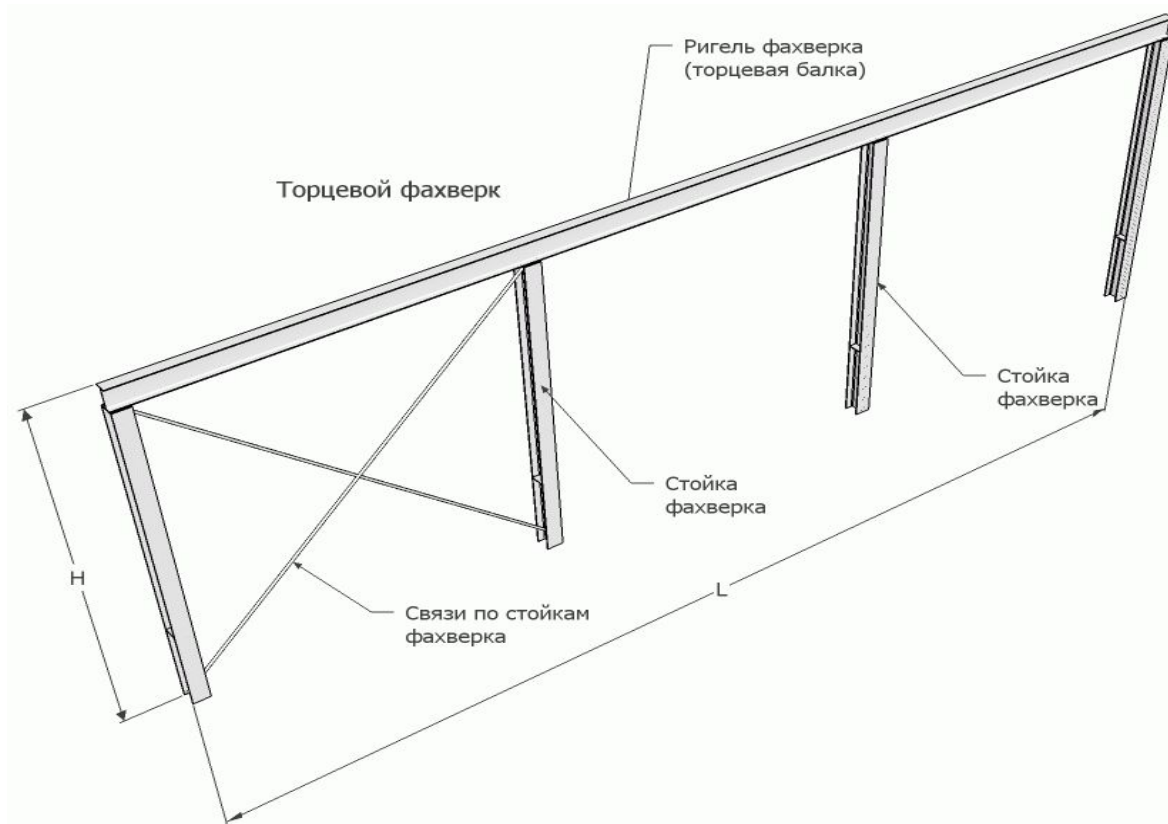


Рис. 1.6. – Торцевой фахверк

1.2 Основные требования, предъявляемые к каркасам производственных зданий

Конструкция здания должна полностью удовлетворять назначению сооружения и в то же время быть наиболее экономичной.

При проектировании производственных зданий в первую очередь необходимо учитывать эксплуатационные требования и экономические факторы.

Поэтому особенное внимание должно уделяться учету эксплуатационного режима работы мостовых кранов, который зависит от назначения здания и эксплуатационного процесса в нем.

По правилам «Госгортехнадзора» различают пять режимов работы кранов:

- с ручным приводом (Р);
- с машинным приводом:
- легкий (Л);
- средний (С);
- тяжелый (Т);
- весьма тяжелый (ВТ).

- Краны с ручным приводом (Р) имеют небольшую грузоподъемность и в современных производственных зданиях применяются очень редко (для ремонтных и вспомогательных работ.)
- Краны легкого режима работ (Л) имеют большие перерывы в работе и редко поднимают грузы предельной величины. Это крюковые краны, предназначенные для монтажа оборудования и выполнения ремонтных работ.
- Краны среднего режима работы (С) характеризуются более интенсивной работой. Это крюковые краны в основном механических и сборочных цехов со среднесерийным производством, а также краны ремонтно-механических предприятий.
- Краны тяжелого режима работы (Т) работают еще более интенсивно, поднимая грузы, близкие к предельным. Сюда относятся крюковые краны цехов с крупносерийной продукцией, а также литейные, ковочные и завалочные.
- Краны весьма тяжелого режима работы (ВТ) характеризуются интенсивной круглосуточной работой с грузами предельной величины. К этой группе кранов относятся также специальные краны с повышенными динамическими воздействиями. К кранам весьма тяжелого режима работы относятся преимущественно мостовые краны металлургических цехов, грейферные, магнитные с жесткой и гибкой траверсой, магнитно-грейферные, магнитные краны шихтовых, скрапных и копровых отделений, литейные и т.п.

На работу строительных конструкций зданий большое влияние оказывает внутрицеховая среда, степень агрессивного воздействия которой определяется скоростью коррозионного поражения поверхности металла в мм /год:

- слабая (до 0,1мм/год);
- средняя (до 0,5мм/год);
- сильная (свыше 0,5мм/год).



Рис. 1.7 – Коррозионное поражение

1.3 Область применения стальных и смешанных каркасов промышленных зданий.



Область применения **стальных каркасов** с учетом дефицита стали регламентируется «Техническими правилами по экономичному расходованию основных строительных материалов». По этим правилам в одноэтажных промышленных зданиях допускается применение стального каркаса в следующих случаях:

1) При высоте здания от пола до низа стропильной фермы равной или большей 18м.

2) При кранах $Q \geq 500$ кН, а при кранах весьма тяжелого режима работы (Вт) – при любой грузоподъемности.

3) При строительстве в труднодоступных районах (горы, пустыни, тайга и.т.п.) и в районах, где нет базы по изготовлению железобетонных конструкций.

Смешанные каркасы, то есть состоящие из ж/б колонн и стальных стропильных и подстропильных допускается применять в следующих случаях:

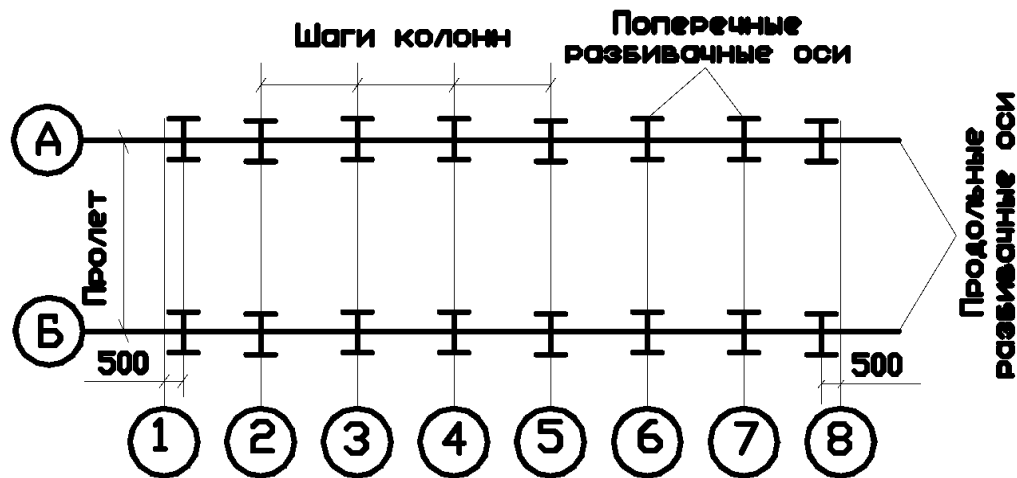
- 1) при пролете не менее 30 м.
- 2) при подвесном транспорте $Q \geq 50 \text{ кН}$, а также при конвейерном транспорте.
- 3) при тяжелых условиях эксплуатации (динамические нагрузки или нагрев конструкций до $t > 100 \text{ }^\circ\text{C}$).
- 4) при расчетной сейсмичности 9 баллов, и пролете не менее 18 м; при расчетной сейсмичности 8 баллов и пролете не менее 24 м.
- 5) при пролете не менее 24 м в неотапливаемых зданиях с легкой кровлей.
- 6) при пролете менее 24 м в зданиях с подвесным транспортом с $Q \geq 20 \text{ кН}$.
- 7) в многопролетных неотапливаемых зданиях с рулонной кровлей при пролете $Q \leq 300 \text{ кН}$.

1.4 Компоновка конструктивной схемы каркаса

При компоновке конструктивной схемы каркаса решаются вопросы размещения колонн здания в плане, выбирается схема поперечной рамы, устанавливаются внутренние габариты здания, назначаются генеральные размеры основных конструктивных элементов каркаса, решается система связей по колоннам и шатру здания.

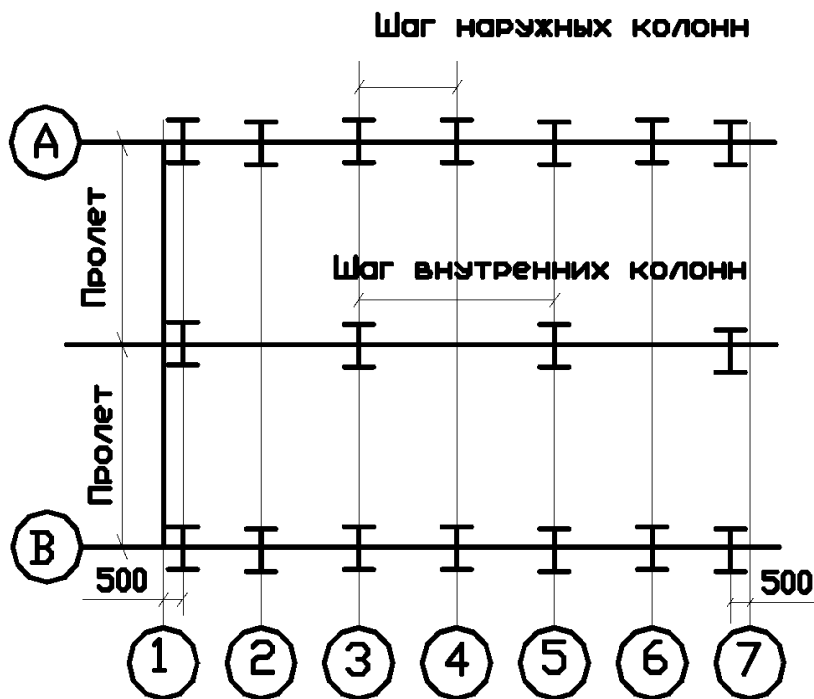
1.4.1 Размещение колонн в плане

Размещение колонн в плане принимают с учетом технологических, конструктивных и экономических факторов.



для производственных зданий пролетом $L=18, 24, 30, 36$ м и более. Расстояние между колоннами в продольном направлении (шаг колонн) также принимают кратными 6 м.

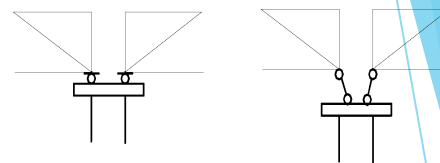
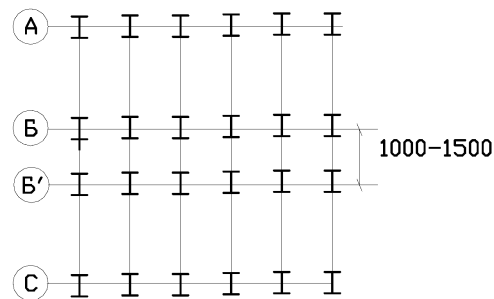
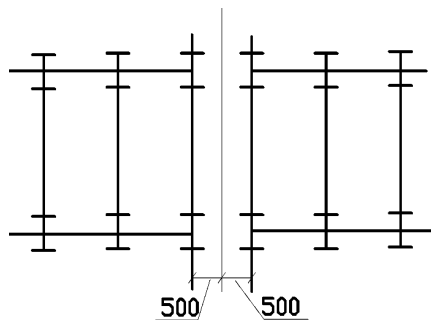
При больших размерах здания в плане в элементах каркаса могут возникать большие дополнительные напряжения от изменения температуры. Поэтому в необходимых случаях здание разрезают на отдельные блоки поперечными и продольными температурными швами.



Нормами проектирования установлены предельные размеры температурных блоков, при которых влияние климатических температурных воздействий можно не учитывать.

Характеристика здания	Стальной каркас		Смешанный каркас	
	Длина блока вдоль здания, м	Ширина блока поперек здания, м	Длина блока вдоль здания, м	Ширина блока поперек здания, м
Отапливаемое	230(160)	150(110)	65	65
Неотапливаемое и горячие цеха	200(140)	120(90)	45	45

Размеры в скобках для зданий, эксплуатируемых при температуре наружного воздуха $t = -40 \div -65 \text{ } ^\circ\text{C}$.



Наиболее распространенный способ устройства поперечных температурных швов заключается в том, что в месте разрезки здания ставят две поперечные рамы, не связанные между собой, колонны которых смещают с оси на 500 мм в каждую сторону, подобно тому как это делается у торца здания.

Если устраивается продольный температурный шов, то колонны устанавливают на разных осях с расстоянием 1000 или 1500 мм.

Возможно и другое решение продольного температурного шва с подвижным в поперечном направлении опиранием одного или обоих ригелей на колонну с помощью катков или другого устройства.

1.4.2 Компоновка поперечных рам

Компоновку поперечной рамы начинают с установления основных (генеральных) габаритных размеров элементов рамы. Размеры по вертикали привязывают к отметке уровня пола, принимая ее нулевой. Размеры по горизонтали привязывают к продольным осям здания. Все размеры принимают в соответствии с основными положениями по унификации.



1.4.2.1 Размеры по вертикали

Вертикальные габариты зависят от технологических условий производства.

Основные величины: h_1 , h_2 , H , h_k , $h_{\text{к}}$, h .

h_1 – минимальная отметка головки кранового рельса, которая задается из условия необходимой высоты подъема крюка над уровнем пола.

h_2 – расстояние от головки кранового рельса до низа несущих конструкций покрытия, зависящее от вертикального габарита мостового крана.

$$h_2 = (h_k + 100) + a$$

где h_k – вертикальный габарит крана по ГОСТ;

100мм – зазор, установленный по требованиям техники безопасности;

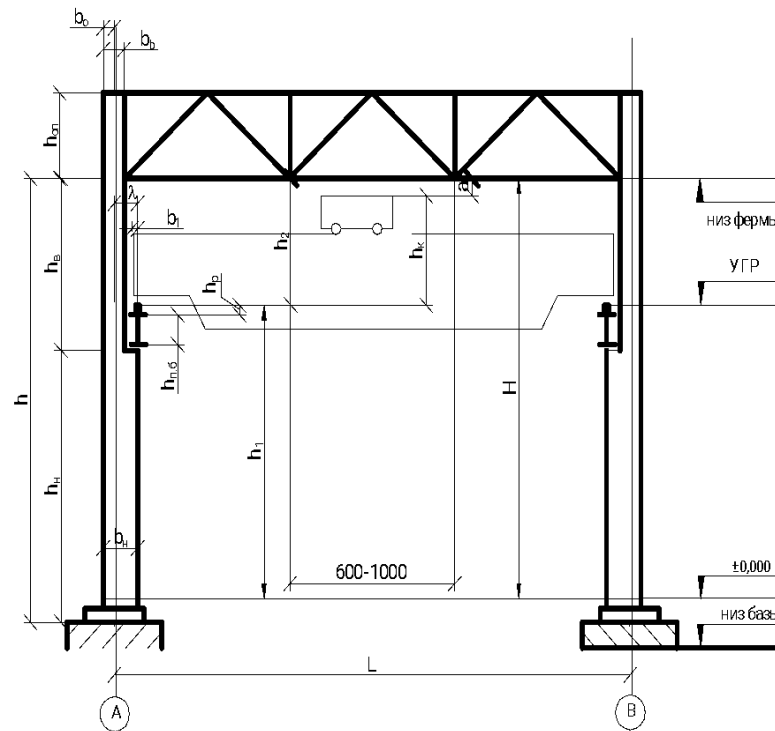
$a = 200 \div 400$ мм – размер, учитывающий прогиб конструкций покрытия (для больших пролетов – больший размер)

Окончательный размер h_2 назначают кратным 200мм.

H – высота цеха от уровня пола до низа конструкций покрытия. H принимают кратным 1,2 м при $H \leq 10,8$ м и 1,8м при $H > 10,8$ м из условия соизмеримости со стандартными ограждающими конструкциями.

В отдельных случаях принимают H кратным 0,6м.

Изменение H производят за счет увеличения h_1 , оставляя h_2 минимально необходимым.



Высота подкрановой части от верха колонны до низа стропильных ферм

$$h_{в} = h_{2} + h_{п.б.} + h_{р}$$

где h_{2} – определено ранее;

$h_{п.б.}$ – высота подкрановой балки. Ее определяют при подборе сечения подкрановой балки, который нужно выполнить до статического расчета рамы;

$h_{р}$ – высота подкранового рельса, принимается по ГОСТ.

Высота подкрановой части колонны

$$h_{н} = H - h_{в.} + (0,6 \div 1) \text{ м.}$$

где $0,6 \div 1,0$ м – заглубление колонны ниже уровня пола.

Общая высота стойки рамы (колонны) от низа фермы (ригеля) до низа базы.

$$h = h_{н} + h_{в}$$

Высота колонны у опоры ригеля $h_{оп}$ зависит от принятой конструкции стропильных ферм и равна их высоте на опоре.

1.4.2.2 Размеры по горизонтали

Привязка наружной грани колонны к продольной разбивочной оси принимается:

1) $b_0=0$ в зданиях без мостовых кранов или с мостовыми кранами $Q \leq 300 \text{ кН}$ при $V=6 \text{ м}$ и $H \leq 8 \div 10 \text{ м}$;

2) $b_0=500 \text{ мм}$ в высоких зданиях с кранами $Q \geq 750 \text{ кН}$, а также в зданиях «особого» режима, если в накрановой части колонны устраиваются проемы для прохода;

3) $b_0=250 \text{ мм}$ во всех остальных случаях. Из условия необходимой жесткости ширину верхней части колонны принимают $b_B \geq \frac{1}{12} h_B$, как правило, $b_B=2 b_0$, т.е. $b_B=500 \text{ мм}$ или 1000 мм и тогда разбивочная ось располагается по середине верхней части колонны.

Чтобы кран при движении вдоль цеха не задевал колонну, расстояние от оси колонны до оси подкрановой балки λ должно быть

$$\lambda \geq B_1 + (b_B - b_0) + (60 \div 75) \text{ мм},$$

где B_1 - часть кранового моста, выступающего за ось подкранового пути (принимается по ГОСТ на краны);

$b_B - b_0$ - расстояние от разбивочной оси до внутренней грани верхней части колонны;

$60 \div 75$ - зазор между краном и колонной устраивается по требованиям техники безопасности, принимается по ГОСТ на краны.

Пролеты кранов имеют модуль 500 мм, поэтому размер λ должен быть кратным 250 мм. Исходя из этого принимают:

1) $\lambda = 750$ мм для кранов $Q \leq 500$ кН при отсутствии проходов в надкрановой части колонны;

2) $\lambda = 1000$ мм для кранов $Q \leq 1250$ кН, а также при наличии внутренних проходов в надкрановой части колонны;

3) $\lambda \geq 1250$ мм для некоторых специальных и очень тяжелых кранов при наличии проходов вне колонны.

Сквозные проходы вдоль подкрановых путей должны предусматриваться в зданиях с тяжелым и весьма тяжелым режимом работы кранов.

Ось подкрановой ветви колонны обычно совмещена с осью подкрановой балки; в этом случае ширина нижней части колонны крайнего ряда $b_H = b_0 - \lambda$.

