

КОНСТРУКЦИИ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Лекция №1(17)

1. Конструктивные схемы

1.1. Элементы конструкций

Для металлургической, машиностроительной, легкой и других отраслей промышленности возводят одноэтажные каркасные здания (рис.1,а). Конструктивной и технологической особенностью таких зданий является оборудование их транспортными средствами, мостовыми и подвесными кранами. Мостовые краны перемещаются по специальным путям, опертым на колонны; подвесные краны перемещаются по путям, подвешенным к элементам покрытия. Покрытие одноэтажного промышленного здания может быть балочным из линейных элементов или пространственным в виде оболочек.

К элементам конструкции одноэтажного каркасного здания с балочным покрытием относятся: колонны (стройки), заделанные в фундаментах; ригели покрытия (балки, фермы, арки), опирающиеся на колонны, плиты покрытия, уложенные по ригелям; подкрановые балки; световые или аэрационные фонари. Основная конструкция каркаса - поперечная рама, образованная колоннами и ригелями.

Пространственная жесткость и устойчивость одноэтажного каркасного здания достигаются защемлением колонн в фундаментах. В поперечном направлении пространственная жесткость здания обеспечивается поперечными рамами, в продольном - продольными рамами, образованными теми же колоннами, элементами покрытия, подкрановыми балками и вертикальными связями (рис. 1,б,в).

Одноэтажные производственные здания могут быть также с плоским покрытием без фонарей. Примером может служить конструктивная схема здания, в которой длинномерные панели покрытия на пролет уложены по продольным балкам и служат ригелями поперечной рамы (рис. 2).

2. Компонировка здания

2.1 Колонны

Сетка колонн одноэтажных каркасных зданий с мостовыми кранами в зависимости от технологии производственного процесса может быть 12×18, 12×24, 12×30 м или 6×18, 6×24, 6×30 м. Шаг колонн принимают преимущественно 12 м; если при этом шаге используются стеновые панели длиной 6 м, то по наружным осям кроме основных колонн устанавливают промежуточные (фахверковые) колонны. При шаге колонн 12 м возможен шаг

ригелей 6 м с использованием в качестве промежуточной опоры подстропильной фермы (рис.3).

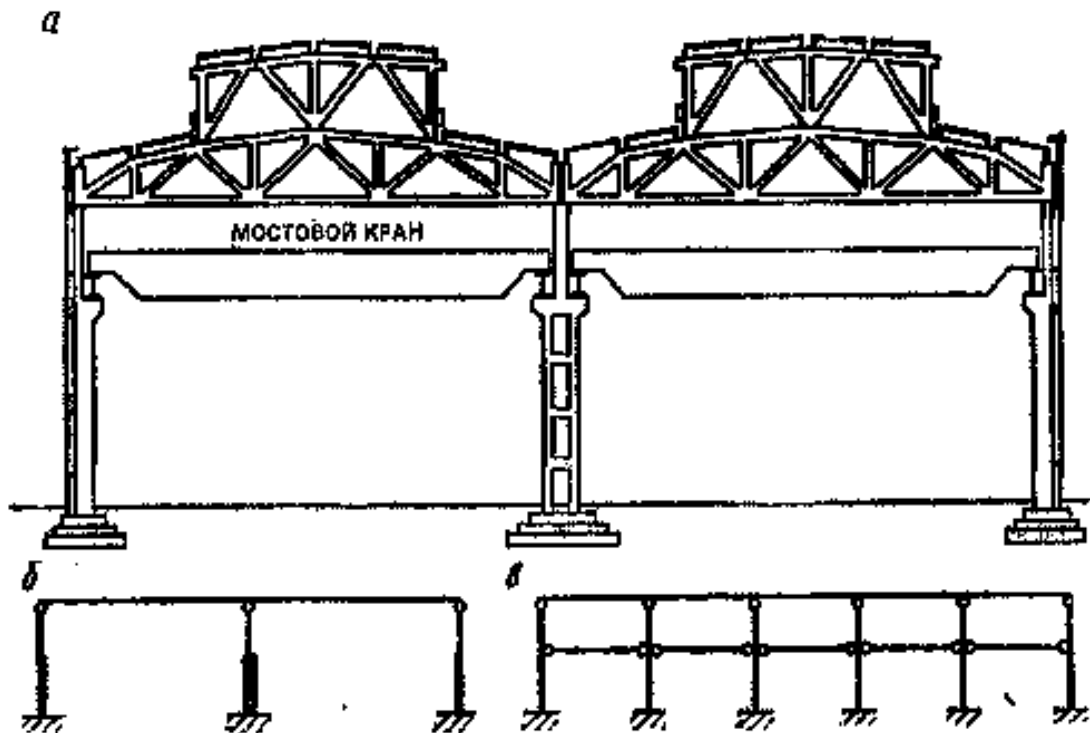


Рис. 1. Одноэтажное промышленное здание с мостовыми кранами:
а - конструктивный поперечный разрез; б - расчетная схема поперечной рамы;
в - расчетная схема продольной рамы

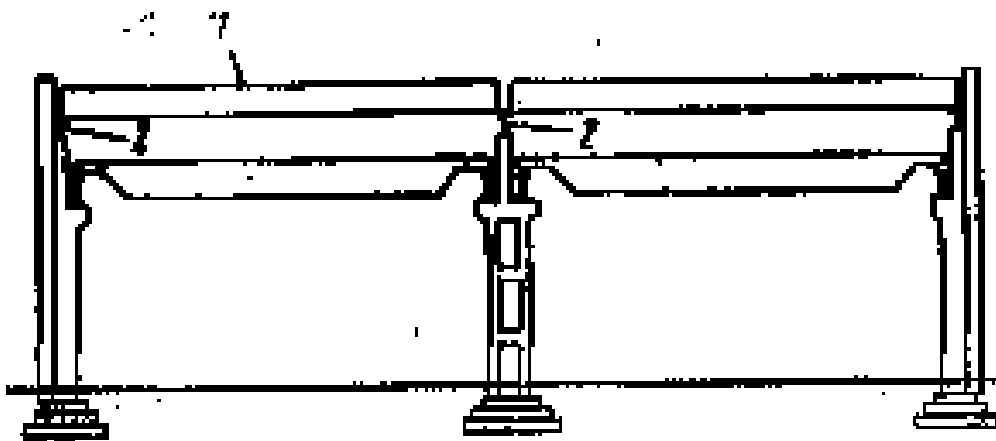


Рис.2. Одноэтажное промышленное здания с плоским покрытием:
1 - длинномерные плиты покрытия; 2 - продольные балки

Лучшие технико-экономические показатели по трудоемкости и стоимости достигаются в сборных железобетонных покрытиях при шаге колонн 12 м без подстропильных ферм.

В целях сохранения однотипности элементов покрытия колонны крайнего ряда располагают так, чтобы разбивочная ось ряда проходила на расстоянии 250 мм от наружной грани колонны (рис.4.). Колонны крайнего ряда при шаге 6 м и кранах грузоподъемностью до 30 т располагают с нулевой

привязкой, совмещая ось ряда с наружной гранью колонны (рис.5, а). Колонны торцов здания смещают с поперечной разбивочной оси на 500 мм (рис.5,б). При большой протяженности в поперечном и продольном направлениях здание делят температурными швами на отдельные блоки.

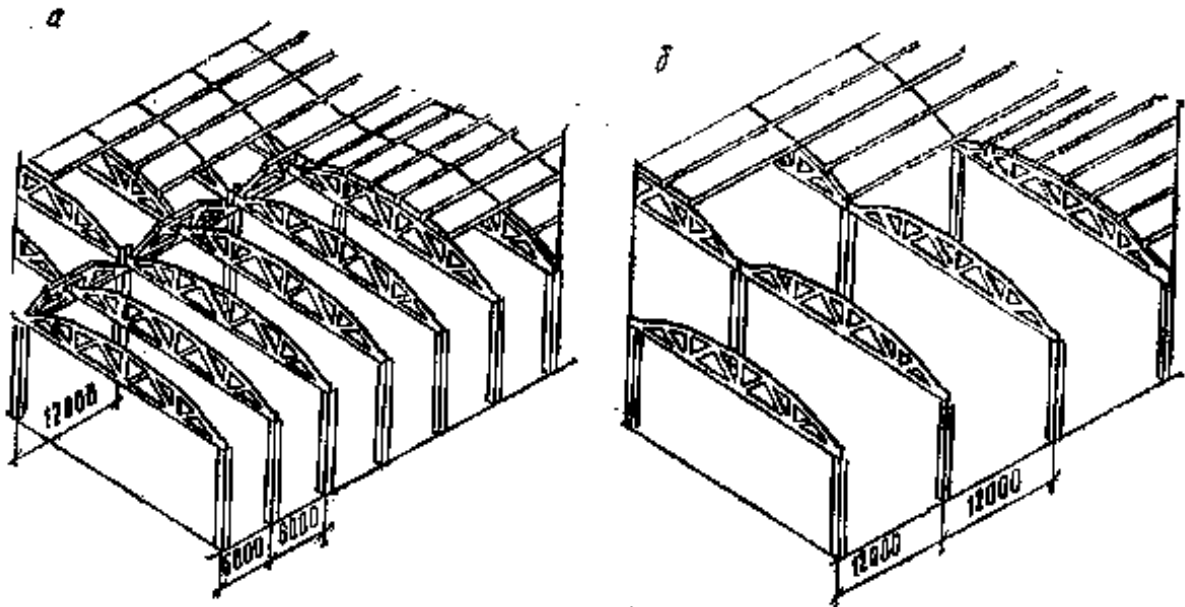


Рис.3. Конструктивные схемы здания при шаге колонн:
а – 6м с подстропильными фермами; б - 12м без подстропильных ферм

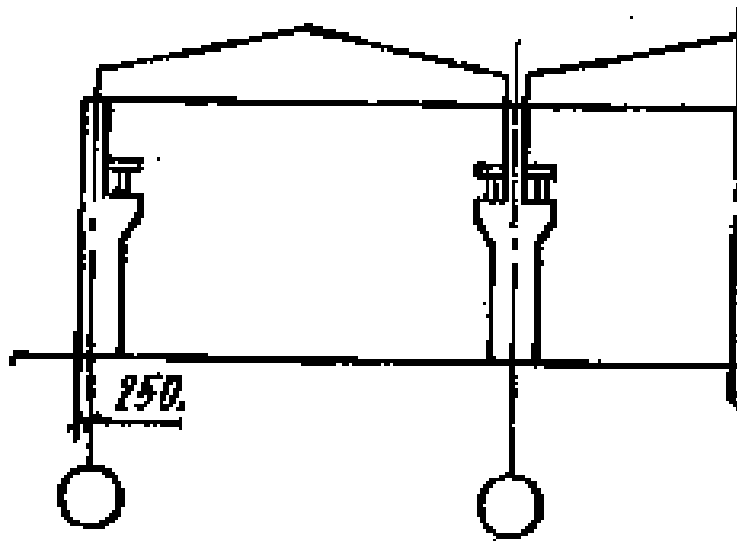


Рис.4. Привязка элементов конструкций к разбивочным осям на поперечном разрезе

Продольный температурный шов выполняют, как правило, на спаренных колоннах со вставкой (рис.4, в), при этом колонны у температурного шва имеют привязку к продольным разбивочным осям 250 мм (или нулевую при 6м). Поперечный температурный шов также выполняют на спаренных колоннах, но при этом ось температурного шва совмещается с поперечной

разбивочной осью, а оси колонн смещаются с разбивочной оси на 500 мм (рис.5, г).

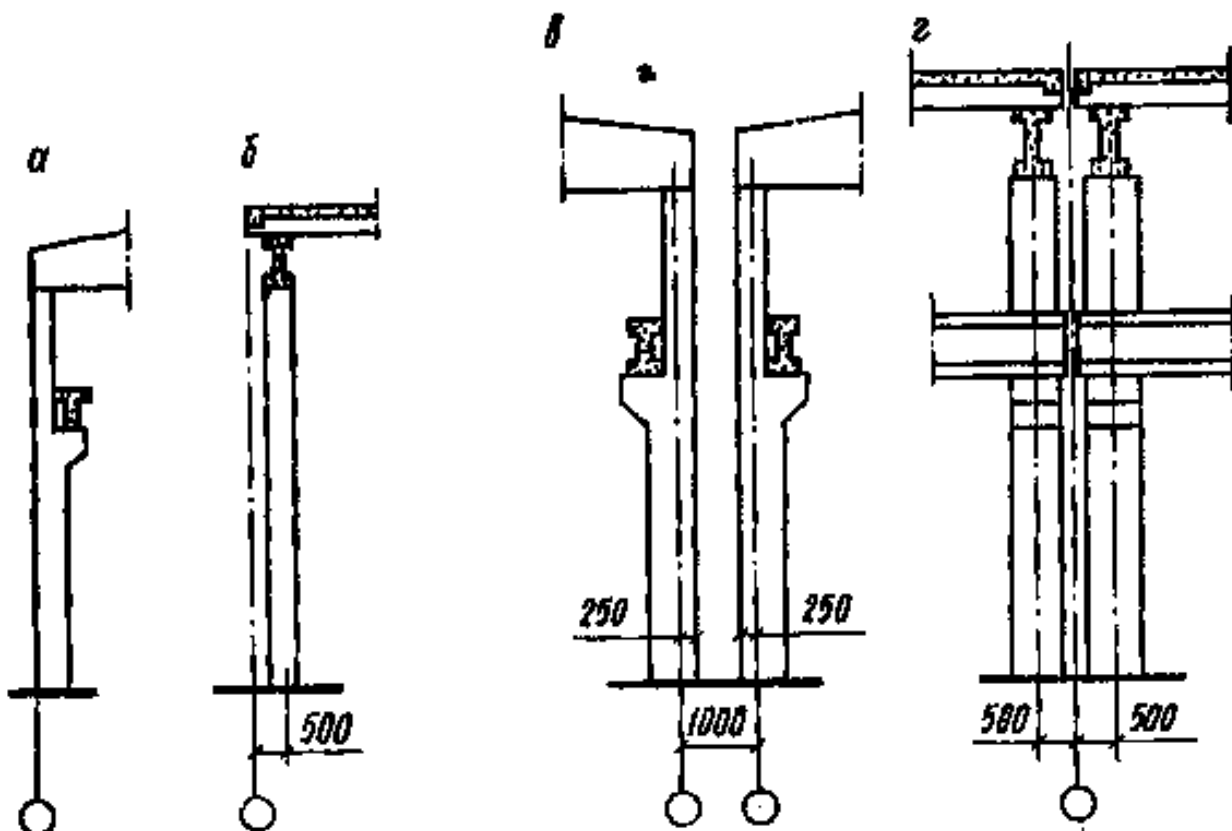


Рис.5. Компановочные схемы привязки к разбивочным осям колонн:

а - крайнего ряда при шаге 6 м; б - в торце здания; в - у продольного температурного шва; г - у поперечного температурного шва

Расстояние от разбивочной оси ряда до оси подкрановой балки при мостовых кранах грузоподъемностью до 50 т принято $\lambda=750$ мм (см. рис.3). Это расстояние складывается из габаритного размера крана B , размера сечения колонны в надкрановой части h_2 и требуемого зазора C между габаритом крана и колонной. На крайней колонне $\lambda = B + h_2 + C + 250$ (в мм).

Колонны каркасного здания могут быть сплошными прямоугольного сечения или сквозными двухветвевыми (рис.6). При выборе конструкции колонны следует учитывать грузоподъемность мостового крана и высоту здания. Сплошные колонны принимают при кранах грузоподъемностью до 30 т и относительно небольшой высоте здания; сквозные колонны - при кранах грузоподъемностью 30 т и больше и высоте здания более 12м. Размеры сечения колонны в надкрановой части назначают с учетом опирания ригелей непосредственно на торец колонны без устройства специальных консолей. Высоту сечения принимают: для средних колонн $h_2=500$ или 600 мм, для крайних колонн $h_2=380$ или 600 мм; ширина сечения средних и крайних колонн $b=400...600$ мм (большие размеры сечения колонны принимают при шаге 12 м). Размеры сечения сплошных колонн в нижней подкрановой части устанавливают преимущественно по несущей способности и из условий

достаточной жесткости с тем, чтобы при горизонтальных перемещениях колонн в плоскости поперечной рамы не происходило заклинивания моста крана. По опыту эксплуатации производственных зданий с мостовыми кранами принято считать жесткость колонн достаточной, если высота сечения $h_1 = (1/10 \dots 1/14) H_1$.

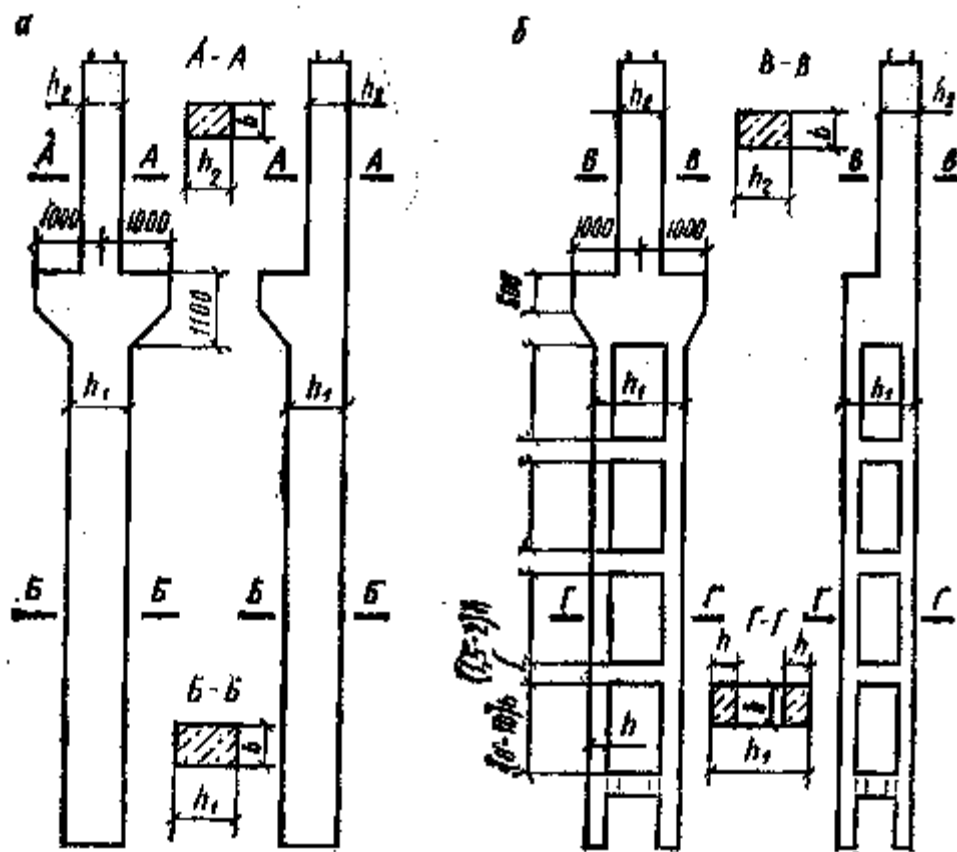


Рис.6. Колонны одноэтажного здания:

а – сплошного прямоугольного сечения; *б* – сквозные двухветвевые

Сквозные колонны имеют в нижней подкрановой части две ветви, соединенные короткими распорками-ригелями. Для средних колонн, в нижней подкрановой части допускают смещение оси ветви с оси подкрановой балки и принимают высоту всего сечения $h_1 = 1200 \dots 1600$ мм, а для крайних колонн - $h_1 = 1000 \dots 1300$ мм. При этом высота сечения ветви $h = 250$ или 300 мм и ширина $b = 500$ или 600 мм. Кроме того, $b = (1/25 \dots 1/30)H$.

Расстояние между осями распорок принимают $(8 \dots 10)h$. Распорки размещают так, чтобы размер от уровня пола до низа первой надземной распорки составлял не менее $1,8$ м и между ветвями обеспечивался удобный проход. Нижнюю распорку располагают ниже уровня пола. Высоту сечения распорки принимают $(1,5 \dots 2)h$, а ширину - равной ширине сечения ветви.

Соединение двухветвевой колонны с фундаментом осуществляют в одном общем стакане или же в двух отдельных стаканах; во втором соединении объем укладываемого на монтаже бетона уменьшается (рис.7). Глубину заделки колонны в стакане фундамента принимают равной большому из двух размеров:

$$H_{ch} = 0,5 + 0,33h_1 (\text{м}) \text{ или } H_{ch} = 1,5b.$$

Кроме того, глубина заделки колонны должна быть проверена из условия достаточной анкеровки Продольной рабочей арматуры. Если в одной из ветвей колонны возникает растягивающее усилие, соединение колонны с бетоном замоноличивания выполняют на шпонках.

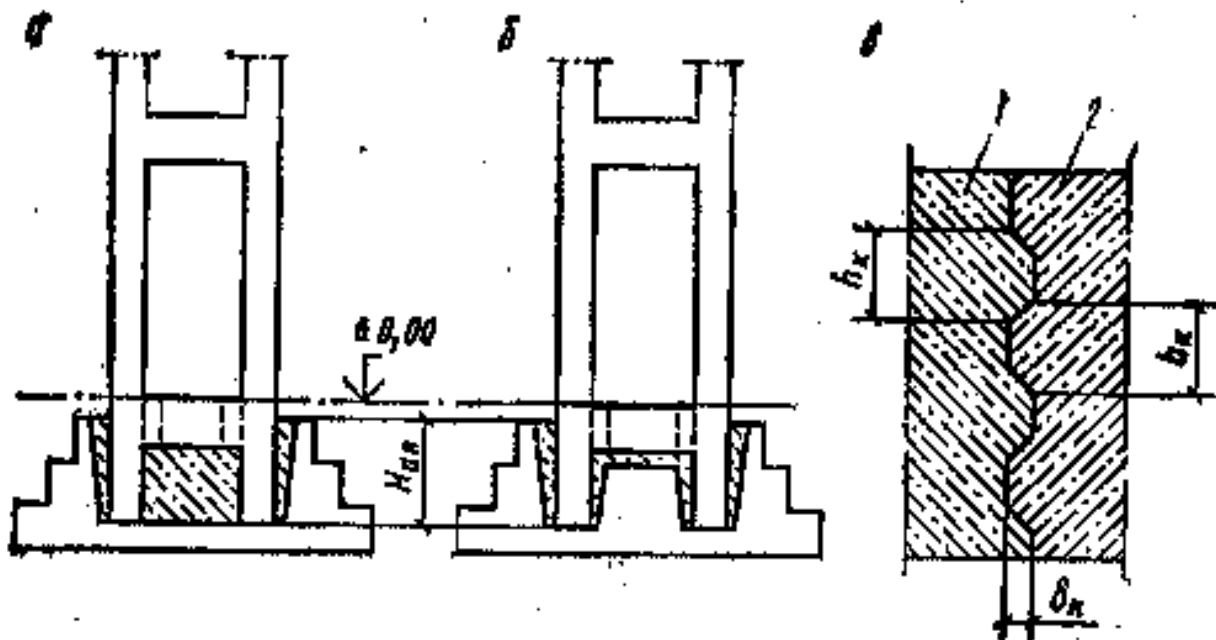


Рис.7. Конструкции соединения двухветвевой колонны с фундаментом:
а - в одном общем стакане; б - в двух отдельных стаканах; в - при устройстве шпонок;
1 - бетон замоноличивания; 2 - колонна

Колонны обычно изготавливают в виде одного цельного элемента. Членение их на части, по высоте для уменьшения веса монтажных элементов связано с затруднениями в устройстве стыков, а потому осуществляется редко. Примеры армирования сплошных и двухветвевых колонн приведены на (рис. 8); средние колонны, испытывающие действие моментов двух знаков, армируются симметрично. Для колонн применяют бетоны классов В15...В30.

2.2. Подкрановые балки

Железобетонные предварительно напряженные подкрановые балки испытывают динамические воздействия от мостовых кранов и поэтому их применение рационально при кранах грузоподъемностью до 30 т среднего режима работы и кранах легкого режима работы. При кранах тяжелого режима работы и кранах грузоподъемностью 50 т среднего режима работы и более целесообразны стальные подкрановые балки.

Наиболее выгодна двутавровая форма поперечного сечения подкрановой балки. Развитая верхняя полка повышает жесткость балки в горизонтальном направлении, уменьшает перемещения при поперечных тормозных условиях, а также улучшает условия монтажа и эксплуатации крановых путей и крана; нижняя полка дает возможность удобно разместить напрягаемую арматуру и

обеспечить прочность балки при отпуске натяжения. Расчетным на вертикальные нагрузки является тавровое сечение с верхней сжатой полкой, а на горизонтальные нагрузки - прямоугольное сечение (верхняя полка).

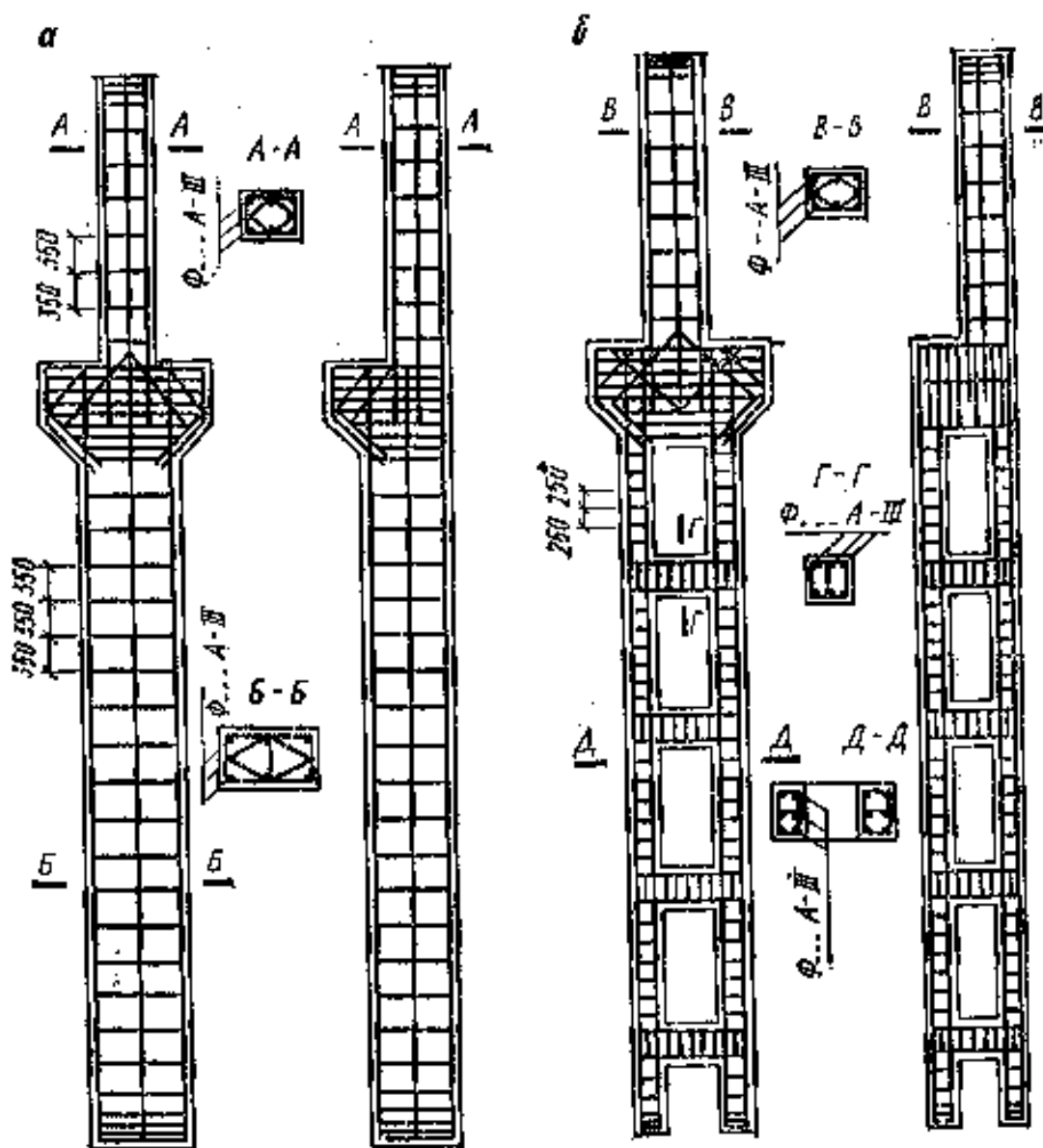


Рис.8. Армирование колонн одноэтажного здания:
а - сплошного прямоугольного сечения; б - сквозные двухветвевые

Высоту сечения подкрановых балок назначают в пределах $h = (1/8...1/10)l$, толщину верхней полки $h'_f = (1/7...1/8)h$, ширину верхней полки $b'_f = (1/10...1/20)l$. По условиям крепления и рихтовки крановых путей принимают размер полки $b'_f = 500...650$ мм. Типовые подкрановые балки имеют высоту сечения $h = 1000$ мм при пролете 6 м и $h = 1400$ мм при пролете 12 м (рис.10).

Сборные подкрановые балки пролетом 6 и 12 м по условиям технологичности изготовления и монтажа выполняют разрезными с монтажным стыком на колоннах.

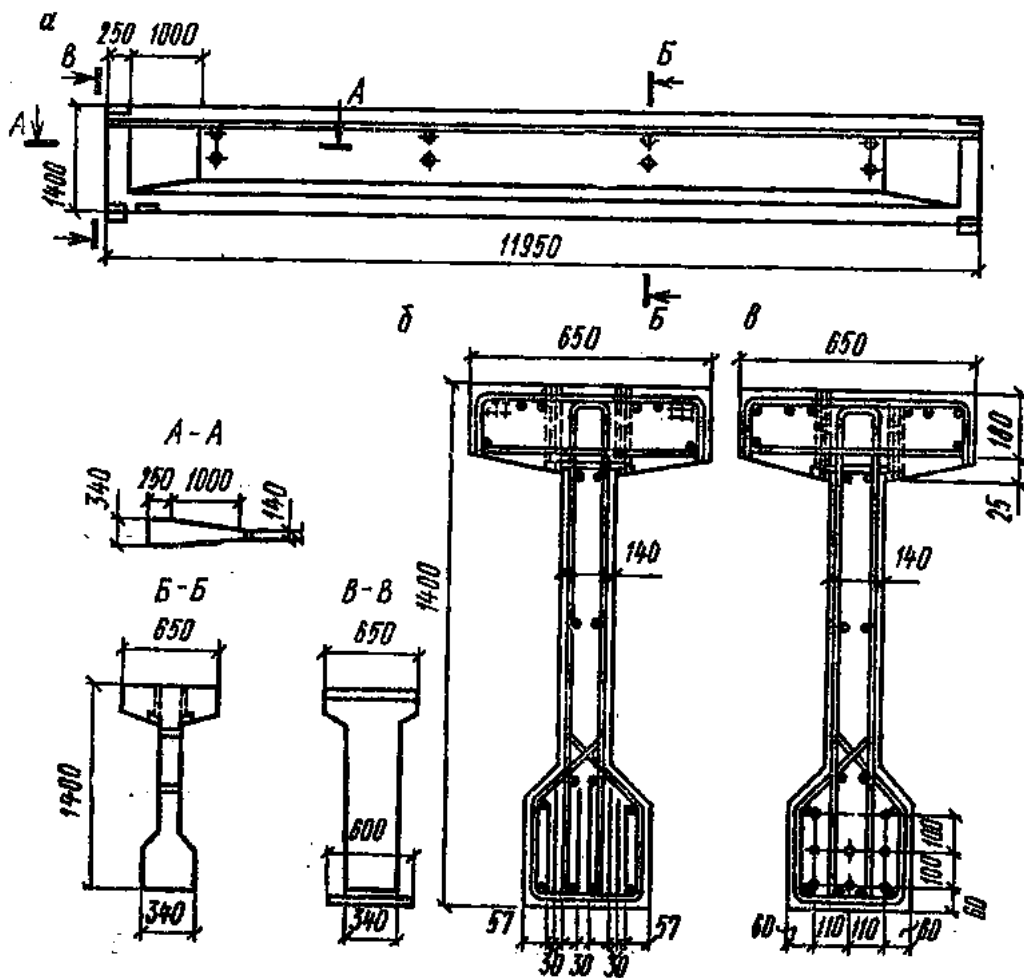


Рис.10. Конструкция предварительно напряженной подкрановой балки пролетом 12 м:
а - общий вид; *б* - армирование напрягаемой проволоочной арматурой; *в* - то же стержневой арматурой

3. Система связей

Назначение связей. Система вертикальных и горизонтальных связей имеет следующие назначения: обеспечить жесткость покрытия в целом; придать устойчивость сжатым поясам ригелей поперечных рам; воспринимать ветровые нагрузки, действующие на торец здания; воспринимать тормозные усилия от мостовых кранов. Система связей работает совместно с основными элементами каркаса и повышает пространственную жесткость здания.

Вертикальные связи. При действии горизонтальных нагрузок в продольном направлении здания (ветер на торец, торможение кранов и т. д.) усилия воспринимаются продольной рамой, ригелем которой является покрытие. Сопряжение между плитами покрытия и колоннами осуществляется через балки или фермы, обладающие малой жесткостью из своей плоскости. Поэтому при отсутствии связей горизонтальная сила, приложенная к покрытию, может привести к значительным деформациям ригелей из их

плоскости (рис.11, а), а приложенная к одной из колонн - вызвать ее существенную деформацию без передачи нагрузки на остальные колонны (рис.11, б). Систему вертикальных связей по линии колонн здания предусматривают для того, чтобы создать жесткое, геометрически изменяемое в продольном направлении покрытие.

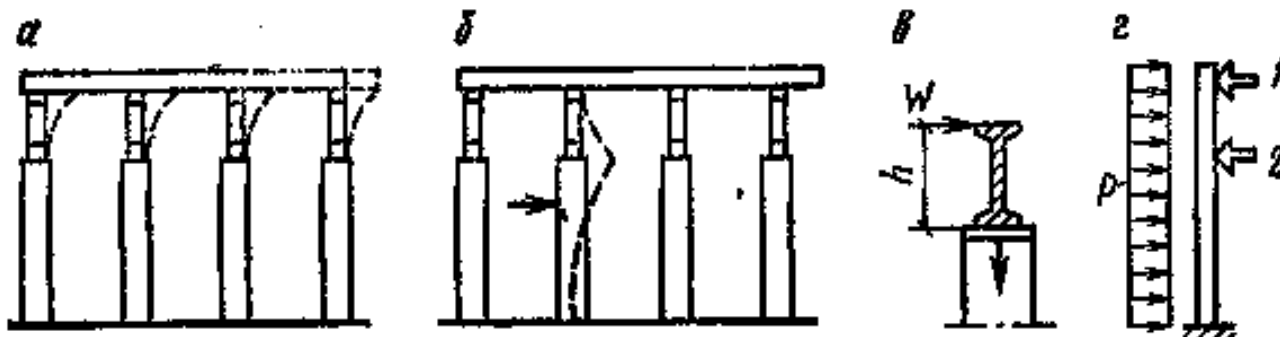


Рис. 11. Схема деформаций каркаса здания от горизонтальных нагрузок и расчетные схемы: а – деформации ригелей из плоскости; б - деформация колонны; в - к определению момента, передающегося на стальные опорные листы ригеля; г – расчетная схема колонн торцевой стены; 1 – опирание колонны на покрытие; 2 – опирание колонны на покрытие горизонтальную связевую ферму

Вертикальные связевые фермы из стальных уголков устанавливают в крайних пролетах блока между колоннами и связывают железобетонными распорками или распорками из стальных уголков по верху колонн (рис.12, а). Решетка вертикальных связевых ферм для восприятия горизонтальных сил, действующих слева или справа, проектируется как крестовая система. При небольшой высоте ригеля на опоре (до 800 мм) и наличии опорного ребра, способного воспринять горизонтальную силу, продольные связи выполняют только в виде распорок по верху колонн. В этом случае стальные опорные листы ригеля должны быть соединены сваркой с закладным листом колонны, рассчитанной на момент $M + W_h$ и опорное давление F (см. рис.12, в). Вертикальные связи между колоннами из стальных уголков устанавливают в каждом продольном ряду в середине температурного блока. Эти связи приваривают к стальным закладным деталям колонн.

Горизонтальные связи по нижнему поясу ригелей. Ветровая нагрузка, действующая на торец здания, вызывает изгиб колонн торцевой стены. Для уменьшения расчетного пролета этих колонн покрытия используют как горизонтальную опору (см. рис.11,г). В зданиях большой высоты и со значительными пролетами рационально создать горизонтальную опору для торцевой стены и в уровне нижнего пояса ригеля устройством горизонтальной связевой фермы (рис.12,б). Такая дополнительная опора возможна также в виде горизонтальной фермы в уровне верха, подкрановых балок. Горизонтальные связи по нижнему поясу выполняют из стальных уголков, образующих вместе с нижним поясом крайнего ригеля связевую ферму с крестовой решеткой. Опорное давление горизонтальной связевой фермы передается через

вертикальные связи на все колонны температурного блока и дальше на фундаменты и грунты основания.

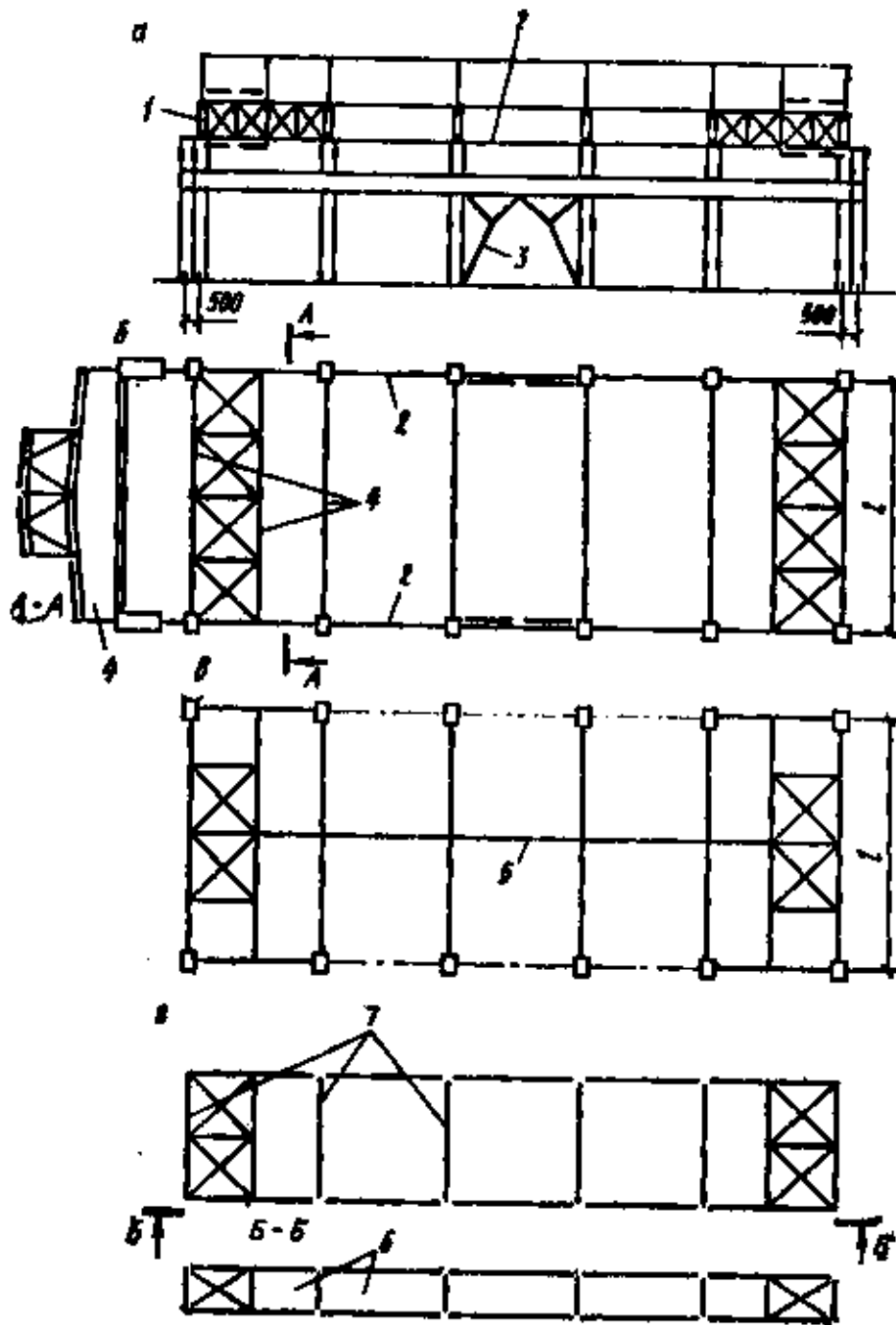


Рис.12. Схемы связей покрытия: а - вертикальные связи; б - горизонтальные связи по нижнему поясу; в - то же по верхнему поясу; г - связи фонаря; 1 - вертикальные связи фермы; 2 - распорка по верху колонн; 3 - вертикальные связи; 4 - ригель поперечной рамы; 5 - распорка по оси верхнего пояса фермы; б - плоскость остекления фонаря; 7 - фермы фонаря

Горизонтальные связи по верхнему поясу ригелей. Устойчивость сжатого пояса ригеля поперечной рамы из своей плоскости обеспечивается плитами покрытия, приваренными закладными деталями к ригелям. При

наличии фонарей расчетная длина сжатого пояса ригеля из плоскости равна ширине фонаря. Чтобы уменьшить расчетный пролет сжатого пояса ригеля, по оси фонаря устанавливают распорки, которые в крайних пролетах температурного блока прикрепляют к горизонтальным фермам из стальных уголков (рис.12, в). Если же фонарь не доходит до торца температурного блока, то горизонтальную связевую ферму по верхнему поясу ригелей, не делают, так как железобетонные панели покрытия за пределами фонаря сами образуют жесткую диафрагму. В этом случае распорки прикрепляют к элементам покрытия крайнего пролета.

Связи по фонарям. Фонарные фермы объединяют в жесткий пространственный блок устройством системы стальных связей: вертикальных - в плоскости остекления и горизонтальных - в плоскости покрытия фонаря (рис.12, г).

4. Расчетная схема и нагрузки

4.1. Поперечные рамы

Ригели поперечных рам по своей конструкции могут быть сплошными или сквозными, а соединение их со стойками - жесткое или шарнирное. Выбор очертания и формы сечения ригеля, его конструкции и характера соединения со стойками зависит от размера перекрываемого пролета, вида кровли, принятой технологии изготовления и монтажа.

Жесткое соединение ригелей и колонн рамы приводит к уменьшению изгибающих моментов. Однако при этом не достигается независимая типизация ригелей и колонн рамы, так как нагрузка, приложенная к колонне, вызывает изгибающие моменты и в ригеле, а нагрузка, приложенная к ригелю, вызывает изгибающие моменты и в колоннах (рис.13, а). При шарнирном соединении возможна независимая типизация ригелей и колонн, так как в этом случае нагрузки, приложенные к одному из элементов, не вызывают изгибающих моментов в другом (рис.13, б). Шарнирное соединение ригелей с колоннами упрощает их форму и конструкцию стыка, отвечает требованиям массового заводского производства. В результате конструкции одноэтажных рам с шарнирными узлами как более экономичные приняты в качестве типовых.

При пролетах до 18 м в качестве ригелей применяют предварительно напряженные балки; при пролетах 24, 30 м - фермы.

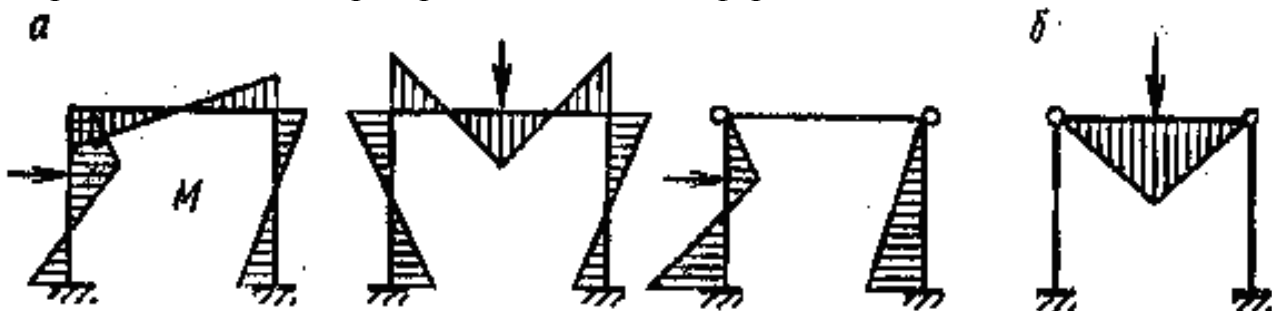


Рис.13. К выбору рациональной конструкции поперечной рамы эпюры моментов:

а - при жестком соединении ригеля с колонной; б - при шарнирном соединении

Поперечная рама одноэтажного каркасного здания испытывает действие постоянных нагрузок от веса покрытия и различных временных нагрузок от снега, вертикального и горизонтального давления мостовых кранов, положительного и отрицательного давления ветра и др. (рис.14, а).

В расчетной схеме рамы соединение ригеля с колонной считают шарнирным, а соединение колонны с фундаментами - жестким. Длину колонн принимают равной расстоянию от верха фундамента до низа ригеля. Цель расчета поперечной рамы - определить усилия в колоннах от расчетных нагрузок и подобрать их сечения а также определить боковой прогиб верха рамы от нормальной ветровой нагрузки. Предъявленный прогиб, установленный нормами, составляет:

$f_u = H/200$ при $H = 15$ м; $f_u = H/300$ при $H = 30$ м, где H - длина колонны от верха фундамента до низа стропильной конструкции - ригеля рамы.

Постоянная нагрузка от веса покрытия передается на колонну как вертикальное опорное давление ригеля F . Эту нагрузку подсчитывают по соответствующей грузовой площади. Вертикальная нагрузка приложена по оси опоры ригеля и передается на колонну при привязке наружной грани колонны к разбивочной оси на 250 мм с эксцентриситетом:

в верхней надкрановой части $e = 0,25/2 = 0,125$ м (при нулевой привязке $e = 0$);

в нижней подкрановой части $e = (h_1 - h_2) / 2 - 0,125$ [при нулевой привязке $e = (h_1 - h_2) / 2$];

нагрузка F приложена с моментом, равным $M = Fe$.

Временную нагрузку от снега устанавливают в соответствии с географическим районом строительства и профилем покрытия. Она передается на колонну так же, как вертикальное опорное давление ригеля P , и подсчитывается по той же грузовой площади, что и нагрузка от веса покрытия.

Временную нагрузку от мостовых кранов определяют от двух мостовых кранов, работающих в сближенном положении. Коэффициент надежности для определения расчетных значений вертикальной и горизонтальной нагрузок от мостовых кранов $\gamma_f = 1,1$.

Вертикальную нагрузку на колонну вычисляют по линиям влияния опорной реакции подкрановой балки, наибольшая ордината которой на опоре равна единице. Одну сосредоточенную силу от колеса моста прикладывают на опоре, остальные силы располагают в зависимости от стандартного расстояния между колесами крана (рис.14, б). Максимальное давление на колонну

$$D_{\max} = F_{\max} \sum y \quad (1)$$

при этом давление на колонну на противоположной стороне

$$D_{\min} = F_{\min} \sum y \quad (2)$$

Вертикальное давление от кранов передается через подкрановые балки на подкрановую часть колонны с эксцентриситетом, равным для крайней колонны $e = 0,25 + \lambda - 0,5h_2$ (при нулевой привязке $e = \lambda - 0,5h_2$), для средней колонны $e = \lambda$ (рис.14, в).

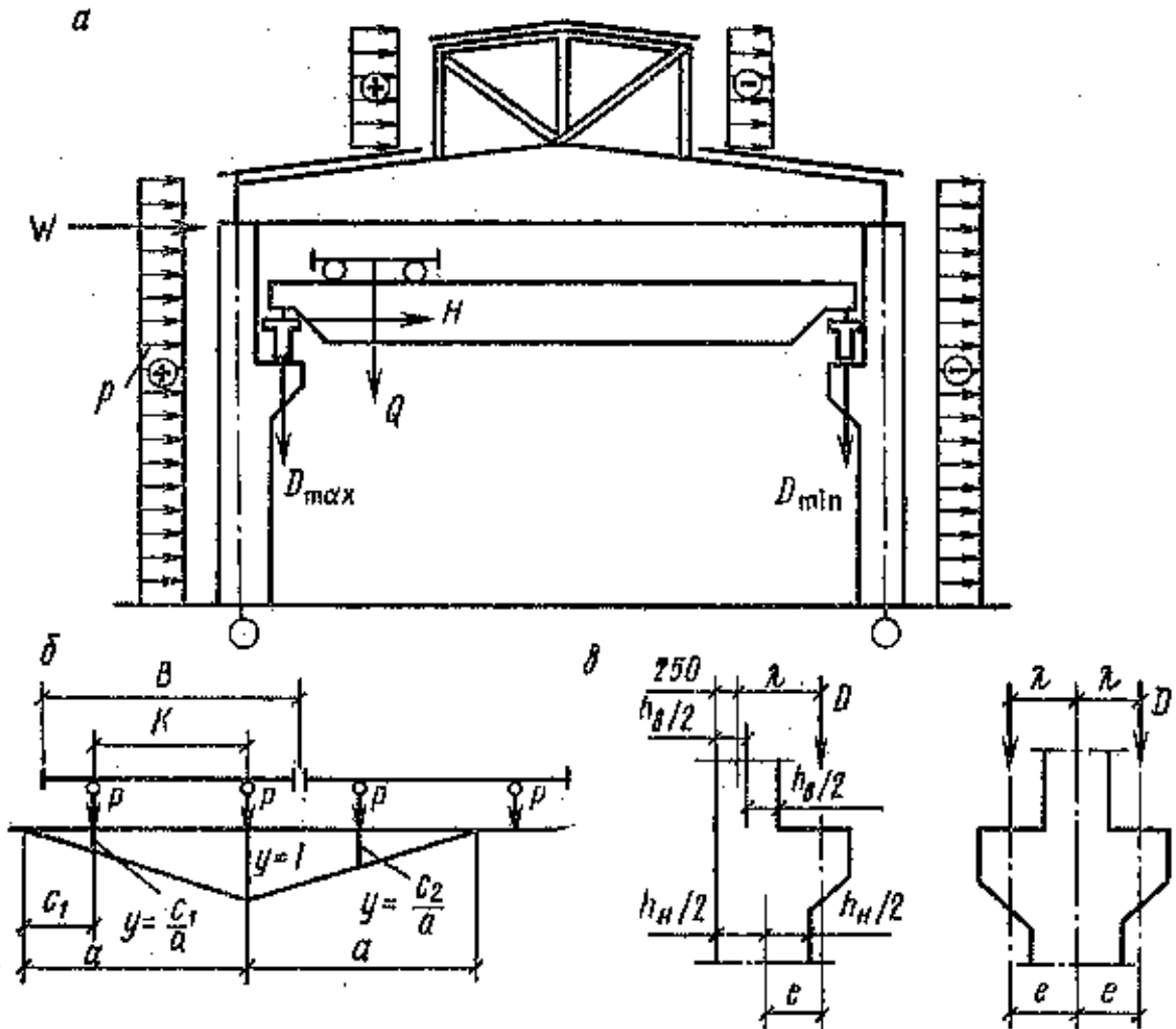


Рис.14. Расчетно-конструктивная схема поперечной рамы;

а – нагрузка действующая на поперечную раму; б – к определению вертикальной нагрузки от мостового крана на колонну; в - к определению моментов от крановой нагрузки на колонну

Соответствующие моменты от крановой нагрузки

$$M_{\max} = D_{\max} e ; M_{\min} = D_{\min} e \quad (3)$$

Горизонтальная нагрузка на колонну от торможения двух мостовых кранов, находящихся в сближенном положении, передается через подкрановую балку по тем же линиям влияния, что и вертикальное давление:

$$H = H_{\max} \sum y; \quad (4)$$

Временную ветровую нагрузку принимают в зависимости от географического района и высоты здания, устанавливая ее значение на 1 м^2 поверхности стен и фонаря. С наветренной стороны действует положительное давление, с подветренной - отрицательное. Стеновые панели передают ветровое давление на колонны в виде распределенной нагрузки $p=wa$, где a - шаг колонн. Неравномерную по высоте здания ветровую нагрузку приводят к равномерно распределенной, Эквивалентной по моменту в заделке консоли.

Ветровое давление, действующее на фонарь и часть стены, расположенную выше колонн, передается в расчетной схеме в виде сосредоточенной силы W .

Статический расчет плоской поперечной рамы

Поперечную раму на внешние нагрузки рассчитывают методом перемещений. Основную систему получают, введя дополнительный горизонтальный опоры. Основную систему подвергают единичному перемещению по направлению дополнительной опоры. При этом в колоннах возникают реакции от единичного перемещения и изгибающий момент (рис.15).

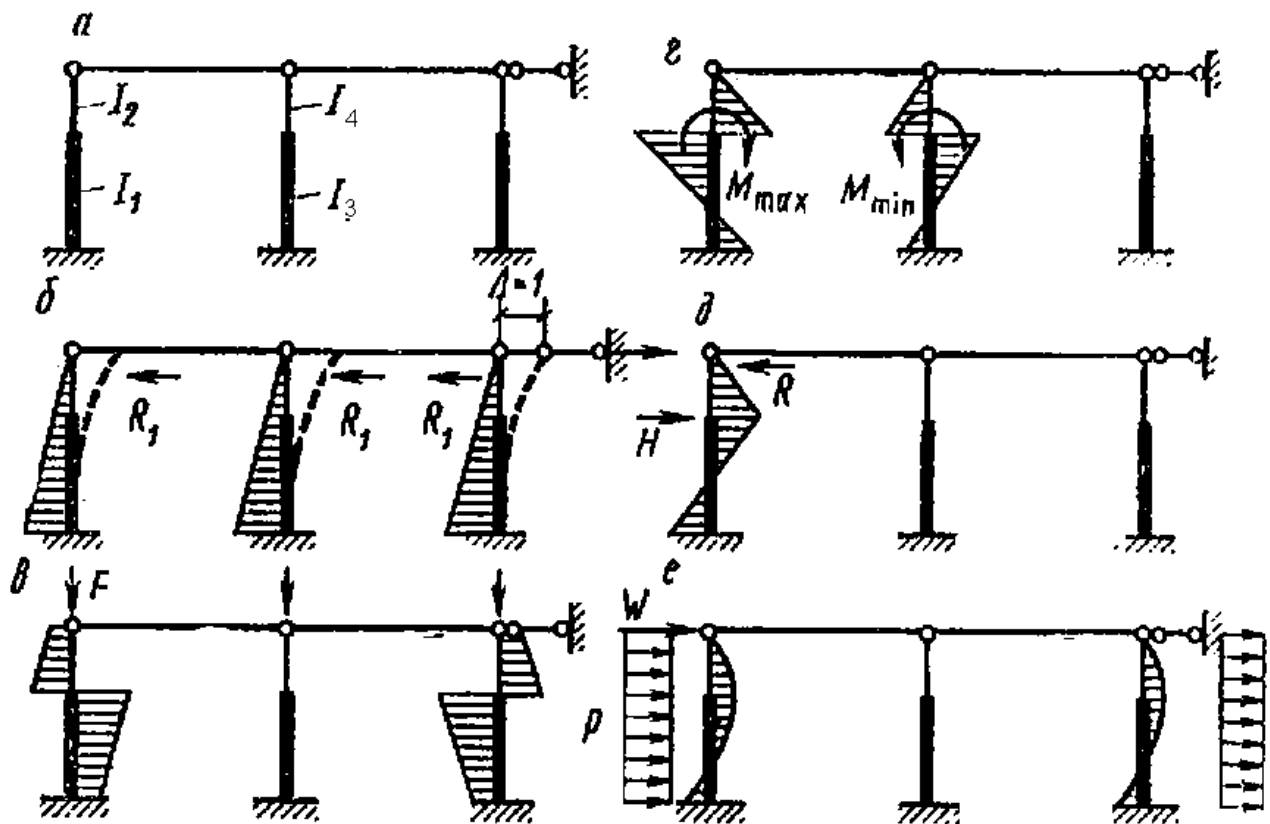


Рис.15. Основная система поперечной рамы (а) и эпюры моментов от единичного воздействия неизвестного: (б), вертикальной нагрузки (в), кранового момента на крайней колонне (г), торможения тележки крана (д), ветровой нагрузки (е)

Составляем каноническое уравнение перемещений (каноническое потому, что составляется по определенному порядку – канону).

$$r_{11} \cdot \Delta + R_{1p} = 0 \quad (5)$$

где $r_{11} = \sum R_1$ - реакция верха колонн от единичного перемещения; $R_{1p} = \sum R$ - реакция верха колонн от внешних нагрузок.

Определим свободные члены канонического уравнения r_{11} и R_{1p} : r_{11} - из расчетной схемы (рис.15.б)

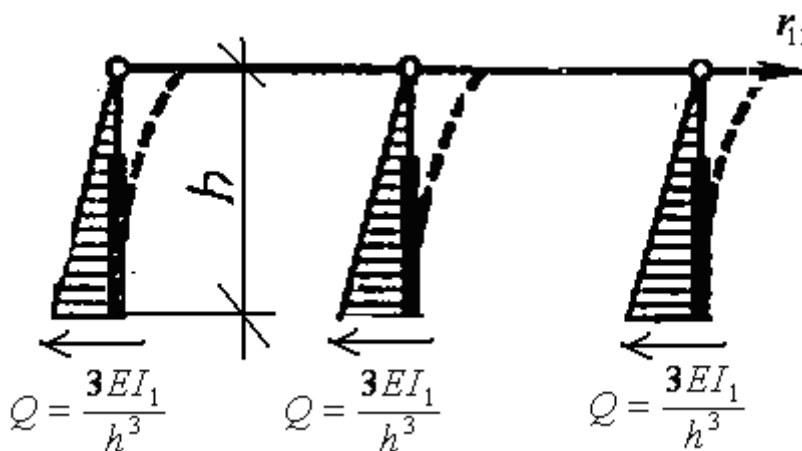


Рис.16.

$$\sum X = 0 \quad (6)$$

$$r_{11} - 2 \frac{3EI_1}{h^3} - \frac{3EI_3}{h^3} = 0 \quad (7)$$

$$r_{11} = \left(\frac{6I_1}{h^3} - \frac{3I_3}{h^3} \right) \cdot E \quad (8)$$

R_{1p} - определим на длину для загрузки силой H

$$\sum X = 0 \quad (9)$$

$$R_{1p} + H - Q = 0 \quad (10)$$

$$R_{1p} + H - \frac{H\nu}{2}(3 - \nu^2) = 0 \quad (11)$$

$$R_{1p} = \frac{Hv}{2}(3 - v^2) - H \quad (12)$$

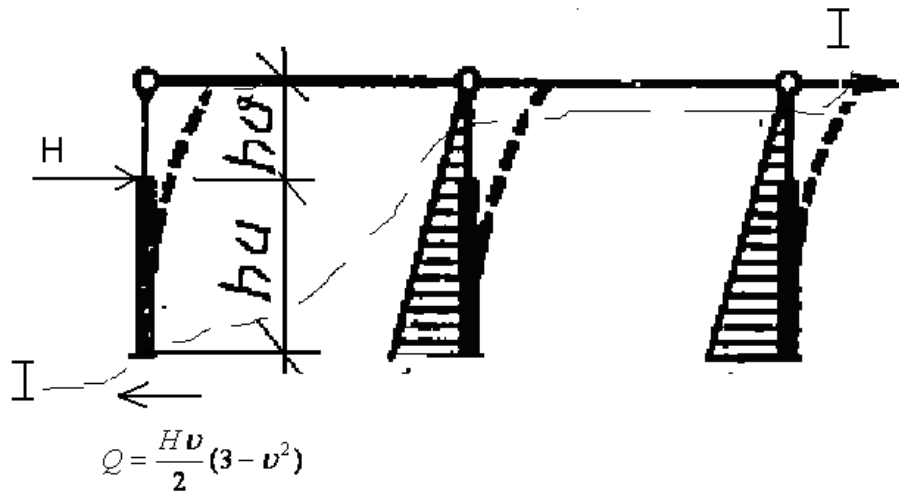


Рис.17.

Подставив свободные члены в каноническое уравнение (5) определяем величину смещения Δ .

$$\Sigma M \quad (13)$$

$$\frac{H - \frac{Hv}{2}(3 - v^2)}{\left(\frac{6I_1}{h^3} - \frac{3I_3}{h^3}\right) \cdot E} = \Delta \quad (14)$$

Окончательную эпюру моментов получаем сложением эпюры (рис.18), увеличенной в Δ раз с эпюры моментов от силы H .

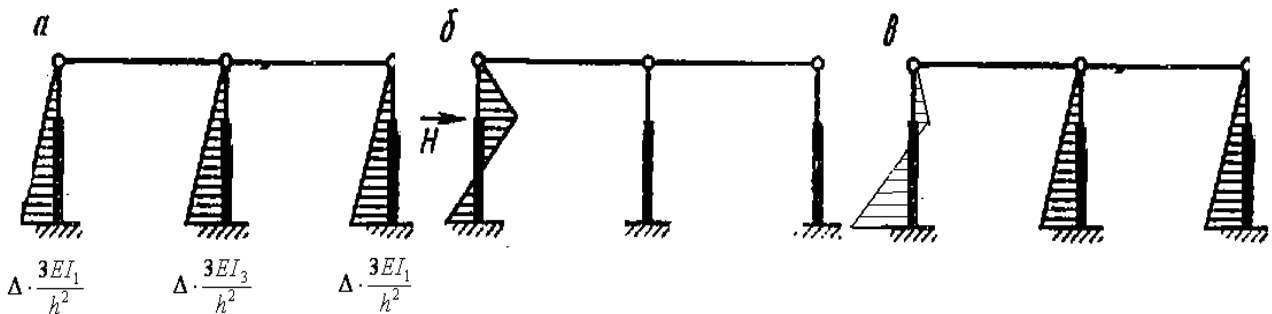


Рис.18. Эпюра моментов:

a – эпюра моментов от единичного перемещения; *б* - эпюра моментов H ; *в* - ΣM

Эпюрой сложение с эпюрой от единичного перемещения с каждой эпюрой загрузки, а затем суммируют суммарные эпюры моментов ΣM .

$$\Sigma M = \Delta M_1 + M_p + M_D + M_F + M_H \quad (15)$$

Лекция №2(18)

1. Учет пространственной работы температурного блока при работе мостовых кранов

Покрытие здания из железобетонных плит, соединенных сваркой закладных деталей с замоноличиванием швов, представляет собой жесткую в своей плоскости горизонтальную связевую диафрагму. Колонны здания, объединенные горизонтальной связевой диафрагмой в поперечные и продольные рамы, работают как единый пространственный блок. Размеры такого блока в плане определяются расстояниями между температурными швами (рис.1, а).

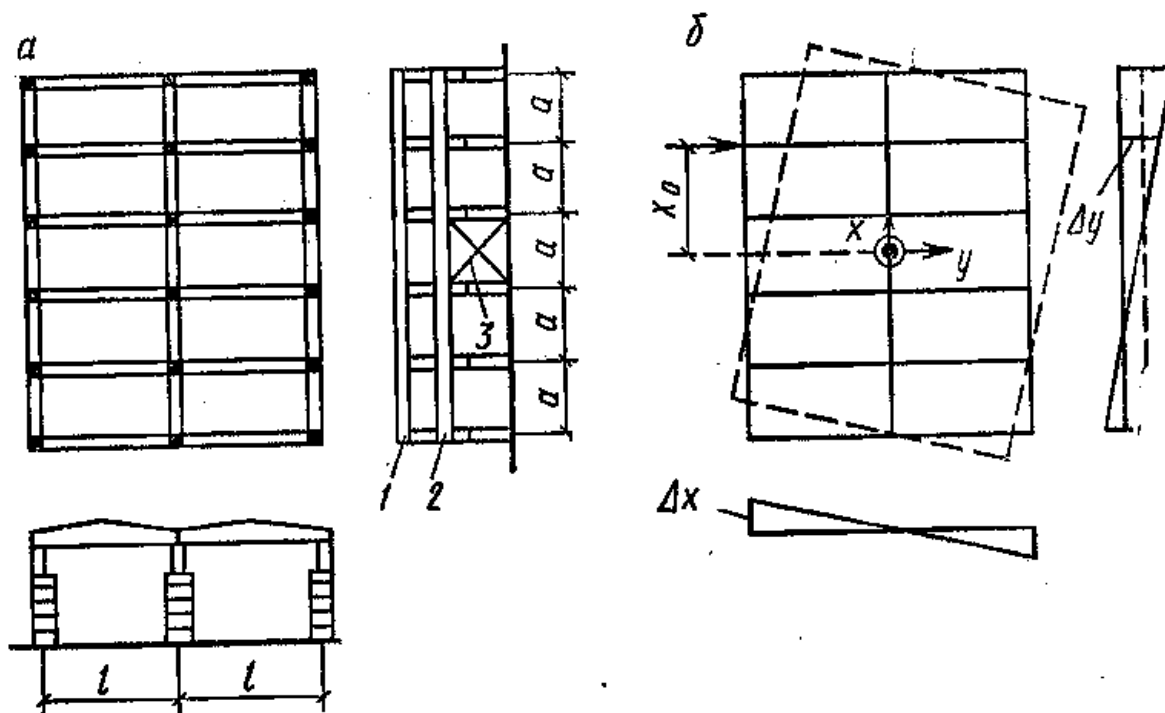


Рис.1. Пространственный блок одноэтажного каркасного здания:
а - схема блока; б - схема перемещения блока; 1 - покрытие; 2 - подкрановая балка; 3 - вертикальные связи по колоннам

Нагрузки от массы покрытия, снега, ветра приложены одновременно ко всем рамам блока, при этих нагрузках пространственный характер работы каркаса здания не проявляется и каждую плоскую раму можно рассчитывать в отдельности. Нагрузки же от мостовых кранов приложены к двум-трем рамам блока, но благодаря горизонтальной связевой диафрагме в работу включаются и остальные рамы блока; происходит пространственная работа.

В каркасном здании из типовых элементов с регулярным шагом колонн и постоянной жесткостью сечений колонн центр жесткости блока (т. е. точка приложения равнодействующей реактивных сил при поступательном

перемещении блока) совпадает с его геометрическим центром. Если поместить начало координат в этом центре и принять что x - координата поперечной рамы, а y продольной рамы (рис,1, б), то, приложив к поперечной раме с координатой x_0 силу F , можно определить перемещение этой рамы. Перемещение блока от силы F - поступательное, а от момента $M = Fx_0$ - вращательное. Если r_{11x} - реакция поперечной рамы от единичного перемещения $\Delta = 1$, то поступательное перемещение блока

$$\Delta = F / nr_{11x}, \quad (1)$$

где n - число поперечных рам блока.