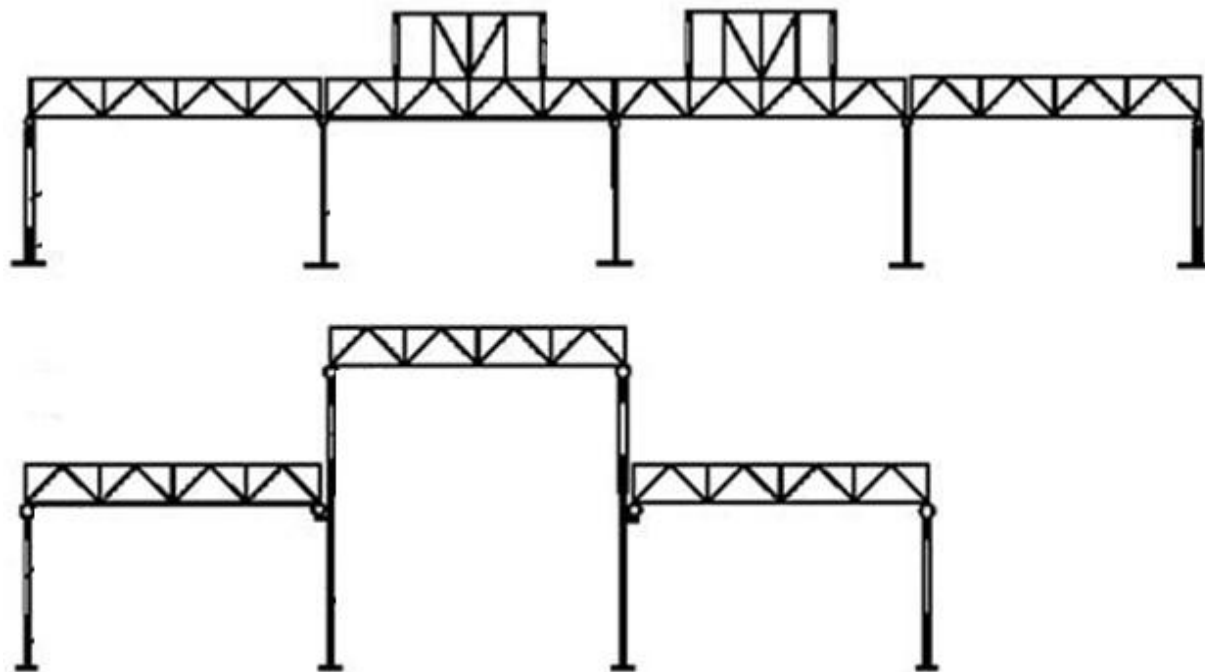
Из условия обеспечения жесткости колонны при тяжелом режиме работы кранов необходимо, чтобы $b_H \geq \frac{1}{15} h$.

Верхняя часть колонны обычно проектируется сплошной; нижняя часть при $b_H \leq 1000$ мм - сплошной; при $b_H > 1000$ мм - сквозной.

Для легких промышленных зданий с кранами небольшой грузоподъемности иногда применяют сквозные или сплошные колонны постоянного сечения ($b_H = b_B$) с расположением подкрановых балок на консолях; ширина таких колонн должна быть не менее $\frac{1}{25} h$.

Размеры пролета здания L и пролета крана L_K связаны зависимостью $L = L_K + 2\lambda$.

1.4.3 Особенности компоновки многопролетных рам



При компоновке многопролетных рам для наибольшей унификации объемно-планировочного решения следует стремиться к тому, чтобы здание было прямоугольным в плане, имело одинаковые пролеты и единую высоту. Если по условиям технологии это невозможно, то повышенные пролеты следует группировать по одну сторону от пониженных, число различных пролетов должно быть минимальным. Перепады высот повышенной и пониженной частей здания менее 1,8 м не допускается. Все здания в этом случае целесообразно сделать одной высоты (по максимальной высоте).

Определение компоновочных размеров для крайних рядов многопролетных рам производится точно так же, как для однопролетных. Если в различных пролетах здания одной высоты имеются краны различной грузоподъемности, то размер h_2 принимается по наибольшему крану.

Заглубление средних колонн ниже уровня пола принимается одинаковым с крайними (600 ÷ 1000 мм).

1.4.4 Продольная компоновка каркаса

1.4.4.1 Связи

Важными элементами стального каркаса являются связи, необходимые для:

- 1) восприятия и передачи на фундаменты ветровых и горизонтальных крановых нагрузок;
- 2) включения пространственной жесткости каркаса и устойчивости его сжатых элементов;
- 3) включения в совместную работу соседних рам при местных нагрузках (например крановых);
- 4) создания жесткости каркаса, обеспечивающей нормальные условия эксплуатации;
- 5) обеспечения монтажа.

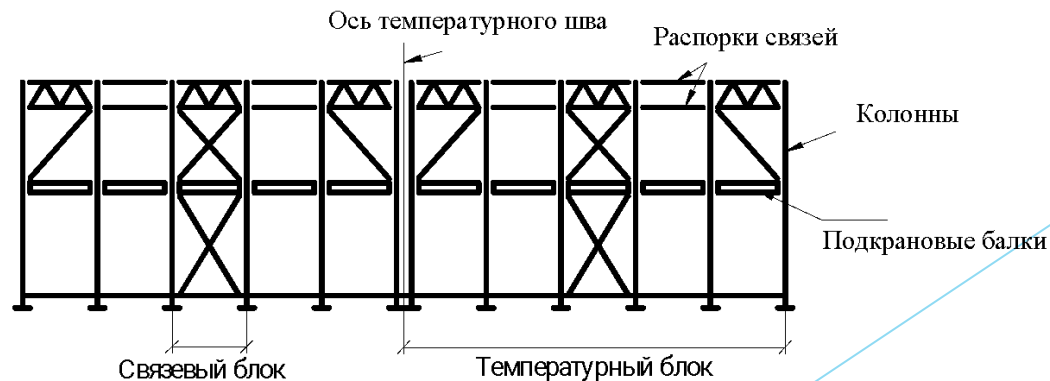
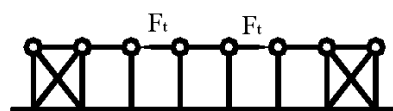
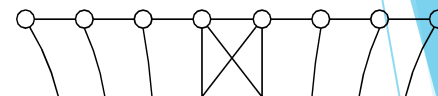
Связи подразделяются на связи между колоннами и связи по покрытию (связи шатра)

Связи между колоннами

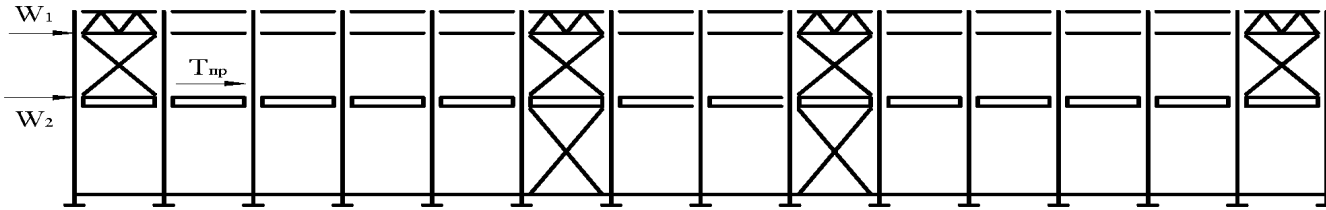
Система связей между колоннами обеспечивает во время эксплуатации и монтажа геометрическую неизменяемость каркаса и его несущую способность в продольном направлении, а также устойчивость колонн из плоскости поперечных рам.

Связи, образующие жесткий диск, располагают посередине здания или температурного отсека, учитывая возможность перемещения колонн при температурных деформациях продольных элементов.

Если поставить связи (жесткие диски) по торцам здания, то во всех продольных элементах (подкрановые конструкции, подстропильные фермы, распорки связей) возникают большие температурные усилия F_t



При длине здания или температурного блока более 120м между колоннами обычно ставят две системы связевых блоков.

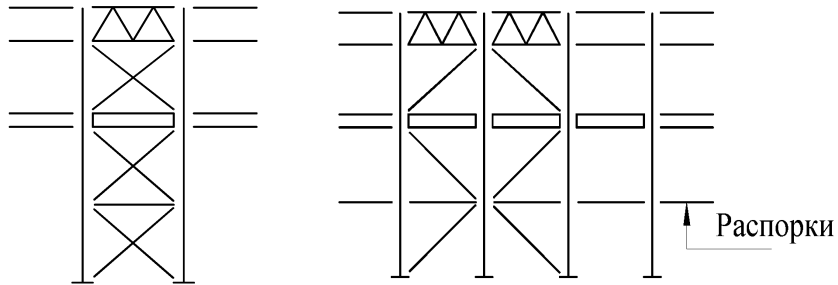


Предельные размеры между вертикальными связями в метрах

Характеристика здания	От торца блока до оси ближайшей вертикальной связи.	Между осями вертикальных связей в одном блоке
Отапливаемое	90 (60)	60(50)
Неотапливаемое или горячие цехи	75 (50)	50(40)

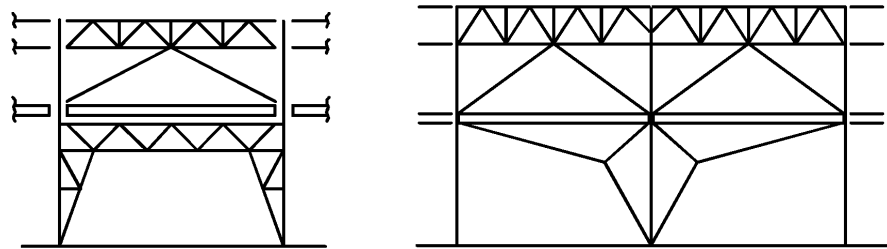
Размеры в скобках даны для зданий, эксплуатируемых при расчетных температурах наружного воздуха $t = -40^{\circ} \div -65^{\circ} \text{C}$.

Наиболее простая схема связей крестовая, она применяется при шаге колонн до 12 м. Рациональный угол наклона связей $35^\circ \div 55^\circ$, поэтому при небольшом шаге, но большой высоте колонн устанавливают две крестовые связи по высоте нижней части колонны.



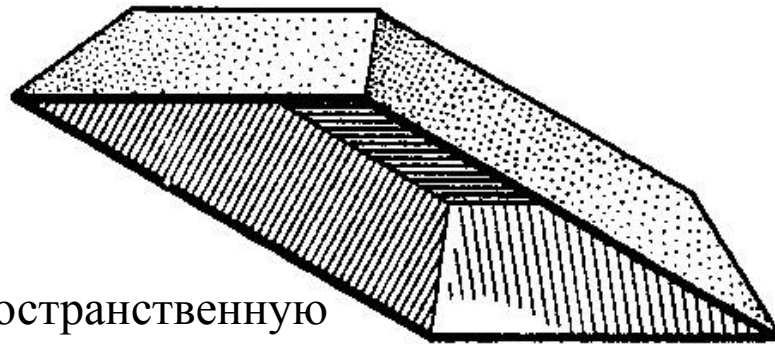
В таких же случаях иногда проектируют дополнительную развязку колонн из плоскости рамы распорками.

Вертикальные связи ставят по всем рядам здания. При большом шаге колонн средних рядов, а также чтобы не мешать передаче продукции из пролета в пролет проектируют связи портальной и полупортальной схем.



Вертикальные связи между колоннами воспринимают усилия от ветра W_1 и W_2 действующего на торец здания и продольного торможения кранов $T_{пр}$.

Связи по покрытию.

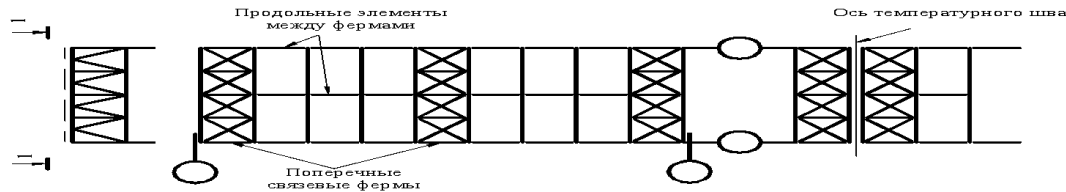


Связи по конструкциям покрытия (шатра) или связи между фермами создают общую пространственную жесткость каркаса и обеспечивают: устойчивость сжатых поясов ферм из их плоскости, перераспределение местных крановых нагрузок, приложенных к одной из рам, на соседние рамы; удобство монтажа; заданную геометрию каркаса; восприятие и передачу на колонны некоторых нагрузок.

Связи по покрытию располагают:

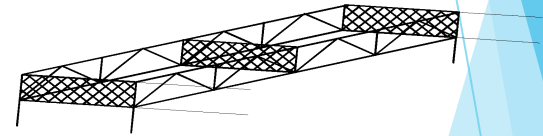
- 1) в плоскости верхних поясов стропильных ферм – продольные элементы между ними;
- 2) в плоскости нижних поясов стропильных ферм – поперечные и продольные связевые фермы, а также иногда и продольные растяжки между поперечными связевыми фермами;
- 3) вертикальные связи между стропильными фермами;
- 4) связи по фонарям.

1) Связи в плоскости верхних поясов ферм.



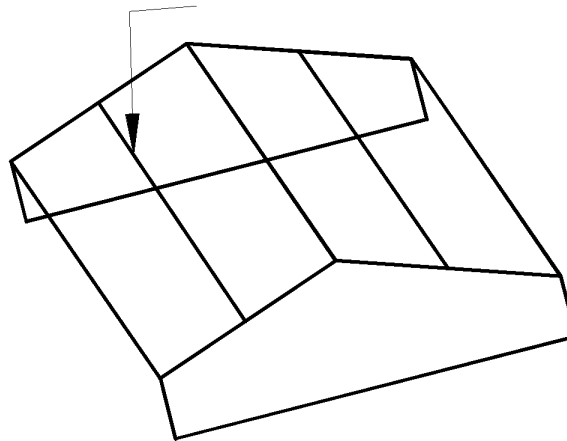
Элементы верхнего пояса стропильных ферм сжаты, поэтому необходимо обеспечить их устойчивость из плоскости ферм.

Ж/б плиты покрытия и прогоны могут рассматриваться как опоры. Такие связи целесообразно располагать в торцах цеха, чтобы они вместе с поперечными связевыми фермами по нижним поясам и вертикальными связями между фермами создавали пространственный блок, обеспечивающий жесткость покрытия. При большей длине здания или температурного блока устанавливают промежуточные поперечные связевые фермы, расстояние между которыми не должно превышать 60 м.

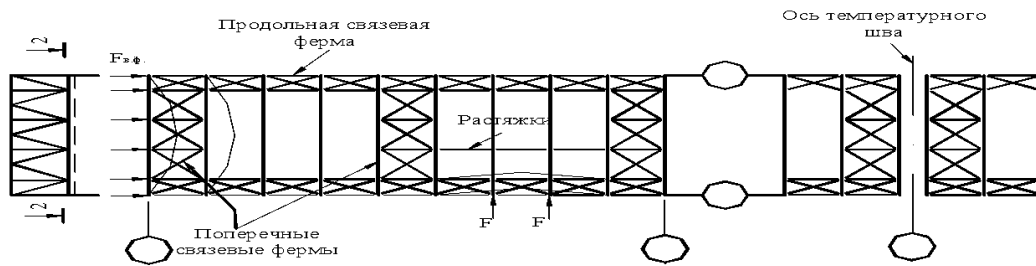


Для обеспечения устойчивости верхнего пояса фермы из ее плоскости в пределах фонаря, где нет кровельного настила, предусматриваются специальные распорки, в коньковом узле фермы обязательны. В процессе монтажа (до установки плит покрытия или прогонов) гибкость верхнего пояса из плоскости фермы должна быть не более 220. Поэтому, если коньковая распорка не обеспечивает этого условия, между ней и распоркой на опоре фермы (в плоскости колонн) ставят дополнительную распорку.

Дополнительная распорка



2) Связи в плоскости нижних поясов ферм

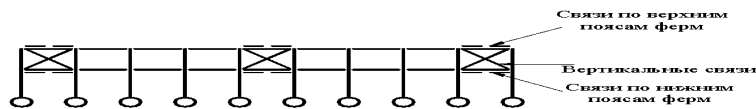


В зданиях с мостовыми кранами необходимо обеспечить горизонтальную жесткость каркаса как поперек, так и вдоль здания. При работе мостовых кранов возникают усилия, вызывающие поперечные и продольные деформации каркаса цеха.

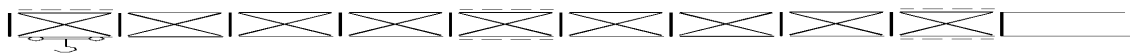
Если поперечная жесткость каркаса недостаточна, краны при движении могут заклиниваться и нарушается нормальная эксплуатация. Чрезмерные колебания каркаса создают неблагоприятные условия для работы кранов и сохранности ограждающих конструкций. Поэтому в однопролетных зданиях большой высоты ($H > 18$ м), в зданиях с мостовыми кранами $Q > 100$ кН, с кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы при любой грузоподъемности обязательна система связей по нижним поясам ферм.

3) Вертикальные связи между фермами.

Эти связи связывают между собой стропильные фермы и препятствуют их опрокидыванию. Они устанавливаются, как правило, в осях, где установлены связи по нижним и верхним поясам ферм образуя совместно с ними жесткий блок.

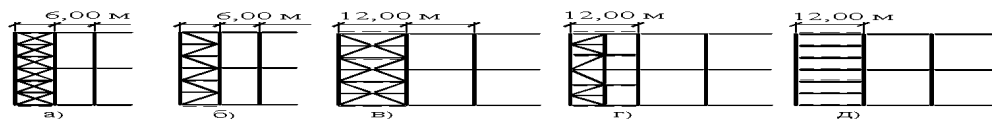


В зданиях с подвесным транспортом вертикальные связи способствуют перераспределению между фермами крановой нагрузки приложенной непосредственно к конструкциям покрытия. В этих случаях, а также к стропильным фермам крепят электрические кран – балки значительной грузоподъемности, вертикальные связи между фермами располагают в плоскостях подвески непрерывно по всей длине здания.

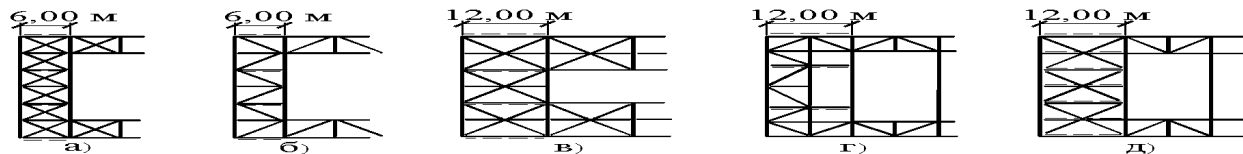


Конструктивная схема связей зависит главным образом от шага стропильных ферм.

Связи по верхним поясам стропильных ферм



Связи по нижним поясам стропильных ферм



Для горизонтальных связей при шаге ферм 6м может быть применена крестовая решетка, раскосы которой работают только на растяжение (рис а).

В последнее время в основном применяются связевые фермы с треугольной решеткой (рис б). Здесь раскосы работают как на растяжение, так и на сжатие, поэтому их целесообразно проектировать из труб или гнутых профилей, позволяющих снизить расход металла на 30-40 %.

При шаге стропильных ферм 12 м диагональные элементы связей даже работающие только на растяжение, становятся слишком тяжелыми. Поэтому систему связей проектируют так, чтобы наиболее длинный элемент был не более 12 м, и этим элементом поддерживают диагонали (рис в, г).

Обеспечить крепление продольных связей можно и без решетки связей по верхнему поясу ферм, которая не дает возможности использовать сквозные прогоны. В этом случае в жесткий блок входят элементы покрытия (прогоны, панели), стропильные фермы и часто расположенные вертикальные связи (рис д). Такое решение является в настоящее время типовым. Элементы связи шатра (покрытия) рассчитываются, как правило, по гибкости. Предельная гибкость для сжатых элементов этих связей – 200, для растянутых – 400, (при кранах с числом циклов $2 \cdot 10^6$ и более – 300).