При вращательном перемещении жесткой в своей плоскости горизонтальной связевой диафрагмы на угол $\varphi = 1$ поперечные рамы получают перемещение равное $x \cdot \operatorname{tg}\varphi$, но поскольку конечный угол φ будет малым и, следовательно, $\operatorname{tg}\varphi = \varphi = 1$, поперечные рамы получают перемещение, равное их координате x , а продольные рамы - равное y . При этом возникают реакции:

в поперечных рамах

$$R_x = xr_{11x}; \quad (2)$$

в продольных рамах

$$R_y = yr_{11y}, \quad (3)$$

где r_{11x} - реакция продольной рамы от смещения $\Delta = 1$ (определяется с учетом сопротивления вертикальных связей по колоннам).

Кручением колонн при вращении горизонтальной диафрагмы ввиду его малости можно пренебречь.

Угловая жесткость блока или реактивный момент блока от единичного угла поворота диафрагмы $\varphi = 1$

$$B_\varphi = M_{\varphi=1} = 2 \sum_1^m xR_x + 2 \sum_1^p yR_y, \quad (4)$$

где ($m = n/2$, когда n - число поперечных рам четное, или $m = (n-1)/2$, когда n - число нечетное; $p = q/2$, когда q - число продольных рам - четное, или $p = (q-1)/2$, когда q - число нечетное,

Угловая жесткость блока с учетом значения реакций согласно формулам (2), (3), составляет

$$B_\varphi = 2r_{11x} \left(\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2 \right), \quad (5)$$

где $\beta = r_{11y} / r_{11x}$

Угол поворота блока вокруг центра вращения

$$\varphi = M / B_{\varphi} = \frac{Fx_0}{2r_{1lx} \left(\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2 \right)}. \quad (6)$$

Перемещение поперечной рамы с координатой x_0 от силы F находят суммированием перемещений - поступательного и от вращения блока. Тогда

$$\Delta = F / nr_{1lx} + x_0 \varphi = F / nr_{1lx} + \frac{Fx_0}{2r_{1lx} \left(\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2 \right)} \quad (7)$$

Находит реактивную силу от единичного перемещения $\Delta = 1$ поперечной рамы, приравняв единице перемещение по формуле (7). Тогда

$$F = Cr_{1lx}, \quad (8)$$

где

$$C = \frac{1}{1/n + \frac{x_0^2}{2 \left(\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2 \right)}}. \quad (9)$$

Коэффициент C характеризует пространственную работу каркаса, состоящего из поперечных и продольных рам. Следует принять во внимание податливость соединений плит покрытия, которую на основании исследований оценивают коэффициентом 0,7 к значению C , а также учесть загрузку нагрузкой от мостовых кранов рам, смежных с рассчитываемой, коэффициентом 0,7. Тогда

$$C = \frac{1}{2/n + \frac{x_0^2}{\left(\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2 \right)}}. \quad (10)$$

Если учитывать пространственную работу рам лишь одного поперечного направления, то в упрощенном решении при $\beta=0$ из формулы (9)

$$C = \frac{1}{1/n + \frac{x_0^2}{2 \sum_{i=1}^m x^2}} \quad (11)$$

Тогда при длине блока 72 м для второй от торца блока поперечной рамы, находящейся в наименее благоприятных условиях (в части помощи, оказываемой работой соседних рам), при шаге 12 м $C=3,5$; при шаге 6 м $C=4,7$.

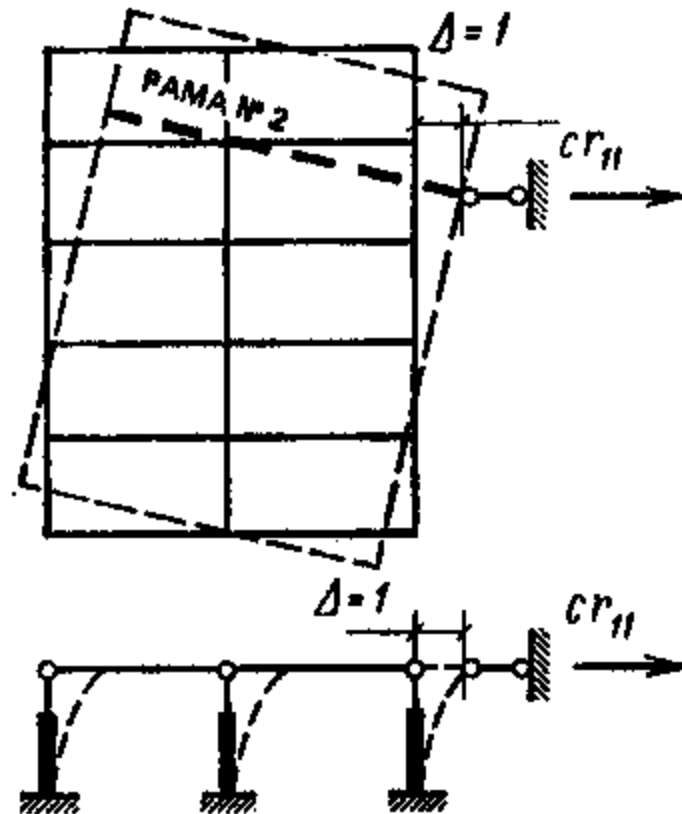


Рис.2. К пространственному расчету одноэтажного каркасного здания на крановые нагрузки

Таким образом, поперечную раму можно рассчитывать на крановые нагрузки с учетом пространственной работы каркаса здания методом перемещений с введением к реакции от единичного перемещения поперечной рамы коэффициента C (рис. 2).

3. 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 s между осями распорок, числом сплошной части, общей длиной l (рис.3, 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 несущественному уточнению результатов расчета. Для определения реакций при неподвижной верхней опоре двухветвевую колонну рассматривают как стержень, обладающий, изгибной жесткостью $E_b I_1$ и конечной сдвиговой жесткостью K . Сдвиговая жесткость двухветвевой колонны обусловлена местным изгибом ветвей, она равна силе, вызывающей перекося ветвей на единичный угол (рис.3, б):

$$K = 24E_b I / s^2. \quad (12)$$

где I - момент инерции ветви.

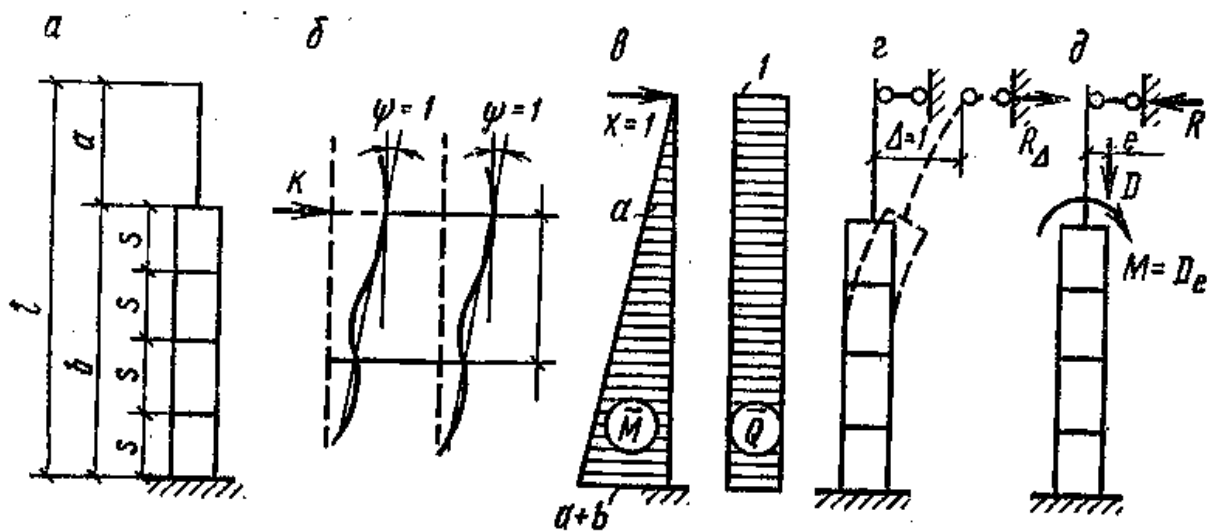


Рис.3. К расчету двухветвевой колонны:

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

Если приложить к верхнему концу рассматриваемого стержня (пока без верхней опоры) силу $X = 1$ (рис.3, в), то перемещение

$$\delta_{11} = \sum \int \frac{M^2}{E_b I_i} dx + \int_0^b \frac{Q^2}{K} dx = \frac{a^3}{3E_b I_1} + \frac{l^3 - a^3}{3E_b I_1} + \frac{ns^3}{24E_b I} \quad (13)$$

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

Отсюда реакция от перемещения $\Delta = 1$ верхнего конца колонны (рис.3, г)

$$R_{\Delta} = 1 / \delta_{11} = 3E_b I_1 / [l^3 (1 + k + k_1)] \quad (14)$$

$$\text{где } k = \alpha^3 (I_1 / I_2 - 1); k_1 = (1 - \alpha)^3 I_1 / (8n^2 I); \quad (15)$$

I_2 - момент инерции верхней части колонны; A - площадь сечения ветви; $I_1 = A \tilde{n}^2 / 2$ - момент инерции нижней части колонны (значением $2l$ пренебрегают как относительно малым); $\alpha = \tilde{a} / l$.

Если двухветвевая колонна загружена крановым моментом M , то перемещение

$$\delta_{1p} = \int \frac{MM}{E_b I_1} dx = \frac{Ml^2 (1 - \alpha^2)}{2E_b I_1} \quad (16)$$

Реакция R при неподвижной верхней опоре двухветвевой колонны (рис.3,д)

$$R = \delta_{1p} / \delta_{11} = 3M (1 - \alpha^2) / [2l (1 + k + k_1)] \quad (17)$$

Здесь знак минус опущен.

Формулы реакций R универсальны, так как могут применяться не только для двухветвевых колонн, но и для ступенчатых при $k=0$, колонн постоянного сечения при $k = k_1 = 0$. По этим же формулам в необходимых случаях можно найти перемещения $\delta_{11} = l / R_{\Delta}$; $\delta_{1p} = R / R_{\Delta}$, а также выполнить расчет рамы с учетом упругой заделки колонны в фундаменте.

При расчете рамы на изменение температуры Δt 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

$$R_{\varphi} = l / \delta_{11} = 3E_b I_1 / [l^2 (1 + k + k_1)] \quad (18)$$

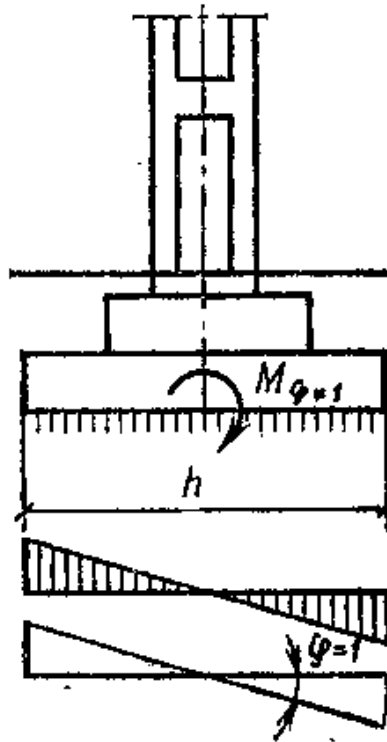


Рис.4. К расчету податливости заделки колонн

Реактивный момент от поворота фундамента на угол $\varphi = 1$ (рис.4) 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

$$p = C_{\varphi} y = 0.5 C_{\varphi} h, \quad (19)$$

где C_{φ} - коэффициент постели при неравномерном обжатии основания.

Реактивный момент от поворота фундамента

$$M_{\varphi=1} = C_{\varphi} (bh^3 / 12) = C_{\varphi} I, \quad (20)$$

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

После определения из расчета поперечной рамы упругих реакций R_e 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.

Продольные силы в ветвях колонны

$$N_{br} = (N / 2) \pm (M \eta / c), \quad (21)$$

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

При определении коэффициента η следует учесть влияние гибкости ветвей в плоскости изгиба двухветвевой колонны как для составного сечения (рис. 5, 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

$$\lambda_{red}^2 = \lambda_1^2 + \lambda^2, \quad (22)$$

или, при $l_0 = \psi b$,

$$l_0^2 / r_{red}^2 = l_0^2 / r_1^2 + s^2 / r^2. \quad (23)$$

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

$$1 / r_{red}^2 = 4 / c^2 + 12 / \psi^2 n^2 h^2, \quad (24)$$

отсюда

$$r_{red}^2 = c^2 / 4 \left(1 + \frac{3c^2}{\psi^2 n^2 h^2} \right), \quad (25)$$

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

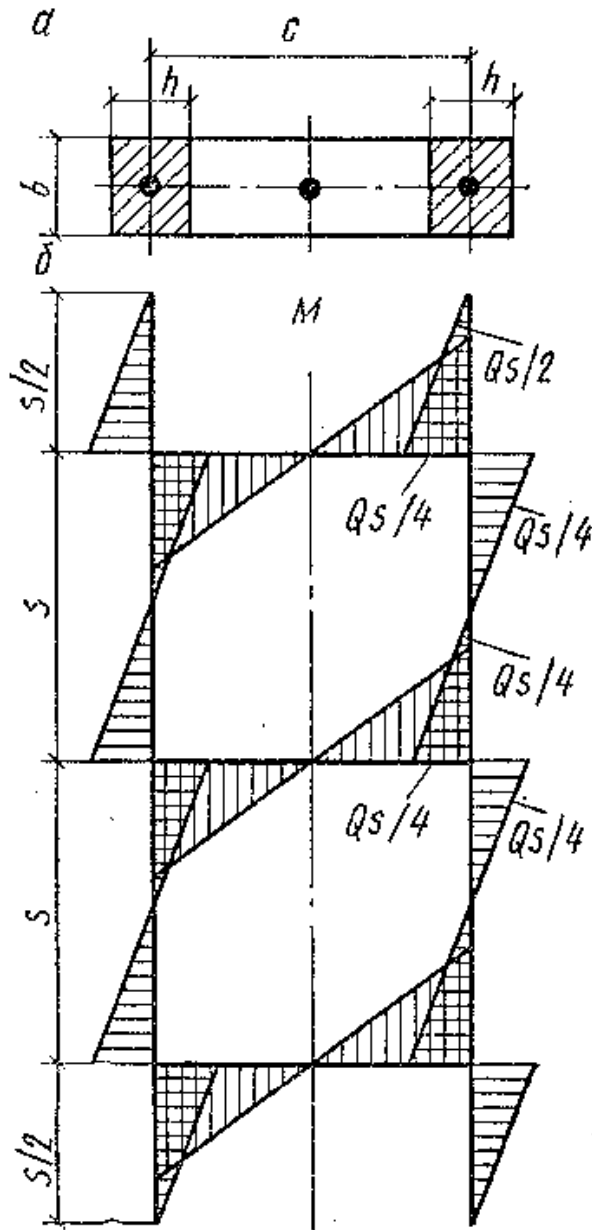


Рис.5. К определению усилий в ветвях и распорах колонны:
a - сечение колонны; *б* - эпюра моментов

Условная критическая сила

$$N_{cr} = 12,8E_b A \left(\frac{r_{red}}{l_0} \right) \cdot \left[\frac{1}{\varphi_l} \left(\frac{0.11}{0.1+i} + 0.1 \right) + \mu\alpha \right], \quad (26)$$

где A , μ - соответственно площадь сечения и коэффициент армирования ветви. определени

При определении коэффициента

$$\psi_l = 1 + \beta(M_l / M), \quad (27)$$

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

Изгибающий момент ветви при нулевой точке моментов в середине высоты панели (рис.5)

$$M_{br} = Qs / 4. \quad (28)$$

Изгибающий момент и поперечная сила в распорке равны:

$$\left. \begin{aligned} M_{ds} &= Qs / 2 \\ Q_{ds} &= Qs / c \end{aligned} \right\}. \quad (29)$$

Если одна из ветвей при определении продольной силы по формуле (21) 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.

4.Определение прогиба поперечной рамы

Прогиб верха поперечной рамы от нормативного значения ветровой нагрузки (при $C=1$) определяют из уравнения

$$\tilde{N}r_{11}\Delta + R_{1p} = 0, \quad (30)$$

При этом

$$f = \Delta = R_{1p} / r_{11} \leq f_u. \quad (31)$$

где R_{1p} - реакция верха колонн поперечной рамы от нормативной ветровой нагрузки; знак минус опущен.

Лекция №3(19)

1. Плиты покрытий ОПЗ

Плиты беспрогонных покрытий представляют собой крупные ребристые панели размерами 3×12 и 3×16 м, которые опираются непосредственно на ригели поперечных рам; плиты 1,5×12 и 1,5×6 м используют как доборные элементы в местах повышенных снеговых отложений - у фонарей, в перепадах профиля покрытия. Плиты прогонных покрытий имеют значительно меньшие размеры - 3×0,5 и 1,5×0,5 м. Они опираются на железобетонные прогоны, а те, в свою очередь, - на ригели поперечных рам. Беспрогонная система покрытий в наибольшей степени отвечает требованиям укрупнения элементов, уменьшения числа монтажных единиц и является основной в строительстве одноэтажных каркасных зданий.

Ребристые плиты 3×12 м, принятые в качестве типовых, имеют продольные ребра сечением 100×450 мм, поперечные ребра сечением 40×150 мм. Полку толщиной 25 мм, уширения в углах - вуты, которыми обеспечивается надежность работы в условиях систематического воздействия горизонтальных усилий от торможения мостовых кранов (рис.1). Продольные ребра армируют напрягаемой стержневой или канатной арматурой, поперечные ребра и полки - сварными каркасами и сетками. Бетон принимают классов В30 В40. Ребристые плиты 3×6 м (так же в качестве типовых) имеют продольные и поперечные ребра и армируются напрягаемой арматурой.

Плиты двухконсольные 2Т размерами 3×12 и 3×6 м имеют продольные ребра, расположенные на расстоянии 1,5 м, и консольные свесы полок (рис.2). Благодаря уменьшению изгибающих моментов в поперечном направлении ребер не делают, форма плиты упрощается. В плитах размером 3×12 м продольные предварительно напряженные ребра изготавливают заранее, а затем бетонируют полку. Связь ребер с полкой создается устройством выпусков арматуры и сцеплением бетона. Раздельное изготовление плиты позволяет снизить класс бетона полок до В 15. Плиты 3×6 м изготавливают как раздельно, так и целиком.

Таблица №1

Технико-экономические показатели плит покрытий

Тип	Масса плиты, т	Класс бетона	Приведенная толщина бетона, мм	Расход стали на плиту, кг. при армировании продольных ребер	
				стержнями	Канатами или высокопрочной проволокой
Ребристая 3×12м	6,8	В30,В40	76,5	265...391	205...288
То же 3×6м	2,38	В25,В30	53	70...101	56...70
2Т 3×12м	6,8	В40	76,5	330	237
То же 3×6м	2,38	В25	53	85	63
Ребристая малоуклонная 3×18м	12,2	В40	89,8		581
Сводная КЖС 3×18м	10,9	В40	80,3		431
Двускатная 3×18м	15,1	В40	112		382

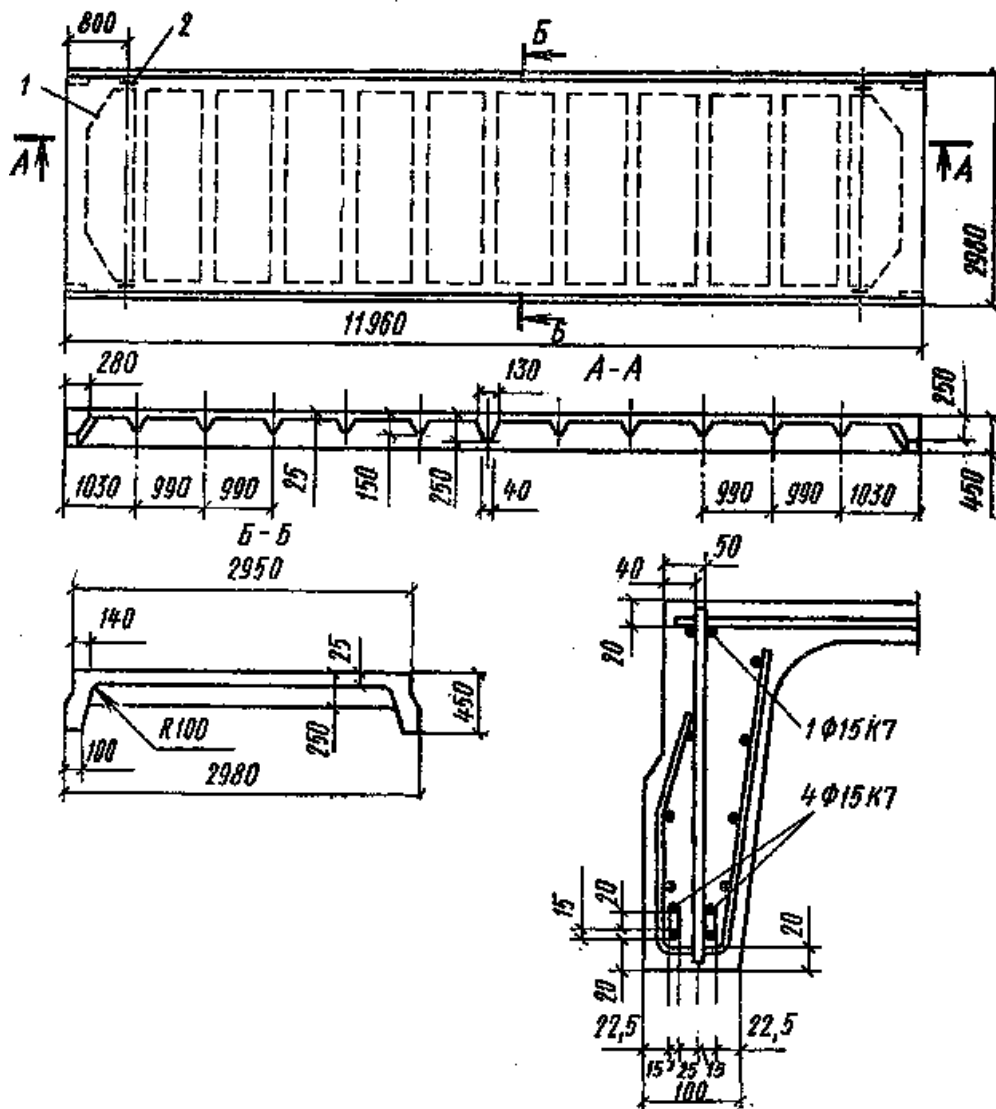


Рис.1. Ребристая плита покрытия размером 3×12 м: 1 - вут; 2 - петля

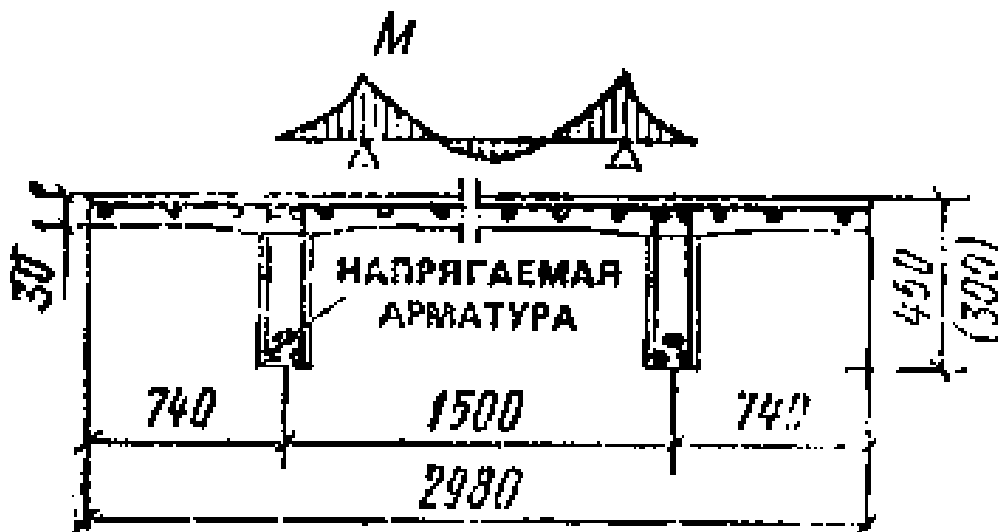


Рис.2. Плита покрытия типа 2Т

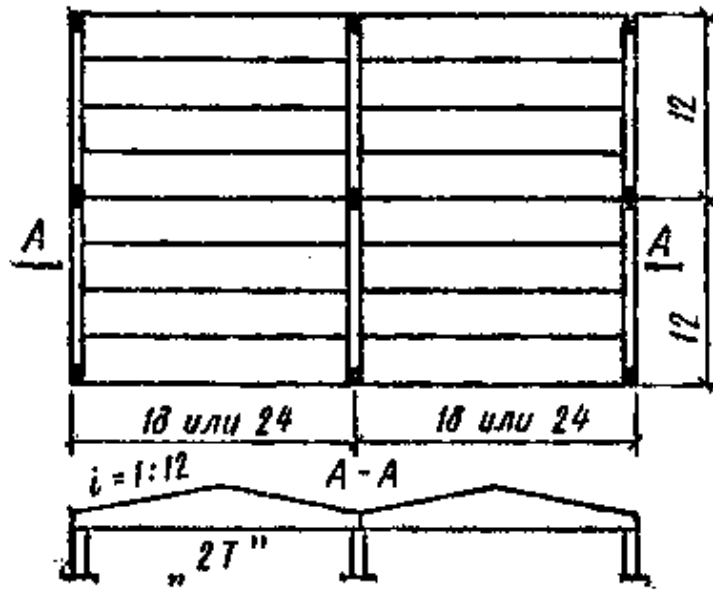


Рис.3. Схема покрытия с двускатными плитами типа 2Т размером 3x18 м

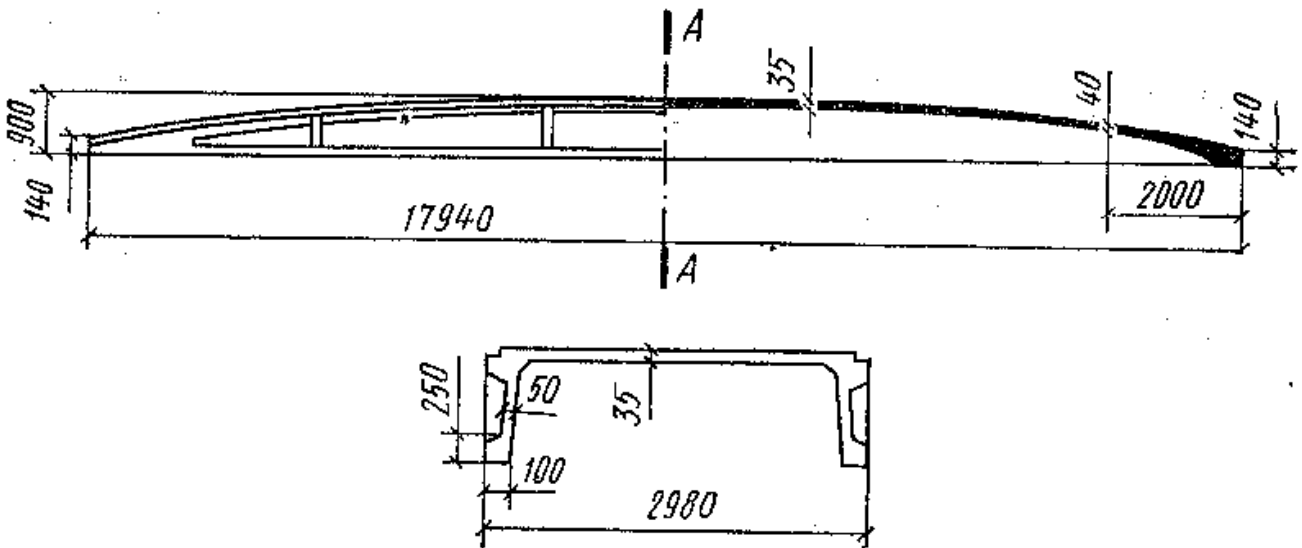


Рис.4. Схема крупноразмерной железобетонной сводчатой плиты КЖС размером 3x 18 м

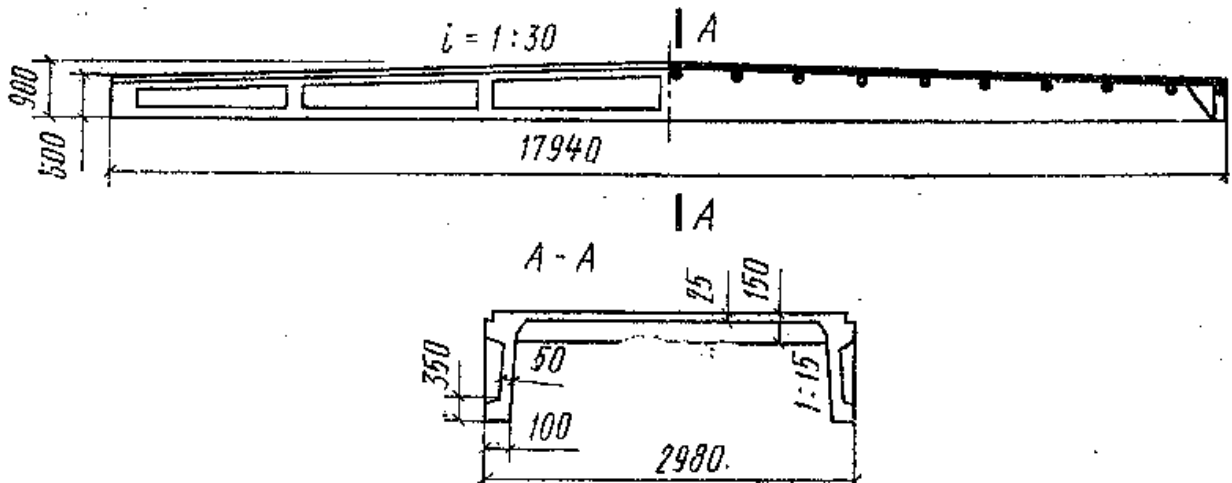


Рис.5. Схема ребристой плиты покрытия под малоуклонную кровлю размером 3x18 м

Крупноразмерные плиты 3×18 м и 3×24 м, опирающиеся на балки пролетом 6 или 12 м, разработаны для покрытий со скатной и малоуклонной кровлей (рис.3). Плиты 2Т в этом решении имеют трапециевидные продольные ребра с уклоном верхнего пояса 1:12 и полку переменной толщины (25...60 мм). Плиты крупноразмерные железобетонные сводчатые КЖС имеют криволинейные продольные ребра с уширениями в нижней и верхней частях. Гладкую полку толщиной 40...50 мм в середине пролета и 140...160 мм в торце у опор (рис.4). Плиты ребристые под малоуклонную кровлю имеют трапециевидные продольные ребра с уклоном верхнего пояса 1:20, 1:30, поперечные ребра с шагом 1000 мм и полку толщиной 25 мм (рис.5).

По технико-экономическим показателям ребристые малоуклонные плиты немного уступают сводчатым плитам КЖС, однако их преимущество в том, что при малом уклоне покрытия можно широко применять средства механизации в производстве кровельных работ. При криволинейной поверхности сводчатых плит это затруднено.

2. Балки покрытий

Балки покрытий могут иметь пролет 12 и 18 м, а в отдельных конструкциях - пролет 24 м. Очертание верхнего пояса при двускатном покрытии может быть трапециевидным с постоянным уклоном, ломаным или криволинейным (рис. 6, а... в). Балки односкатного покрытия выполняют с параллельными поясами или ломаным нижним поясом, плоского покрытия - с параллельными поясами (рис.12.33,г...е). Шаг балок покрытий - 6 или 12 м.

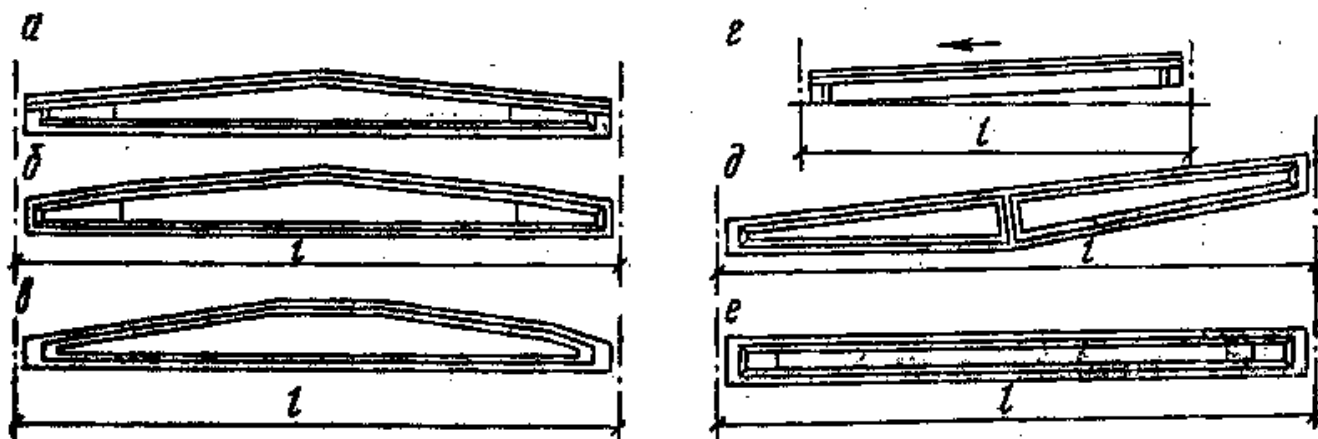


Рис.6. Конструктивные схемы балок покрытий: а - двускатных с очертанием верхнего пояса; а - прямолинейным; б - то же ломанным; в - то же криволинейным; г - односкатных с параллельными поясами; д - то же с ломанным нижним поясом; е - плоских

Наиболее экономичное поперечное сечение балок покрытий - двутавровое со стенкой, толщину которой (60...100 мм) устанавливают главным

образом из условий удобства размещения арматурных каркасов, обеспечения прочности и трещиностойкости. У опор толщина стенки плавно увеличивается и устраивается уширение в виде вертикального ребра жесткости. Стенки балок в средней части пролета, где поперечные силы незначительны, могут иметь отверстия круглой или многоугольной формы, что несколько уменьшает расход бетона, создает технологические удобства для сквозных проводок и различных коммуникаций.

Высоту сечения балок в середине пролета принимают $1/10 \dots 1/15l$. Высоту сечения двускатной трапециевидной балки в середине пролета определяют уклон верхнего пояса (1:12) и типовой размер высоты сечения на опоре (800 мм или 900 мм). в балках с ломаным очертанием верхнего пояса благодаря несколько большему уклону верхнего пояса в крайней четверти пролета достигается большая высота сечения в пролете при сохранении типового размера - высоты сечения на опоре. Балки с криволинейным верхним поясом приближаются по очертанию к эпюре изгибающих моментов и теоретически несколько выгоднее по расходу материалов; однако усложненная форма повышает стоимость их изготовления.

Ширину верхней сжатой полки балки для обеспечения устойчивости при транспортировании и монтаже принимают $1/50 \dots 1/60l$. Ширину нижней полки для удобного размещения продольной растянутой арматуры - 250...300 мм.

Двускатные балки выполняют из бетона класса В25...В40 и армируют напрягаемой проволочной, стержневой и канатной арматурой (рис.7). При армировании высокопрочной проволокой ее располагают группами по 2 шт. В вертикальном положении, что создает удобства для бетонирования балок в вертикальном положении. Стенку балки армируют сварными каркасами, продольные стержни которых являются монтажными, а поперечные - расчетными, обеспечивающими прочность балки по наклонным сечениям. Приопорные участки балок для предотвращения образования продольных трещин при отпуске натяжения арматуры (или для ограничения ширины их раскрытия) усиливают дополнительными поперечными стержнями, которые приваривают к стальным закладным деталям. Повысить трещиностойкости приопорного участка балки можно созданием двухосного предварительного напряжения (натяжением также и поперечных стержней).

Двускатные балки двутаврового сечения для ограничения ширины раскрытия трещин, возникающих в верхней зоне при отпуске натяжения арматуры, целесообразно армировать так же и конструктивной напрягаемой арматурой, размещаемой в уровне верха сечения на опоре (рис.8). Этим уменьшаются эксцентриситет силы обжатия и предварительные растягивающие напряжения в бетоне верхней зоны.

Двускатные балки прямоугольного сечения с часто расположенными отверстиями условно называют решетчатыми балками (рис.9). Типовые решетчатые балки в зависимости от значения расчетной нагрузки имеют градацию ширины прямоугольного сечения 200, 240 и 280 мм. Для крепления плит покрытий в верхнем поясе балок всех типов заложены стальные детали.

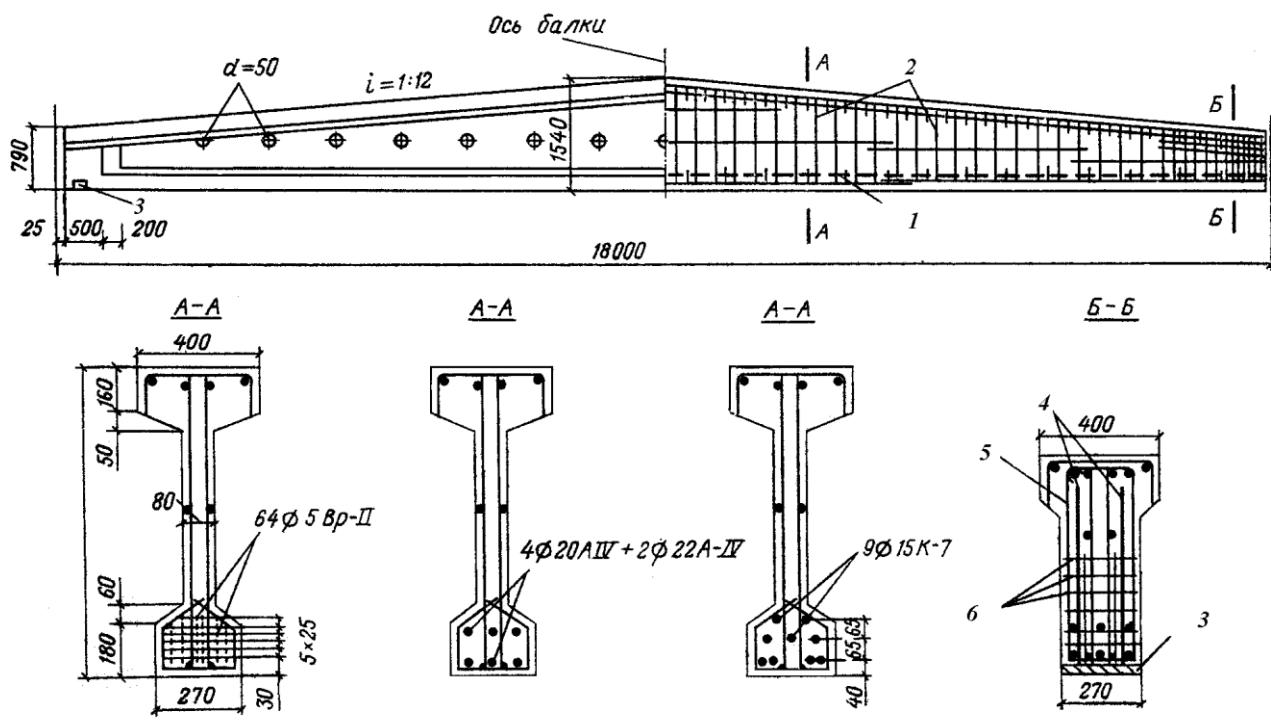


Рис.7. Двухскатная балка покрытия двутаврового сечения пролетом 18 м:
 1 - напрягаемая арматура; 2 - сварные каркасы; 3 - опорный лист б=10 мм; 4 - анкеры опорного листа; 5 - хомуты Ø5 мм через 50; 6 - стенки Ø5 мм

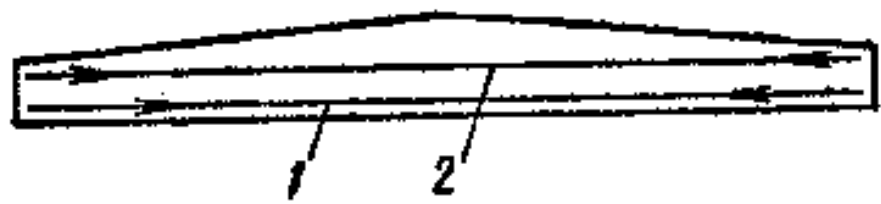


Рис.8. Схема расположения напрягаемой арматуры двухскатной балки:
 1 - нижняя арматура; 2 - верхняя арматура

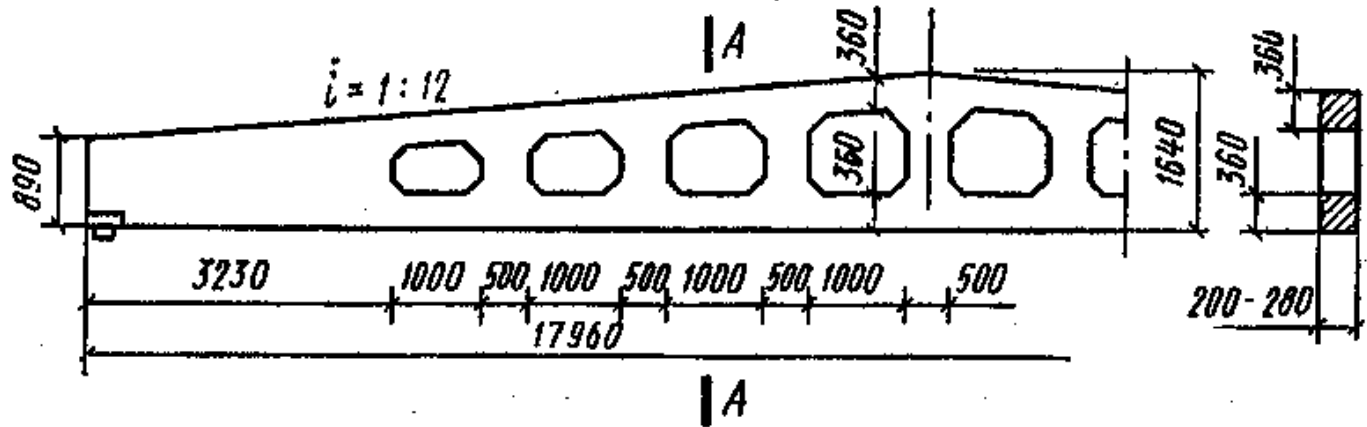


Рис.9. Двухскатная решетчатая балка покрытия прямоугольного сечения пролетом 18 м

Балки покрытия рассчитывают как свободно лежащие; нагрузки от плит передаются через ребра. При пяти и больше сосредоточенных силах нагрузку заменяют эквивалентной равномерно распределенной. Для двускатной балки расчетным оказывается сечение, расположенное на некотором расстоянии x от опоры. Так, при уклоне верхнего пояса 1:12 и высоте балки в середине пролета $h = 1/12$, высота сечения на опоре составит $h_{ii} = 1/24$, а на расстоянии от опоры

$$h_x = (l + 2x)/24. \quad (1)$$

Если принять рабочую высоту сечения балки $h_0 = \beta h_x$, изгибающий момент при равномерно распределенной нагрузке

$$M_x = qx(l - x)/2, \quad (2)$$

то площадь сечения продольной арматуры

$$A_{sx} = M_x / (R_s \zeta h_0) = 12qx(l - x) / [R_s \zeta \beta (l + 2x)]. \quad (3)$$

Расчетным будет то сечение балки по ее длине, в котором A_{sx} достигает максимального значения. Для отыскания этого сечения приравнивают нулю производную

$$dA_{sx} / dx = 0. \quad (4)$$

Отсюда, полагая, что $\zeta \beta$ - величина постоянная и дифференцируя, получают

$$2x^2 + 2xl - l^2 = 0. \quad (5)$$

Из решения квадратного уравнения находят $x=0,37l$. В общем случае расстояние от опоры до расчетного сечения $x=0,35...0,4l$.

Если есть фонарь, то расчетным может оказаться сечение под фонарной стойкой.

Поперечную арматуру определяют из расчета прочности по наклонным сечениям. Затем выполняют расчеты по трещиностойкости, прогибам, а также расчеты прочности и трещиностойкости на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже. При расчете прогибов трапециевидных балок следует учитывать, что они имеют переменную по длине жесткость.

Для расчета балок покрытий на ЭВМ разработаны программы, согласно которым можно выбрать оптимальный вариант конструкции. Варьируя переменными параметрами (класс бетона, класс арматуры, размеры поперечного сечения, степень натяжения арматуры и др.), ЭВМ выбирает для заданного пролета и нагрузки лучший вариант балки по расходу бетона, арматуры, стоимости и выдает данные для конструирования.

Технико-экономические показатели двускатных балок покрытий в зависимости от формы сечения и вида напрягаемой арматуры приведены в табл. 2.

Таблица №2

**Технико-экономические показатели двускатных балок покрытий
пролетом 18 м при шаге 6 м в расчетной нагрузке 3,5...5,5 кН/м²**

Тип балки	Масса балки, т	Класс бетона	Объем бетона, м ³	Общий расход стали на балку, кг
Двутаверового сечения с напрягаемой арматурой				
Стержневой	9,1	B25; B40	3,64	568...738
Канатной	9,1	B30; B40	3,64	360...565
Проволочной	9,1	B25; B40	3,64	359...552
Решетчатая с напрягаемой арматурой				
Стержневой	8,5...12,1	B30; B40	3,4...4,84	530...875
Канатной	8,5...12,1	B30; B40	3,4...4,84	418...662
Проволочной	8,5...12,1	B30; B40	3,4...4,84	397...644

Балки двутаверового сечения экономичнее решетчатых по расходу арматуры приблизительно на 15 %, по расходу бетона - приблизительно на 13 %. При наличии подвесных кранов и грузов расход стали в балках увеличивается на 20...30 %.

Лекция №4(20)

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ФЕРМЫ ПОКРЫТИЙ

1. Классификация, достоинства и недостатки отдельных видов ферм

Железобетонные фермы применяют при пролетах 18, 24 и 30 м и шаге 6 или 12 м. В железобетонных фермах в сравнении со стальными расход металла почти вдвое меньше, но трудоемкость и стоимость изготовления немного выше. При пролетах 36 м и больше, как правило, применяют стальные фермы. Однако технически возможны железобетонные фермы и при пролетах 60 м и более.

При скатных, малоуклонных и плоских покрытиях применяют железобетонные фермы, отличающиеся очертанием поясов и решетки и имеющие различные технико-экономические показатели (табл.1). Различают

Таблица №1.

Технико-экономические показатели ферм покрытий при расчетной нагрузке 3,5...5,5 кН/м²

Тип фермы	Масса фермы, т	Класс бетона	Объем бетона, м ³	Расход стали на ферму, кг, при армировании растянутого пояса		
				стержнями	канатами	высокопрочной проволокой
Сегментная раскосная пролетом 18 м и с шагом, м:	4,5...6	B30; B40	1,8...2,42	289...468	238...391	223...372
	7,8...9,4	B30; B40	3,11...3,75	550...736	439...591	408...547
Арочная безраскосная пролетом 18 м и с шагом, м:	6,5	B30; B40	2,7	390...486	330...450	319...436
	9,2...10,5	B30; B40	3,7...4,2	570...720	463...586	450...562
Сегментная раскосная пролетом 24 м и с шагом, м:	9,2	B30; B40	3,68	690...768	557...625	510...595
	14,9...18,6	B30; B40	5,94...7,42	1096...1539	853...1204	787...1128
Арочная безраскосная пролетом 24 м и с шагом, м:	9,2...10,5	B30; B40	3,7...4,2	759...862	654...715	623...697
	14,2...18,2	B30; B40	5,7...7,8	1281...1489	1020...1201	988...1128

Сегментные раскосные фермы экономичнее арочных безраскосных по расходу арматуры приблизительно на 10 %, по расходу бетона — приблизительно на 12 %. При подвесных кранах расход стали в фермах увеличивается на 20—30 %.

следующие основные типы фермы; сегментные с верхним поясом ломаного очертания и прямолинейными участками между узлами (рис.1,а); арочные раскосные с редкой решеткой и верхним поясом плавного криволинейного очертания (рис.1,б); арочные безраскосные с жесткими узлами в примыкании стоек к поясам и верхним поясам криволинейного очертания (рис.1,в); полигональные с параллельными поясами или с малым уклоном верхнего пояса трапецевидного очертания (рис.1,г); полигональные с ломаным нижним поясом (рис.1,д).

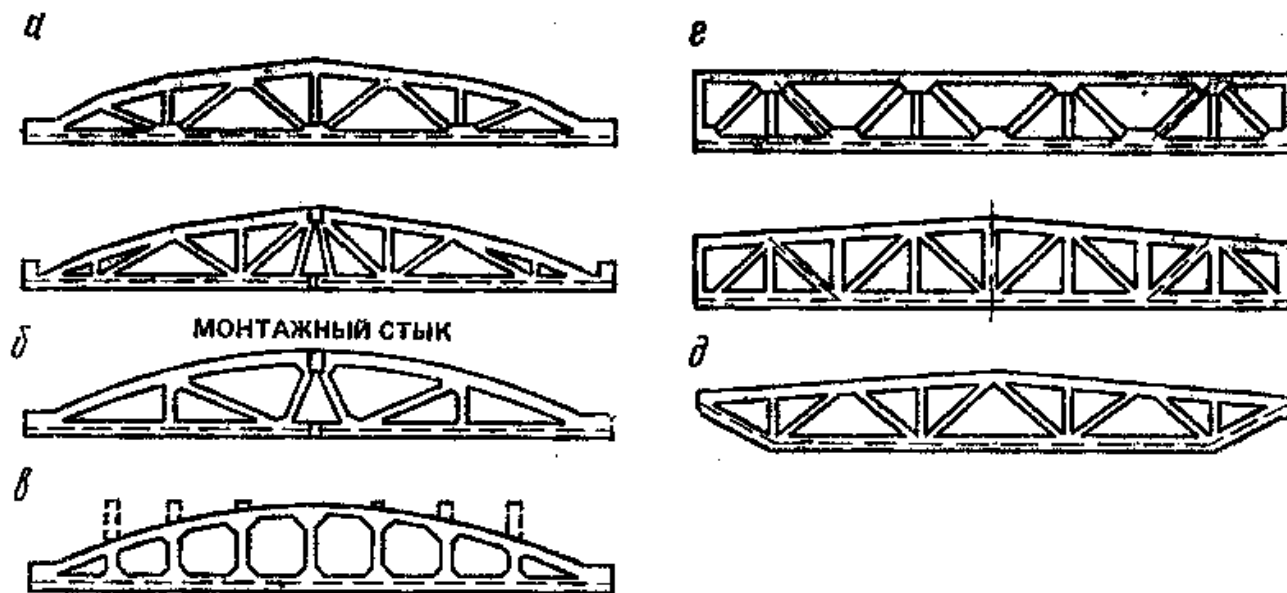


Рис.1. Конструктивные схемы железобетонных ферм

Высоту ферм всех типов в середине пролета обычно принимают равной $1/7...1/9$ пролета. Панели верхнего пояса ферм, за исключением арочных раскосных, проектируют размером 3 м с тем, чтобы нагрузка от плиты покрытия передавалась в узлы ферм и не возникал местный изгиб. Нижний растянутый пояс ферм всех типов и растянутые раскосы ферм некоторых типов проектируют предварительно напряженными, с натяжением арматуры, как правило, на упоры.

Наиболее благоприятное очертание по условию статической работы имеют сегментные и арочные фермы, так как очертание их верхнего пояса приближается к кривой давления. Решетка этих ферм слабо работающая (испытывающая незначительные усилия), а высота на опорах сравнительно небольшая, что приводит к снижению массы фермы и уменьшению высоты наружных стен. В арочных раскосных фермах изгибающие моменты от внеузловой загрузки верхнего пояса уменьшаются благодаря эксцентриситету продольной силы, вызывающему момент обратного знака, что позволяет увеличить длину панели верхнего пояса и сделать решетку более редком (рис.2). В арочных безраскосных фермах возникают довольно большие изгибающие моменты в стойках, поясах и для обеспечения прочности и трещиностойкости появляется необходимость в дополнительном армировании. Однако эти фермы несколько проще в изготовлении, удобнее в зданиях с малоуклонной или плоской кровлей и при использовании межферменного пространства для технологических коммуникаций (при устройстве дополнительных стоек над верхним поясом). Полигональные фермы с ломаным очертанием нижнего пояса более устойчивы на монтаже и не требуют специальных креплений, так как их центр тяжести расположен ниже уровня опор.

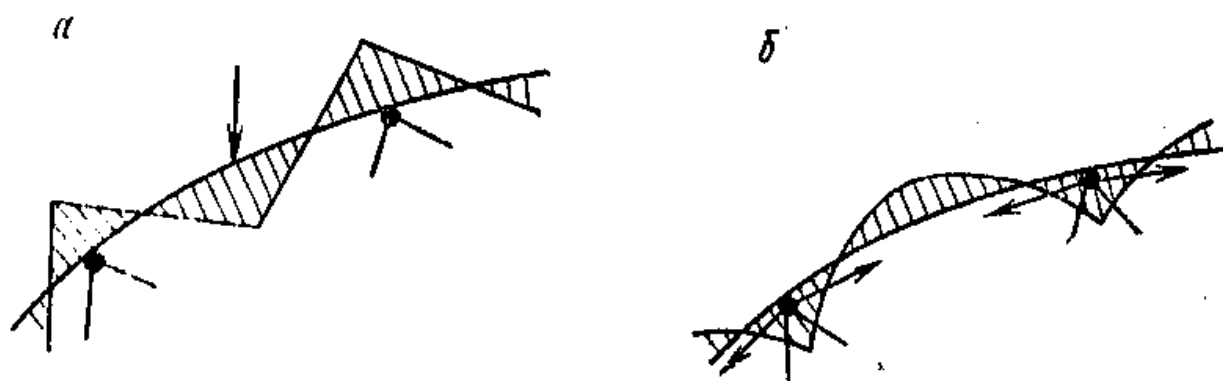


Рис.2. Эпюры моментов в верхнем поясе арочной фермы:
а - от внеузловой нагрузки; б - от эксцентриситета продольной силы

Полигональные фермы с параллельными поясами или малым уклоном верхнего пояса имеют некоторое экономическое преимущество в том

отношении, что при плоской кровле создается возможность широко. Применять средства механизации кровельных работ.

Для ферм всех типов уменьшение размеров сечений и снижение общей массы достигается, применением бетонов высоких классов (В30...В50) и высоким процентом армирования сечений поясов.

Фермы рационально изготавливать цельными. Членение их и на полуфермы с последующей, укрупнительной сборкой на монтаже повышает стоимость. Фермы пролетом 18 м изготавливают цельными; пролетом 24 м - цельными или из двух полуферм; пролетом 30 м - из двух полуферм. Решетку полуфермы следует разбивать так, чтобы стык нижнего пояса для удобства монтажного соединения был выносным, т. е. расположенным между узлами (с.м. рис.1,а). Чтобы обеспечить монтажную прочность участка нижнего пояса, у стыка устраивают конструктивные дополнительные подкосы (не учитываемые в расчете).

Решетка ферм может быть закладной из заранее изготовленных железобетонных элементов с выпусками арматуры, которые устанавливают перед бетонированием поясов и заводят в узлы на 30...50 мм, или изготавливаемой одновременно с бетонированием поясов. Последний вариант получил большее распространение. Ширина сечения закладной решетки должна быть меньше ширины сечения поясов, а ширина сечения решетки, бетонированной одновременно с поясами, должна быть равна ширине сечения последних.

Ширину сечения поясов ферм из условий удобства изготовления применяют одинаковой. При шаге ферм 6 м ее принимают 200...250 мм, а при шаге ферм 12 м 300...350 мм.

Армирование нижнего растянутого пояса необходимо выполнять с соблюдением расстояний в свету между напрягаемыми стержнями, канатами и спаренной проволокой, что обеспечивает удобство укладки и уплотнения бетонной смеси. Вся растянутая арматура должна быть охвачена замкнутыми конструктивными хомутами, устанавливаемым с шагом 500 мм.

Верхний сжатый пояс и решетки армируют ненапрягаемой арматурой в виде сварных каркасов. Растянутые элементы решетки при значительных усилиях выполняют предварительно напряженными.

В узлах железобетонных ферм для надежной передачи усилий от одного элемента к другому создают специальные уширения - вуты, позволяющие лучше разместить и заанкерить арматуру решетки (рис.3).

Узлы армируют окаймляющими цельногнутыми стержнями диаметром 10...18 мм и вертикальными поперечными стержнями диаметром 6...10 мм с шагом 100 мм, объединенными в сварные каркасы. Арматуру элементов решетки заводят в узлы, а растянутые стержни усиливают на конце анкерами в виде коротышей, петель, высаженных головок. Надежность заделки проверяют расчетом.

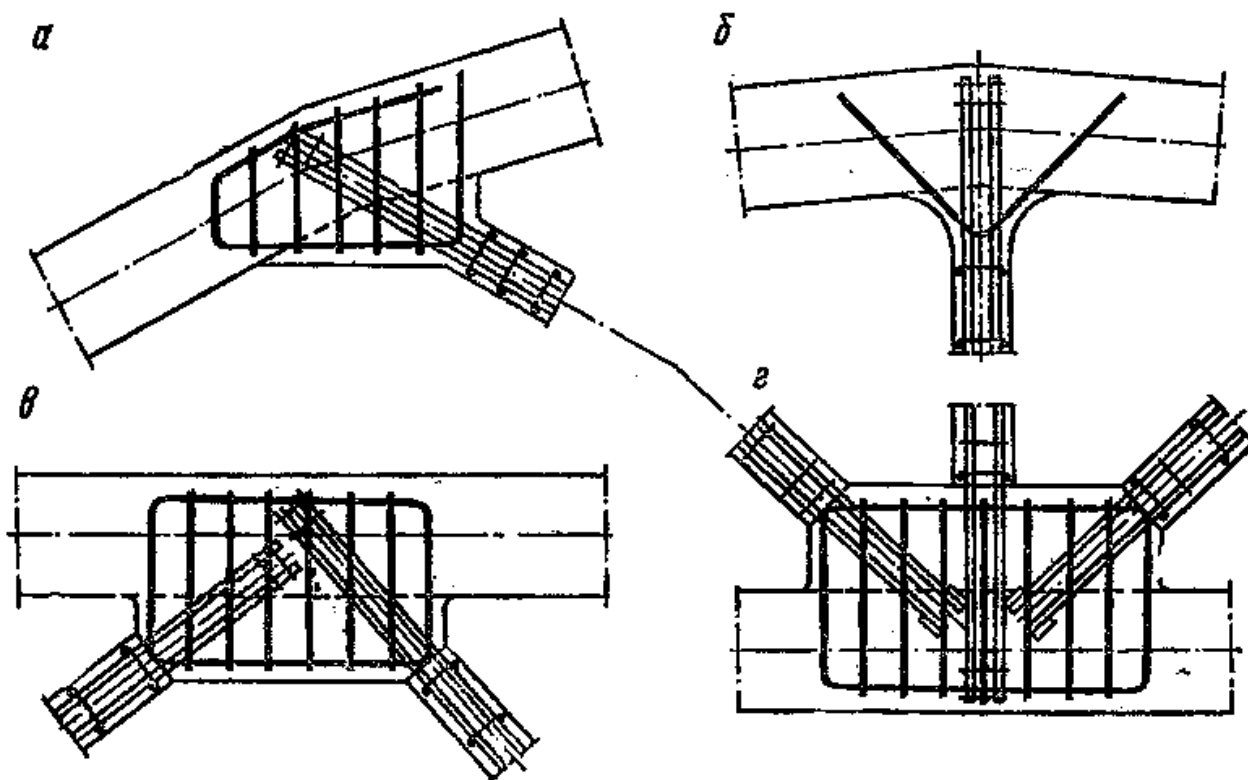


Рис. 3. Армирование узлов ферм: а...в - верхнего пояса; г - нижнего пояса

Опорные узлы ферм армируют дополнительной продольной ненапрягаемой арматурой и поперечными стержнями, обеспечивающими надежность анкеровки растянутой арматуры нижнего пояса и прочность опорного узла по наклонному сечению. Кроме того, чтобы предотвратить появление продольных трещин при отпуске натяжения арматуры, ставят специальные поперечные стержни, приваренные к закладным опорным листам, и сетки.

Пример армирования сегментной фермы пролетом 24 м приведен на (рис.4). Напрягаемую арматуру нижнего пояса фермы предусматривают нескольких видов: канаты класса К-7, К-10; стержневую класса А-IV, высо-

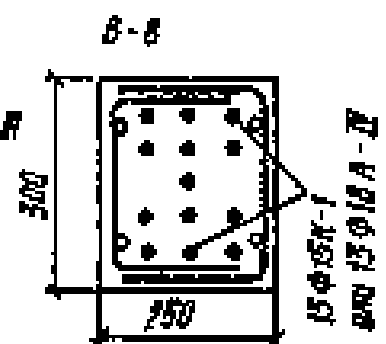
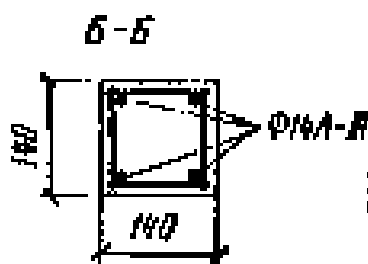
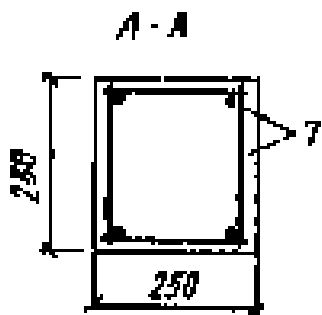
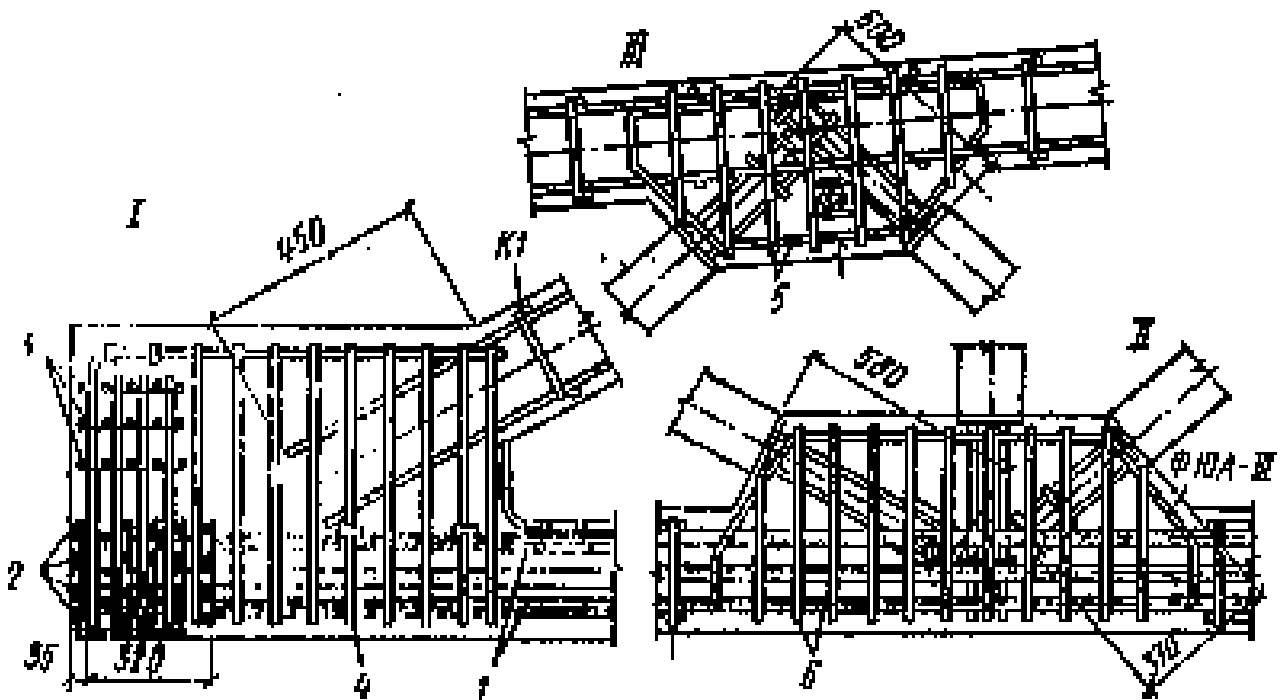
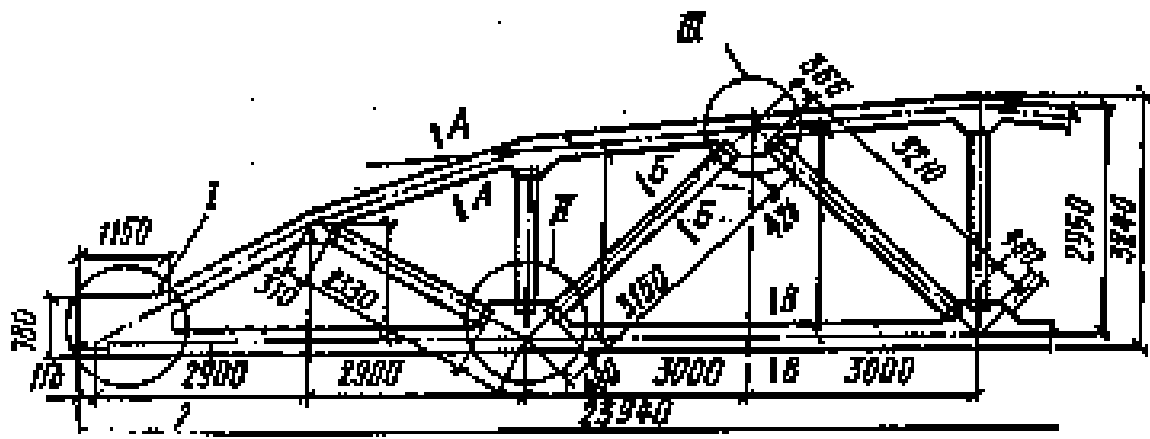


Рис.4. Железобетонная сегментная ферма пролетом 24м:

1 – ненапрягаемые стержни, 2 – горизонтальные сетки; 3 – вертикальные сетки; 4 – сварной каркас опорного узла; 5, 6 – сварные каркасы промежуточных узлов; 7 – сварной каркас верхнего пояса.

копирочную проволоку Вр-II. Арматуру натягивают на упоры. Хомуты нижнего пояса выполняют в виде встречно поставленных П-образных сеток, окаймляющих напрягаемую арматуру. В опорном узле поставлены

дополнительные продольные ненапрягаемые стержни диаметром 12 мм, заведенные в приопорную панель нижнего пояса, и поперечные стержни диаметром 10 мм.

2. Сведения о расчёте раскосных и безраскосных ферм

Расчет ферм выполняют на действие постоянных и временных нагрузок - вес покрытия и фермы, нагрузки от подвешенного транспорта. Вес покрытия считается приложенным к узлам верхнего пояса, а нагрузки от подвешенного транспорта - к узлам нижнего пояса. В расчете учитывают неравномерное загрузку снеговой нагрузкой у фонарей и по покрытию здания. Учитывают так же невыгодное для элементов решетки загрузку одной половины фермы снегом и подвесным транспортом.