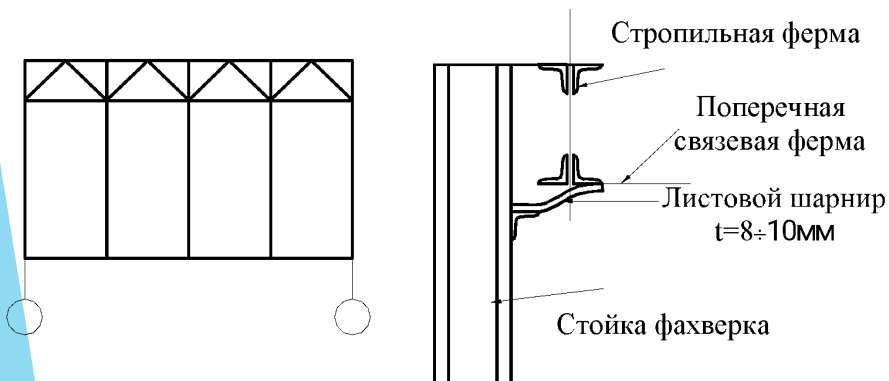
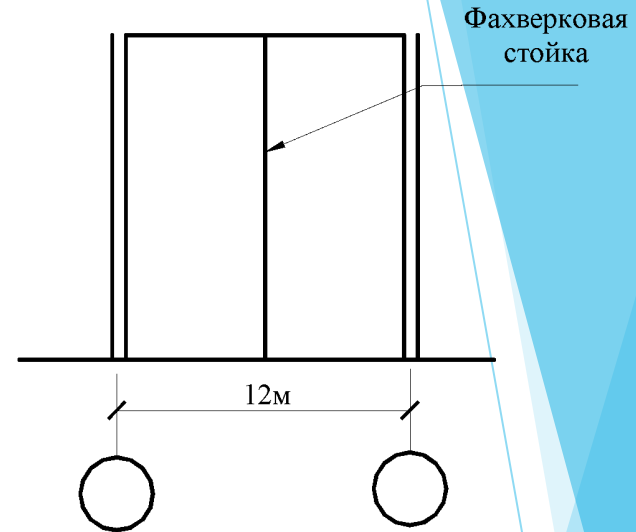
1.4.4.2 Фахверк

Система конструктивных элементов, служащих для поддержания стенового ограждения и восприятия ветровой нагрузки называется фахверком.

Фахверк устраивается для нагруженных стен, а также для внутренних стен и перегородок.

При самонесущих стенах, а также при панельных стенах с длинами панелей, равными шагу колонн, необходимости в конструкциях фахверка нет.

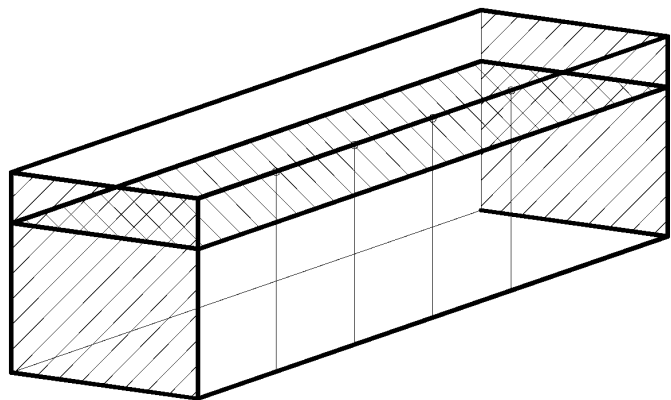
При шаге наружных колонн 12 м и стеновых панелях длиной 6 м устанавливаются промежуточные фахверковые стойки.



Фахверк, устанавливаемый в плоскости продольных стен здания, называется продольным фахверком. Фахверк, устанавливаемый в плоскости стен торца здания, называется торцевым фахверком.

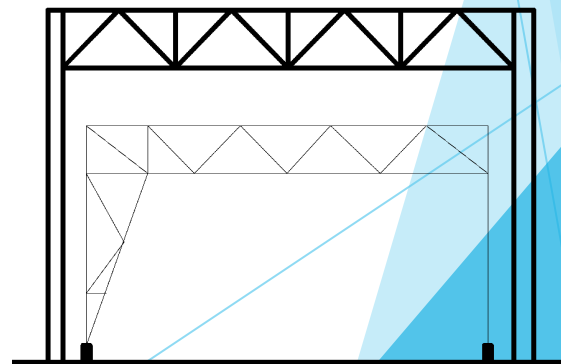
Торцовый фахверк состоит из вертикальных стоек, которые устанавливаются через 6 или 12 м. Верхние концы стоек в горизонтальном направлении опирают на поперечную связевую ферму в уровне нижних поясов стропильных ферм.

1.4.5 Особые решения конструктивных схем каркасов

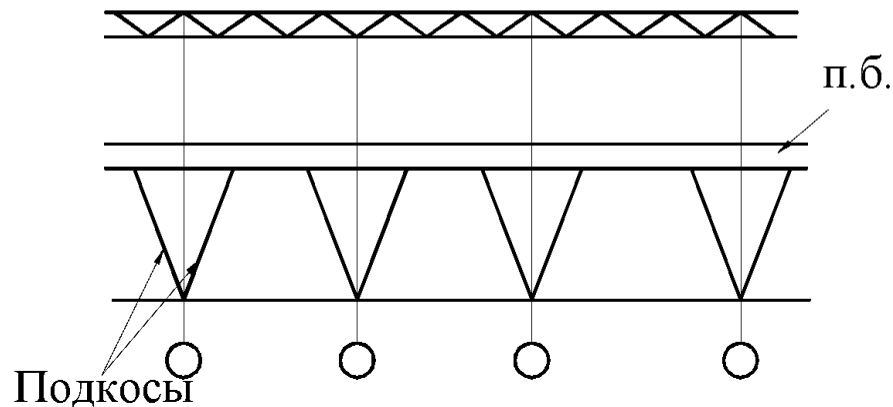


Рациональным компоновочным решением для высоких и небольших по длине зданий является конструктивная схема каркаса с *несмещающимися* в поперечном направлении (в плоскости рамы) верхними концами колонн. Верхние концы колонн опираются на продольные связевые фермы по нижним поясам стропильных ферм, которые в свою очередь опираются на жесткие торцы здания. В таких зданиях проектируют жесткий торцовый фахверк, развязанный диагональными связями и развитую систему горизонтальных связей по нижним поясам стропильных ферм.

С точки зрения расхода металла это решение наиболее экономично, однако оно не всегда приемлемо по технологическим требованиям (затруднение передачи продукции в смежные пролеты, малая скорость кранов, возможны завалы путей деталями и т.п., опасность для людей при переходах). Поэтому такая заманчивая на первый взгляд компоновочная схема практического распространения не получила.



Облегчение конструкций по средним рядам колонн может быть достигнуто различными способами.

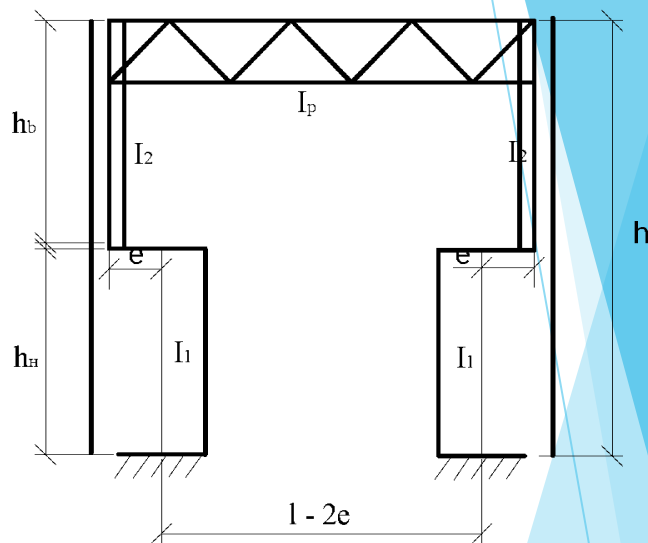


Подкосная система. Вследствие уменьшения пролета подкрановых балок, опирающихся на парные подкосы, а также выгодного перераспределения усилий в балках благодаря пригрузке их колоннами, несущими покрытие, получается существенная экономия металла.

1.4.6. Особенности расчета поперечных рам

Для расчета рамы необходимо наметить ее расчетную схему, собрать действующие на раму нагрузки, произвести статический расчет и выявить комбинации наибольших расчетных усилий. По этим комбинациям подбирают сечения элементов рамы. Для расчета рамы ее конструктивную схему надо привести к расчетной.

При расчете статически неопределимых систем требуется знать жесткости EI элементов или при одном и том же модуле упругости E – соотношение моментов инерции. Этими моментами инерции предварительно задаются на основе прикидочных расчетов или ранее запроектированных аналогичных рам. Обычно соотношения моментов инерции элементов рамы находятся в пределах $\frac{I_1}{I_2} = 7 \div 10$ $\frac{I_p}{I_2} = 25 \div 40$



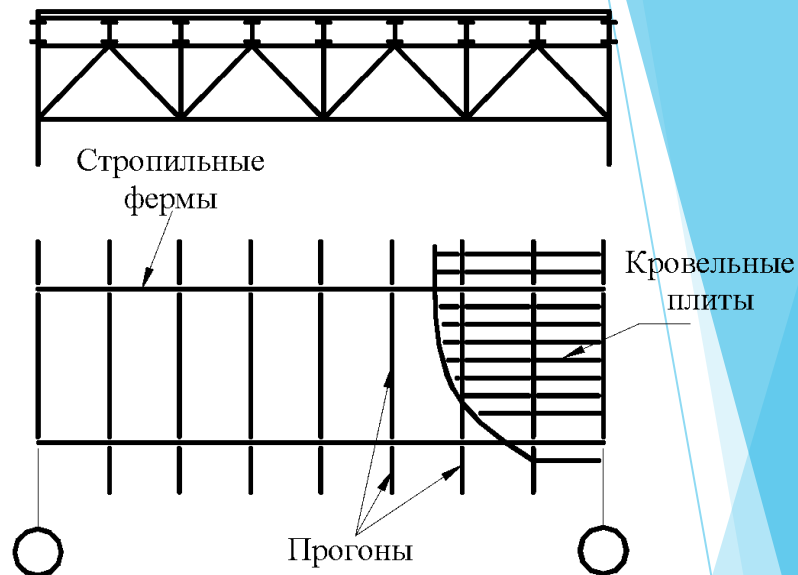
1.5. Конструкции покрытия

Покрытие производственного здания состоит из кровельных (ограждающих) конструкций, несущих элементов (прогонов, ферм, фонарей), на которые опирается кровля, и связей по покрытию, обеспечивающих пространственную неизменяемость, жесткость и устойчивость всего покрытия и его отдельных элементов.

В конструкциях покрытия наибольшее распространение получили **два конструктивных решения**: с применением продольных прогонов и без них.

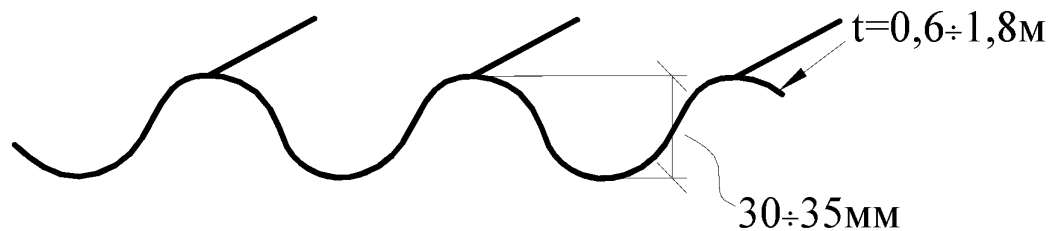
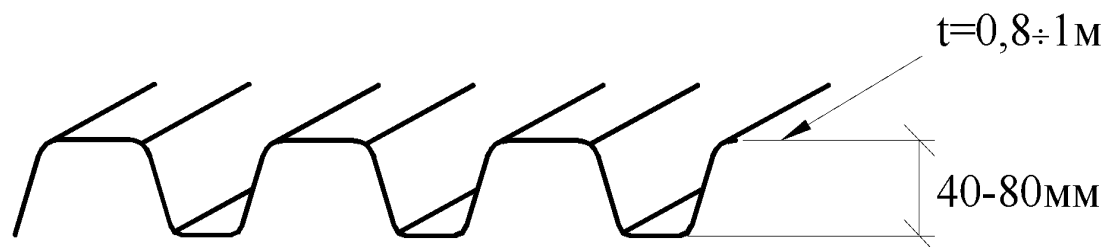
1.5.1. Покрытия с прогоном

Наиболее простыми прогонами являются балки из прокатных швеллеров или двутавров. Прогоны устанавливают на верхний пояс фермы в ее узлах. Кровельные покрытия бывают теплыми (с утеплением) в отапливаемых производственных зданиях и холодными без утеплителя (для неотапливаемых зданий, а также горячих цехов, имеющих избыточные тепловыделения от технологических установок).



Для теплых кровель в качестве несущих элементов, укладываемых по прогонам применяют стальной профилированный настил из оцинкованной листовой стали. Применяются также мелкогабаритные асбоцементные, армоцементные, керамзитобетонные плиты, а также трехслойные панели, состоящие из двух металлических листов, между которыми расположен утеплитель.

Холодные кровли выполняют из волнистых алюминиевых, стальных, или асбоцементных листов.



Чтобы уменьшить изгибающий момент от скатной составляющей, прогоны раскрепляют тяжами из круглой стали $d=18-22$, уменьшающими расчетный пролет прогона в плоскости ската.

Тяжи ставят между всеми прогонами, за исключением конькового. Составляющие нагрузки на прогон q_y и q_x в зависимости от угла наклона ската кровли α

$$q_x = q_y \cdot \cos \alpha ; q_y = q \cdot \sin \alpha .$$

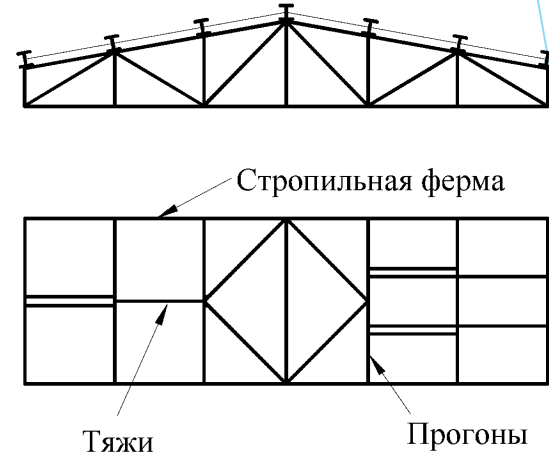
Значение изгибающих моментов в плоскости меньшей жесткости прогона зависят от числа тяжей. При шаге ферм 6м ставят 1 тяж, при шаге 12 м или крутом скате ставят 2 тяжа.

Максимальные напряжения в прогоне от совместного действия изгиба в двух плоскостях

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_y \gamma_c$$

Прочность прогонов разрешается проверять с учетом развития пластических деформаций

$$\sigma = \frac{M_x}{C_x W_x} + \frac{M_y}{C_y W_y} \leq R_y \gamma_c$$



1.5.2.Беспрогонное покрытие

Для беспрогонного покрытия широкое распространение получили различного вида крупнопанельные унифицированные железобетонные плиты шириной 1,5 и 3м и длиной 6 и 12м.

Недостатком крупногабаритных ж/б плит является их большой собственный вес.

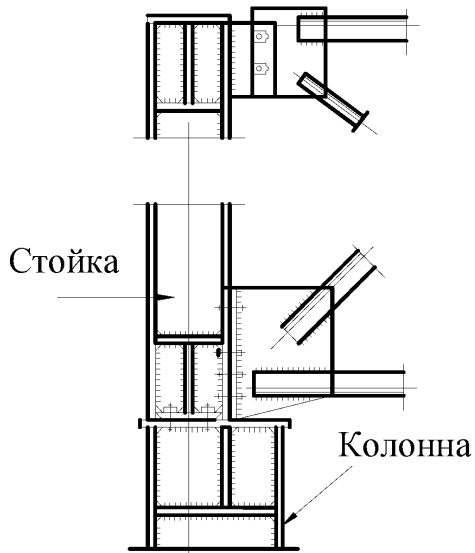
Стремление облегчить теплую крупнопанельную кровлю приводит к поиску других конструктивных решений панелей с применением гнутых профилей, профилированного настила, алюминия, легких утеплителей.

В последнее время находят применение металлические панели шириной 1,5 и 3 м и длиной 6 и 12 м. Вес таких панелей в 4-5 раз меньше железобетонных. По сравнению с кровлей по прогонам металлические панели более индустриальны.

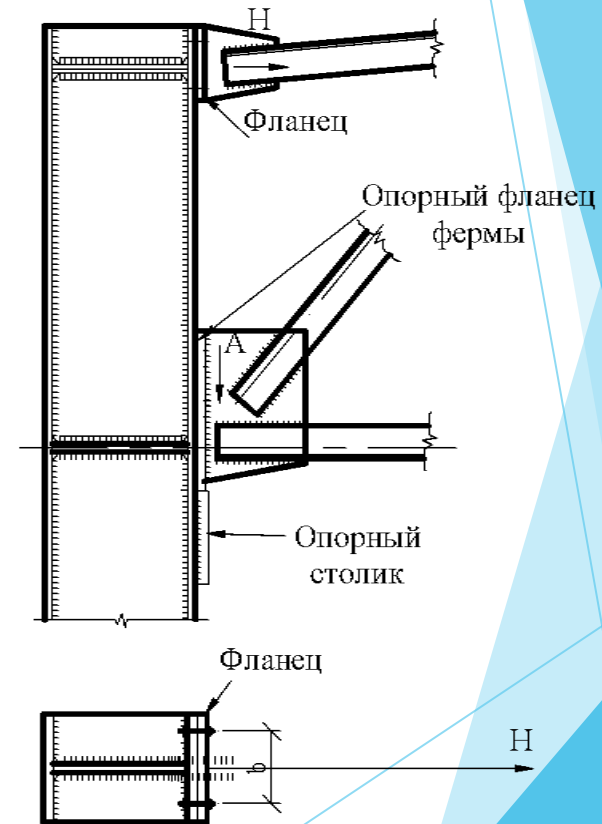
Для холодных кровель крупноразмерные панели применяются чаще, поскольку их конструкция довольно проста.

Панели с использованием алюминиевых сплавов отличаются малой массой и высокой коррозионной стойкостью. Однако из-за высокой стоимости алюминия их применение требует обоснования.

1.5.3. Стропильные и подстропильные фермы



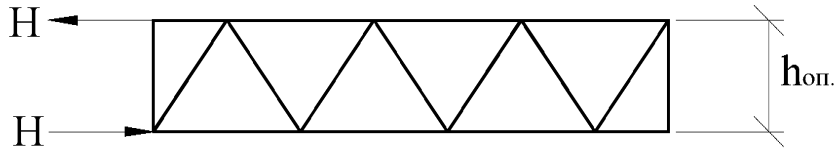
Конструкция опорных узлов ферм зависит от способа сопряжения фермы с колонной. Сопряжение фермы с колонной может быть шарнирным и жестким.



Существует и другое широко распространенное опирание стропильных ферм сбоку колонны на опорный столик. Такое решение обеспечивает надежную работу, просто в изготовлении и удобно при монтаже.