В расчетной схеме раскосной фермы при определении усилия принимают шарнирное соединение элементов поясов и решетки в узлах. В расчетах прочности влиянием жесткости узлов фермы на усилия в элементах поясов и решетки ввиду малости можно пренебречь. При определении изгибающих моментов от внеузловой нагрузки верхний пояс рассматривают как неразрезную балку, опорами которой являются узлы.

Прочность сечений поясов и решетки рассчитывают по формулам для сжатых и растянутых элементов. Сжатые элементы в плоскости фермы и из плоскости фермы имеют различную расчетную длину l_0 , а именно:

Сжатый верхний пояс в плоскости фермы:

при $e_0 < (1/8)h$, $l_0 = 0,9l$

» $e_0 \geq (1/8)h$ $0,8l$

Сжатый верхний пояс из плоскости фермы:

для участка под фонарем размером 12 м и более $0,8l$

в остальных случаях $0,9l$

Сжатые раскосы и стойки в плоскости фермы и из плоскости фермы:

при $b/b_d < 1,5$ $0,9l$

» $b/b_d \geq 1,5$ $0,8l$

Здесь l - расстояние между центрами смежных закрепленных узлов; e_0 - эксцентриситет продольной силы; h - высота сечения верхнего пояса; b/b_d - ширина сечения соответственно верхнего пояса и стойки.

2.1. Расчёт и конструирование опорного и промежуточного узлов ферм

Арматуру опорного узла фермы на основании исследований рассчитывают по схеме, изображенной на (рис.5,а.) Учитывается, что понижение расчетного усилия в напрягаемой арматуре, которое происходит из-за недостаточной анкеровки в узле, компенсируется работой на растяжение дополнительной продольной ненапрягаемой арматуры и поперечных стержней. Площадь сечения продольной ненапрягаемой арматуры

$$A_s = 0,2N / R_s , \quad (1)$$

где N - расчетное усилие приопорной панели.

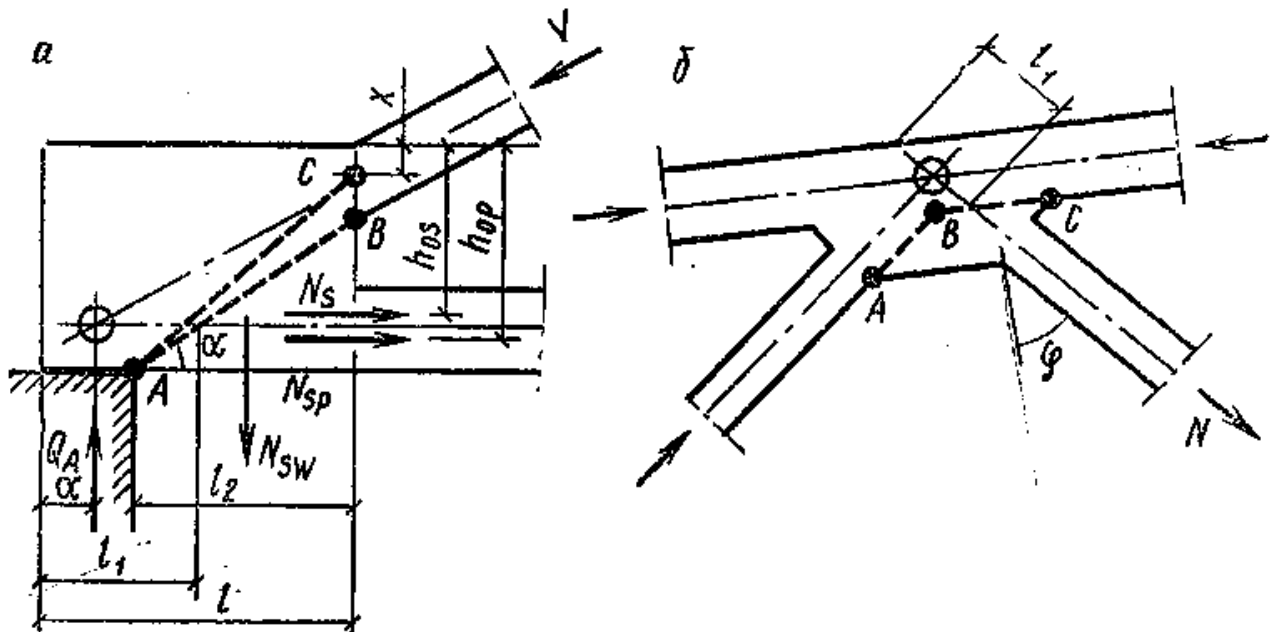


Рис. 5. К расчету узлов ферм:
а - опорного узла; б - промежуточного узла

Отрыв части опорного узла по линии АВ происходит под влиянием усилия $N \sin \alpha$, действующего нормально к плоскости отрыва. Этому отрыву оказывают сопротивление усилия: в продольной напрягаемой арматуре $N_{sp} \sin \alpha$, в продольной ненапрягаемой арматуре $N_s \sin \alpha$, в хомутах $N_{sw} \cos \alpha$. Отсюда условие прочности на отрыв:

$$N \sin \alpha \leq N_{sp} + N_s \sin \alpha + N_{sw} \cos \alpha , \quad (2)$$

которое после сокращения на $\sin \alpha$ принимает вид

$$N \leq N_p + N_s + N_{sw} \operatorname{ctg} \alpha , \quad (3)$$

Усилия в продольной арматуре

$$N_{sP} = A_{sP} R_{sP} l_p^0 / l_p ; \quad (4)$$

$$N_s = A_s R_s l_{an}^0 / l_{an}. \quad (5)$$

Усилия в хомутах

$$N_{sw} = (N - N_{sp} - N_s) / \operatorname{ctg} \alpha. \quad (6)$$

Площадь сечения одного хомута

$$A_{sw} = N_{sw} / n R_{sw}. \quad (7)$$

Здесь α - угол наклона линии АВ, соединяющей точку А у грани опоры с точкой В в примыкании нижней грани сжатого раскоса к узлу; n - число поперечных стержней, пересекаемых линией АВ (за вычетом поперечных стержней, расположенных ближе 100 мм от точки А); l_p^0 / l_{an}^0 - длина заделки в опорном узле за линией АВ продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматурой; $l_p l_{an}$ - длина заделки, обеспечивающая полное использование прочности продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

Значение l_p при классе тяжелого бетона В30 и выше принимают 1500 мм для семипроволочных канатов, 1000 мм для высокопрочной/проволоки Вр-II диаметром 5 мм, 35 d для стержневой арматуры класса А-IV. Значение l_{an} для арматуры класса А-III принимают 35 d. Прочность опорного узла на изгиб в наклонном сечении проверяют по линии АС (соединяющей точку А у грани опоры С точкой е у низа сжатой зоны на внутренней грани узла) по условию, что момент сил не должен превышать момента внутренних усилий:

$$Q_A (l - a) \leq N_w (l_2 - 10) / 2 + N (h_{0s} - x / 2) + N_{sp} (h_{0p} - x / 2), \quad (8)$$

где Q_A - опорная реакция; l - длина опорного узла; a - расстояние от торца до центра опорного узла.

Высота сжатой зоны в наклонном сечении

$$x = (N_{sp} + N_s) / R_b b. \quad (9)$$

Арматуру промежуточного узла рассчитывают приближенно по схеме, изображенной на (рис.5,б). В этом узле также учитывают, что понижение расчетного усилия в арматуре растянутого раскоса на длине заделки компенсируется работой на растяжение поперечных стержней. Из условия прочности линии отрыва АВС

$$N_{sw} \cos \varphi \leq N(k_2 l_1 + a) / k_1 l_{an}. \quad (10)$$

определяют N_{sw} и площадь сечения одного поперечного стержня

$$A_{sw} = N_{sw} / n R_{sw}, \quad (11)$$

где N - расчетное усилие в растянутом раскосе; φ - угол между поперечными стержнями и направлением растянутого раскоса; n - число поперечных стержней, пересекаемых линией ABC; при этом поперечные стержни, располагаемые на расстоянии меньше 100мм от точек A и C, а также имеющие в пределах вута заделку менее 30d (с учетом загнутых участков поперечной арматуры), в расчет не включается; l_1 - длина заделки арматуры растянутого раскоса за линией ABC; k_2 - коэффициент, учитывающий особенность работы узла, в котором сходятся растянутый и сжатый подкосы для узлов верхнего пояса; $k_2 = 1$; для узлов нижнего пояса (если в одном из примыкающих, к узлу участке растянутого пояса обеспечивается вторая категория требований, По трещиностойкости и при наличии в узле сжатых стоек или раскосов, имеющих угол наклона к горизонту более 40 гр.); $k_2 = 1,1$, в остальных случаях $k_2 = 1,05$; a - условное увеличение длины заделки растянутой арматуры; $a = 5d$ - при двух коротышах; $a = 3d$ - при одном коротыше и петле $a = 2d$ при высаженной головке; l_{an} - заделка арматуры растянутого раскоса, обеспечивающая полное ее использование по прочности при тяжелом бетоне. класса В30 и выше и арматуре класса А-III $l_{an} = 35d$; σ_s - напряжение в арматуре растянутого раскоса от расчетной нагрузки.

Поперечные стержни промежуточного узла в котором сходятся два растянутых элемента решетки рассчитывают по формуле (11) последовательно для каждого элемента решетки, считая, что элементы, расположенные рядом, сжаты.

Окаймляющую арматуру промежуточного узла рассчитывают, используя равенства:

$$N_{0s} = 0,04(D_1 + 0,5D_2); \quad (12)$$

$$A_s = N_{0s} / n_2 R_{0s}. \quad (13)$$

где D_1 - наибольшее усилие в растянутых раскосах, сходящихся в узле; D_2 - усилие в другом растянутом подкосе этого узла; n_2 - число окаймляющих стержней в узле; $R_{0s} = 90$ МПа - расчетное напряжение окаймляющей арматуры, установленное из условия ограничения ширины раскрытия трещин.

Расчет трещиностойкости растянутого пояса раскосной фермы необходимо выполнять с учетом изгибающих моментов, возникающих вследствие жесткости узлов. Эти моменты в фермах со слабо работающей решеткой достаточно точно могут быть определены из рассмотрения нижнего пояса как неразрезной балки с заданными осадками опор. Последние находят по диаграмме перемещений стержней фермы.

Расчет фермы выполняют также на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже.

В расчетной схеме безраскосной фермы в расчетах прочности и трещиностойкости принимают жесткое соединение поясов и стоек в узле. Усилия M , Q , N определяют как для статически неопределимой системы с замкнутыми контурами. Здесь возможны как строгие, так и приближенные способы расчета.

Для расчета ферм на ЭВМ разработаны программы, по которым можно выбрать оптимальный вариант конструкции.

2.2. Подстропильные конструкции

Подстропильные конструкции в виде балок или ферм (рис. 13.42) применяют в покрытиях одноэтажных промышленных зданий при шаге стропильных конструкций b м и шаге колонн 12 м. Подстропильные конструкции выполняют предварительно напряженными из бетона классов В30, В40 и армируют канатами, стержневой или проволочной арматурой с натяжением на упоры. Ненапрягаемую арматуру растянутых раскосов подстропильных ферм определяют из расчета прочности и раскрытия трещин. Крепление стропильных ферм к подстропильным конструкциям выполняют монтажной сваркой. силы, приложенной в середине пролета к нижнему узлу подстропильной фермы. Подстропильные фермы рассчитывают по прочности и трещиностойкости с учетом жесткости узлов.

Лекция №5(21)

1. Железобетонные арки

При пролете свыше 30 м железобетонные арки становятся экономичнее ферм. Наиболее распространенные арки - двухшарнирные - выполняют пологими со стрелой подъема $f=(1/6..1/8)l$. Распор арки обычно воспринимается затяжкой. В конструктивном отношении выгодно очертание оси арки, близкое к кривой давления. Арочный момент

$$M_x = M_{bmx} - Hy, \quad (1)$$

где M_{bmx} - балочный момент; H - распор арки.

Очертание кривой давления находят, полагая $M_x = 0$. Тогда

$$y = M_{bmx} / H. \quad (2)$$

При равномерно распределенной нагрузке и несмещаемых опорах кривая давления арки будет квадратной параболой

$$y = 4\xi(1 - \xi)f. \quad (3)$$

где $\xi = x/l$.

Полного совпадения оси арки с кривой давления достичь не удастся, так как при различных схемах загрузки временной нагрузкой, а также под влиянием усадки и ползучести бетона неизбежно возникают изгибающие моменты. Влияние ползучести бетона особенно существенно в большепролетных арках. В связи с этим принимают такое очертание оси, при котором расчетные усилия будут наименьшими. Для типизации конструкции и упрощения производства работ очертание оси пологих двухшарнирных арок обычно принимают по окружности.

Конструирование арок выполняют по общим правилам, как для сжатых элементов. Сечение арок может быть прямоугольным и двутавровым (рис. 1), чаще с симметричным двойным армированием, так как возможны знакопеременные изгибающие моменты. Затяжку выполняют предварительно напряженной. Для уменьшения провисания затяжки через каждые 5...6 м устраивают железобетонные или стальные подвески.

Двухшарнирная арка двутаврового сечения с предварительно напряженной затяжкой пролетом 36 м, изображенная на (рис. 1), собрана из шести блоков. Затяжку изготавливают в виде целого элемента с опорными блоками, что повышает надежность работы распорной конструкции. В качестве напрягаемой арматуры затяжки применяют канаты, натягиваемые на упоры. Блоки на

монтаже соединяют сваркой либо выпусков арматуры, либо закладных деталей. Стыковые швы замоноличивают.

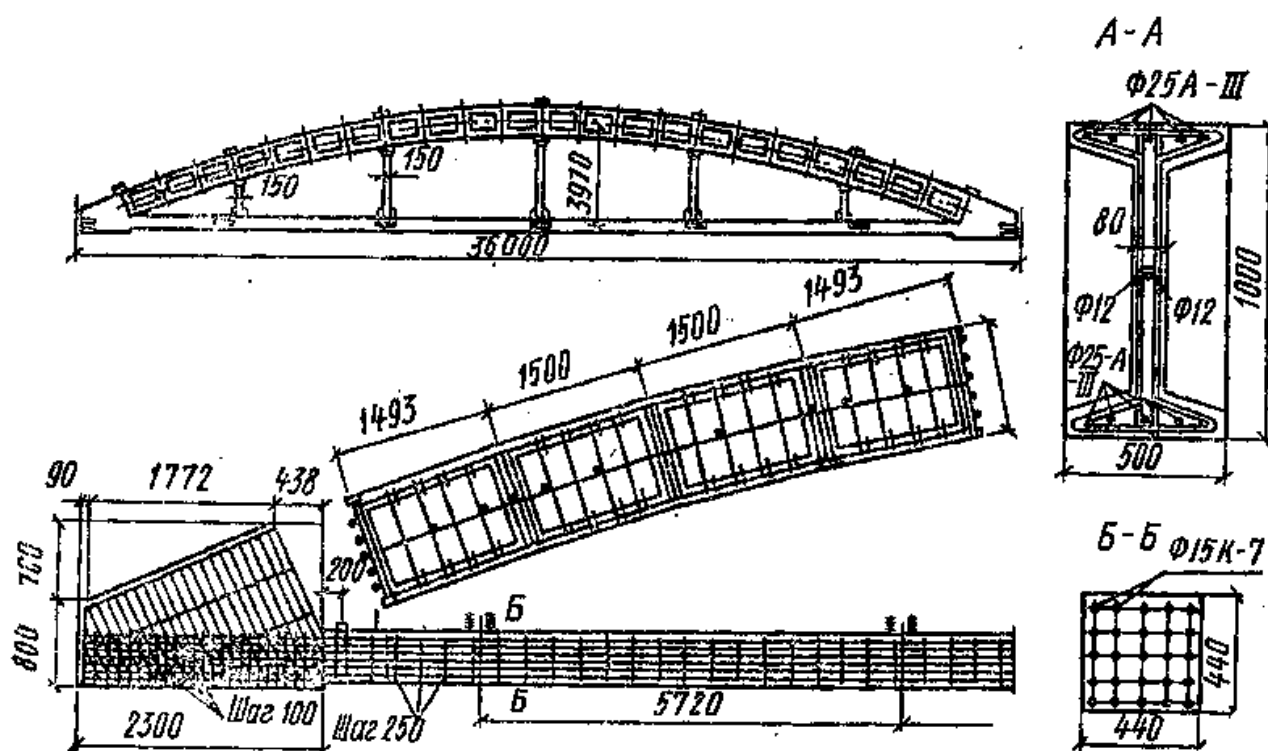


Рис.1. Железобетонная арка двутаврового сечения с затяжкой

Большепролетные высокие арки имеют более сложное очертание оси, их обычно выполняют трехшарнирными. Распор арки передают на фундаменты и грунты основания. При слабых грунтах для восприятия распора арки устраивают затяжку, расположенную ниже уровня пола.

Арки рассчитывают на вес покрытия и арки, сплошную и одностороннюю нагрузку от снега и сосредоточенную нагрузку от подвешенного транспорта. Большепролетные арки рассчитывают также на усадку и ползучесть бетона, а высокие арки - на ветровую нагрузку. В расчетной схеме очертание пологой двухшарнирной арки принимают по квадратной параболе (рис.2,а), Высоту и ширину сечения арки предварительно принимают

$$h=(1/30\dots 1/40)l; b=(0,4\dots 0,5)h. \quad (4)$$

Площадь сечения арматуры затяжки предварительно подбирают по распору

$$H = 0,9(ql^2 / 8f). \quad (5)$$

Двухшарнирные арки рассчитывают как статически неопределимые системы с учетом влияния перемещений от изгибающих моментов и нормальных сил. Для предварительно напряженной затяжки в расчете перемещений учитывают приведенную площадь бетона A_{red} . Предварительное

напряжение затяжки, в результате которого деформаций арматуры оказываются выбранными, уменьшает подвижность опор арки и приближает её работу под нагрузкой к работе арок с неподвижными пятнами. При этом распор H увеличивается, а изгибающий момент арки уменьшается.

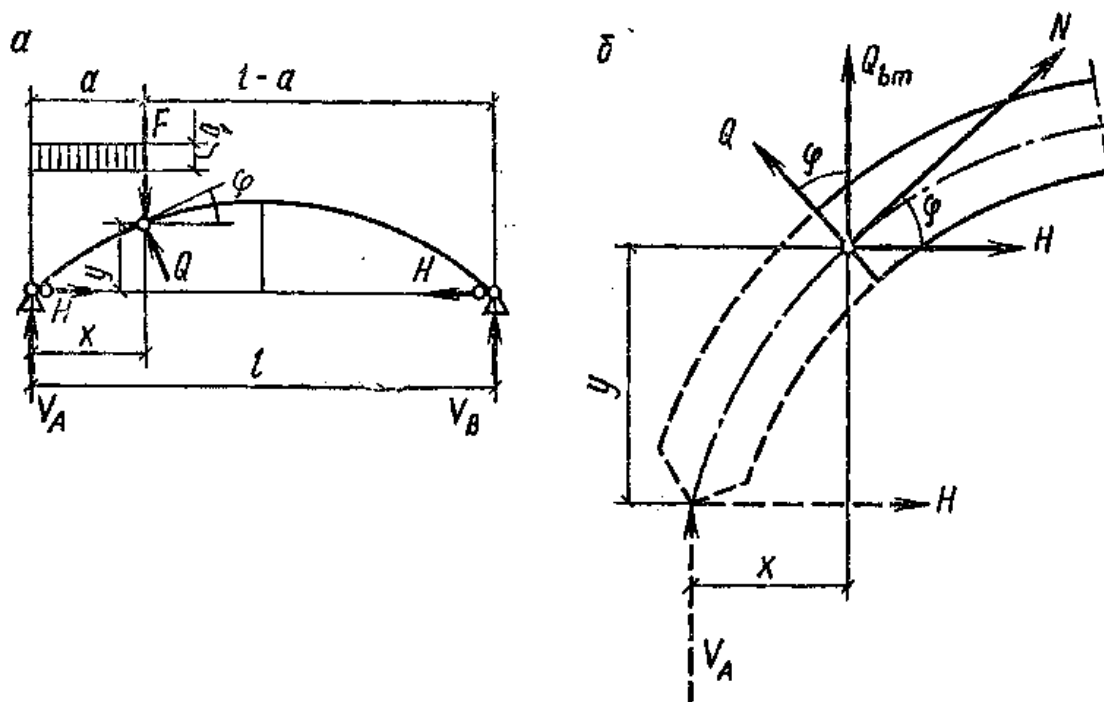


Рис.2. К расчету арок:
а - двухшарнирная арка; б - усилия в сечении арк

Трехшарнирные арки статически не определимы. Если опоры расположены в одном уровне, то распор

$$H = M_{bm} / f, \quad (6)$$

где M_{bm} - балочный момент в середине пролета арки.

Усилия M , Q , N определяют определяют в нескольких сечениях по длине арки (рис. 2,б). Изгибающие моменты определяют по формуле (1), продольные и поперечные силы

$$Q = Q_{bm} \cos \varphi - H \sin \varphi; \quad (7)$$

$$N = H \cos \varphi + Q_{bm} \sin \varphi, \quad (8)$$

где φ - угол между касательной к оси арки в рассматриваемом сечении и горизонтальной прямой; Q_{bm} - балочная поперечная сила.

Усилия в сечениях, вычисленные от разных загрузений, сводят в таблицу, по которой устанавливают максимальные и минимальные расчетные усилия. Сечение арматуры подбирают по формулам для сжатых элементов. Чтобы учесть влияние продольного изгиба в плоскости кривизны, расчетную длину

принимают: для трехшарнирной арки - $0,58s$, для двухшарнирной - $0,54s$, для бесшарнирной - $0,36 s$ (где s - длина дуги). Поперечные силы в арках незначительны; поперечные стержни ставят по расчету и конструктивным соображениям. Арматуру затяжки подбирают как для растянутого элемента по условиям прочности и трещиностойкости.

2. Подкрановые балки

Особенности расчета и конструирования

Железобетонные предварительно напряженные подкрановые балки испытывают динамические воздействия от мостовых кранов и поэтому их применение рационально при кранах грузоподъемностью до 30 т среднего режима работы и кранах легкого режима работы. При кранах тяжелого режима работы и кранах грузоподъемностью 50 т среднего режима работы и более целесообразны стальные подкрановые балки.

Наиболее выгодна двутавровая форма поперечного сечения подкрановой балки. Развитая верхняя полка повышает жесткость балки в горизонтальном направлении, уменьшает перемещения при поперечных тормозных условиях, а также улучшает условия монтажа и эксплуатации крановых путей и крана; нижняя полка дает возможность удобно разместить напрягаемую арматуру и обеспечить прочность балки при отпуске натяжения. Расчетным на вертикальные нагрузки является тавровое сечение с верхней сжатой полкой, а на горизонтальные нагрузки - прямоугольное сечение (верхняя полка).

Высоту сечения подкрановых балок назначают в пределах $h = (1/8 \dots 1/10)l$, толщину верхней полки $h'_f = (1/7 \dots 1/8)h$, ширину верхней полки $b'_f = (1/10 \dots 1/20)l$. По условиям крепления и рихтовки крановых путей принимают размер полки $b'_f = 500 \dots 650$ мм. Типовые подкрановые балки имеют высоту сечения $h = 1000$ мм при пролете 6 м и $h = 1400$ мм при пролете 12 м (рис. 3).

Сборные подкрановые балки пролетом 6 и 12 м по условиям технологичности изготовления и монтажа выполняют разрезными с монтажным стыком на колоннах.

Расчетные нагрузки от мостовых кранов для расчета прочности подкрановых балок определяют с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1,1$. Расчетная вертикальная нагрузка

$$F_{\max} = \gamma_f \gamma_n F_{n \max} . \quad (9)$$

Расчетные вертикальные нагрузки для группы режима работы мостового крана 6К следует умножать на коэффициент динамичности $K_{\max} = 1,1$.

Расчетная горизонтальная нагрузка (от одного колеса моста)

$$H_{\max} = \frac{1}{2} \gamma_f \gamma_n H_{n \max} . \quad (10)$$

Горизонтальная сила $H_{n \max}$ приложена в уровне головки крановых рельсов, но для упрощения расчета, пренебрегая незначительным влиянием эксцентриситета, ее полагают приложенной посередине высоты полки таврового сечения.

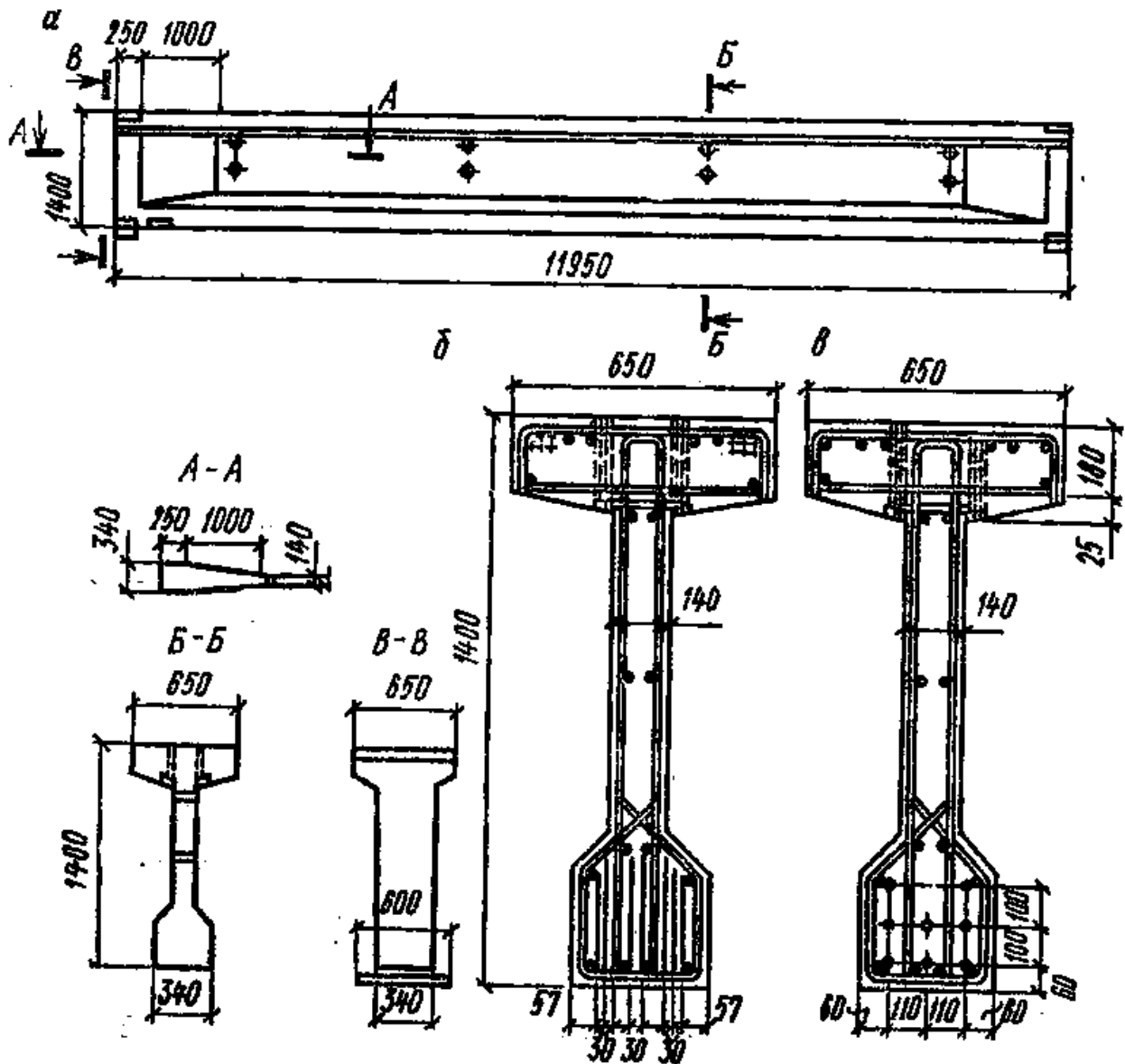


Рис. 3. Конструкция предварительно напряженной подкрановой балки пролетом 12 м:
а - общий вид; *б* - армирование напрягаемой проволоочной арматурой;
в - то же стержневой арматурой

Расчет прочности ведут по расчетной нагрузке от двух сближенных мостовых кранов одинаковой грузоподъемности, умноженную на коэффициент сочетаний, равный 0,85 (при кранах легкого и среднего режима). Подвижную

нагрузку от мостовых кранов располагают в пролете подкрановой балки так, чтобы в ряде сечений по длине пролета получить максимальные усилия M , Q . Расстояние между четырьмя силами, передающимися через колеса мостового крана, устанавливают по габаритам ширины и базы моста (рис.4,а). Расчет ведут по линиям влияния, располагая одну силу в вершине линии влияния (рис.4,б). Максимальные усилия определяют суммированием произведений сил на соответствующие им ординаты. Например, максимальный изгибающий момент в рассматриваемом сечении

$$M = F_1 y_1 + F_2 y_2 + \dots = \sum F y \quad (11)$$

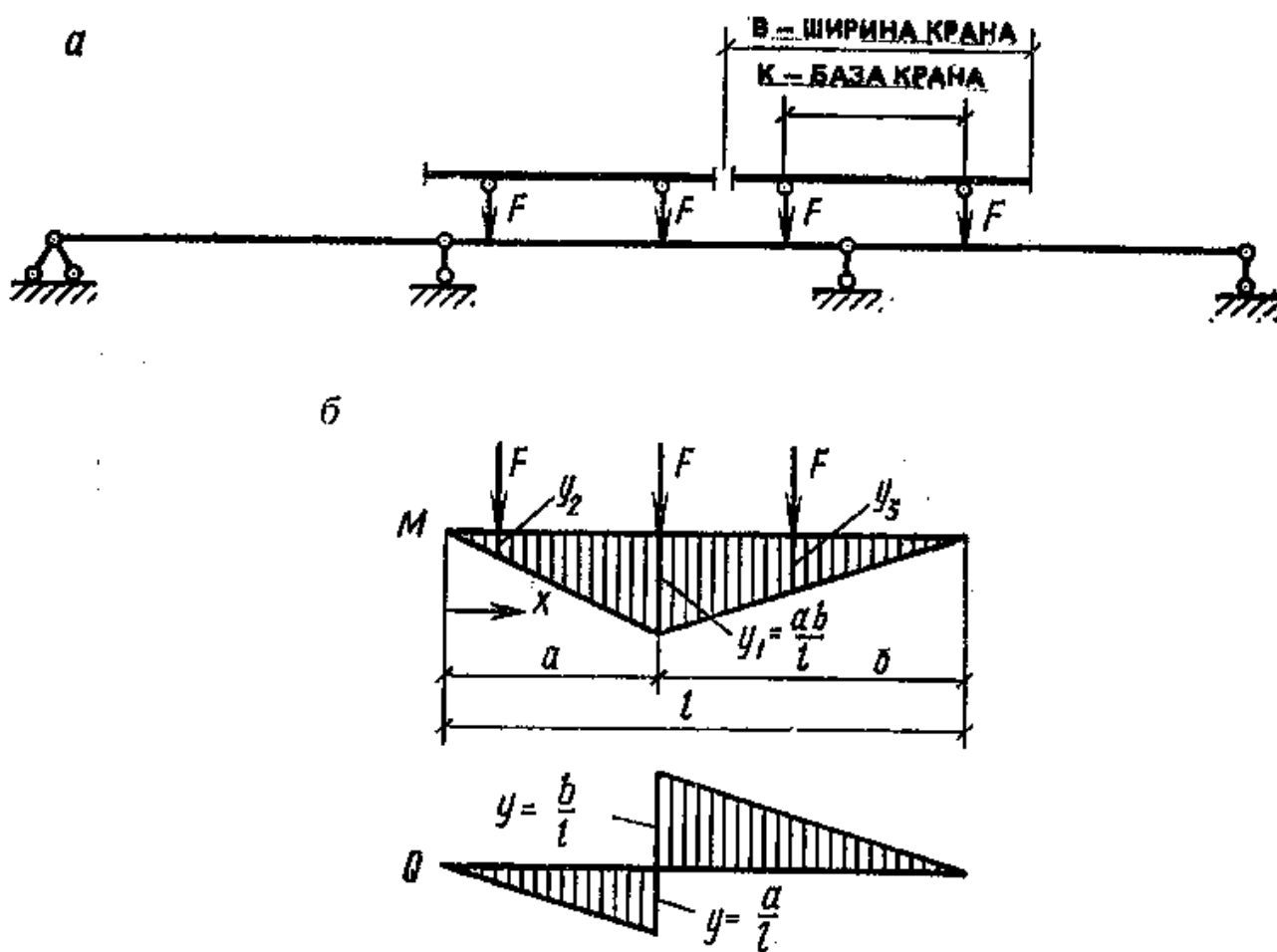


Рис.4. К расчету подкрановой балки: а - расчетная схема; б - линии влияния M и Q

По найденным усилиям строят огибающие эпюры M , Q . Ординаты огибающих эпюр определяют по таблицам, приведенным в справочниках.

Расчет на выносливость ведут по расчетной вертикальной нагрузке от одного мостового крана, определяемой умножением нормативной нагрузки на коэффициент равный 0,5. Прогиб определяют от действия одного крана при коэффициенте надежности, равном единице:

$$f \leq l / 400 \quad (12)$$

Предварительно напряженные подкрановые балки армируют высокопрочной проволокой, стержневой арматурой, канатами. Арматурные каркасы в связи с динамическими воздействиями на балку выполняют не сварными, а вязаными. На опорах балки усиливают ребрами, (с уширениями концов) и дополнительной поперечной арматурой в виде стержней, хомутов, сеток, обеспечивающих прочность и трещиностойкость торцов при отпуске натяжения. Для подкрановых балок применяют бетон классов В30...В50. Масса подкрановой балки пролетом 12 м составляет 10...12 т.