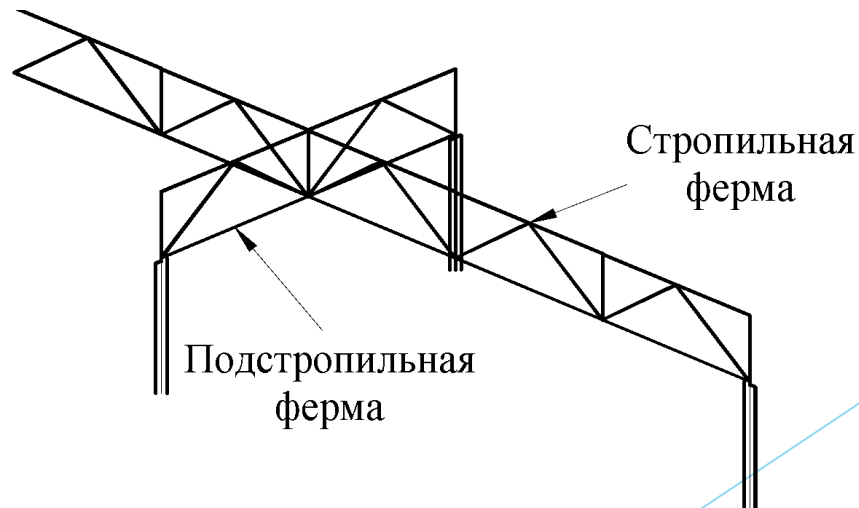
Оно позволяет осуществлять как шарнирное, так и жесткое соединение фермы с колонной.

Жесткое крепление фермы с колонной разгружает пояса, но дополнительно нагружает решетку.



$$H = M_{\text{оп.}} / h_{\text{оп.}}$$

В многопролетных зданиях при шаге внутренних колонн больше, чем наружных, по внутренним колоннам устанавливают подстропильные фермы, которые служат опорами для промежуточных стропильных ферм.

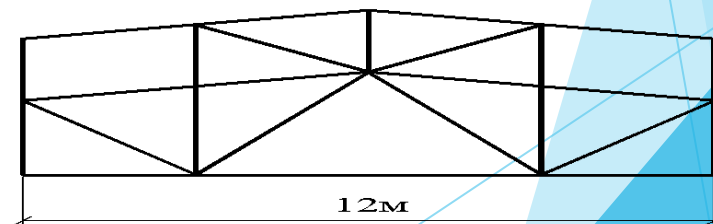
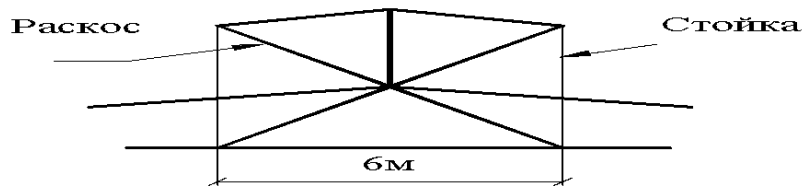


1.5.4. Фонари

В зависимости от назначения фонари производственных зданий подразделяются на **светоаэрационные** и **аэрационные**.

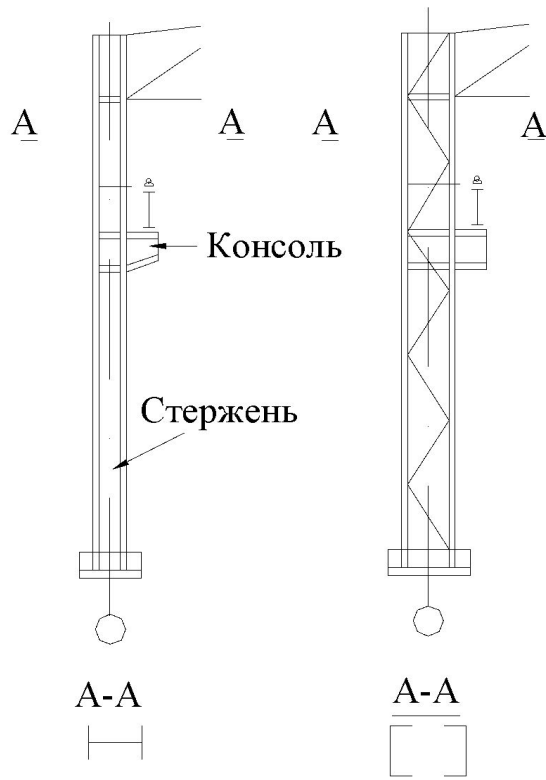
Для пролета здания до 18м принимаются ширина фонаря 6м, для больших пролетов – 12м.

Поперечная конструкция фонаря состоит /из стоек, воспринимающих вертикальную нагрузку от покрытия и снега, и раскосов, служащих для обеспечения геометрической неизменяемости фонаря и восприятия ветровых нагрузок.



1.6. Колонны каркаса

1.6.1. Типы колонн



Стальные колонны могут быть трех типов: постоянного по высоте сечения, переменного по высоте сечения — ступенчатые и раздельные.

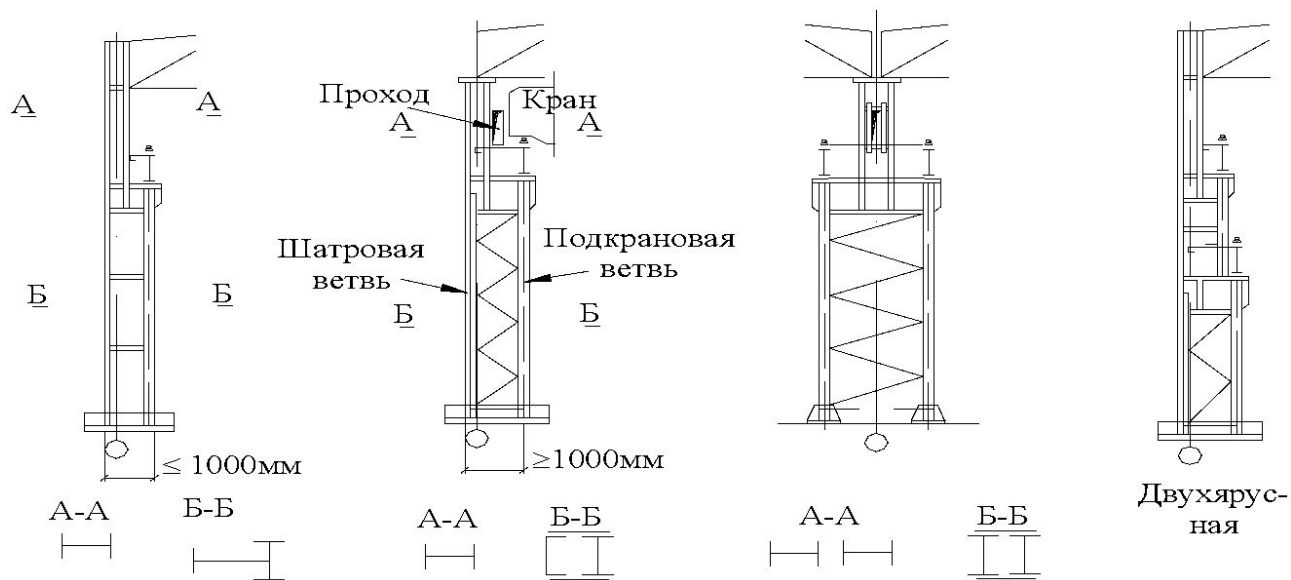
В колоннах постоянно по высоте сечения нагрузка от мостовых кранов передается на стержень колонн через консоли на которые опираются подкрановые балки.

Стержень колонны может быть сплошного или сквозного сечения. Достоинство колонн постоянного сечения (особенно сплошных) — их конструктивная простота и небольшая трудоемкость изготовления.

При кранах большой грузоподъемности выгоднее переходить на ступенчатые колонны. Подкрановая балка в этом случае опирается на уступ нижнего участка колонны и располагается на оси ее ветви, называемой подкрановой ветвью. Верхнюю часть колонны (надкрановую часть) проектируют сплошного сечения, нижнюю часть колонны (подкрановую часть) при ширине до 1 м включительно – сплошного, при большей ширине – сквозного сечения.

В отдельных колоннах подкрановую стойку проектируют из одного прокатного или сварного двутавра, связанного с шатровой колонной гибкими горизонтальными планками толщиной $t=10-12\text{ мм}$.

Отдельные колонны применяют редко, они рациональны при низком расположении кранов большой грузоподъемности и удобны при расширении цеха.



1.6.2. Расчет и конструирование стержня колонны

Колонны производственных зданий работают на внецентренное сжатие. Значения расчетных усилий: продольной силы N , изгибающего момента в плоскости рамы M_x и поперечной силы Q_x определяют по результатам статического расчета рамы.

При расчете колонны проверяют ее прочность и местную устойчивость элементов.

Для обеспечения нормальных условий эксплуатации колонны должны обладать **необходимой жесткостью**.

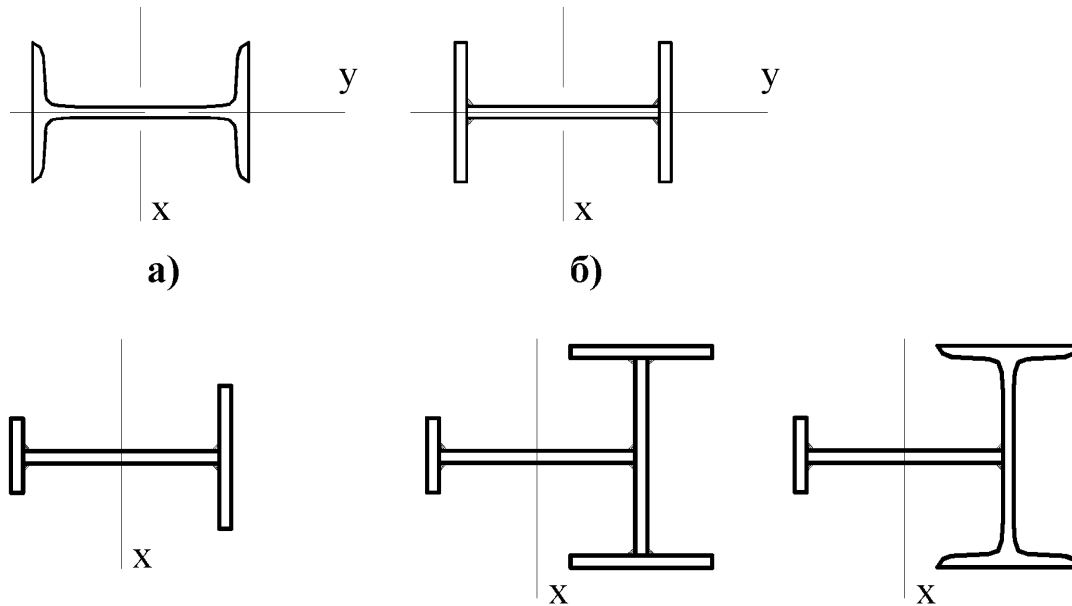
Сечения ступенчатых колонн подбирают отдельно для каждого участка постоянного сечения (верхней и нижней частей колонн)

1.6.2.1. Сплошная колонна

Для колонн с небольшими усилиями, а также в случаях, когда изгибающий момент может действовать как в одну, так и в другую сторону применяют симметричные сечения из:

- а) прокатного двутавра типа Ш;
- б) двутавра составного сечения.

При больших усилиях с односторонним моментом проектируют несимметричные сечения различного вида.



Расчет стержня колонны

1.6.2.1.1. Определяют расчетную длину колонны в плоскости рамы для верхней и нижней частей отдельно:

для нижней части $l_{x1} = \mu_1 l_1$;

для верхней части $l_{x2} = \mu_2 l_2$,

где l_1 и l_2 – геометрические длины соответственно нижней и верхней частей колонны;

μ_1 и μ_2 – коэффициенты приведения расчетной длины, определяемые по СНиП или таблицам в учебнике.

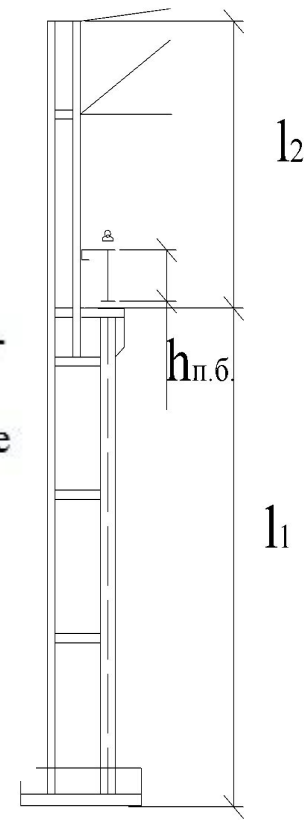
Расчетная длина нижней части колонны из плоскости рамы

$$l_{y1} = l_1.$$

Расчетная длина верхней части колонны из плоскости рамы

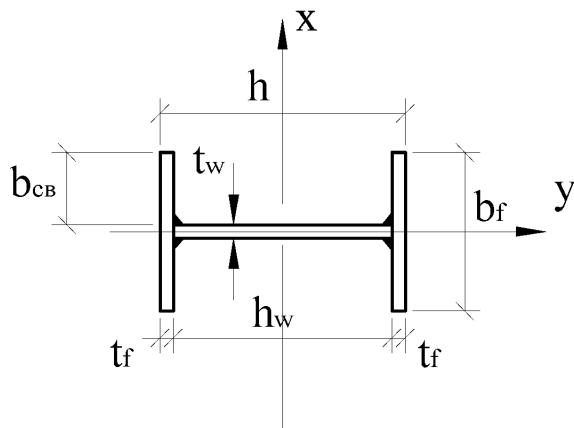
$$l_{y2} = l_2 - h_{п.б.},$$

где $h_{п.б.}$ – высота подкрановой балки.



1.6.2.1.2. Подбор сечения верхней части колонны

Для верхних надкрановых частей ступенчатых колонн применяются, как правило, симметричные двутавры.



1.6.2.1.2. 1. Требуемая площадь сечения колонны

$$A_{тр} = \frac{N}{\varphi_{вн} R_y \gamma_c}$$

где N – продольная сила для верхней части колонны, определяемая из расчета рамы;

$\varphi_{вн}$ – коэффициент снижения расчетного сопротивления при внецентренном сжатии.

$\varphi_{вн}$ – зависит от условной гибкости стержня $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R}{E}}$ и приведенного эксцентриситета $\bar{m}_x = \eta m_x$, где $\lambda_x = \frac{l_{x2}}{i_x}$ – гибкость верхней части колонны относительно оси x-x;

– коэффициент влияния формы сечения;

$m_x = \frac{l_x}{\rho_x}$ – относительный эксцентриситет, здесь $\rho_x = \frac{W_x}{A}$ – ядровое расстояние;

$l_x = \frac{M_x}{N}$ – эксцентриситет приложения силы N .

Для симметричного двутаврового сечения можно принять:

$i_x \approx 0,42h$ $\rho_x = 0,35h$, где h – высота сечения верхней части колонны, назначенная при компоновке рамы.

Тогда $\bar{\lambda}_x = \frac{l_{x2}}{0,42h} \sqrt{\frac{R}{E}}$ $m_x = \frac{M_x}{N \cdot 0,35h}$ По полученным значениям m_x и $\bar{\lambda}_x$ по таблицам определяют η

В первом приближении можно принять соотношение площадей полки и стенки

$$\frac{A_f}{A_w} = 0,5$$

Зная величину приведенного эксцентриситета $\bar{m}_x = \eta m_x$ и условную гибкость $\bar{\lambda}_x$

по таблицам определяют значение $\varphi_{вн}$, а затем и требуемую площадь сечения $A_{тр}$

1.6.2.1.2.2. Компоновка сечения

По требуемой площади $A_{тр}$ подбирают из сортамента широкополочный двутавр типа Ш или komponуют составное сечение из трех листов.

При составном сечении применяют для поясов листы $t_f = 8 \div 40 \text{ мм}$; для стенки $t_w = 8 \div 16 \text{ мм}$.

Наиболее выгодным по расходу стали является тонкостенное сечение. Минимальная толщина листов ограничивается условиями местной устойчивости.

При компоновке сечения ориентировочная ширина полки может быть определена из условия

$$b_f \geq \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) l_2,$$

где l_2 – геометрическая длина верхней части колонны.

Ориентировочно толщина полки может быть определена из соотношения:

$$t_{II} \approx \frac{A_{mp}}{4b_f}.$$

Ориентировочно толщина стенки может быть определена по формуле:

$$t_w \approx \frac{h_w}{80 \div 120}, \quad h_w \approx h - 2t_f.$$

Округлив полученные значения толщин стенки и поясов до целых значений в миллиметрах, а ширину полки до значений, кратных 10 мм, определяют площадь полученного сечения.

Скомпонованное сечение должно удовлетворять требованиям, обеспечивающим местную устойчивость стенки и поясов (полок).

Устойчивость стенки обеспечивается, если отношение $\frac{h_w}{t_w}$ не превышает значений, указанных в таблице.

Значение относительного эксцентриситета	$\bar{\lambda} \leq 0,8$	$\bar{\lambda} > 0,8$
$m \leq 0,3$	$\frac{h_w}{t_w} = \sqrt{\frac{E}{R_y}}$	$\frac{h_w}{t_w} = (0,36 + 0,8\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, но не более $2,9 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
$m \geq 1$	$\frac{h_w}{t_w} = 1,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$	$\frac{h_w}{t_w} = (0,9 + 0,5\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, но не более $3,1 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$

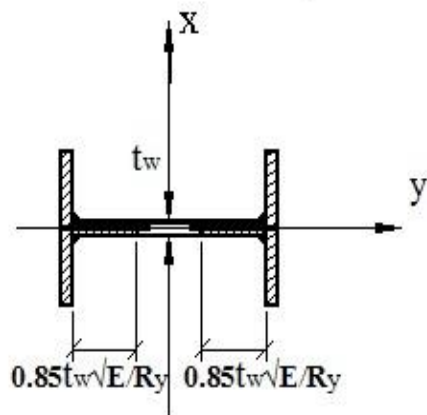
Примечание. При промежуточных значениях $m \left(\frac{h_w}{t_w} \right)_{\max}$ определяется линейной интер-

поляцией между $\frac{h_w}{t_w}$, вычисленными при $m=0,3$ и $m=1$.

Толщина стенки из условия местной устойчивости получается довольно большой, что делает сечение неэкономичным, особенно при высоте сечения 700 мм и более.

В ряде случаев целесообразно уменьшить толщину стенки, приняв $\frac{h_w}{t_w} = 80 \div 120$

($t_w=6,8,10,12\text{мм}$) и обеспечить ее устойчивость постановкой продольных ребер жесткости, расположенных с одной или с двух сторон стенки. Продольные ребра включаются в расчетное сечение колонны. Постановка продольных ребер увеличивает трудоемкость изготовления колонны и целесообразна только при большой ее ширине (более 1000мм).



Поскольку переход стенки в критическое состояние не ведет к потере несущей способности колонны, нормы проектирования допускают использование за критической работы стенки. В этом случае неустойчивую часть стенки «а» считают выключившейся из работы и расчетное сечение колонны включают два крайних участка стенки шириной по $0,85t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$.

Исключение части стенки из расчетного сечения учитывается только при определении площади сечения A ; все остальные геометрические характеристики определяются для целого сечения.

Устойчивость полок двутаврового сечения обеспечивается если

$$\frac{b_{ce}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

Обозначения смотреть рисунок раздела 2 ч. I.

Для других типов сечений $\frac{b_{ce}}{t_f}$ указаны в нормах проектирования.

1.6.2.1.2.3. Определяют геометрические характеристики принятого сечения:

$$A; I_x; I_y; W_x; i_x; i_y.$$

1.6.2.1.2.4. Проверяют устойчивость верхней части колонны в плоскости действия момента

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\text{нн}} A} \leq R_y \gamma_c$$

где $\varphi_{\text{нн}}$ A – определяется по разделу 2.1

1.6.2.1.2.5. Проверяют устойчивость верхней части колонны из плоскости действия момента

$$\sigma = \frac{N}{C \varphi_y A} \leq R_y \gamma_c,$$

где φ_y – коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии;

C – коэффициент, учитывающий влияние момента M_x при изгибно-крутильной форме потери устойчивости и определяется по формулам и таблицам, изложенным в СНиП и учебниках.

1.6.2.1.2.6. Проверяют местную устойчивость поясов и стенки

Местная устойчивость пояса обеспечена если

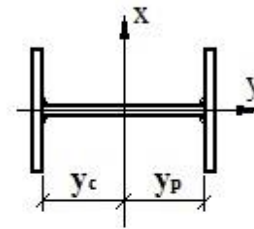
$$\frac{h_w}{t_w} \leq 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где $\beta = 1,4(2\alpha - 1)\frac{\tau}{\sigma}$;

$\tau = \frac{Q}{h_{cn}t_{cm}}$ – среднее касательное напряжение в стенке;

$\alpha = \frac{(\sigma - \sigma_1)}{\sigma}$, здесь $\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x y_c}{I_x}$ – наибольшее сжимающее напряжение в стенке;

$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M_x y_p}{I_x}$ – наибольшее растягивающее напряжение в стенке.



При недонапряжении свыше 5% или перенапряжении проводят корректировку принятого сечения и повторную его проверку.

Стенки сплошных колонн при $\frac{h_w}{t_w} = 2,2 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ нужно укреплять поперечными ребрами

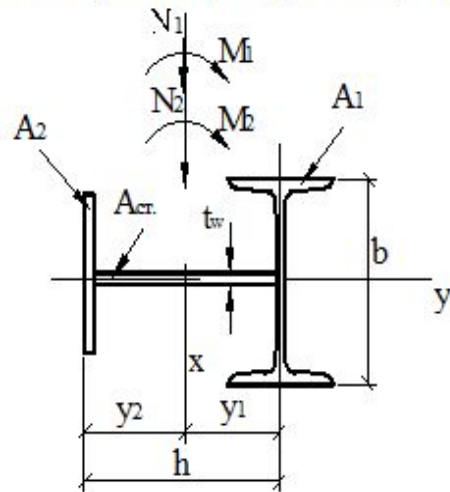
жесткости, расположенными на расстоянии $(2,5 \div 3)h_w$ одно от другого. На каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер.

Размеры ребер жесткости смотри в разделе центрально сжатых сплошных колонн. Сварные швы, соединяющие стенку и полки в составных сечениях, следует выполнять сплошными. Катеты швов назначают в зависимости от толщины полок.

В колоннах зданий, эксплуатируемых в неагрессивных и слабоагрессивных средах при температуре выше -40°C , допускается применять односторонние швы, кроме мест примыкания, кронштейнов, балок, вертикальных связей и других элементов, где обязательна двусторонняя сварка.

1.6.2.1.3. Подбор сечения нижней (подкрановой) части колонны

Нижняя часть колонны, как правило, конструируется несимметричного сечения, для подбора которого рассматривают два нагружения с положительным и отрицательным моментами.



Приближенно можно принять, что высота стенки и расстояние между центрами тяжести полков равны высоте сечения колонны $h_w \approx h_n \approx h$; погрешность при таком допущении не превышает 5%.

1.6.2.1.3.1 Требуемая площадь сечения

Определяется из комбинации с максимальным по абсолютному значению моментом

$$A_{тп} = \frac{N}{\varphi_{ст} R_y \gamma_c};$$

где N – максимальное из усилий N_1 и N_2 ;

$\varphi_{ст}$ – коэффициент снижения расчетного сопротивления при внецентренном сжатии; определяется по таблицам в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}_x$ и приведенного эксцентриситета \bar{m}_x ;

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \frac{l_{x1}}{i_x} \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

$$\bar{m}_x = \eta m_x = \eta \frac{M_{max}}{N \rho_x};$$

l_{x1} – расчетная длина нижней части колонны;

η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по таблице.

$$i_x = h \sqrt{\frac{K}{(1+K)^2} - \frac{P}{6}}; \quad \rho_{x1} = \left[\frac{1}{1+K} - \frac{P(1+K)}{K} \right] h; \quad \rho_{x2} = \left[\frac{K}{1+K} - \frac{P(1+K)}{6} \right] h;$$

$$P = \frac{A_{ст}}{A_{тп}} \approx 0,25 + 0,6; \quad K = \frac{M_2}{M_1}.$$

Затем определяем площадь полок

$$A_1 = \frac{A_{тр}}{1+K} - \frac{A_w}{2}; \quad A_2 = A_{тр} - A_w - A_1;$$

где $A_w = A_{тр} \cdot P = (0,25 \div 0,6) A_{тр}$.

Чаще всего стремятся к тому, чтобы $A_1 \approx A_2$.

Компоновка сечения, проверка подобранного сечения и его корректировка, выполняются так же, как и для верхней части колонны.

1.6.2.1.4. Соединение верхней части колонны с нижней (траверса).

В ступенчатых колоннах подкрановые балки опираются на уступ колонны. Для передачи усилий от верхней части колонны и подкрановых балок на нижнюю часть в месте уступа устраивают траверсу.

Высоту траверсы принимают равной $0,5 \div 0,8$ ширины нижней части колонны

$$h_{тр} = (0,5 \div 0,8) b_n.$$

Усилие D_{max} через плиту толщиной $16 \div 20$ мм передается на стенку траверсы.

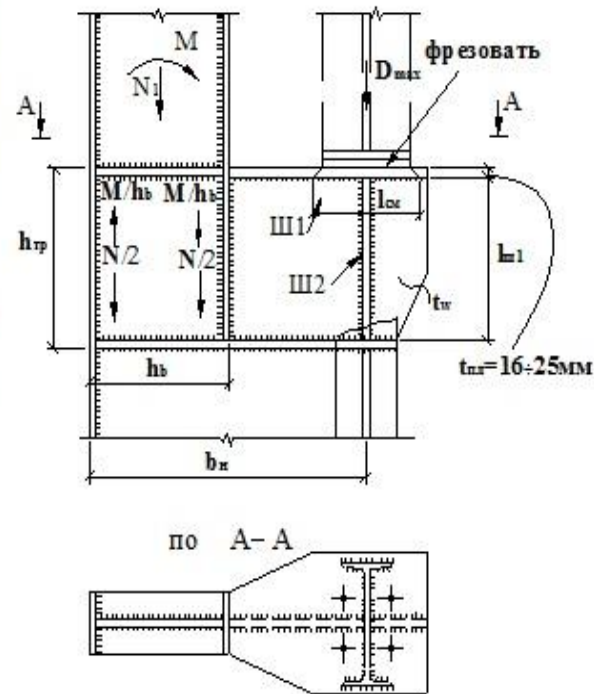
Стенка траверсы работает на сжатие и проверяется по формуле:

$$\sigma = \frac{D_{max}}{l_{см} \cdot t_{тр,ст}} \leq R_p \gamma_c$$

где $l_{см} = b_{о.р.} + 2t_{пл}$ – длина сминаемой поверхности;

$b_{о.р.}$ – ширина опорного ребра подкрановой балки;

$t_{тр}$, $t_{пл}$ – толщина стенки траверсы и плиты.



В запас прочности допустимо считать, что усилия M и N от верхней части колонны передаются только через полки верхней части колонны. Тогда усилие в полках колонны

$$N_{\Pi} = \frac{N}{2} \pm \frac{M}{h_b},$$

где M и N – из расчета рамы.

Требуемая длина шва крепления вертикального ребра (полки верхней части колонны) к стенке траверсы (Ш1), исходя из условия приварки 4 швами, равна

$$l_{ш1} = \frac{N_n}{4K_f \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}.$$

Из условия равнопрочности полки верхней части колонны и шва крепления длину шва $l_{ш1}$ можно также определить и по предельному усилию в полке

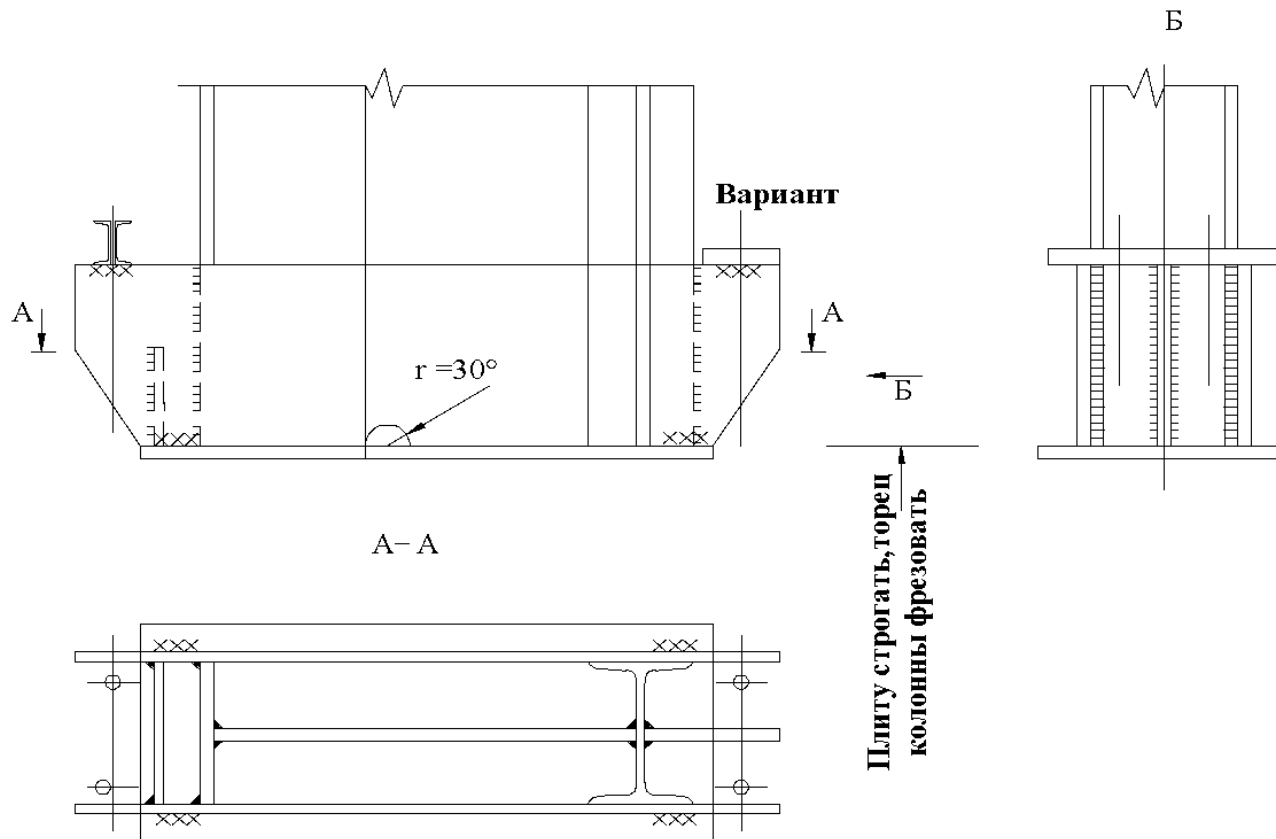
$$N_{\Pi} = A_f R_y,$$

где A_f – площадь полки верхней части колонны.

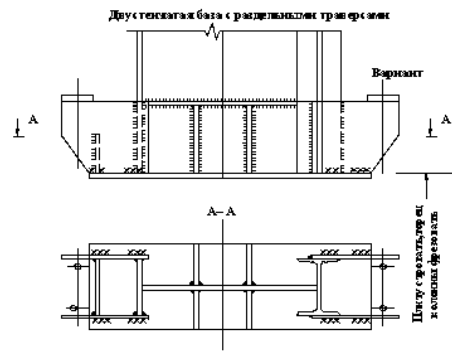
1.6.2.1.5. База колонны

База является опорной частью колонны и предназначена для передачи усилий с колонны на фундамент.

Для сплошных колонн применяются общие базы.



Двустенчатая база с общими траверсами.



Двустенчатая база с отдельными траверсами

Для передачи момента на фундамент база внецентренно сжатой колонны развивается в плоскости действия момента, центр плиты обычно совмещается с центром тяжести колонны.

Если момент одного знака по абсолютному значению значительно больше момента другого знака, возможна конструкция базы с плитой, смещенной в сторону действия большего момента.

Под плитой в бетоне фундамента возникают нормальные напряжения σ_{ϕ} , определяемые по формулам внецентренного сжатия:

$$\sigma_{\phi \max} = \frac{N}{A_{пл}} + \frac{M}{W_{пл}} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2};$$

$$\sigma_{\phi \min} = \frac{N}{A_{пл}} - \frac{M}{W_{пл}} = \frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2};$$

где $A_{пл}$ – площадь плиты;

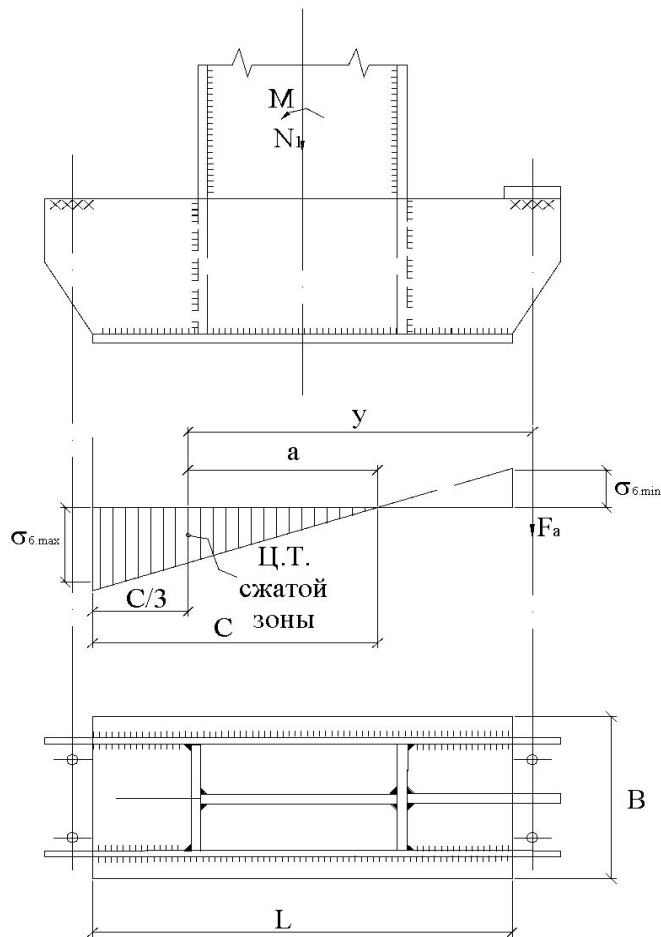
$W_{пл}$ – момент сопротивления плиты;

B, L – ширина и длина плиты.

При большом значении изгибающего момента под плитой возникают растягивающие напряжения. Поскольку плита на фундаменте лежит свободно, то для восприятия возможного растяжения устанавливают анкерные болты, которые являются расчетными элементами.

Ширина плиты « B » принимается на 100-200 мм шире сечения колонны. Из условия прочности бетона фундамента на сжатие ($\sigma_{\phi \max} \leq R_b$) из вышеприведенной формулы можно определить длину плиты

$$L \geq \frac{N}{2BR_b} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR_b}\right)^2 + \frac{6M}{BR_b}}.$$



Данный расчет базы колонны аналогичен расчету базы центрально сжатой колонны.

Усилие в анкерных болтах определяют в предположении, что бетон не работает на растяжение сила F_a , соответствующая растянутой зоне эпюры напряжений, полностью воспринимаются анкерными болтами (см. рисунок).

Исходя из уравнения равновесия сил относительно центра тяжести сжатой зоны бетона $M - Na - F_a y = 0$, усилие в анкерных болтах (с одной стороны базы) определяется по формуле

$$F_a = \frac{M - Na}{y}.$$

Требуемая площадь сечения одного анкерного болта

$$A_{\text{ант}}^b = \frac{F_a}{n R_p^a \gamma},$$

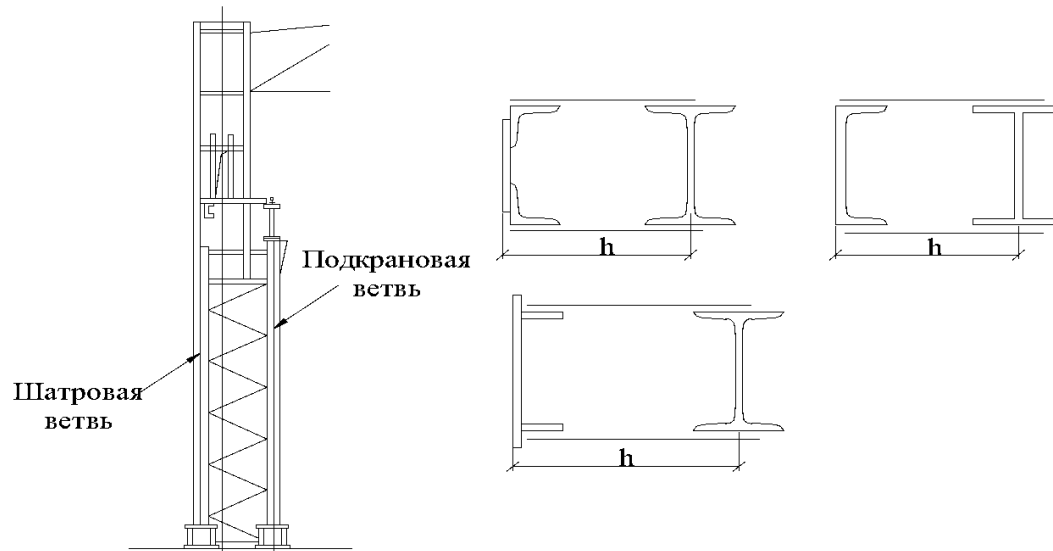
где a, y – см. по рисунку;

n – число анкерных болтов с одной стороны базы;

R_p^a – расчетное сопротивление анкерного болта.

При проектировании базы следует учитывать способ установки колонны на фундамент (установка колонны на подкладки с последующей выверкой или «безвыверочный» метод).

1.6.2.2. Сквозная колонна



Нижняя часть (подкрановая) решетчатой (сквозной) колонны состоит из двух ветвей – наружной (шатровой) и внутренней (подкрановой), связанных между собой соединительной решеткой в двух плоскостях (по граням ветвей).

Для колонны средних рядов проектируют обычно симметричного сечения с ветвями из прокатных профилей (двутавр типа Ш) или составного сечения.

Нижняя (решетчатая) часть колонны работает как ферма с параллельными поясами. От действующих в колонне расчетных усилий N и M в ее ветвях возникают только продольные усилия. Поперечную силу Q воспринимает решетка. Несущая способность колонны может быть исчерпана в результате потери устойчивости какой – либо ветви (в плоскости или из плоскости рамы) или в результате потери устойчивости колонны в целом (в предположении, что она работает как единый, сквозной стержень).

1.6.2.2.1. Особенности расчета сквозной колонны

1.6.2.2.1.1. Определение расчетных длин колонн

Расчетные длины для верхней и нижней частей колонны в плоскости и из плоскости рамы определяются так же, как и в сплошной колонне.

1.6.2.2.1.2. Подбор сечения верхней части колонны

Подбор сечения, компоновка, проверка устойчивости в плоскости действия момента и из плоскости действия момента производится так же, как и в сплошной колонне.