Подкрановые балки соединяют с колоннами сваркой стальных закладных деталей (рис.5,а). Для передачи горизонтальных тормозных усилий в стыке

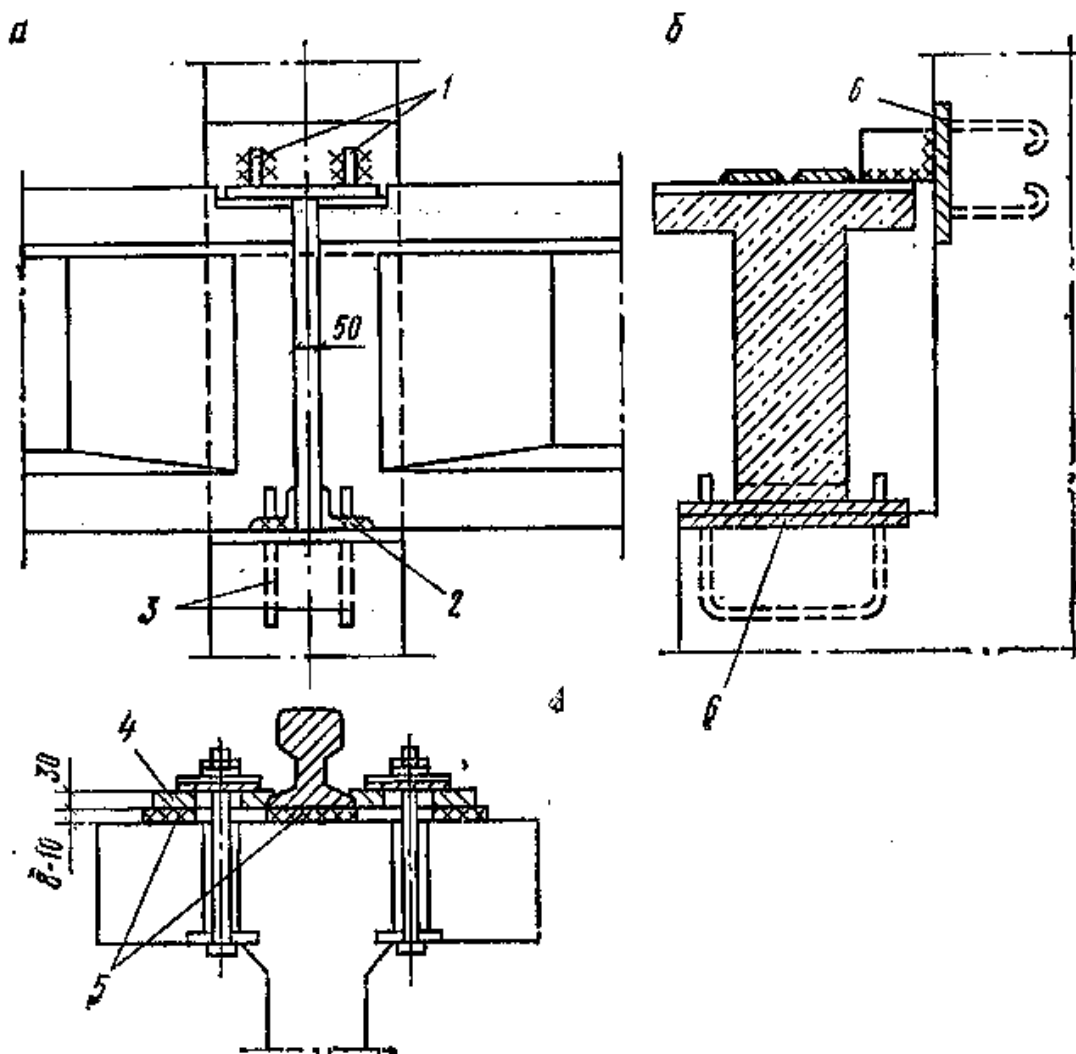


Рис.5. Детали креплений: а - подкрановой балки к колонне; б - рельса к подкрановой балке; 1 - ребровые планки 100×12; 2 - закладная деталь подкрановой балки; 3 - анкеры, выпущенные из колонны; 4 - лапка-прижим; 5 - упругие прокладки; 6 - закладные детали колонны $\delta = 8$ мм.

устанавливают ребровые накладки, привариваемые к верхним закладным листам балок и специальному закладному листу колонны. Чтобы смягчить

удары и толчки, передаваемые на подкрановую балку при движении мостового крана, и уменьшить износ путей, между подкрановой балкой и рельсом укладывают упругую прокладку из прорезиненной ткани толщиной 8...10 мм. При этом принимают во внимание, что предварительно напряженные балки имеют выгиб, а крановый рельс должен иметь горизонтальное положение. Рельс после рихтовки прикрепляют к балке болтами с помощью стальных деталей (рис.5,б).

Горизонтальную нагрузку, вызванную ударом крана о тупиковый упор (до 150 кН для групп режимов работы кранов 4К...6К), учитывают только при расчете упоров и их креплений к балкам кранового пути.

Лекция №6(22)

ТОНКОСТЕННЫЕ ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ ПОКРЫТИЯ

1. Общие сведения

Пространственные покрытия представляют системы, образуемые из тонкостенных оболочек (тонких плит) и контурных конструкций (бортовых элементов, опорных колец, диафрагм в виде балок, ферм, арок, брусьев и т. п.). Оболочкам придают очертания криволинейных поверхностей или многогранников.

Тонкостенные пространственные покрытия применяют с использованием в них (рис.1, *а-ж*):

- цилиндрических оболочек и призматических складок;
- оболочек вращения с вертикальной осью (купола);
- оболочек двойкой положительной и отрицательной гауссовой кривизны, преимущественно прямоугольных в плане;
- составных оболочек, образованных из нескольких элементов, по форме пересекающихся криволинейных поверхностей.

Особое место занимают волнистые своды, т. е. многоволновые или многоскладчатые покрытия в виде сводов (складок) с малыми размерами волны по сравнению с длиной пролета (рис.1, *з*), а также висячие покрытия (на вантах), весьма разнообразные по форме в пространстве и в плане (две схемы представлены на рис.1, *и, к*).

В практике находят применение многие другие разновидности тонкостенных пространственных покрытий.

Тонкостенные пространственные покрытия особенно целесообразны при строительстве производственных и гражданских зданий в условиях, когда требуется перекрывать помещения больших размеров (порядка 30×30 м и более) без промежуточных опор. Впрочем, их успешно применяют и при меньших пролетах.

В пространственных покрытиях благодаря работе конструкции в обоих

направлениях в плане достигаются лучшее использование материалов, его существенная экономия, значительное уменьшение собственного веса в сравнении с покрытиями из плоских элементов (кровельных панелей, ферм, балок, арок, подстропильных конструкций). Пространственные покрытия обладают особой архитектурной выразительностью.

За рубежом тонкостенные пространственные покрытия возводят главным образом в виде монолитных конструкций с применением на строительной площадке лесов и опалубки. На территории России пространственные покрытия осуществляются преимущественно сборными, что отвечает принципу индустриализации строительства.

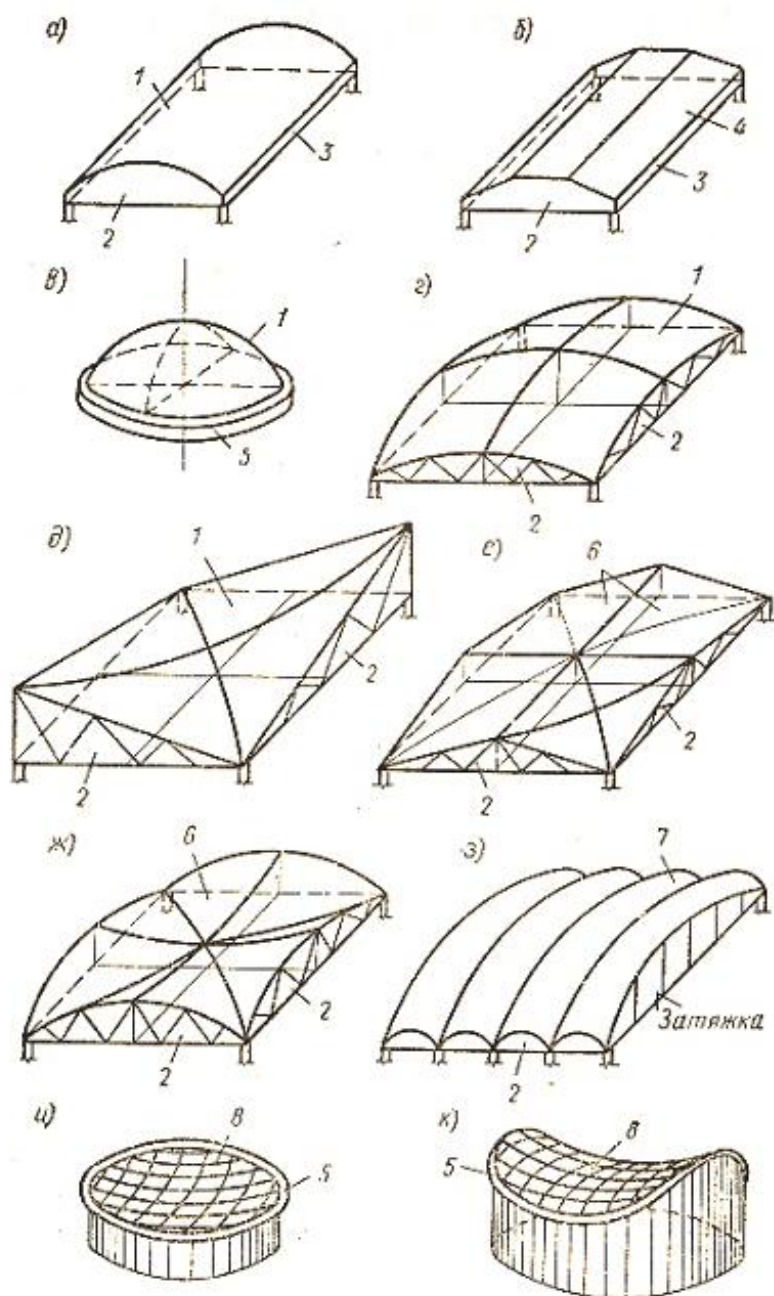


Рис.1. Характерные схемы наиболее часто применяемых тонкостенных пространственных покрытий

а — с цилиндрическими оболочками; *б* — с призматическими складками; *в* — с оболочками с вертикальной осью вращения (купола); *г* — с оболочками двойкой положительной гауссовой кривизны, прямоугольными в плане; *д* — с оболочками двойкой отрицательной гауссовой кривизны, прямоугольными в плане; *е* — с составными оболочками из прямоугольных в плане элементов; *ж* — то же, из треугольных элементов; *з* — в виде волнистых сводов; *и* — висячего типа с поверхностью однозначной кривизны; *к* — то же, разнозначной кривизны; *1* — оболочка; *2* — диафрагма; *3* — бортовой элемент; *4* — элемент складки; *5* — опорное кольцо; *6* — элемент оболочки; *7* — волна свода; *8* — висячая оболочка

Тонкостенные пространственные железобетонные оболочки появились в 20-х годах текущего столетия. В России (СССР) первые цилиндрические железобетонные оболочки построены над резервуаром для воды в Баку (1925 г.), затем в зданиях Харьковского почтамта (1928 г.), Московской автобазы (1929 г.), Ростовского завода сельскохозяйственных машин (1931 г.) и впоследствии на многих других объектах. Первый железобетонный купол был сооружен над Московским планетарием (1929 г.), позже купола сооружались над Новосибирским городским театром (1934 г.), Московским театром сатиры (1939 г.) и т. д.

По мере развития строительной индустрии тонкостенные пространственные конструкции непрерывно совершенствовались. В последнее время построено много оригинальных сборных пространственных покрытий различных форм в Ленинграде, Красноярске, Киеве, Москве и других городах.

При этом все шире практикуется предварительное напряжение контурных конструкций и угловых зон оболочек, используются легкие бетоны, изготавливаются сборные пространственные панели-оболочки на пролет (цилиндрической формы-КЖС, гиперболической и др.), применяются армоцементные пространственные конструкции, а также железобетонные оболочки в сочетании со стальными диафрагмами и др.

Поверхности двойкой кривизны могут быть образованы способом вращения некоторой плоской кривой (образующей) вокруг оси, находящейся вместе с ней в одной плоскости (рис.1, в), или способом переноса, т. е. поступательным перемещением плоской образующей по параллельным направляющим (рис.1, г). Поверхность двойкой кривизны может быть получена также перемещением плоской кривой (в частном случае - прямой) по двум непараллельным непересекающимся направляющим (рис.1, д).

Для покрытий чаще всего применяют пологие оболочки с подъемом поверхности не более $1/5 \dots 1/6$ доли любого размера основания.

Криволинейная *поверхность положительной гауссовой кривизны* характеризуется тем, что центры кривизн дуг всех нормальных сечений, проведенных через каждую точку, лежат по одну сторону поверхности. Если эти центры расположены с обеих сторон, то такая поверхность называется *поверхностью отрицательной гауссовой кривизны*.

Исследованиями установлено, что пространственные покрытия с применением оболочек, подобно другим железобетонным конструкциям в начальной стадии загрузения (до образования трещин в бетоне растянутых

зон), деформируются упруго. После образования трещин по мере роста нагрузок и напряжений в бетоне и арматуре в них нарастают неупругие деформации вплоть до стадии предельного равновесия. Хорошо изучены оболочки в упругом состоянии. Исследования в неупругом состоянии и в стадии предельного равновесия еще не завершены; они перспективны тем, что позволяют повысить надежность и экономичность конструкций.

Тонкостенные оболочки имеют малую жесткость на изгиб в сравнении с жесткостью против действия сил, развивающихся в срединной поверхности. Поэтому внешним нагрузкам, действующим перпендикулярно срединной поверхности оболочки, препятствуют преимущественно силы N (продольные, на 92...98%). Дополнительную часть нагрузки (2...8%) воспринимают компоненты изгибного состояния M, Q .

2. Конструктивные особенности тонкостенных пространственных покрытий

Схему тонкостенного пространственного покрытия выбирают в зависимости от назначения сооружения, его архитектурной компоновки, размеров, а также от способа возведения. При сборных покрытиях конструкция их должна быть такой, чтобы обеспечивались наименьшая трудоемкость при изготовлении сборных элементов, их многократная повторяемость, простота монтажных стыков, доступность средств монтажа, использование в процессе сборки минимального числа инвентарных поддерживающих приспособлений. В монолитных покрытиях должна предусматриваться возможность применения передвижной или переставной многократно используемой опалубки.

Чтобы придать сборным элементам необходимую прочность и жесткость на период изготовления, перевозки и монтажа, их обычно снабжают бортовым окаймлением по контуру. В этом случае оболочка получается ребристой. Края плит вдоль монтажных разрезов можно не усиливать ребрами, тогда на время перевозки, монтажа и твердения бетона в швах безреберные края сборных элементов укрепляют съемными металлическими траверсами.

Конструкцию стыка элементов сборных оболочек выбирают в зависимости от характера и интенсивности усилий, действующих в стыке.

Стыки во всех случаях необходимо заполнять бетоном. Для обеспечения плотного заполнения шва ширину его следует назначать не менее 30 мм, если толщина (высота) элемента в месте стыка не превышает 100 мм, и не менее 50 мм, если толщина элемента в месте стыка более 100 мм.

Если через стык сборных элементов оболочки передается сжимающее усилие, приложенное центрально или внецентренно (но с эксцентриситетом в пределах ядра сечения), и небольшие сдвигающие силы, то достаточно ограничиться конструктивным армированием стыка, соединением выпусков арматуры внахлестку. Растягивающие и сдвигающие усилия, передаваемые через стык, могут быть восприняты арматурой, закладываемой в поперечных швах, если швы идут не реже чем через 1,5 м; выпуски арматуры сборных

элементов оболочки в монтажных стыках соединяют посредством сварки. Арматура сборных элементов оболочки может также соединяться с помощью привариваемых к ней закладных деталей которые на монтаже соединяются между собой накладками на сварке. Сечение накладок и длину сварных швов определяют расчетом.

Если через стык передаются значительные сдвигающие силы, то очертание граней соединяемых элементов должно предусматриваться такой формы, чтобы после замоноличивания в швах образовывались бетонные шпонки, препятствующие взаимному сдвигу элементов.

Предварительное напряжение контурных конструкций в пространственных покрытиях весьма целесообразно, поскольку оно не только повышает трещиностойкость растянутых областей, но в ряде случаев является простым средством объединения сборных элементов в единую систему.

В областях двухосного сжатия оболочки необходима проверка ее устойчивости.

Несущая способность конструкций в стадии предельного равновесия практически не зависит от промежуточных напряженных состояний. Поэтому прочность пространственных сборных, монолитных, сборно-монолитных, предварительно-напряженных и ненапряженных покрытий рассчитывают одинаково. При расчете по другим предельным состояниям следует особо учитывать усилия, возникающие от собственной массы сборных элементов до замоноличивания.

В предварительно-напряженных пространственных конструкциях, кроме того, должна быть проверена трещиностойкость при эксплуатационных нагрузках, а также прочность в процессе предварительного обжатия.

Сборные элементы должны быть проверены на прочность от усилий, возникающих в них при изготовлении перевозке.

Подбор арматуры и конструирование тонкостенных пространственных конструкций производятся в соответствии с нормальными и касательными усилиями, а также изгибающими моментами, которые в них действуют.

Максимальное значение главных сжимающих напряжений не должно превышать R_b .

В сжатых зонах и зонах, где главные растягивающие напряжения меньше R_{bt} , арматуру ставят конструктивно площадью не менее 0,2% сечения бетона с шагом стержней 20...25 см. При толщине плиты более 8 см рекомендуется ставить двойные сетки.

В зонах, где главные растягивающие напряжения больше R_{bt} , усилия должны полностью восприниматься арматурой, поставленной либо в виде стержней, уложенных в близком соответствии с траекториями главных растягивающих напряжений, либо в виде сеток из продольных и поперечных стержней.

Сечение арматуры для восприятия изгибающих моментов в гладких оболочках определяют как в плитах. При этом арматуру устанавливают соответственно эпюре моментов в растянутой зоне с минимальным защитным слоем бетона.

В местах примыкания плиты к бортовым элементам и диафрагмам устанавливают двойные сетки из стержней диаметром 6-10 мм с шагом не более 20 см.

В ребристых конструкциях сечение основной арматуры ребер определяют расчетом на восприятие моментов, возникающих в процессе изготовления сборных элементов, а также в период эксплуатации покрытия. Ребра армируют сварными каркасами, в которых поперечные стержни ставят диаметром 5...6 мм с шагом 20...25 см.

Контурные конструкции рассчитывают по общим правилам строительной механики на усилия, передающиеся им с оболочек, и на нагрузки, действующие на них в период монтажа.

Небольшие проемы и отверстия, устраиваемые в оболочках, окаймляют бортами. Площадь сечения бортов проемов в сжатых зонах оболочек принимают равновеликой площади вырезанного сечения плиты. При удлиненных проемах делают промежуточные распорки. При наличии проемов в растянутых зонах оболочек в окаймляющих бортах укладывают арматуру в количестве, необходимом для восприятия усилий, приходящихся на вырезанную часть сечения.

3. Особенности расчета тонкостенных пространственных конструкций

Принцип расчета тонких оболочек.

Классическая теория расчета оболочек основана на двух гипотезах: линейный элемент, нормальный к срединной поверхности оболочки, остается прямым и нормальным к данной поверхности после деформации конструкции; напряжения на площадках, параллельных срединной поверхности, не учитываются. Применение этих гипотез приводит к расчетным дифференциальным уравнениям высокого порядка относительно неизвестных функций. Уравнения получают в частных производных по двум переменным координатам точек срединной поверхности. Поскольку расчет сложный, принимают дополнительные допущения. Например, оболочки положительной гауссовой кривизны рассчитывают по безмоментной теории, при расчете полых оболочек криволинейные координаты точек срединной поверхности заменяют прямолинейными координатами проекций этих точек на плоскость основания и т.д.

Теоретические и экспериментальные исследования свидетельствуют, что железобетонные пространственные конструкции могут работать под нагрузкой в упругом и упругопластическом состояниях. В общем случае в нормальных сечениях оболочек возникают нормальные силы N_x и N_y , сдвигающие силы Q_{xy} и Q_{yx} , изгибающие моменты M_x и M_y , поперечные силы Q_x и Q_y , а также крутящие моменты T_x и T_y . Все эти усилия относятся к единице длины сечения (рис. 2). Расчет оболочек начинают с состояния статических уравнений, т. е. уравнений равновесия. К ним добавляют геометрические уравнения,

связывающие линейные и угловые деформации, а также кривизны срединной поверхности оболочек с их перемещениями. Связь между статическими и геометрическими уравнениями выражают физическими уравнениями, которые представляют собой обобщенный закон Гука для объемного напряженного состояния материалов. Наличие трещин в бетоне оценивают системой физических уравнений, основанных на теории Н. И. Карпенко. Статический расчет тонкостенных пространственных конструкций с учетом физической и геометрической нелинейности оболочки сложен, поэтому такой расчет оболочек производят с использованием численного моделирования на ЭВМ путем реализации метода конечных элементов и других численных методов.

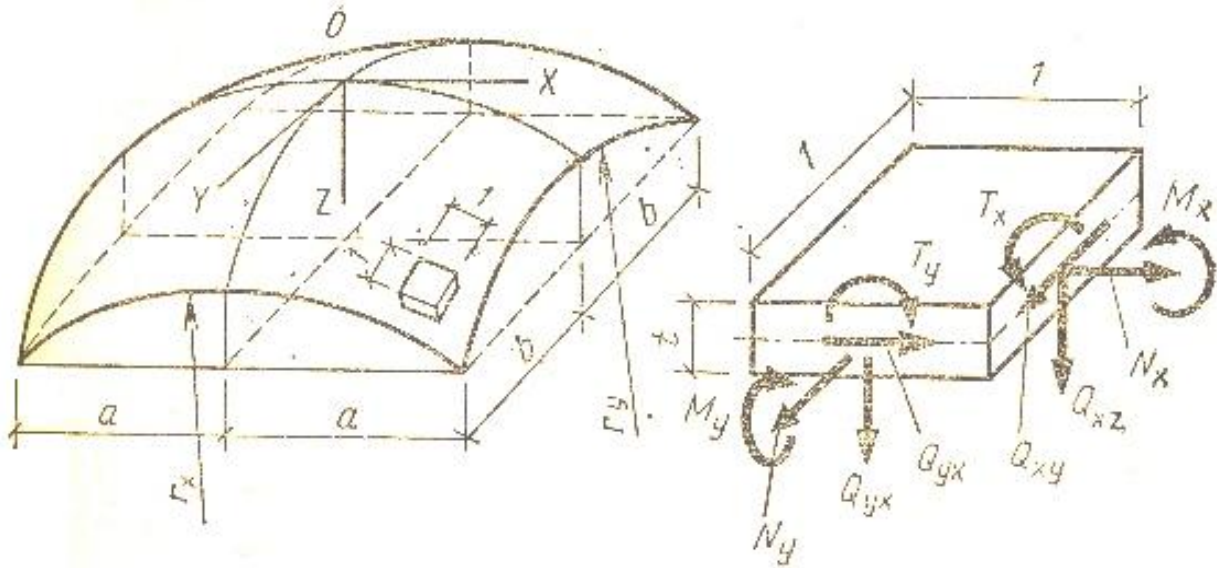


Рис. 2. Усилия, действующие в тонкой оболочке

Расчет оболочки по безмоментной теории.

Тонкостенные оболочки имеют малую жесткость на изгиб по сравнению с их жесткостью против действия нормальных и сдвигающих усилий, поэтому в большей области оболочки наблюдается безмоментное напряженное состояние. Изгибающие и крутящие моменты ощутимо влияют на напряженное состояние оболочек лишь в тех зонах, где происходит заметное искривление их срединной поверхности. Это места примыкания оболочки к контурным элементам, резкого изменения кривизны ее поверхности и приложения местных нагрузок. При изгибающих моментах $M_x = M_y = 0$ и крутящих моментах $T_x = T_y = 0$ статический расчет оболочек значительно упрощается. Неизвестные усилия N_x и N_y и Q_{xy} могут быть вычислены в виде бесконечных рядов. Для этого в расчетах вводят функцию напряжений $\varphi(x, y)$. Она связана с внутренними усилиями оболочки зависимостями:

$$N_x = \partial^2 \varphi / \partial y^2; \quad (1)$$

$$N_y = \partial^2 \varphi / \partial x^2; \quad (2)$$

$$Q_{xy} = -\partial^2 \varphi / (\partial x \partial y). \quad (3)$$

Безмоментное напряженное состояние оболочек описывают уравнением

равновесия на вертикальную ось внешней нагрузки q и внутренних усилий по (1)... (3). Данное уравнение имеет вид

$$k_x \partial^2 \varphi / \partial y^2 + k_y \partial^2 \varphi / \partial x^2 - 2k_{xy} \partial^2 \varphi / (\partial x \partial y) + q = 0, \quad (4)$$

где k_x, k_y - кривизны срединной поверхности оболочки в направлении осей x и y

$$k_x = \partial^2 z / \partial x^2; \quad (5)$$

$$k_y = \partial^2 z / \partial y^2; \quad (6)$$

k_{xy} - кривизна кручения поверхности

$$k_{xy} = \partial^2 z / (\partial x \partial y). \quad (7)$$

Прогиб срединной поверхности оболочки w в зонах местного изгиба зависит от одной координаты x или y , поэтому безмоментное напряженное состояние оболочки может быть описано приближённым выражением

$$k_x N_x + k_y N_y + 2k_{xy} Q_{xy} - D \partial^4 w / \partial x^4 + q = 0. \quad (8)$$

Здесь цилиндрическая жесткость оболочки при

$$D = E \cdot h^3 / 12, \quad (9)$$

где h - толщина оболочки.

На стадии определения конструктивного решения пространственного покрытия целесообразно применять приближённые способы расчёта. При рабочем проектировании следует использовать более точные методы, учитывающие образование трещин в бетоне, нелинейное деформирование бетона и высокопрочной арматуры, податливости стыковых соединений элементов сборных конструкций и др.

Лекция №7(23)

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1. Оболочки двоякой положительной гауссовой кривизны

Железобетонные прямоугольные в плане покрытия с оболочками положительной гауссовой кривизны по расходу материалов экономичнее цилиндрических оболочек. Для них допускается весьма редкое расположение опор.

Конструкция покрытия состоит из тонкостенной плиты, изогнутой в двух направлениях, и плоских диафрагм, располагаемых по контуру и связанных с ней монолитно (рис. 1). Покрытие в целом может опираться по углам на колонны, возможно Опираие оболочки и по всему контуру.

Из всего многообразия криволинейных поверхностей для этих оболочек применяют поверхности переноса, эллиптического параболоида, шара, вращения (как с вертикальной так и горизонтальной осью вращения). В оболочках линии главных кривизн срединной поверхности параллельны сторонам контура.

Оболочки двоякой кривизны для покрытий – преимущественно пологие, т.е. с соотношением высоты подъёма к любому размеру плана не более чем 1:5. Срединная поверхность оболочки эллиптического параболоида описывается уравнением:

$$z=f(x,y)=f_a x^2/a^2+f_b y^2/b^2. \quad (1)$$

Сферическая поверхность оболочки описывается также уравнением

$$z = r_x + r_y - (\sqrt{r_x^2 - x^2} + \sqrt{r_y^2 - y^2}), \quad (2)$$

где радиусы кривизны

$$r_x = 0,5(a^2 + f_a^2)/f_a \text{ и } r_y = 0,5(b^2 + f_b^2)/f_b \quad (3)$$

Поскольку поверхности, описываемые уравнениями (1) и (2), мало различаются, то поверхности сборных оболочек придают сферическую форму, кривизны, которой постоянны. Поэтому нетрудно унифицировать сборные плиты такой оболочки.

Для пологих оболочек двоякой положительной гауссовой кривизны применяют также тороидальную поверхность, уравнение которой имеет вид

$$x^2 + y^2 + z^2 - 2r_2(z + r_x + r_y) = -2(r_y - z_x)\sqrt{y^2 + (z - r_y)^2} \quad (4)$$

Оболочки могут быть одноволновыми и многоволновыми. Последние используют для покрытий больших производственных и складских зданий. Неразрезные оболочки возводят с целью повышения жесткости и устойчивости пространственных конструкций. По контуру оболочки опирают на диафрагмы, представляющие собой фермы, арки или брусья на сравнительно часто расположенных колоннах. В многоволновых оболочках диафрагмы являются общими для конструкций соседних ячеек зданий. Парные диафрагмы устраивают лишь в зоне температурных швов зданий.

Рассчитывают оболочки, вследствие малой жёсткости на изгиб рассчитывают как безмоментные. Эпюры показывают, что по всей оболочке развивается область двухосного сжатия, и лишь в угловых частях в одном направлении возникает сжатие, а в другом растяжение (рис. 2). Изгибающие моменты в приопорных зонах тонкостенных оболочек хотя и невелики, но должны учитываться при проектировании.

Армируют оболочки в соответствии с силами и моментами, возникающими в них под действием внешней нагрузки (рис. 3). В угловых зонах укладывают наклонную арматуру типа **I** из расчёта восприятия главных растягивающих сил; в приконтурных зонах устанавливают арматуру типа **II**, предназначенную для восприятия местных изгибающих моментов; по всей оболочке размещают конструктивную арматуру типа **III** в сварных сетках. Арматуру **I** целесообразно подвергать предварительному напряжению. Сварные сетки оболочек изготовляют из арматуры класса *A-III*.

Размеры в плане оболочек двоякой положительной гауссовой кривизны составляют 18...36 м для промышленных и достигают 100 м для общественных зданий. Толщина гладких монолитных оболочек изменяется от 60 мм в центре, до 120...200 мм вблизи опорного контура и до 200...500 мм в угловых зонах. Оболочки двоякой положительной гауссовой кривизны, как правило, возводят из сборных плоских или цилиндрических ребристых плит. Наиболее распространены плоские плиты размерами в плане 3×3, 3×6, 1,5×6 м. Ребра плит армируют одинарными каркасами, а полки - одинарными сетками. По внешним боковым граням ребер сборных плит устраивают пазы, позволяющие образовывать шпонки после замоноличивания швов. Шпонки воспринимают сдвигающие усилия.

В отечественной практике сборные покрытия с пологими оболочками положительной гауссовой кривизны обычно выполняют по трём конструктивным схемам. В одной из них (рис. 4,а) оболочка переноса расчленена на панели с одинаковыми номинальными размерами в плане 3×3 м. Панели выполнены плоскими, усиленными по контуру рёбрами: в средней

части оболочки – квадратными, в периферийной – ромбовидными. В угловых панелях для предварительно-напрягаемой угловой арматуры предусмотрены диагональные рёбра с продольными каналами. В зонах действия больших касательных сил швы панелей – шпоночной формы. К недостаткам такой конструкции относятся сравнительно мелкие размеры сборных элементов, дорогой и трудоёмкий монтаж на сложных кондукторах, большое число швов и сварных соединений.

В другой конструктивной схеме (рис. 4,б) сферическая оболочка расчленена на цилиндрические панели с номинальными размерами в поверхности оболочки 3×12 м. Здесь нет недостатков, присущих предыдущей схеме, однако длинные цилиндрические панели сложны при изготовлении и транспортировании.

В третьей конструктивной схеме (рис. 4,в) оболочка вращения (с горизонтальной осью) подразделена на три пояса: средний, состоящий из однотипных цилиндрических ребристых плит, прямоугольных в плане с номинальными размерами 3×6 м, и два крайних пояса - из однотипных цилиндрических плит трапециевидной формы. В схеме оболочки предусмотрены доборные приконтурные элементы в среднем и крайнем поясах.

В качестве контурных конструкций могут быть приняты сегментные фермы. Данная схема может применяться и для покрытий многоволновых в обоих направлениях в плане.

2. Покрытия с оболочками отрицательной гауссовой кривизны

Покрытия на прямоугольном плане с оболочками отрицательной гауссовой кривизны называют гипарами, или гиперболическими параболоидами. Их образуют путем переноса образующей параболы, выпуклой вверх (вниз, по направляющей параболы), выпуклой вниз (вверх или путем скручивания прямоугольника и параллелограмма, края которых остаются прямыми). Оболочки отрицательной гауссовой кривизны бывают двух разновидностей. В оболочках первой разновидности линии главных кривизн срединной поверхности параллельны сторонам контура основания (рис. 5,а).

Усилия в таких оболочках определяют по методам, применяемым для расчета оболочек двоякой положительной гауссовой кривизны. В оболочках нормальные усилия являются растягивающими и полностью должны быть восприняты арматурой, лучше напрягаемой. В оболочках второй разновидности линии главных кривизн поверхности направлены вдоль диагоналей основания (рис. 5,б).

Следует учесть, что поскольку поверхности в направлении оси ox

отрицательна, силы N_x растягивают оболочку. В направлении положительной кривизны силы N_y оболочку сжимают.

Растягивающие силы N_x должны быть полностью восприняты рабочей арматурой. В этом направлении оболочку следует предварительно напрягать. Срединная поверхность таких оболочек описывается уравнением

$$z = f(xy/ab) \quad (5)$$

При конструировании гипаров следует обеспечить устойчивость контурных конструкций под действием сдвигающих усилий путем устройства специальных упоров или диагональной затяжки по линии действия усилий.

Членение оболочек отрицательной гауссовой кривизны на сборные элементы выполняют аналогично членению, показанному на рис. 4.