1.6.2.2.1.3. Подбор сечения нижней части колонны

Ориентировочное положение центра тяжести сечения определяется по формулам

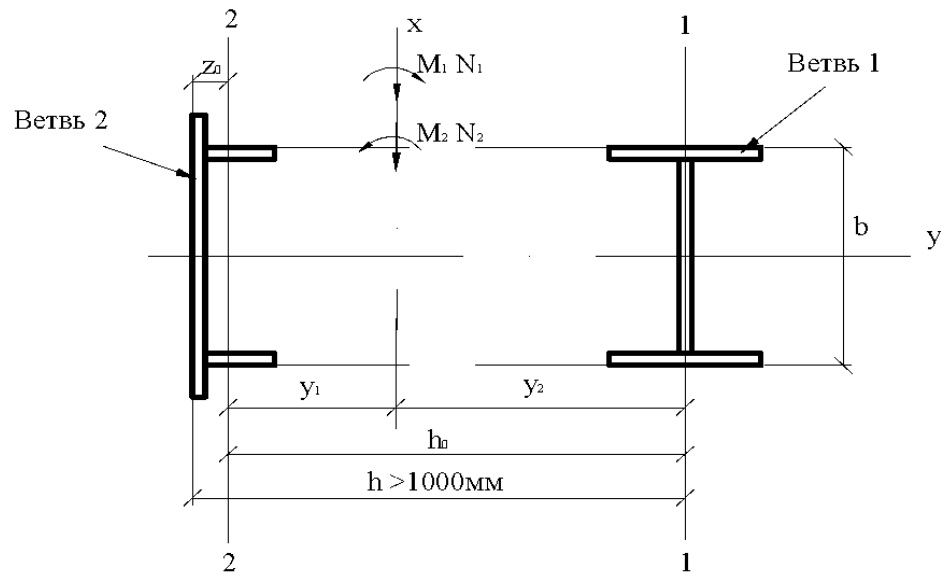
$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} h_0; \quad y_2 = h_0 - y_1,$$

где M_1 – момент, догружающий ветвь 1;

M_2 – момент, догружающий ветвь 2.

Усилия в ветвях колонны определяются по формулам.

$$\text{В ветви 1} \quad N_{b1} = N_1 \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0}; \quad \text{в ветви 2} \quad N_{b2} = N_2 \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_{21}}{h_0}.$$



Требуемая площадь сечения ветвей определяется по формулам.

$$A_{b1} = \frac{N_{b1}}{(0,7 \div 0,9)R_y}; \quad A_{b2} = \frac{N_{b2}}{(0,7 \div 0,9)R_y}.$$

Требуемая площадь сечения ветвей определяется по формулам.

$$A_{b1} = \frac{N_{b1}}{(0,7 \div 0,9)R_y}; \quad A_{b2} = \frac{N_{b2}}{(0,7 \div 0,9)R_y}.$$

Затем производится компоновка сечения ветвей. Ширину ветвей для обеспечения устойчивости колонны из плоскости рамы принимают

$$b \geq \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) l_n,$$

где l_n – расчетная длина нижней части колонны (или ее участка) из плоскости рамы.

Ветви колонны работают на центральное сжатие, поэтому местная устойчивость полок и стенки каждой ветви должна обеспечиваться так же, как и в центрально – сжатых колоннах.

После этого определяют геометрические характеристики принятых сечений обеих ветвей и всего сечения в целом.

По вышеприведенным формулам уточняют значение продольных сил N_{b1} и N_{b2} в ветвях. Затем производят проверку устойчивости ветвей в обеих плоскостях.

Устойчивость ветви 1 в плоскости колонны (рамы)

$$\sigma = \frac{N_{b1}}{\varphi_1 A_{b1}} \leq R_y \gamma_c.$$

Устойчивость ветви 1 из плоскости колонны (рамы)

$$\sigma = \frac{N_{b1}}{\varphi_y A_{b1}} \leq R_y \gamma_c.$$

где φ_1 – коэффициент продольного изгиба, при центральном сжатии, определяемый по гибкости ветви 1. $\lambda_{b1} = \frac{l_{b1}}{i_1}$ (здесь i_1 – радиус инерции сечения относительно оси 1 – 1, l_{b1} расчетная длина ветви в плоскости колонны, равная расстоянию между узлами крепления решетки);

φ_y – коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии, определяемый по гибкости $\lambda_y = \frac{l_y}{i_{y1}}$ (здесь i_{y1} – радиус инерции сечения ветви относительно оси y – y ; l_y – расчетная длина ветви из плоскости колонны (рамы) равная обычно высоте нижней части колонны)

A_{b1} – площадь сечения ветви 1.

Аналогично проверяется устойчивость ветви 2.

1.6.2.2.1.4. Расчет решетки подкрановой части колонны

Расчет решетки производится так же, как в ферме на действие наибольшей из поперечных сил Q_{\max} фактической, определяемой из расчета рамы и

$$Q_{f/c} = Q_{у.к.} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi},$$

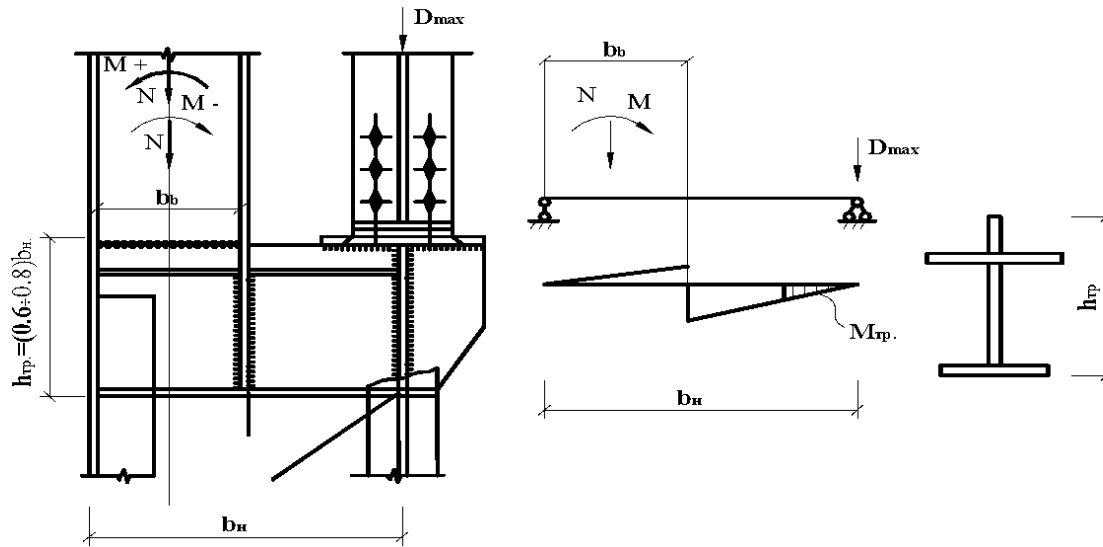
где φ – коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии, принимаемый в плоскости решетки.

Достаточно близкие значения $Q_{уст.}$ можно определить по следующей таблице.

Расчетное сопротивление R_y	210	260	290	380	440	530
$Q_{уст.}, кН$	0,2А	0,3А	0,4А	0,5А	0,6А	0,7А

А – площадь сечения колонны в $см^2$

1.6.2.2.1.5. Расчет узла сопряжения верхней и нижней частей колонны (траверсы)



В решетчатых колоннах траверса работает как балка двутаврового сечения, нагруженная усилиями N , M , D_{\max} и имеющая пролет, равный ширине нижней части колонны b_n . Опорами для балки служат ветви колонны. Прочность траверсы проверяется на изгиб и срез по формулам:

$$\sigma = \frac{M_{тр}}{W_{тр}} \leq R_y \gamma_c; \quad \tau = \frac{Q_{тр}}{h_{ст.тр} \cdot t_{ст.тр}} \leq R_s \gamma_c,$$

где $h_{ст.тр}$, $t_{ст.тр}$ – высота и толщина стенки траверсы;
 $W_{тр}$ – момент сопротивления сечения траверсы;
 $M_{тр}$ $Q_{тр}$ – изгибающий момент и поперечная сила в траверсе.

1.6.2.2.1.6. Расчет базы колонны

Для сквозных колонн, как правило, проектируют отдельные базы (под каждую ветвь своя база). Ветви сквозной колонны работают на продольные осевые силы, поэтому их базы рассчитывают и конструируют как базы центрально – сжатых колонн.

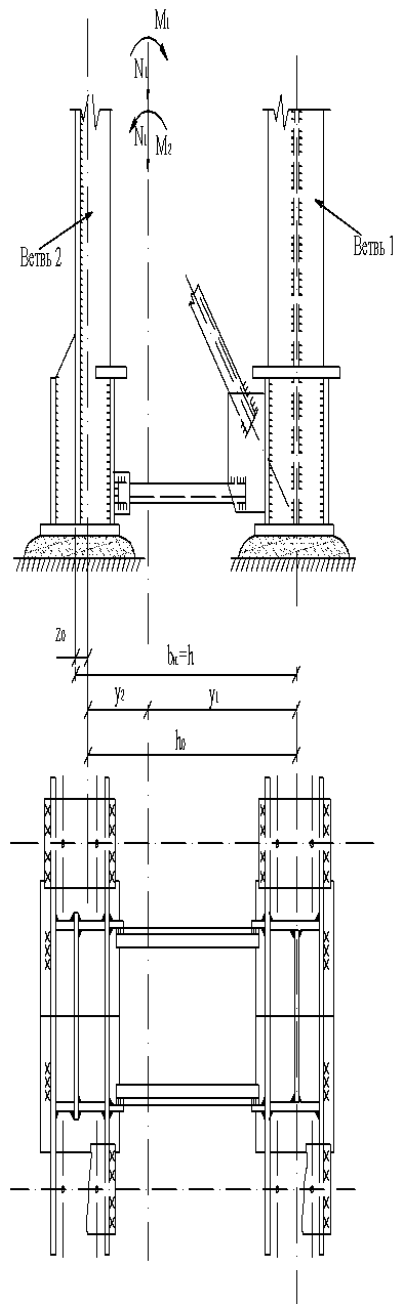
Центр плиты совмещают с центром тяжести ветви, в противном случае в ветви колонны появляется, дополнительный момент.

Базу каждой ветви рассчитывают на свою комбинацию M и N , дающую наибольшие усилия сжатия в ветви в нижнем сечении колонны.

Усилия, передающиеся на базы, определяются по формулам

$$N_{b1} = N_1 \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0}; \quad N_{b2} = N_2 \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_{21}}{h_0}.$$

При большом изгибающем моменте и небольшой продольной силе в одной из ветвей может возникнуть растягивающее усилие.



Это усилие воспринимается анкерными болтами и определяется по формуле

$$F_{a2} = \frac{M_2 - N_2 \cdot y_1}{h_0} \quad F_{a1} = \frac{M_1 - N_1 \cdot y_2}{h_0}$$

Анкерные болты размещают по осям ветвей.

1.7. Подкрановые конструкции

Комплекс подкрановых конструкций включает в себя подкрановые балки, тормозные балки, крепления балок к колоннам, крановый рельс с креплениями его к подкрановой балке и крановые упоры в торцах здания.

Наиболее часто применяются сплошные подкрановые балки как разрезные, так и неразрезные

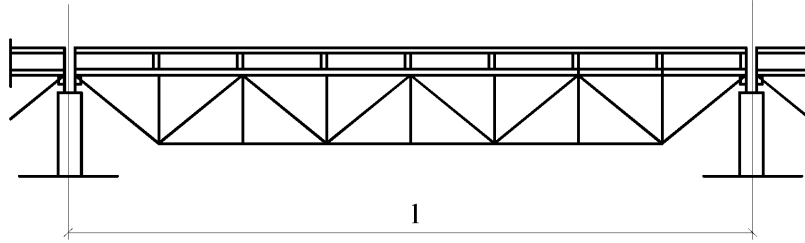


Разрезные подкрановые балки проще в монтаже, нечувствительны к осадке опор, но имеют повышенный расход стали.

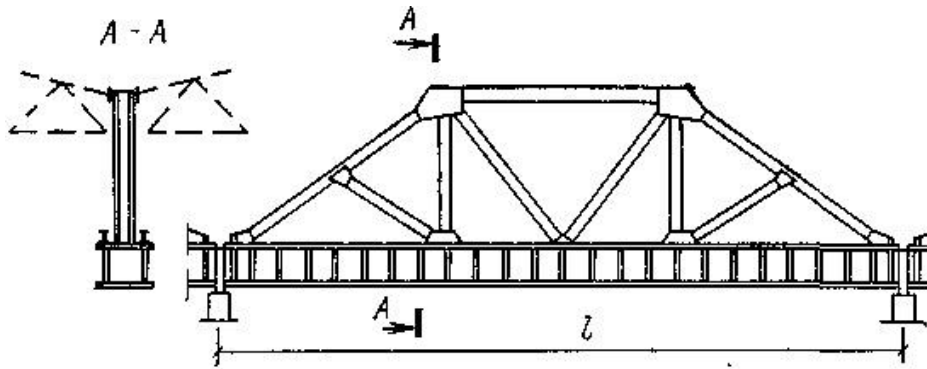
Неразрезные балки на 12-15% экономичнее по расходу стали, но более трудоемки при монтаже. Кроме того при осадке опор в них возникают дополнительные напряжения.

При легких кранах ($Q \leq 300 \text{ кН}$) и больших шагах колонн целесообразны решетчатые подкрановые балки с жестким верхним поясом.

Их применение позволяет снизить расход стали по сравнению с разрезными сплошными балками на решетчатых балок относится большая трудоемкость изгот15-20%. К недостаткам решетчатых балок относятся большая трудоемкость изготовления и монтажа и более низкая долговечность при кранах тяжелого режима работы.



При больших пролетах (шаг колонн 24м и более) и кранах большой грузоподъемности применяются подкраново-подстропильные фермы, объединяющие в себе подкрановую балку и подстропильную ферму.



1.7.1 Нагрузки на подкрановые конструкции

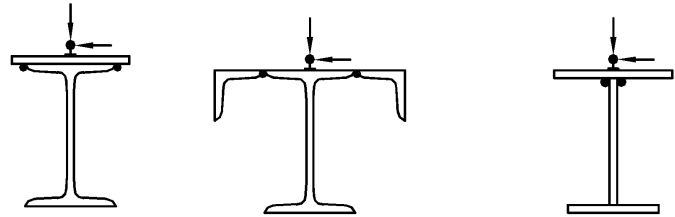
Нагрузки от крана передаются на подкрановую конструкцию через колеса (катки) крана, расположенные на концевой балке кранового моста. В зависимости от грузоподъемности крана с каждой стороны моста могут быть два, четыре катка и более.

Подкрановые конструкции рассчитывают, как правило, на нагрузки от двух сближенных кранов максимальной грузоподъемности с тележками, приближенными к одному ряду колонн, т.е. в положении, при котором на подкрановые конструкции действуют максимальные вертикальные нагрузки. Одновременно к балке прикладываются и максимальные горизонтальные нагрузки.

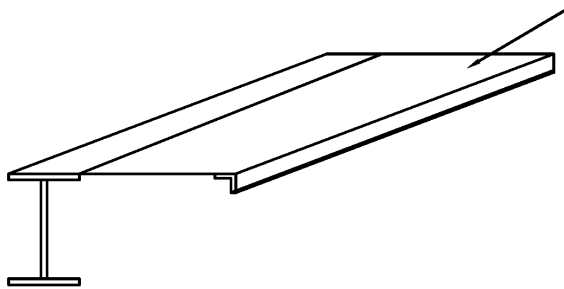
Определение расчетных значений вертикальных и горизонтальных нагрузок приведено в «Методических указаниях».

1.7.2 Сплошные подкрановые балки

Типы сечений подкрановых балок зависят от нагрузки, пролета и режима работы кранов.



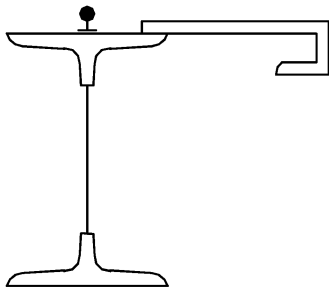
При пролете 6 м и кранах $Q=500$ кН обычного режима работы (легкого, среднего) применяют прокатные двутавры, усиленные для восприятия горизонтальных сил Т листом или уголками или сварные двутавры несимметричного сечения.



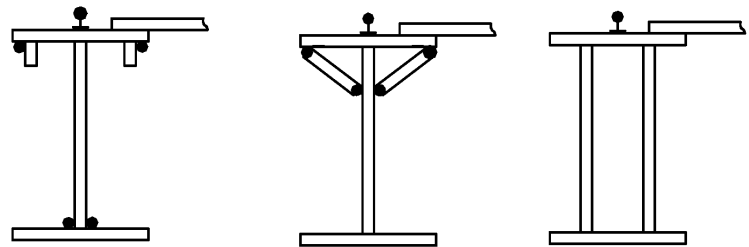
Тормозная балка
одновременно
является площадкой
для обслуживания
подкрановых путей

Для больших пролетов и кранов большей грузоподъемности применяют сварные двутавровые балки с горизонтальной тормозной конструкцией.

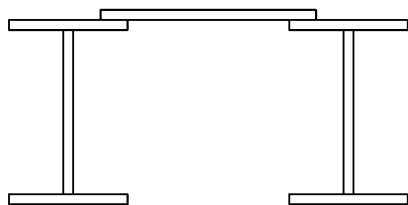
При кранах $Q \leq 500$ рациональны балки составного сечения из широкополочных тавров с тонкой стенкой – вставкой.



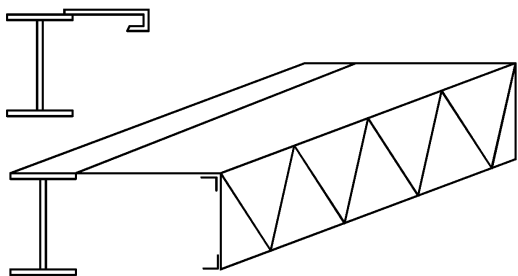
Иногда подкрановые балки проектируют бистальными: стенку – из малоуглеродистой стали, пояса – из низколегированной.



В зданиях с «особым» режимом работы кранов целесообразно применять балки с верхним поясом, усиленным вертикальными или наклонными элементами (ламелями) или использовать двустенчатые сечения.

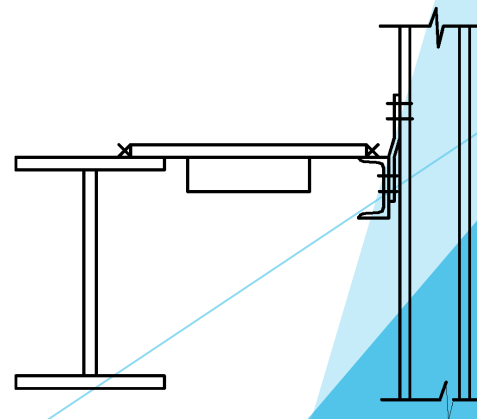


Тормозные балки при их ширине до 1,25-1,5м проектируют из рифленого листа $\delta = 6 \div 10 \text{ мм}$

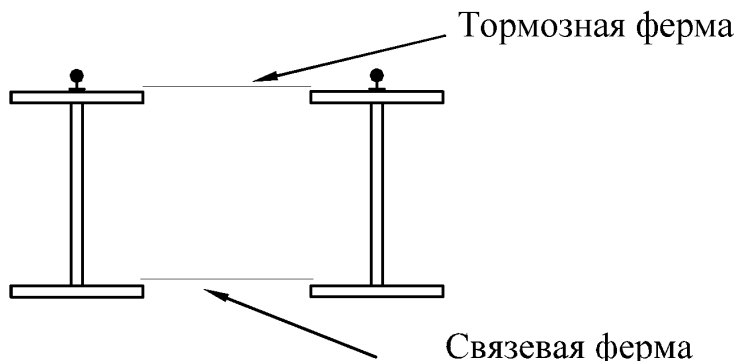
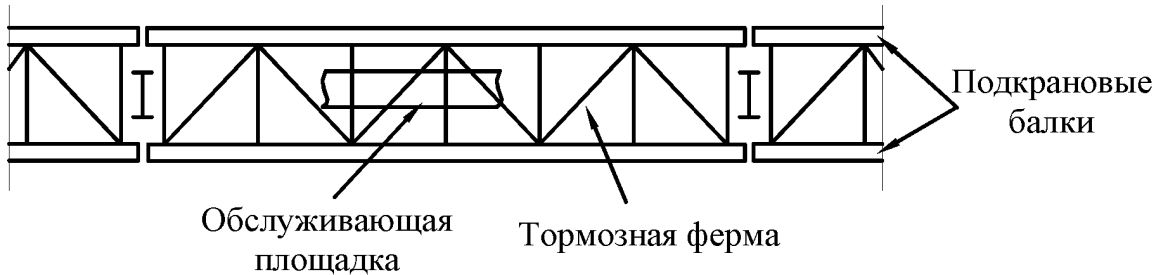


В крайних рядах колонн, где имеется только одна подкрановая балка, при её пролете до 6 м, рифленый лист опирается на двутавровую балку, а при пролете 12м и более на вспомогательную ферму.

Возможно также промежуточное крепление тормозной балки листовым шарниром $t = 6 \div 8 \text{ мм}$ к фахверковой стойке.



Если ширина тормозной балки более 1,5м, то целесообразно проектировать тормозную ферму с площадкой $b=600\text{м}$.



Во избежание чрезмерных колебаний нижних поясов подкрановых балок их свободная длина не должна превышать 12м. У балок пролетом более 12м между нижними поясами устанавливаются связевые фермы.

1.7.4 Крановые рельсы и их крепление к подкрановым балкам

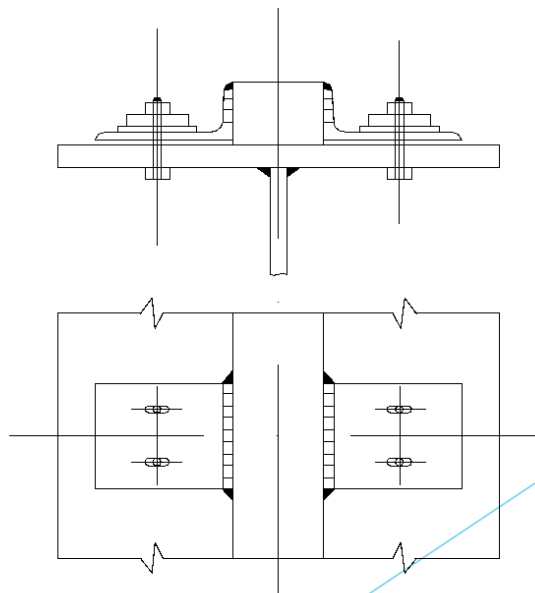
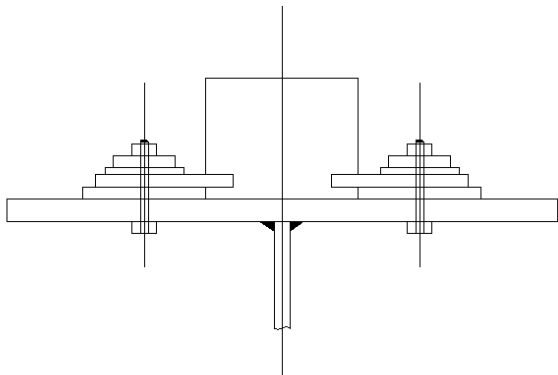
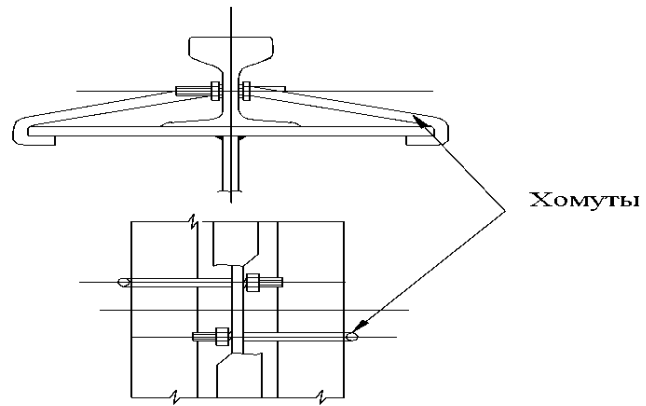
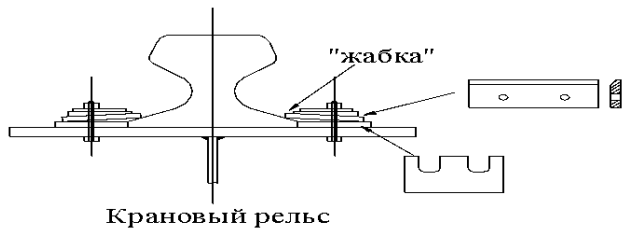
Для мостовых кранов применяются специальные крановые рельсы.

Для кранов общего назначения $Q \leq 200$ разрешается применять железнодорожные рельсы.

Иногда в качестве кранового рельса применяется квадратная сталь.

Конструктивное решение крепления рельсов к подкрановым балкам зависит от типа рельсов. Крепление должно обеспечивать рихтовку рельса в пределах 20-30 мм. поскольку в процессе эксплуатации происходит смещение рельса.

Приваривать рельс к поясу подкрановой балки не рекомендуется

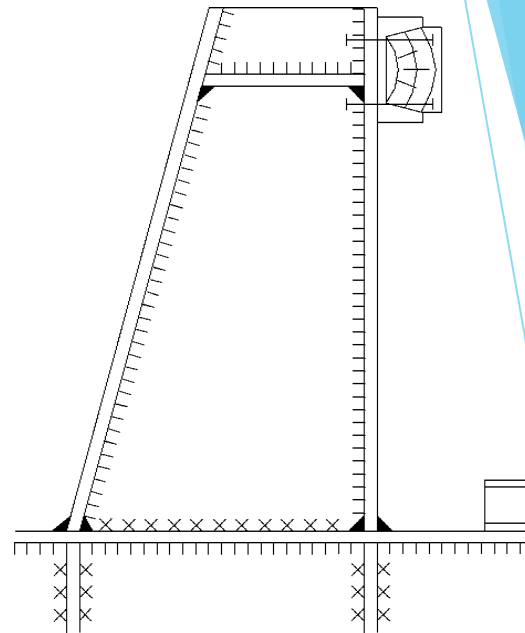


1.7.5 Крановые упоры

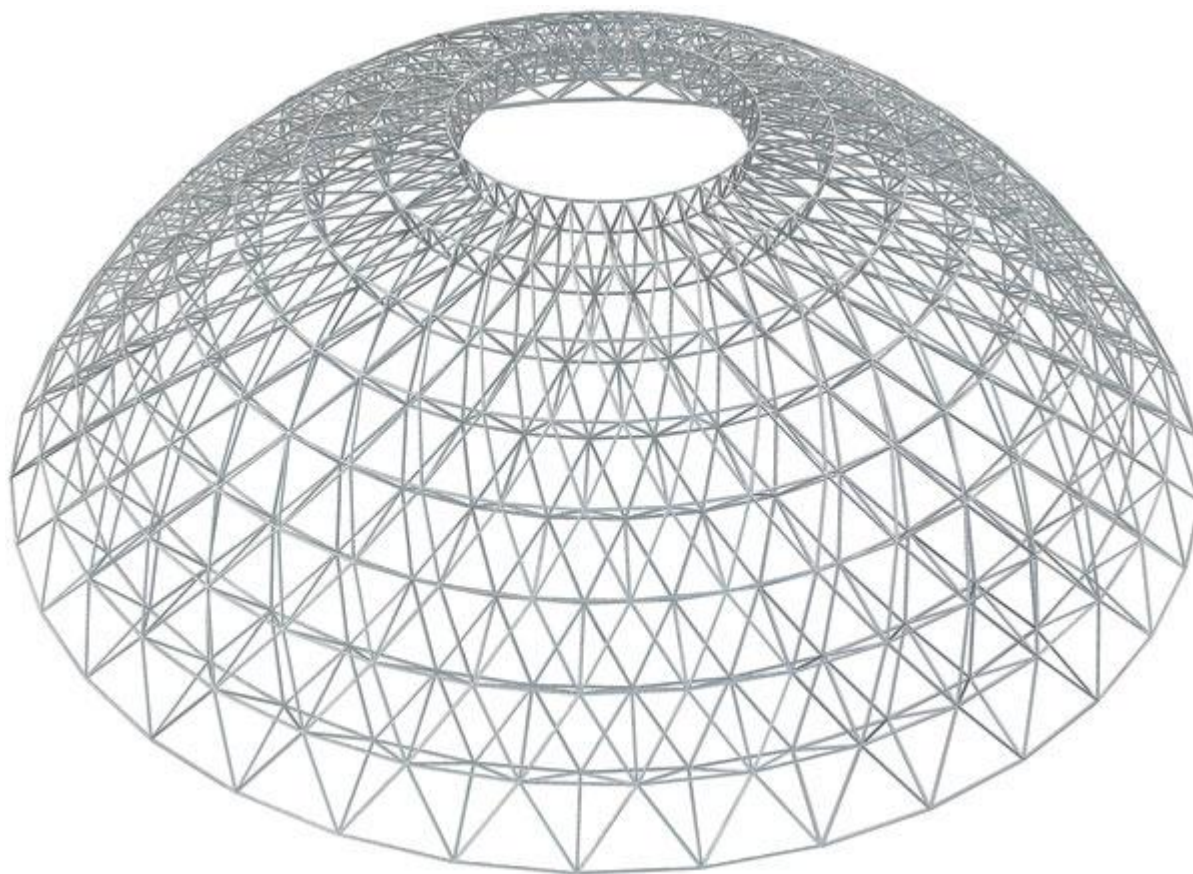
В торцах здания на подкрановых балках устанавливают упоры, которые ограничивают рабочую зону крана.

Энергия удара движущегося крана настолько велика, что запроектировать упор, ударившись о который, кран бы остановился и упор остался неповрежденным, очень трудно.

Поэтому устанавливают концевые выключатели и систему автоблокировки, обеспечивающие отключение и торможение крана у торцов здания. Упор рассчитывают как консоль на условную силу удара.



2. Большепролетные покрытия с плоскими несущими конструкциями



2.1 Область применения, основные особенности

Большими считаются пролеты размером более 45-50м.

Большепролетные конструкции применяют:

1. В гражданских зданиях общественного назначения – театрах, выставочных павильонах, концертных и спортивных залах, рынках, вокзалах, стадионах и т.п., имеющих большие пролеты, обусловленными, как эксплуатационными, так и архитектурными требованиями.
2. В зданиях специального назначения – ангарах, гаражах, авиасборочных цехах и т.п., проектируемых без внутренних колонн, исходя из удобства размещения и эвакуации машин.

В промышленном строительстве большие пролеты встречаются в сборочных цехах, самолетостроительных, судостроительных и машиностроительных заводах, где обуславливаются или крупными габаритами собираемых машин (судов, самолетов) или требованиями технологического процесса.

Системы, перекрывающие большие пролеты, проектируются, как правило, однопролетными, что диктуется основным эксплуатационным требованием – отсутствием промежуточных опор.

Конструктивные решения большепролетных систем – балочные, рамные, арочные, пространственные и висячие.

Сооружения с большими пролетами (за исключением типовых ангаров) не являются объектами массового строительства; их архитектурные и конструктивные решения весьма индивидуальны, что также ограничивает возможности типизации и унификации конструкций.

Большепролетные конструкции работают в основном на нагрузку от собственного веса; поэтому уменьшение собственного веса конструкции является главной задачей.

В большепролетных конструкциях рационально применять стали повышенной прочности или легкие алюминиевые сплавы, а также предварительное напряжение несущих конструкций и вантовых систем. Особенно важным является применение в большепролетных перекрытиях облегченных кровельных конструкций и материалов.

2.2 Балочные конструкции

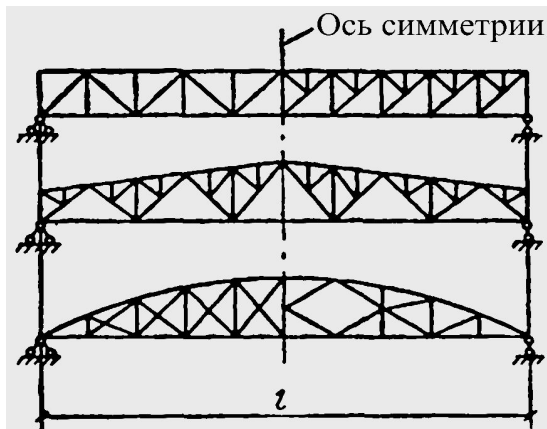
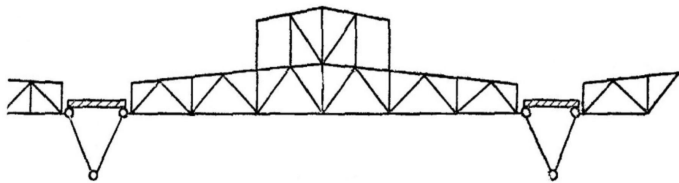
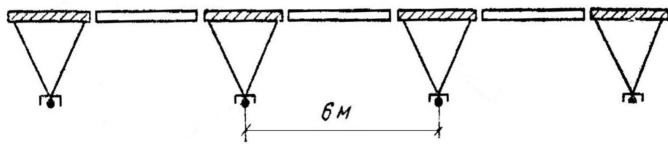
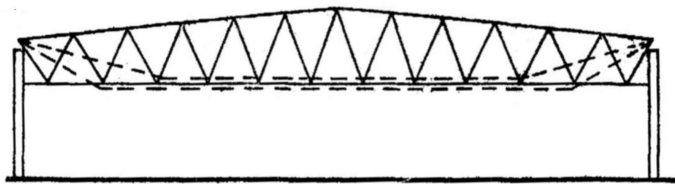


Рис. 1, 2, 3

Балочные большепролетные конструкции применяют в случаях, когда опоры не могут воспринять распорных усилий.

Балочные системы при больших пролетах тяжелее рамных или арочных, но проще в изготовлении и монтаже.

Их применяют преимущественно в общественных зданиях – театрах, концертных залах, спортивных сооружениях.

Основными несущими элементами балочных систем применяемых при пролетах 50-70 м и более являются фермы; сплошные балки при больших пролетах невыгодны по затрате металла.

Основными достоинствами балочных конструкций является четкость работы, отсутствие распорных усилий и нечувствительность к осадкам опор. Главный недостаток – сравнительно большой расход стали и большая высота, вызванные большими пролетными моментами и требованиями жесткости.

Из этих условий балочные большепролетные конструкции применяют обычно при пролетах до 90м. Несущие фермы больших пролетов могут иметь различное очертание поясов и системы решеток (рис. 1, 2, 3).

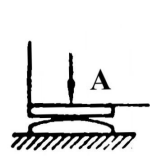


Рис. 4



Рис. 5

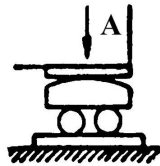


Рис. 6

Элементы соединяют сваркой или высокопрочными болтами. Применять болты повышенной точности и заклепки не следует из-за большой трудоемкости.

Рассчитывают большепролетные фермы и подбирают их сечения аналогично легким фермам промышленных зданий.

Вследствие больших опорных реакций возникает необходимость передачи их строго по оси узла фермы, в противном случае могут возникнуть значительные дополнительные напряжения.

Четкая передача опорной реакции может быть достигнута посредством тангенциальной (рис.4) или специальной балансирной опоры (рис. 5).

При пролетах 60-90м становится существенным взаимное смещение опор из-за прогиба фермы и ее температурных деформаций. В этом случае одна из опор может быть катковой (рис.6), допускающей свободные горизонтальные перемещения.

Большепролетные балочные системы могут состоять из трехгранных ферм с предварительным напряжением, удобных в изготовлении, транспортировке и монтаже (рис.7).

Рациональной системой для пролетов 40-60 м является объемно-блочная предварительно напряженная конструкция, в которой несущая конструкция совмещена с ограждающей (рис. 8).

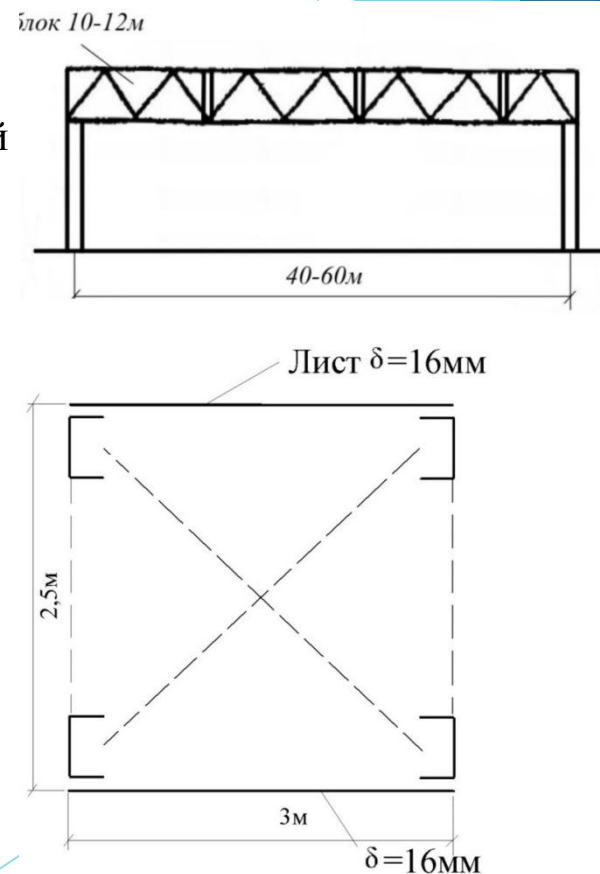


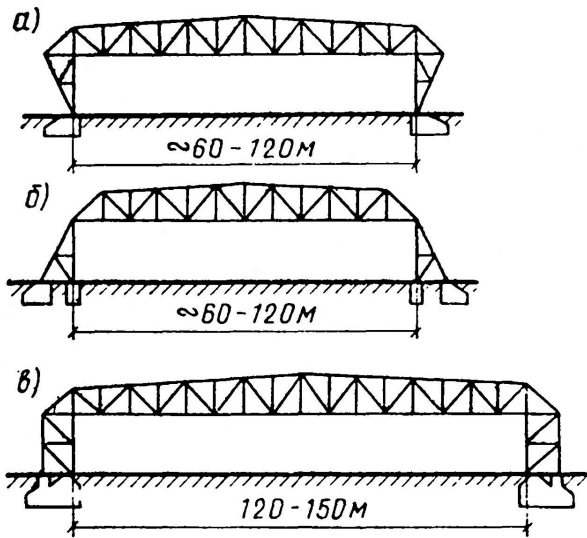
Рис. 8

2.3 Рамные конструкции

Ра́мы, перекрывающие большие пролеты, могут быть двухшарнирные и бесшарнирные.

Бесшарнирные рамы более жестки, экономичнее по расходу металла и удобнее в монтаже; однако они требуют более массивные фундаменты с плотными основаниями для них и более чувствительны к температурным воздействиям и неравномерным осадкам опор.

Рамные конструкции по сравнению с балочными более экономичны по затрате металла и более жестки, благодаря чему высота ригеля рамы имеет меньшую высоту, чем высота балочных ферм.



Рамные конструкции применяются для пролетов до 150м. При дальнейшем увеличении пролетов они становятся неэкономичными.

В большепролетных покрытиях применяются как сплошные, так и сквозные рамы.

Сплошные рамы применяются редко при небольших пролетах (50-60 м), их преимущества: меньшая трудоемкость, транспортабельность и возможность уменьшения высоты помещения.

Наиболее часто применяются рамы с шарнирным опиранием. Высоту ригеля рам рекомендуется принимать равной: при сквозных фермах $1/12-1/18$ пролета, при сплошных ригелях $1/20 - 1/30$ пролета.

Рамы рассчитывают методами строительной механики. В целях упрощения расчета легкие сквозные рамы можно приводить к эквивалентным им сплошным рамам.