3. Цилиндрические оболочки

Покрытия с цилиндрическими оболочками состоят из плиты свода, по краям которого имеются бортовые элементы и диафрагмы - опоры оболочки (рис. 6). Очертание оболочки в поперечном сечении может быть круговым, эллиптическим, параболическим и т.п. Оболочки бывают однопролётными и многопролётными, одноволновыми и многоволновыми, гладкими и усиленными рёбрами.

Основные параметры оболочки: l_1 - пролёт (расстояние между осями диафрагм); l_2 - длина волны (расстояние между бортовыми элементами). В зависимости от отношения пролета к длине волны l_1/l_2 различают длинные цилиндрические оболочки ($l_1/l_2 \geq 1$) и короткие ($l_1/l_2 < 1$). Высота оболочки, включая бортовые элементы, обозначается через h_1 , а стрела подъема оболочки без бортовых элементов - через h_3 (f). Высоту оболочки h_1 при отсутствии предварительного напряжения принимают равной не менее $(1/10...1/15)l_1$, стрелу подъема - не менее $(1/6...1/8)l_2$. Высоту бортовых элементов h_2 принимают $(1/20...1/30)l_2$. Поперечное сечение оболочек, как правило, очерчивают по дуге круга. Толщину плиты t монолитных оболочек принимают $(1/200...1/300)l_2$, но не менее 50 мм, сборных ребристых - не менее 30 мм.

Оболочки можно выполнять монолитными и сборными, состоящими из отдельно изготавливаемых бортовых балок и ребристых плит, образующих свод.

3.1. Длинные оболочки

Под действием нагрузки длинные цилиндрические оболочки работают подобно балкам с пролетом l_1 . Диафрагмы воспринимают опорное давление оболочки и передают его на колонны. В качестве диафрагм используют сплошные балки, фермы и арки с затяжками (рис. 7). Диафрагмы могут быть торцовыми и промежуточными, если покрытие многопролётное.

По расчёту цилиндрических оболочек имеется обширная литература. Расчёт на прочность ведут по стадии разрушения при расчётных нагрузках, жёсткость и трещиностойкость при нормативных нагрузках. Оболочки в основном рассчитывают как пространственно деформируемые системы.

В многоволновых оболочках крайние полуволны рассчитывают в составе симметричной одноволновой оболочки, а промежуточные волны – также как одноволоновые, но с учётом закрепления продольных краёв от смещения в горизонтальном поперечном направлении (рис. 8).

Для многопролётной оболочки, нагруженной равномерно распределённой нагрузкой (рис. 9), достаточно рассчитать однопролётную шарнирно опёртую оболочку пролётом l_0 , равным расстоянию от крайней диафрагмы до нулевой точки на эпюре моментов соответствующей многопролётной балки.

При детальном конструировании покрытий необходимо представлять схему распределения действующих усилий в оболочке (рис. 10). В соответствии с этим в верхней части поперечного сечения возникают сжимающие, а в нижней – растягивающие напряжения. Поэтому примерно 80% рабочей растянутой арматуры типа **I** (рис. 11) помещают в бортовые элементы, в том числе 60...70% площади сечения данной арматуры ставят в нижней зоне бортовых элементов. При пролетах $l_1 > 18м$ для бортовых элементов рекомендуют напрягаемую продольную арматуру.

Сжатую зону в продольном направлении армируют конструктивно стержнями $d=5...6$ мм с шагом 200...250 мм. В направлении волны также укладывают арматуру в соответствии со знаком эпюры моментов. В результате стержни обоих направлений объединяют в сетку типа **II**, которую размещают по всей поверхности оболочки. В местах примыкания оболочки к диафрагмам ставят дополнительную рабочую арматуру типа **IV** (рис. 11). Ее укладывают перпендикулярно диафрагме с целью восприятия местных изгибающих моментов, возникающих из-за краевого эффекта оболочки. Здесь же действуют максимальные сдвигающие усилия Q_{xy} , а тем самым и главные растягивающие усилия N_1 , направленные под углом 45° , поэтому в оболочке ставят наклонную рабочую арматуру типа **III**.

Монолитные оболочки, как правило, возводят гладкими. Промежуточные поперечные ребра устраивают лишь в местах расположения подвесных сосредоточенных грузов. Более правильно грузы подвешивать к бортовым элементам. Сборные оболочки применяют в двух вариантах разрезки на сборные элементы: В одном оболочку от бортовых элементов не отделяют, в другом – отделяют.

В первом варианте (рис. 12,*a*) все сборные элементы объединяют в

единую систему с помощью предварительно напрягаемой арматуры, пропускаемой в продольных каналах. Монтаж покрытия очень трудоёмок, поскольку покрытия собирают на лесах.

Во втором варианте (рис. 12,б) форма сборных элементов проще, монтаж ведут без лесов. Панели оболочки укладывают на бортовые элементы. Однако устройство швов между панелями достаточно сложны.

3.2. Короткие оболочки

Цилиндрические оболочки называют короткими, если отношение их размеров в плане $l_1/l_2 < 1$ (рис. 7). Опытom установлены практические рекомендации по конструированию монолитных коротких оболочек при $l_2=12...30$ м, $l_1=6...12$ м и $f \geq (1/7) l_2$. Толщину плиты t принимают по производственным условиям, без расчёта, равной 50...60 мм при $l_1=6$ м и 70...80 мм при $l_1=9...12$ м (классы бетона В20...В30). Бортовой элемент назначают высотой $h_2=(1/10...1/15) l_1$ и шириной $d=(0,2...0,4) h_2$. Плиту армируют конструктивно сеткой из стержней $d=5...6$ мм с шагом 100...200 мм.

Рассчитывают такие оболочки упрощённым способом.

В направлении l_1 оболочку рассчитывают как балку. Подбранную арматуру укладывают в бортовые элементы. Вблизи бортовых элементов оболочку армируют дополнительными сетками (рис. 8,а). Над диафрагмами также ставят дополнительную арматуру (рис. 8,б).

В направлении l_2 диафрагму рассчитывают во взаимодействии с плитой оболочки (рис. 8,в). Подбранную арматуру укладывают в бортовые элементы.

Сборное покрытие с применением коротких цилиндрических оболочек образуется из диафрагм, кровельных ребристых плит П-образного поперечного сечения и бортовых элементов (рис. 9,а). К достоинствам сборной конструкции относится простота изготовления элементов и монтажа покрытия, а также общая жёсткость системы. Однако узел сопряжения кровельных плит с фермами сложен.

Другое конструктивное решение с использованием коротких цилиндрических оболочек реализуется в покрытии из пространственных блоков типа КЖС шириной 3 м, перекрывающих пролёты 12...24 м (рис. 9,б).

4. Призматические складки

Складки отличаются от цилиндрических оболочек тем, что в них криволинейная направляющая срединной поверхности заменена ломаной прямой (рис. 2, а, б). Если уменьшать длину этих прямых до минимума, то складка превратится в оболочку. Как и оболочки, складчатые конструкции бывают одно- и многоволновыми, а также одно- и многопролетными. Сборные

складки состоят из плит, предварительно напряженных бортовых элементов и решетчатых или сплошных диафрагм. По верхним горизонтальным полкам складок могут укладываться сборные плиты плоской крыши, а также размещаться зенитные фонари. Расстояние между осями диафрагм или пролет складчатой конструкции $l_1 = 12...30$ м, длина волны $l_2 \leq 12$ м, высота складки $h = (1/10...1/7)l_1$. Складки пролетом больше 30 м экономически невыгодны. В продольном направлении складки рассчитывают так же, как и длинные оболочки. Поперечное сечение приводится к тавровой и двутавровой форме.

В поперечном направлении многоволновые складки рассчитывают как многопролетные ломаные балочные плиты. При этом отрицательные моменты в верхнем ребре умножают на поправочный коэффициент $\beta = 0,7...2,5$.

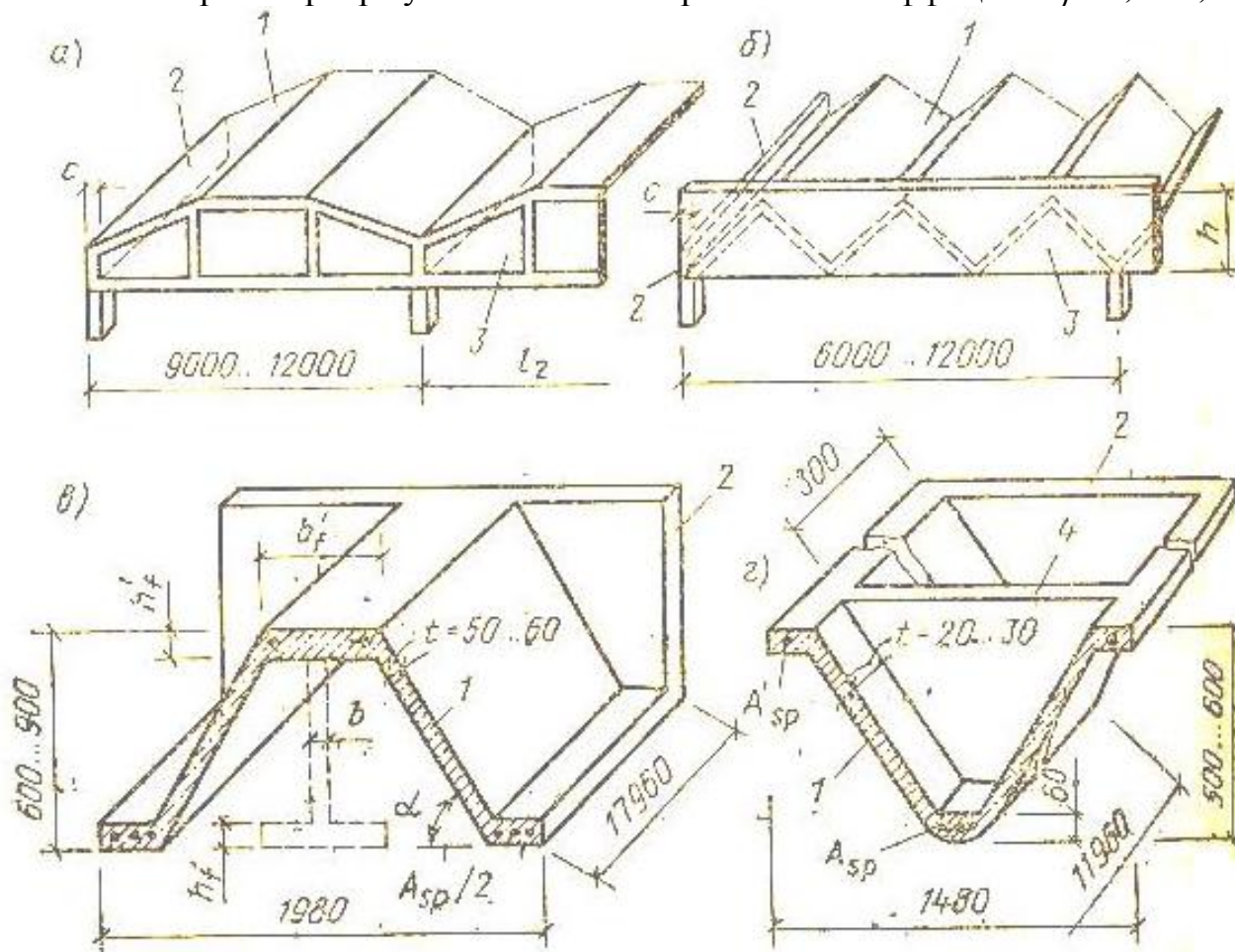


Рис. 16. Конструктивные решения покрытий

*а - трапециевидные и треугольные складки; б - многоволновые складки;
 в - сборный железобетонный элемент складки; г - сборный армоцементный элемент складки; 1 - плита; 2 - бортовой элемент; 3 - опорная диафрагма; 4 - промежуточная диафрагма*

Для покрытия залов общественных зданий целесообразно применять сборные крупногабаритные однопролетные длинные складки, обеспечивающие архитектурную выразительность интерьеров (рис. 2, в, г). Такие складки могут иметь один или два консольных вылета. Пролет железобетонных складок не превышает 24 м, а армоцементных - 18 м. Для обеспечения устойчивости складок на стадиях изготовления, транспортирования и монтажа, а также для восприятия усилий, возникающих в поперечном направлении при действии

эксплуатационных нагрузок, кроме опорных диафрагм ставят промежуточные. Расстояние между промежуточными диафрагмами составляет 3...6 м. Сборные складки изготавливают из тяжелого бетона класса не ниже В30. Для армоцементных складок применяют бетон класса не ниже В20. Сборные предварительно напряженные складки армируют канатной арматурой классов К-7 и К-19. Канаты помещают только в ребрах армоцементных складок.

Поперечное армирование складок, как правило, выполняют неразрезными сетками с перегибом по линии примыкания граней. В стенках армоцементных складок должно располагаться не менее двух тонких тканых или сварных сеток симметрично относительно срединной поверхности. Если арматура является конструктивной, то стенки армируют одной сеткой в средней части сечения. Рассчитывать предварительно напряженные длинные складки рекомендуется по методу совмещения предельных состояний, позволяющего прямым расчетом получать рациональную их высоту и площадь сечения напрягаемой арматуры.

Лекция №8(24)

1. Многоволновые своды-оболочки и своды-складки

Сводами-оболочками называют распорные оболочки двойкой кривизны, в которых пролет l_1 в четыре раза или более превышает их ширину, т. е. длину волны l_2 . Если при этом поперечное сечение конструкции представляет собой складку, то их называют сводами-складками (рис. 1). Как правило, своды-оболочки и своды-складки бывают многоволновыми пространственными конструкциями. Их прогрессивность обуславливается возможностью применения сборных элементов заводского изготовления, простотой монтажа и небольшим расходом материалов. Стрела подъема свода колеблется в больших пределах и составляет $f_1 = (1/12...1/20) l_1$. Высота волны свода $f_2 = (1/12...1/7) l_2$ и $f_1 = (1/60...1/40) l_1$.

Свод работает под нагрузкой как арка, имеющая в поперечном направлении криволинейный или ломаный профиль. Распор сводов воспринимается затяжками (рис. 1,а,б), фундаментами (рис. 1,в,г) или контрфорсами. Шаг затяжек обычно совпадает с шагам волны оболочки или должен быть кратен ему. Распар сводов также может восприниматься затяжками, расположенными ниже уровня пала. Очертание сводов, монтируемых из криволинейных элементов, принимают по дуге окружности. При применении прямолинейных элементов своды будут очерчены как по дуге окружности, так и по квадратной параболе, а также по другим кривым, близким к кривой давления от постоянной нагрузки. Если кривые свода очерчены в продольном и поперечном направлениях по окружности, то такие оболочки называют бачарными сводами. Для перекрытия складских зданий пролетом до 24 м каждая волна свода может

быть смонтирована из двух элементов, стыкуемых в ключе свода (рис. 1,а). Между полуарками свода может быть предусмотрена железобетонная рама для крепления зенитных фонарей.

Для зданий пролетом 18, 21 и 24 м со стрелой подъёма соответственно 9; 7,2 м и 6 м целесообразно использовать армицементные полуарки заводского изготовления. Армицементная панель-оболочка из бетона класса В20 размером 3×12,7 м - это ребристая конструкция с гладкой наружной поверхностью. Ее продольные ребра высотой 380 мм, поперечные высотой 120 мм располагают с шагом 1 м. Оболочка армируется одной тканой сеткой, расположенной в срединной поверхности, ребра - плоскими сварными каркасами. По сравнению с железобетонными, армицементные трехшарнирные своды снижают расход стали и бетона на 15...20 %.

По торцовым краям сборные тонкостенные элементы сводов усиливают армированными ребрами, позволяющими надежно замоноличивать их стыки и обеспечивать устойчивость и прочность сборных элементов при транспортировании и монтаже. При ширине волны $l_2 \leq 1,5$ м и толщине плиты $t \geq 40$ мм криволинейные элементы могут быть изготовлены без торцовых ребер. Крайние тонкостенные элементы свода опирают на фундамент или замыкают

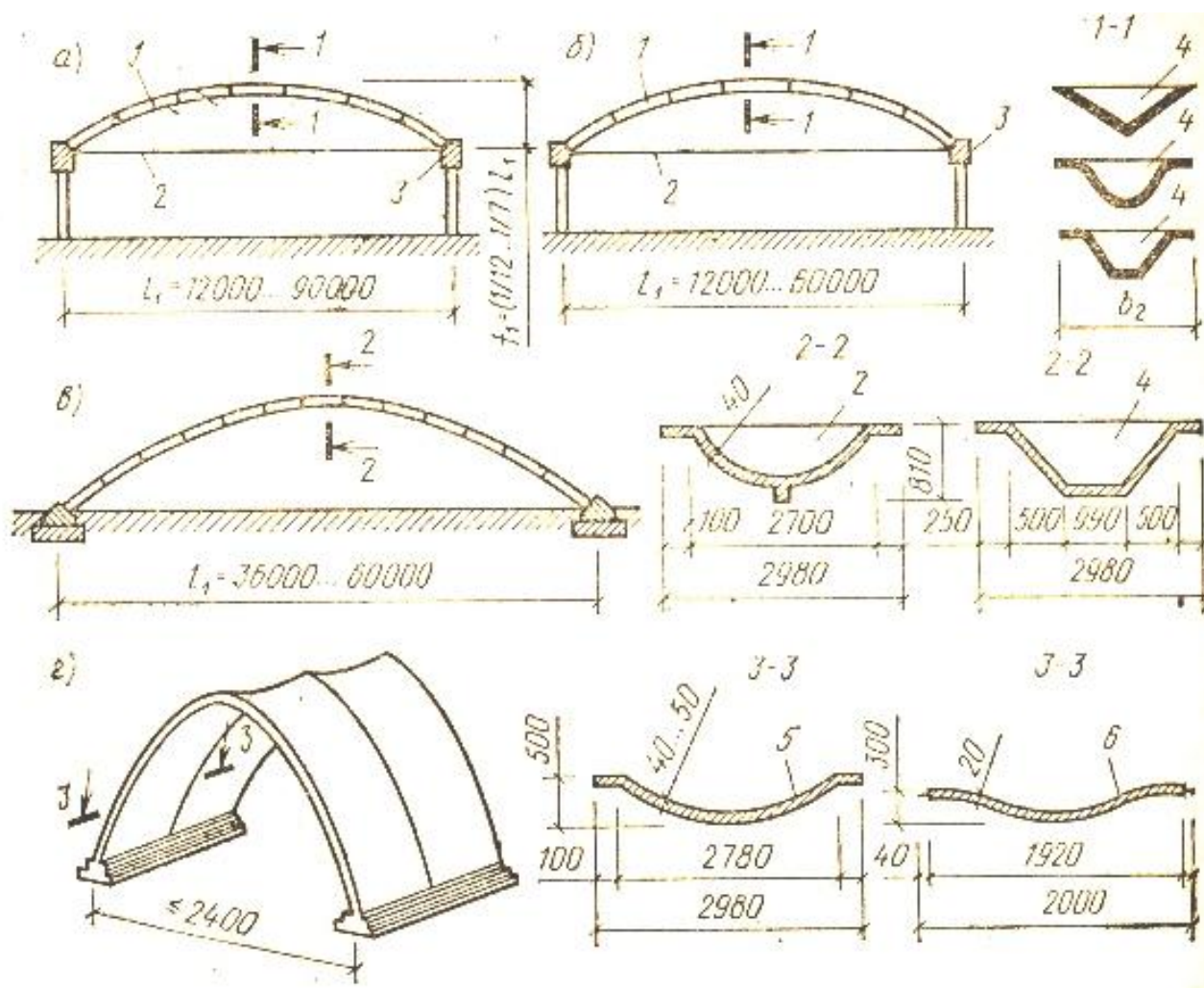


Рис. 1. Покрытия из волнистых сводов

а - из сборных криволинейных элементов с затяжками; б - из прямолинейных элементов с затяжками; в -

*большепролётные своды без затяжек; 2- своды, монтируемые из двух элементов;
1- свод; 2 - затяжка; 3 – опорная балка; 4 - торцовое ребро; 5 - железобетонный элемент;
6 – армоцементный элемент.*

на опорной балке. Вместо данной балки можно усилить торцовое ребро крайнего элемента свода. Многоволновые своды рассчитывают как плоские двухшарнирные арки, имеющие криволинейное или складчатое очертание поперечного сечения. Волнистые своды, собираемые из двух полуарок, рассчитывают как трехшарнирные арки. При расчете учитывают увеличение постоянной нагрузки, распределенной по горизонтальной проекции свода. Дополнительная нагрузка, вызываемая уклоном покрытия, составляет

$$q_1 = q (l / \cos \varphi - l), \quad (1)$$

где q - постоянная нагрузка в ключе свода;

φ - угол наклона касательной к оси свода к горизонту в рассматриваемом сечении.

Прочность сборных элементов проверяют на внецентренное сжатие. При этом в сводах из прямолинейных элементов учитывают дополнительный изгибающий момент $M_1 = Nl_1$, где l_1 - максимальное расстояние между осями свода и отдельного элемента.

2. Купольные покрытия

Тонкостенные оболочки вращения применяют для покрытий круглых в плане зданий и сооружений диаметром до 100 м, например цирков, выставочных залов, резервуаров и т.п. Покрытия состоят из двух конструктивных элементов: оболочки и опорного кольца. Если требуется верхнее естественное освещение, то в куполе устраивают второе - фонарное кольцо. По расходу материалов купола более экономичны, чем другие оболочки. Срединная поверхность оболочки вращения описывается уравнениями второго порядка. Форму очертания поверхности диктуют архитектурные и технологические требования. Однако рациональная ее форма получается при стреле подъема купола $f = (1/5 \dots 1/3)D$. Чаще всего в строительстве применяют сферические оболочки, образованные вращением дуги круга.

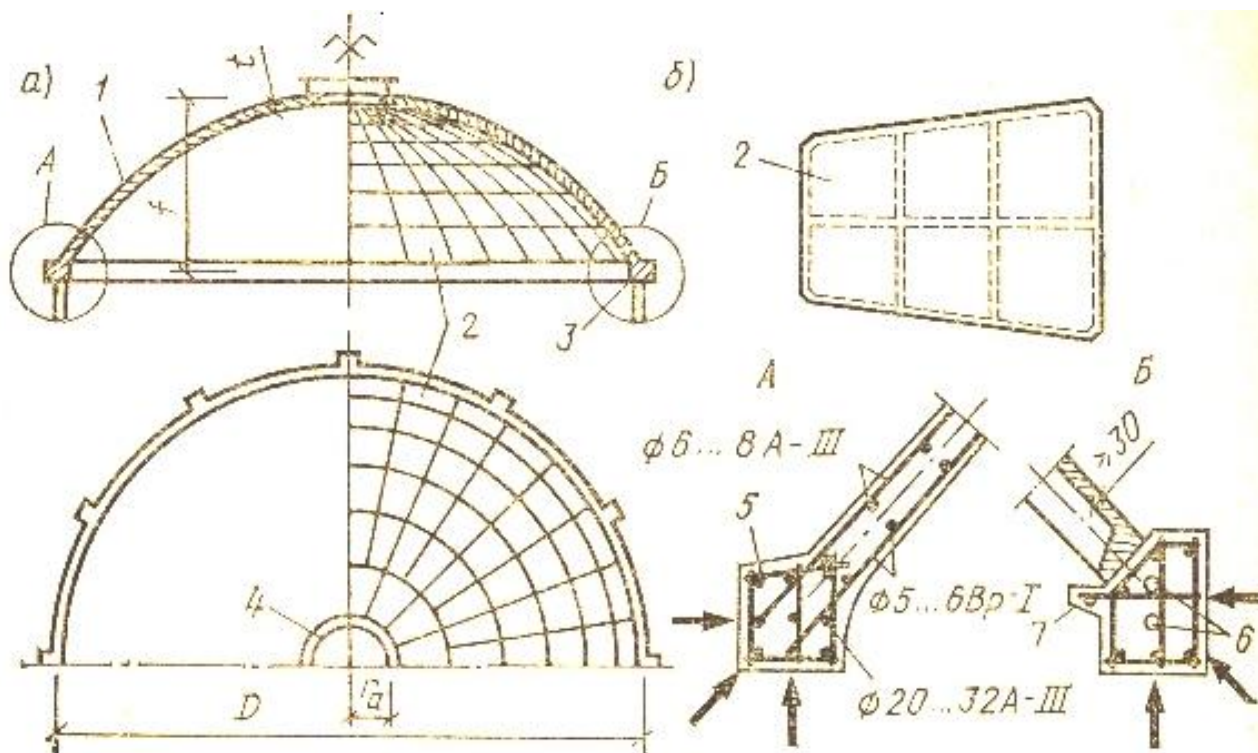


Рис. 2. Купольные покрытия

а - конструкция монолитного купола; б - конструкция сборного купола; 1 - монолитная оболочка купола; 2 - сборная плита купола; 3 - опорное кольцо; 4 - фонарное кольцо; 5 - рабочая ненапрягаемая арматура; 6 - мощные канаты; 7 - выступ опорного кольца

Монолитные купола имеют, как правило, гладкую оболочку вращения (рис. 16.7, *а*). Ее толщина $t \geq 50$ мм и не менее $r/600$, где r - радиус кривизны купола. Для оболочки кругового очертания радиус

$$r = (D^2 + 4f^2) / 3f. \quad (2)$$

Оболочка утолщается у места ее примыкания к опорному кольцу. Оболочка монолитного купола, за исключением приопорных зон, является сжатой, поэтому ее армируют конструктивно одиночной сеткой. При толщине оболочки $t \geq 80$ мм устанавливают двойную сетку. Вблизи опорного кольца оболочку утолщают. Здесь ставят дополнительные сетки с рабочими стержнями в меридиональном и кольцевом направлениях для восприятия растягивающих напряжений. В строительстве применяют в основном купола со сборными оболочками (рис. 16.7, *б*). Разрезка оболочки на сборные элементы может быть радиальной (для небольших куполов) или радиально-кольцевой. В обоих случаях сборные элементы ребристые. Контурные ребра позволяют выполнять надежные сопряжения элементов между собой, а также с опорным и фонарным кольцами. Сборные элементы оболочки имеют трапециевидную форму в плане. При радиальной разрезке оболочки элементы являются криволинейными, а при радиально-кольцевой разрезке как криволинейными, так и плоскими (чаще всего).

Опорное кольцо, которое воспринимает распор оболочки, может быть сборным или монолитным. В обоих случаях с целью повышения трещиностойкости и жесткости оболочки кольцо рекомендуют выполнять с напрягаемой арматурой. Интенсивность предварительного обжатия опорного кольца следует подобрать из расчета обеспечения безмоментного состояния оболочки при действии максимальной эксплуатационной нагрузки. Напрягаемая арматура опорного кольца анкеруется на его выступах, расположенных по периметру в четырех, восьми и более местах в зависимости от диаметра кольца.

3. Висячие покрытия

Пространственные тонкостенные конструкции висячего типа применяют для покрытия стадионов, спортивных залов, рынков и других большепролетных зданий. Эти покрытия состоят из основной конструкции - вантов (гибких тросов), опорного контура прямоугольной, кольцевой, овальной или другой формы в плане и оболочки ограждения, состоящей из сборных железобетонных или армоцементных плит (рис. 3). Плиты крепят к вантам с помощью выступов рабочей арматуры или специальных крюков. Висячие покрытия - пологие пространственные конструкции, так как стрела провеса в центре оболочки составляет лишь 4...10% основного размера здания в плане. Если растягивающие усилия вантов могут быть восприняты наружными оттяжками зданий, рамами зрительных трибун и т. п., то покрытия выполняют с поверхностью одинарной кривизны (рис. 3,а). В зданиях круглой и овальной формы в плане, как правило, принимают ортогональное расположение вантов. Их растягивающие усилия в данном случае воспринимает жесткий опорный контур (рис. 3,б,в) Следует отметить, что для зданий круглой в плане формы целесообразно радиальное расположение вантов. По сравнению с покрытием, имеющим ортогональную систему вантов, радиальное расположение вантов позволяет снижать расход стали и бетона примерно на 30 % .

Монтаж висячих покрытий несложен. К другим преимуществам таких покрытий относят возможность полного использования несущей способности вантов, независимость плит покрытия от пролета оболочки. Поэтому висячие покрытия эффективны, а при пролетах более 100 м они экономичнее любых других пространственных покрытий. Однако таким покрытиям присуща большая деформативность. Чтобы обеспечить стабильность геометрической формы висячих покрытий, ванты подвергают предварительному натяжению следующими способами: их натягивают до замоноличивания швов сборных плит с помощью подвесной монтажной пригрузки, которая снимается после замоноличивания швов бетоном или раствором и приобретения им передаточной прочности, а бетон оболочки обжимается; ванты размещают в каналах и натягивают домкратами после возведения оболочки; швы плит покрытия замоноличивают бетоном на напрягающем цементе, при гидратации которого оболочка подвергается предварительному обжатию; применяют

двухпоясную систему вант (рис. 3,2), в которой нижние ванты - несущие, а верхние - натягающие.

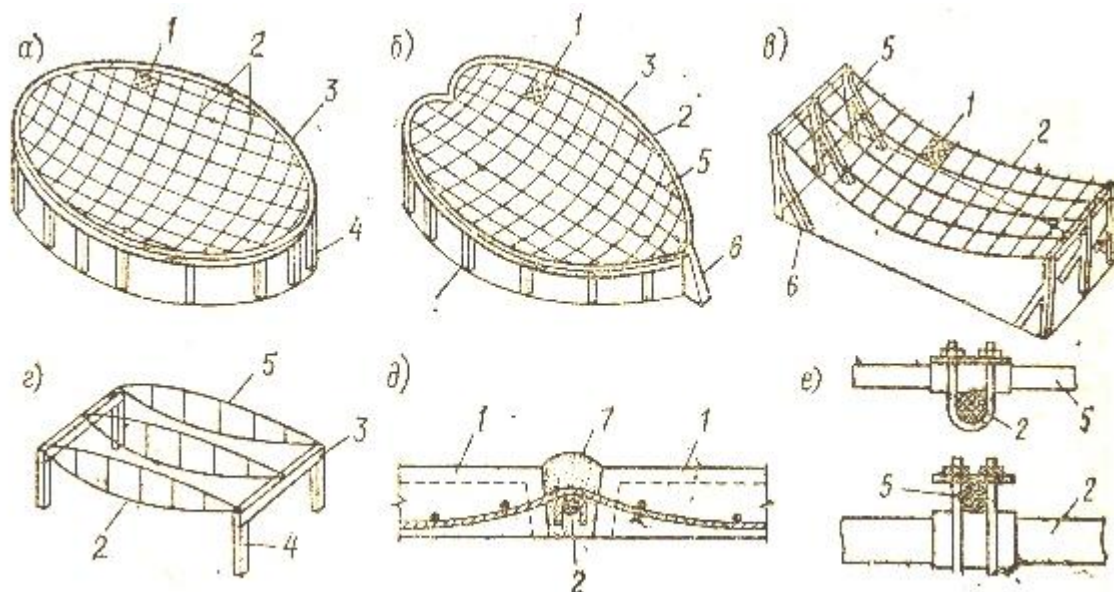


Рис. 3. Конструктивные решения висячих покрытий

*а - зданий круглой формы; б - овальной формы; в - прямоугольной формы; г - покрытие с двойной системой вант; д - детали крепления плит к вантам; е - сопряжения вант;
1 - сборная плита; 2 - провисающий вант; 3 -запорный контур; 4 - колонна;
5 -стабилизирующий вант; 6 - рама; 7 - бетон замоноличивания.*

Ванты небольших покрытий изготовляют из стержневой горячекатаной арматуры классов А-IIIв, А-IV и А-V. Большепролетные покрытия армируют стальными канатами и специальными пучками из высокопрочной проволоки. Опорный контур покрытия выполняют из сборного или сборно-монолитного бетона класса не ниже В30. Для повышения его устойчивости сборные элементы имеют корытообразное поперечное сечение. Ванты закрепляют в опорном контуре с помощью специальных анкерных устройств, позволяющих регулировать их длину во время монтажа покрытия и создания в нем предварительных напряжений.

Лекция №9(25)

КОНСТРУКЦИИ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ И ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

1. Конструкции многоэтажных промышленных зданий

1.1. Конструктивные схемы зданий

Многоэтажные промышленные здания служат для размещения различных производств — цехов легкого машиностроения, приборостроения, химической, электротехнической, радиотехнической, легкой промышленности и др., а также

базисных складов, холодильников, гаражей и т. п. Их проектируют, как правило, каркасными с навесными панелями стен.