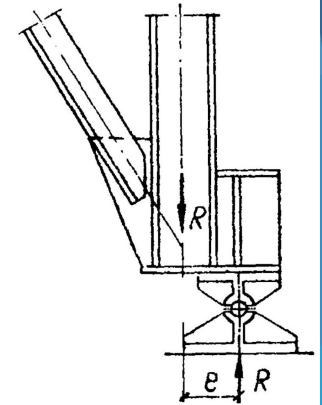
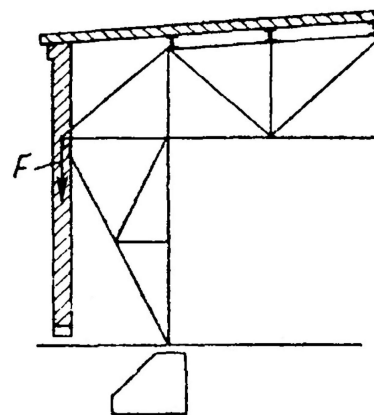
Рекомендуется следующий порядок расчета большепролетных рам:

1. приближенным расчетом устанавливают предварительные сечения поясов рамы;
2. определяют моменты инерции сечений ригеля и стоек по приближенным формулам;
3. рассчитывают раму методами строительной механики; расчетную схему рамы следует принимать по геометрическим осям;
4. определив опорные реакции, находят расчетные усилия во всех стержнях, по которым окончательно подбирают их сечения.

Типы сечений, конструкция узлов и соединения рамных ферм такие же, как и для тяжелых ферм балочных конструкций.

Уменьшение изгибающего момента в ригеле рамы можно получить путем передачи веса стены или покрытия пристроек, примыкающих к главному пролету, на внешний узел стойки рамы.

Другим искусственным приемом разгрузки ригеля является смещение в двухшарнирной раме опорных шарниров с оси стойки внутрь. В этом случае вертикальные опорные реакции создают дополнительные моменты, разгружающие ригель.



2.4 Арочные конструкции

Арки применяются в павильонах, крытых рынках, ангарах, спортивных залах и т.п. По затрате металла арки оказываются значительно выгоднее, чем балочные и рамные системы. Кроме того арки просты в изготовлении и монтаже.

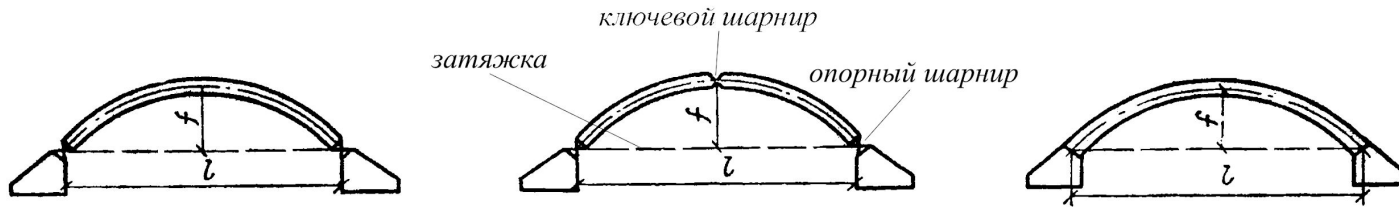


Рис. 1
двухшарнирная

Рис. 2
трехшарнирная

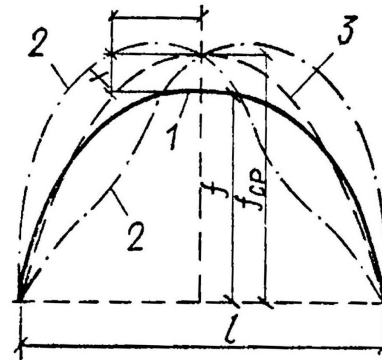
Рис. 3
бесшарнирная

- Двухшарнирные арки (рис.1) могут легко деформироваться вследствие свободного поворота в шарнирах, и, благодаря этому, в них не возникает существенное увеличение напряжений от температурных воздействий и осадок опор.
- Трехшарнирные арки (рис.2) не имеют особых преимуществ по сравнению с двухшарнирными, поскольку их статическая определимость при достаточной деформативности арочных конструкций существенного значения не имеет. Наличие ключевого шарнира усложняет конструкцию арок и устройство кровельного покрытия.
- Бесшарнирные арки (рис. 3) имеют наиболее благоприятное распределение изгибающих моментов по пролету и поэтому оказываются самыми легкими; однако они требуют массивных опор и их приходится рассчитывать на температурные воздействия.

При наличии затяжки опоры воспринимают (в основном) вертикальные нагрузки и поэтому получаются более легкими.

Очертание арок выбирается близким к линии давления. При симметричной, равномерно распределенной по хорде арки нагрузке (в пологих арках $\frac{f}{l} \geq 10$) наиболее выгодным является очертание арки по квадратной параболе. Параболу часто заменяют дугой окружности.

Для высоких арок с большим собственным весом целесообразно принимать очертание по цепной линии (катеноиду). Однако в высоких арках большие усилия вызывает ветровая нагрузка, которая может действовать с обеих сторон и давать две резко расходящиеся линии давления. В этом случае очертание арки целесообразно принимать по середине между двумя крайними линиями давления.



- 1 - исходная кривая;
- 2 - кривые давления от действия ветра;
- 3 - средняя кривая.



Рис. 4



Рис. 5

Двухшарнирные сплошные арки проектируют чаще всего с параллельными поясами (рис. 4).

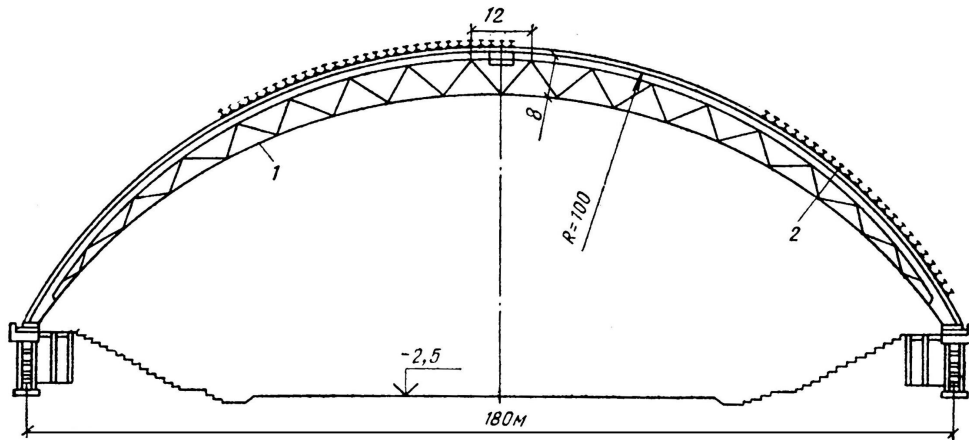
Сквозные арки делают или с параллельными поясами или, при большой высоте арки, с переломом наружного пояса, который над опорами имеет

вертикальные участки (Рис. 5) Около опор пояса арок сближаются и заканчиваются опорным устройством – шарниром.

Высоту сечения сплошных арок назначают в пределах (1/50÷1/80) пролета, сквозных – в пределах (1/30÷1/60) пролета. Возможность применения в арках небольшой высоты сечения объясняется малой величиной изгибающих моментов.

Сплошные арки проектируются сварными с сечением в виде широкополочного двутавра (как и в сплошных рамах), в пологих арках продольные силы велики, поэтому стенку поперечного сечения арки можно назначать большей толщины, чем в раме.

Сквозные арки проектируются аналогично легким фермам. Пояса их komponуются из двух уголков или из двух легких швеллеров.



Предварительно напряженная арка с нижним поясом и решеткой из тросов

1 - трос; 2 - жесткий пояс

Сечения элементов, поскольку поперечная сила мала, подбирают по гибкости из уголков или из небольших швеллеров. Криволинейное очертание сплошных арок усложняет их изготовление.

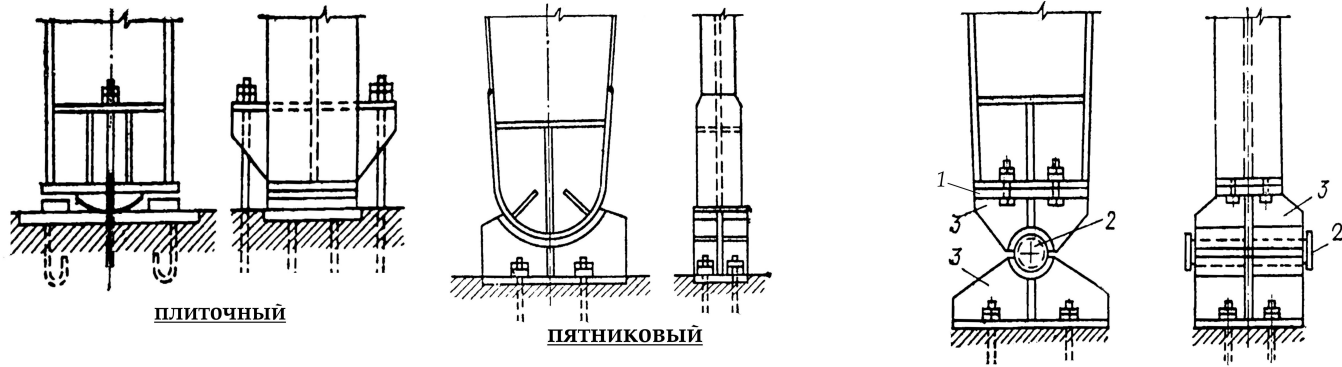
Сквозные арки в целях упрощения изготовления могут иметь ломаное очертание. В арках применяется также предварительное напряжение или регулирование усилий.

Одним из приемов рационального распределения усилий является принудительное смещение опорных узлов наружу после установки арки на опоры. При этом в нижнем поясе и раскосах арки возникает растягивающие напряжения, которые могут быть достаточными для погашения сжимающих напряжений от внешней нагрузки. В этом случае нижний пояс и решетка арки могут быть выполнены из стальных канатов, а верхний пояс – жестким.

Наиболее сложными конструктивными узлами в арках, так же как и в рамах, являются опорные и ключевые шарниры.

Опорные шарниры могут быть трех типов:

- плиточные;
- пятниковые;
- балансирные.



плиточный

пятниковый

балансирный

1-плита; 2-цапфа;
3-балансиры (верхний, нижний).

Плиточные шарниры имеют наиболее простую конструкцию. Применяются они при сравнительно небольших опорных давлениях и преимущественно при вертикальном положении примыкающей к шарниру части арки.

Пятниковые шарниры имеют специальное опорное гнездо – пятник, в который вставляется закругленная опорная часть арки. Пятник делают литым или сварным из листовой стали.

Балансирные шарниры применяют в тяжелых арках. Конструкция шарнира состоит из верхнего и нижнего балансиров, в гнезда которых укладывают плотно пригнанную цилиндрическую цапфу. Арку крепят к верхнему балансиру через плиту, которую приваривают к контуру опорного сечения арки и притягивают болтами к балансиру. Торцы опорных сечений арки обычно фрезеруют.

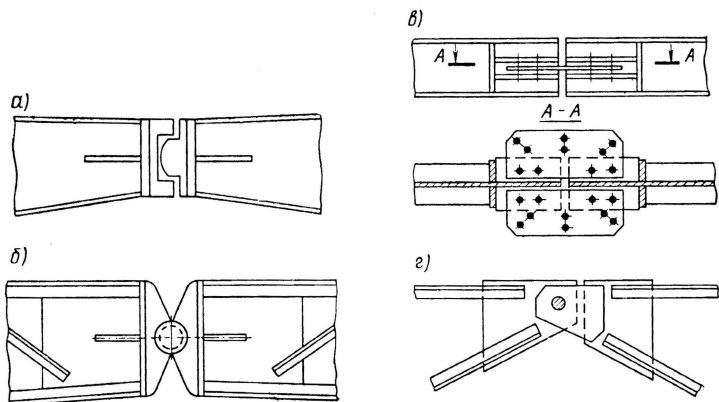


Рис. 7. Ключевые шарниры арок

а - плиточный; б - балансирный; в - листовый; г - болтовой

В ключе арки также могут быть применены плиточные или балансирные шарниры (рис.7а, б), которые проектируются аналогично опорным. В ключе легких арок могут применяться листовые (рис.7в) или болтовые (рис.7г) шарниры.

Арочные конструкции рассчитывают на вертикальные (собственный вес, снег) и ветровые нагрузки. Температурные воздействия для арок обычно несущественны. Вертикальные нагрузки относят к основным сочетаниям нагрузок, ветровые и температурные воздействия – к дополнительным, величина которых при определении расчетного усилия принимается с коэффициентом сочетания $\eta_c = 0,9$.

Существенной нагрузкой для арочных конструкций является давление ветра. Ветровая нагрузка для арочных покрытий, не имеющих стен, принимается по упрощенной схеме.

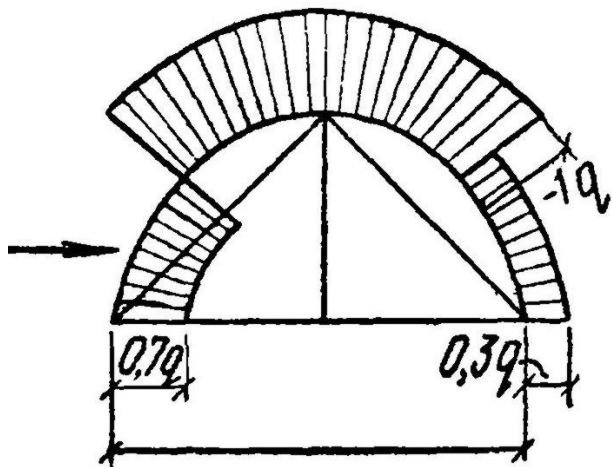


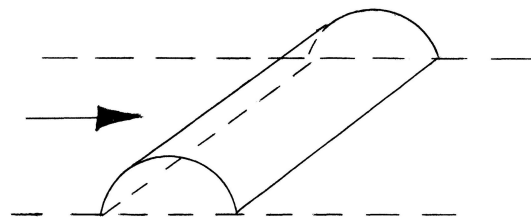
Схема ветрового давления на поверхности арочного покрытия

Ветровое давление считается приложенным нормально к поверхности арочного покрытия. Отрицательные ветровые усилия в высоких арках при малом собственном весе арки могут вызвать отрицательные опорные реакции.

На величину ветрового давления существенное влияние оказывают открытые проемы.

Для покрытий, торцы которых могут быть открытыми (навесы, вокзальные перекрытия и т.п.) необходимо учитывать возможные комбинации трех видов ветровых нагрузок:

1. бокового или торцового давления ветра на сооружение;
2. вакуума, создаваемого вследствие отсоса воздуха из-под арочного покрытия;
3. действия ветра внутри сооружения, который попадает под покрытие через широкие проемы и создает отрицательное давление.

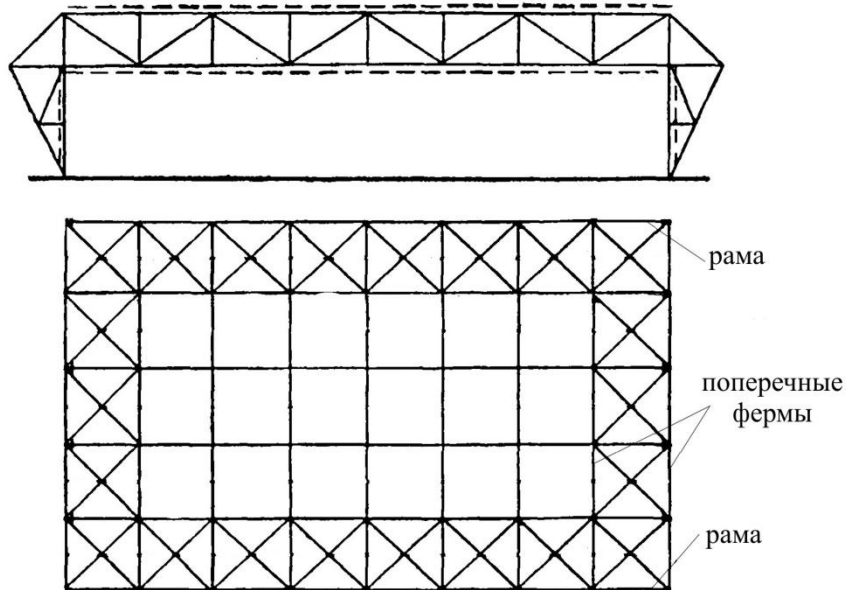


Конструкции арочных покрытий при расчете расчленяют на отдельные элементы (арки, прогоны и т.п.) и рассчитывают методами строительной механики (определяют M , Q , N).

Сечения стержней сквозных арок подбирают так же, как сечения стержней ферм. Арка как криволинейный сжатый брус требует проверки устойчивости.

2.5 Компонировка каркасов большепролетных покрытий

Каркасы большепролетных покрытий с балочными и рамными несущими системами имеют компоновочную схему, близкую к каркасам производственных зданий. При больших пролетах и отсутствии подкрановых балок целесообразно увеличивать расстояния между основными несущими конструкциями до 12-18 м.



Верхние и нижние пояса

Компоновка рамных покрытий бывает поперечная, когда несущие рамы ставят поперек здания, и продольная, характерная для ангаров. При продольной компоновке основная несущая рама ставится в направлении большего размера плана здания и на нее опираются поперечные фермы.

Верхние и нижние пояса несущих рам и поперечных ферм развязываются крестовыми связями, обеспечивающими их устойчивость.

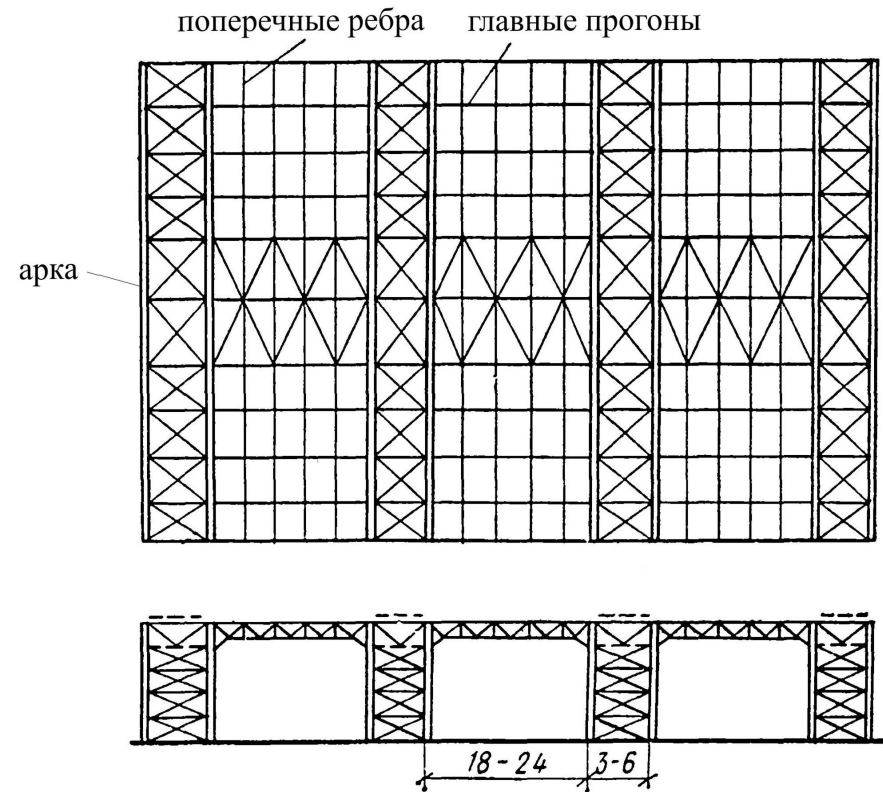


Рис. 8. Балочная арочная конструкция

В арочных системах шаг арок принимается 12 м. и более; по аркам укладываются главные прогоны, на которые опираются поперечные ребра, поддерживающие кровельный настил

При больших пролетах и высотах основных несущих систем (рам, арок) применяются пространственно устойчивые блочные конструкции путем спаривания соседних плоских рам или арок (рис.8), а также применением трехгранных сечений арок.

Арки соединяются в ключе продольными связями, значение которых для жесткости сооружения особенно велико при большой стреле подъема арок, когда повышается их общая деформативность. Поперечные связи, расположенные между крайней парой арок, рассчитывают на давление ветра, передаваемого с торцевой стены арочного покрытия.