Высоту промышленных зданий обычно принимают по условиям технологического процесса в пределах 3...7 этажей (при общей высоте до 40м), а для некоторых видов производств с нетяжелым оборудованием, устанавливаемым на перекрытиях, — до 12...14 этажей. Ширина промышленных зданий может быть равной 18...36 м и более. Высоту этажей и сетку колонн каркаса назначают в соответствии с требованиями типизации элементов конструкций и унификации габаритных параметров. Высоту этажа принимают кратной модулю 1,2 м, т. е. 3,6; 4,8; 6 м, а для первого этажа — иногда 7,2 м. Наиболее распространенная сетка колонн каркаса 6×6, 9×6, 12×6 м. Такие ограниченные размеры сетки обусловлены большими временными нагрузками на перекрытия, которые могут достигать 15 кН/м², а в некоторых случаях 25 кН/м² и более. Для промышленного строительства наиболее удобны многоэтажные каркасные здания без специальных вертикальных диафрагм, поскольку последние ограничивают свободное размещение технологического оборудования и производственных коммуникаций. Основные несущие конструкции многоэтажного каркасного здания — железобетонные рамы и связывающие их междуэтажные перекрытия (рис. 1). Пространственная жесткость здания обеспечивается в поперечном направлении работой много-

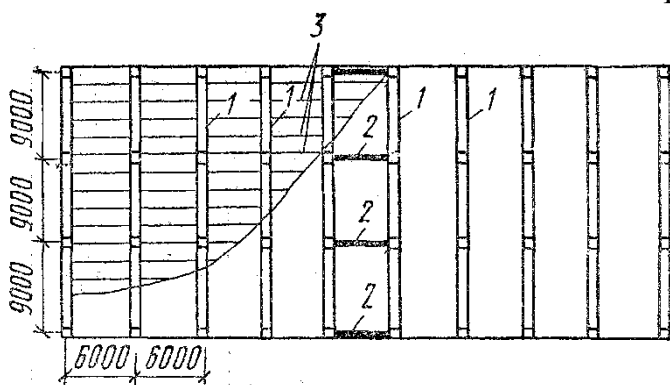


Рис. 1. Конструктивный план многоэтажного каркасного промышленного здания
1 — поперечные рамы; 2 — продольные вертикальные связи; 3 — панели перекрытий

этажных рам с жесткими узлами — рамной системой, а в продольном — работой вертикальных стальных связей или же вертикальных железобетонных диафрагм, располагаемых по рядам колонн и в плоскости наружных стен, — связевой системой (рис. 2). Если в продольном направлении связи или диафрагмы по технологическим условиям не могут быть поставлены, их заменяют продольными ригелями. В этом случае пространственная жесткость и в продольном направлении обеспечивается рамной системой. При относительно небольшой временной нагрузке на перекрытия пространственная жесткость в обоих направлениях обеспечивается связевой системой; при этом во всех этажах устанавливают поперечные вертикальные диафрагмы. Шарнирного соединения ригелей с колоннами в этом решении достигают установкой ригелей на консоли колонн без монтажной сварки в узлах.

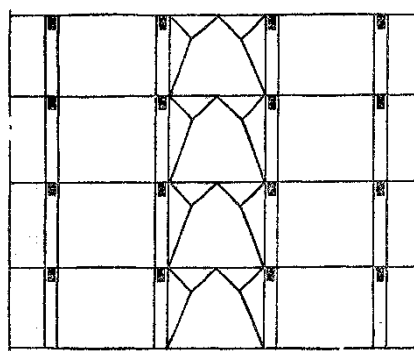


Рис. 2. Вертикальные связи многоэтажного каркаса в

продольном направлении

В зданиях с балочными перекрытиями (рис. 3) верхний этаж при наличии мостовых кранов (здания химической промышленности) компонуют из колонн, ригелей и подкрановых балок, конструктивно аналогичных применяемым для одноэтажных промышленных зданий. Ригели устанавливают на консоли колонн с применением ванной сварки выпусков арматуры и обетонированием

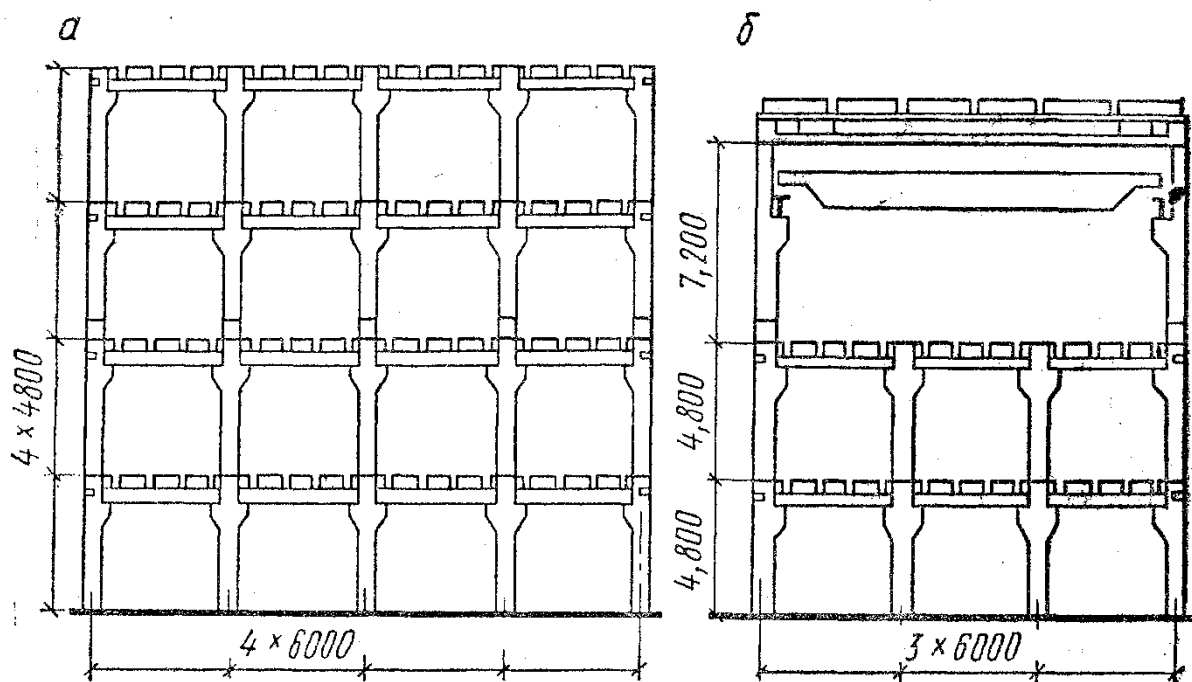


Рис. 3 Конструкции многоэтажных промышленных зданий
а — регулярных; б — с мостовыми кранами в верхнем этаже

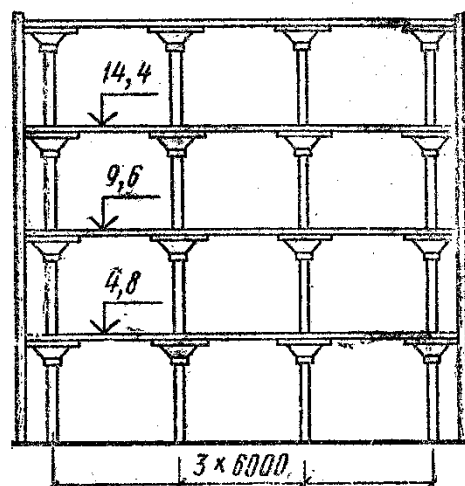
стыка на монтаже. Для междуэтажных перекрытий применяют ребристые плиты шириной 1500 или 3000 мм. Плиты, укладываемые по линии колонн, служат связями-распорками, обеспечивающими устойчивость каркаса на монтаже.

В таких зданиях возможны два типа опирания плит перекрытий: на полки ригелей таврового сечения (для производства со станочным оборудованием, нагрузки от которого близки к равномерно распределенным); по верху ригелей прямоугольного сечения (главным образом, для зданий химической промышленности с оборудованием» проходящим через этажи и передающим большую сосредоточенную нагрузку на одну опору). В обоих типах опирания плит типовые ригели при пролетах 6 и 9 м имеют одинаковое сечение 800 мм и ширину ребра 300 мм.

Типовые конструкции многоэтажных промышленных зданий с балочными перекрытиями разработаны под различные временные нагрузки — 5...25 кН/м².

В зданиях с безбалочными перекрытиями (рис. 4) ригелем многоэтажной рамы в поперечном и продольном направлениях служит безбалочная плита, жестко связанная с колоннами с помощью капителей. Пространственная жесткость здания в обоих направлениях обеспечивается рамной системой. Унификация размеров плит и капителей средних и крайних пролетов безбалочного перекрытия достигается смещением наружных самонесущих стен с оси крайнего ряда колонн на расстояние, равное половине ширины надкапитальной плиты.

Рис. 4. Конструкции многоэтажных промышленных зданий с безбалочными перекрытиями

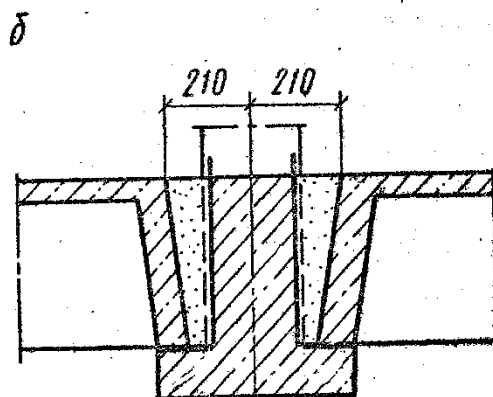
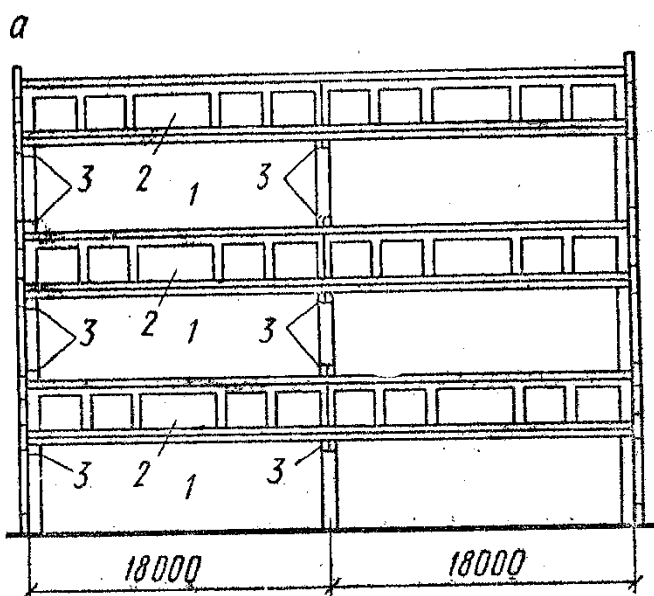


зданий

Многоэтажные промышленные здания с часто расположенными опорами при сетке колонн 6×6 или 9×6 м не всегда удовлетворяют требованиям гибкой планировки цехов, модернизации оборудования и усовершенствования производства без дорогостоящих переустройств. Поэтому применять их следует в случае больших временных нагрузок на перекрытия — более 10 кН/м^2 .

Особенность конструктивного решения универсальных промышленных зданий с этажами в межферменном пространстве состоит в том, что они имеют крупную сетку колонн - 18×6 м, 18×12 м, 24×6 м. Большие пролеты здания перекрывают безраскосными фермами. При этом в пределах конструктивной высоты этих ферм устраивают дополнительные этажи, в которых размещают инженерное оборудование и коммуникации, бытовые, складские и другие вспомогательные помещения. Высота межферменных этажей может быть 2,4м; 3,0м и 3,6м.

Пример решения конструкций универсального промышленного здания



приведен на рис.5,*а*. Здание имеет 6 этажей — три основных и три межферменных. Безраскосные фермы, жестко связанные с колоннами, являются составной частью многоэтажного каркаса и работают как ригели

Рис. 5. Конструкции многоэтажного промышленного здания с межферменными этажами (*а*) и деталь опирания перекрытий на нижний пояс безраскосных ферм (*б*)

1 - основные этажи; 2 — межферменные этажи; 3 — соединения колонн с безраскосными фермами

рам. Крайние стойки ферм вверху и внизу снабжены выступами для соединения с колоннами ниже- и вышележащих этажей. Плиты перекрытий в основных этажах — ребристые; их укладывают на верхний пояс ферм. Плиты перекрытий вспомогательных этажей — пустотные или ребристые; они опираются на полки нижнего пояса ферм (рис. 5,*б*).

1.2. Конструкции многоэтажных рам

Многоэтажные сборные рамы. Их членят на отдельные элементы, изготавливаемые на заводах и полигонах, с соблюдением требований технологичности изготовления и монтажа конструкций. Ригели рамы членят преимущественно на отдельные прямолинейные элементы, стыкуемые по грани колонны скрытым или консольным стыком (рис. 6,*а, б*). Колонны также членят на прямолинейные элементы, стыкуемые через два этажа выше уровня перекрытия. Чтобы сохранить монолитность узлов и уменьшить число типов сборных элементов, многоэтажные рамы в некоторых случаях членят на отдельные однопролетные одноэтажные рамы (рис. 6,*в*).

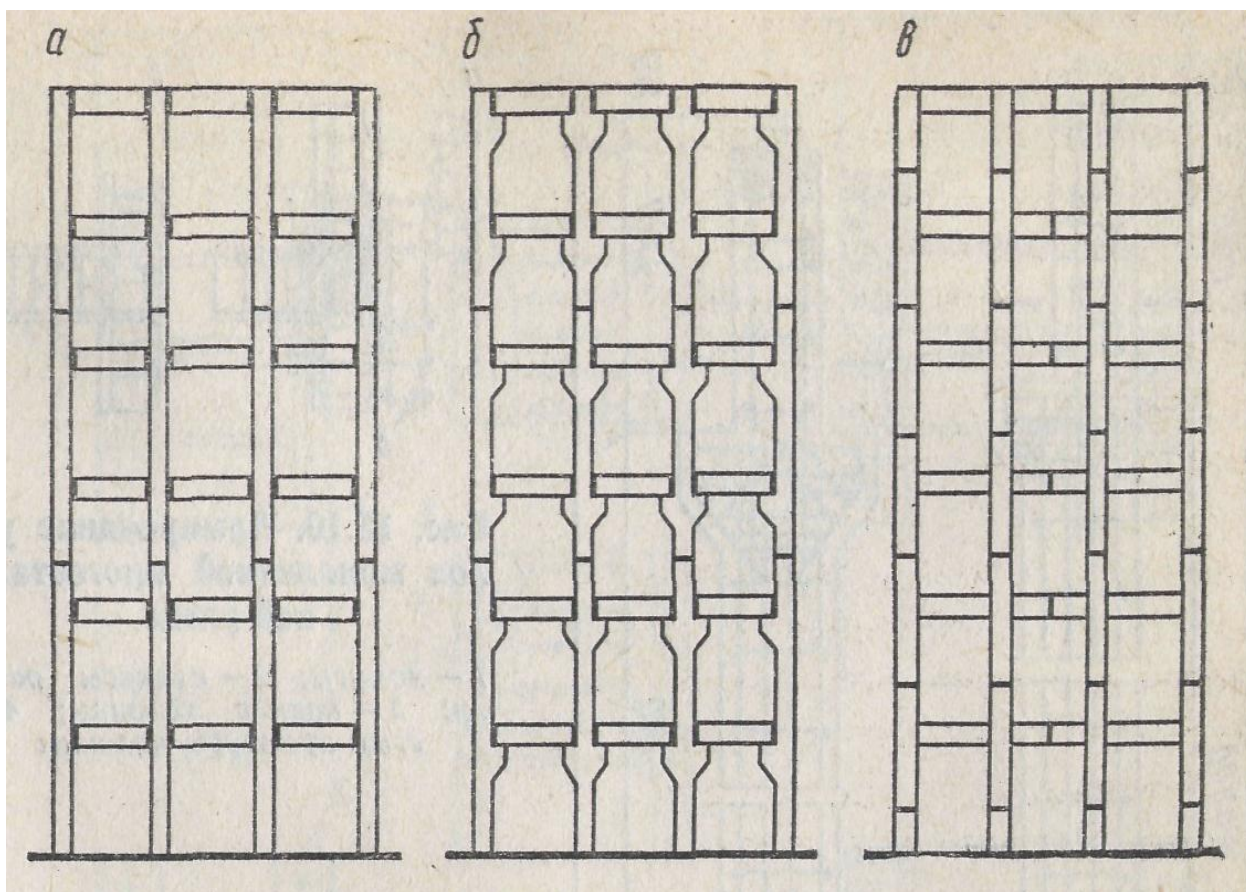
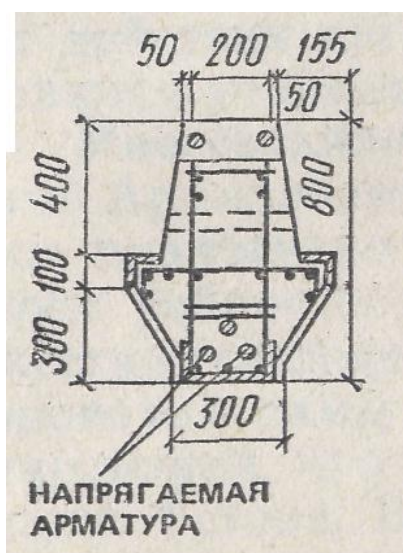
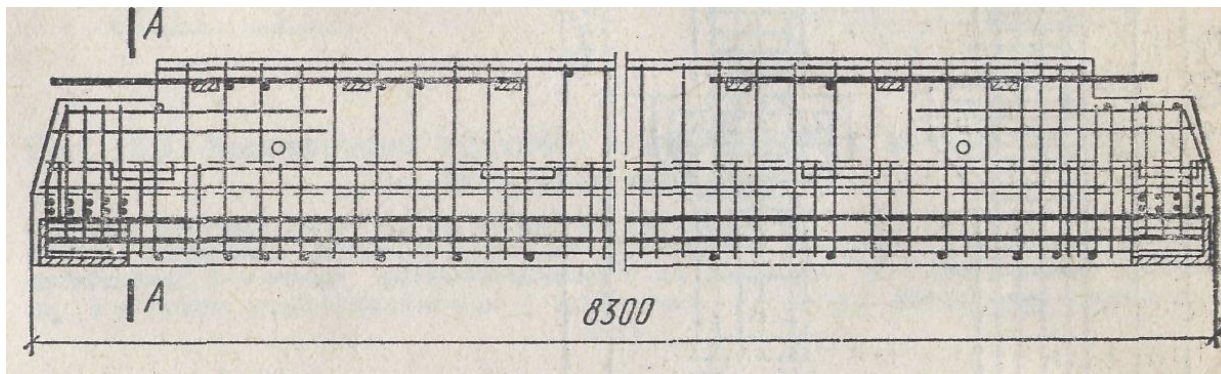


Рис. 6. Конструктивные схемы членения многоэтажных рам на сборные элементы

Стыки многоэтажных сборных рам, как правило, выполняют с замоноличиванием — жесткими. При шарнирных стыках уменьшается общая жесткость здания и снижается сопротивление деформированию при горизонтальных нагрузках. Этот недостаток становится особенно существенным с увеличением числа этажей каркасного здания. Шарнирные стыки ригелей на консолях колонн неэкономичны, особенно в сравнении с жесткими бесконсольными стыками ригелей (*см. рис. ниже*).

Типовые ригели пролетом 6 м армируют ненапрягаемой арматурой, пролетом 9 м — напрягаемой арматурой в пролете (рис. 7). Колонны высотой в два этажа армируют продольной арматурой и поперечными стержнями как внецентренно сжатые элементы (рис. 8).



A-A

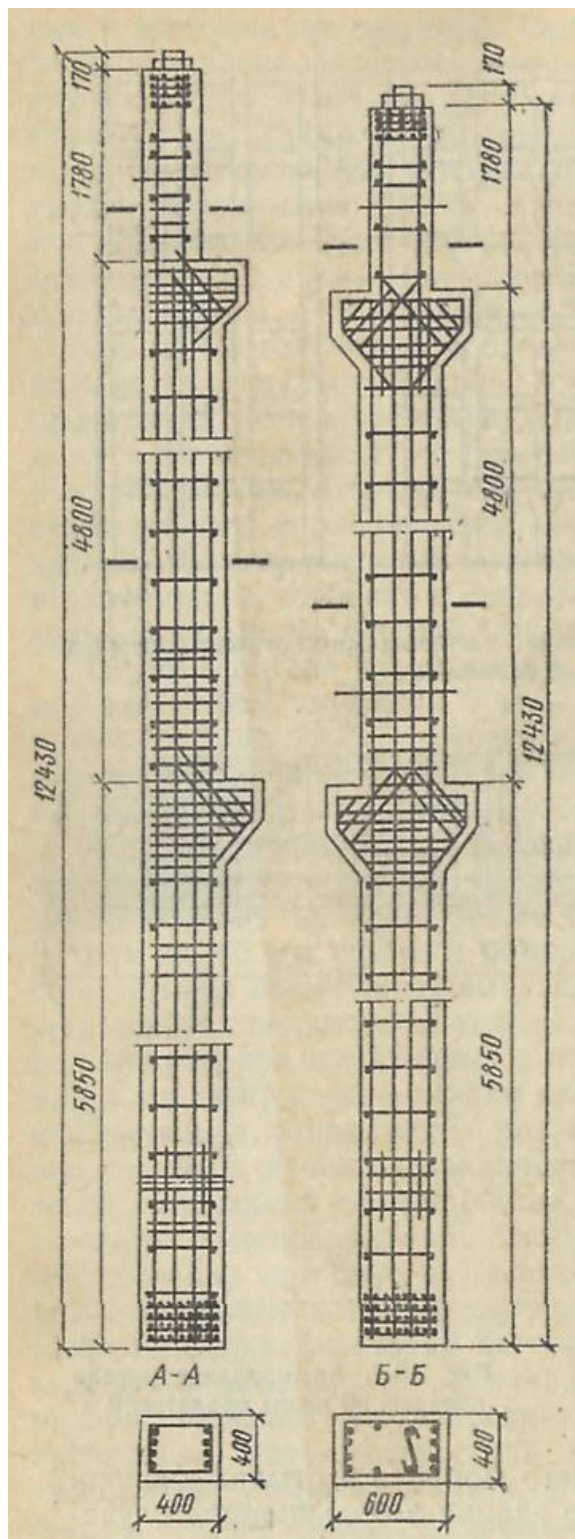


Рис. 7. Армирование ригеля поперечной рамы пролетом 9 м

Рис. 8. Армирование колонн поперечной рамы

Жесткие стыки колонн многоэтажных рам воспринимают продольную силу N , изгибающий момент M и поперечную силу Q . Арматурные выпуски стержней диаметром до 40 мм стыкуют ванной сваркой (рис. 9). При четырёх

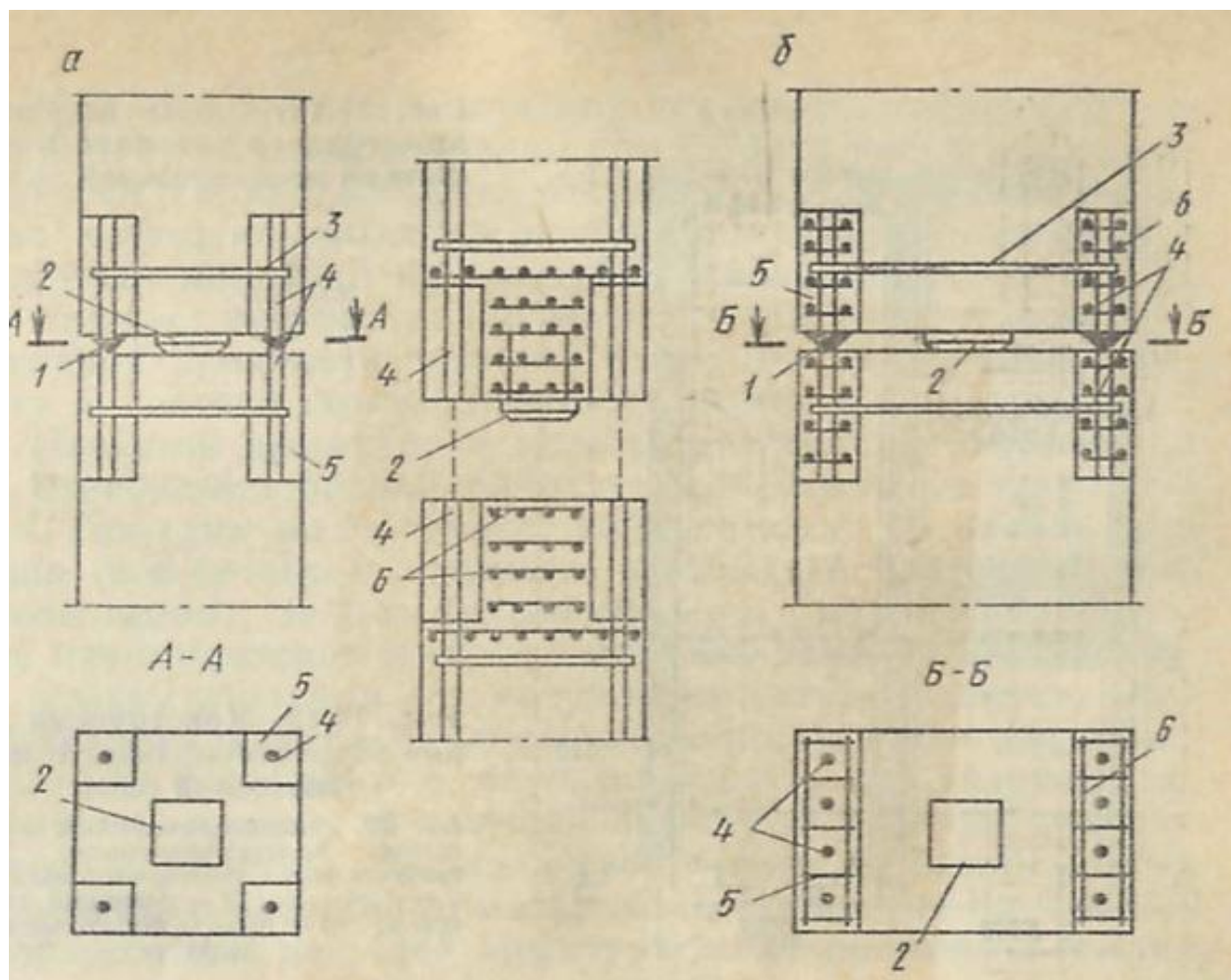


Рис. 9. Конструкция жесткого стыка колонн с ванной сваркой арматурных выпусков

а — при четырех угловых арматурных выпусках; б — при арматурных выпусках по сторонам сечения колонны; 1 — ванная сварка; 2 — центрирующая прокладка; 3 — хомут, устанавливаемый на монтаже; 4 — арматурные выпуски; 5 — бетон замоноличивания в подрезках; 6 — сетки косвенного армирования

арматурных выпусках для удобства сварки устраивают специальные угловые подрезки бетона длиной 150 мм; при арматурных выпусках по периметру сечения подрезку бетона делают по всему периметру. Концы колонн, а также места подрезки бетона усиливают поперечными сетками и заканчивают стальной центрирующей прокладкой (для удобства рихтовки на монтаже). После установки и выверки стыкуемых элементов колонны и сварки арматурных выпусков устанавливают дополнительные монтажные хомуты диаметром 10... 12 мм. Полости стыка (подрезка бетона) и узкий шов между торцами элементов замоноличивают в инвентарной форме под давлением. Исследования показали достаточную прочность и надежность стыка. Описанный стык также экономичнее по расходу стали и трудоемкости в

сравнении с другими стыками, устраиваемыми на сварке стальных закладных деталей.

Уменьшение изгибающего момента в стыках колонн многоэтажного каркасного здания в большинстве случаев достигается выбором места расположения стыка ближе к середине высоты этажа, где изгибающие моменты от действия нагрузок приближаются к нулю и где улучшаются условия для монтажа колонн.

Многоэтажные монолитные и сборно-монолитные рамы. Армирование ригеля многоэтажной монолитной рамы аналогично армированию главной балки монолитного ребристого перекрытия. На крайней опоре ригель жестко соединен с колонной (рис. 10,*а*). При конструировании рамы предусматривают устройство швов бетонирования, что связано с временными перерывами в укладке бетона. Швы бетонирования в колоннах устраивают в уровне верха перекрытия. В этих местах из колонн нижележащего этажа выпускают концы арматуры для соединения с арматурой колонн вышележащего этажа (рис. 10,*б*).

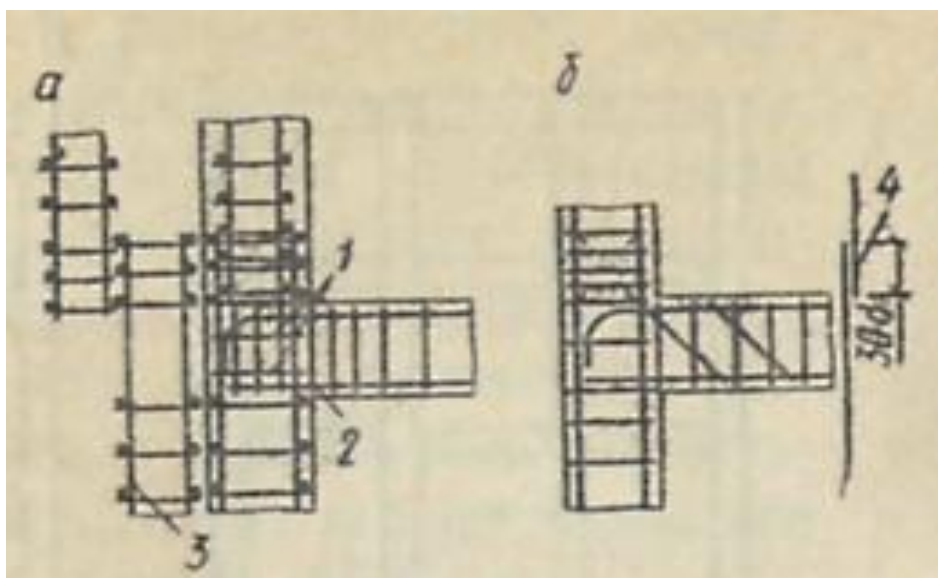
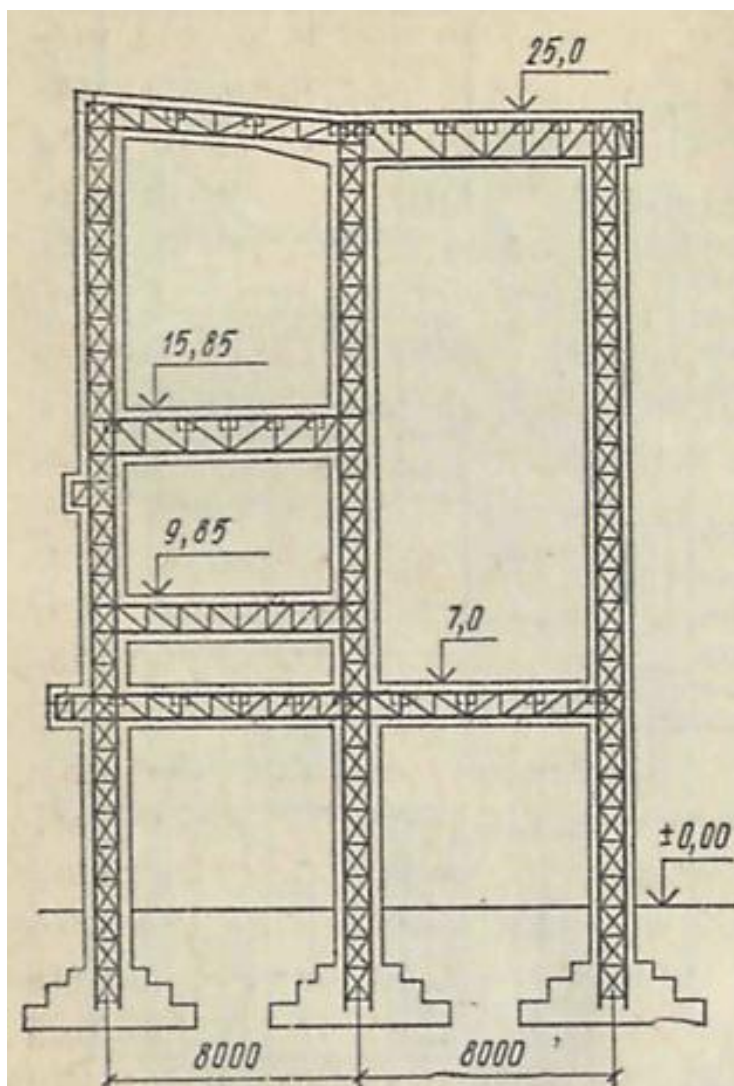


Рис. 10. Армирование узлов монолитной многоэтажной рамы
1 — хомуты; 2 — каркасы ригеля; 3 — каркас колонны; 4 — стык арматуры колонны

Монолитные рамы больших пролетов и с большой высотой этажей целесообразно армировать несущими арматурными каркасами (рис. 11). В процессе строительства несущую арматуру используют вместо лесов для принятия нагрузки от опалубки, свежего бетона и всех монтажных устройств. После приобретения бетоном достаточной прочности несущая арматура включается в работу в составе железобетонного сечения конструкции.

Несущая арматура в период возведения сооружения до отвердения бетона работает как стальная конструкция. Поэтому на нагрузки, возникающие во время монтажа (вес бетона и опалубки, временный транспорт, давление ветра), ее рассчитывают по нормам проектирования металлических конструкций.



**Рис. 11. Схема несущего
арматурного каркаса
Монолитной
многоэтажной рамы**

Опыты показали, что несущая арматура (жесткие профили и сварные пространственные арматурные

каркасы) работает совместно с бетоном вплоть до разрушения. При этом прочность несущей арматуры и бетона используется полностью. Несущая способность железобетонных элементов с несущей арматурой не зависит от начальных напряжений в несущей арматуре, возникающих в стадии возведения.

Сборно-монолитные рамы выполняют с жесткими узлами. Ригель таврового сечения имеет выступающие сверху хомуты и открыто расположенную верхнюю опорную арматуру (рис. 12,а). Поверх ригеля уложены ребристые плиты с зазором между их торцами 120 мм. Жесткость узлового сопряжения ригеля с колонной обеспечивается соединением на опоре верхней арматуры ригеля. Для этой цели в колонне предусмотрено отверстие, через которое пропускают опорные стержни стыка. Для укладки плит ригель может иметь выступающие полочки (рис. 12,б). После монтажа сборных элементов, укладки и сварки опорной арматуры ригеля заполняют бетоном полости между плитами, а также зазоры между торцами ригеля и колонной, чем достигается замоноличивание рамы. При этом ригели благодаря совместной работе с плитами работают как тавровые сечения.

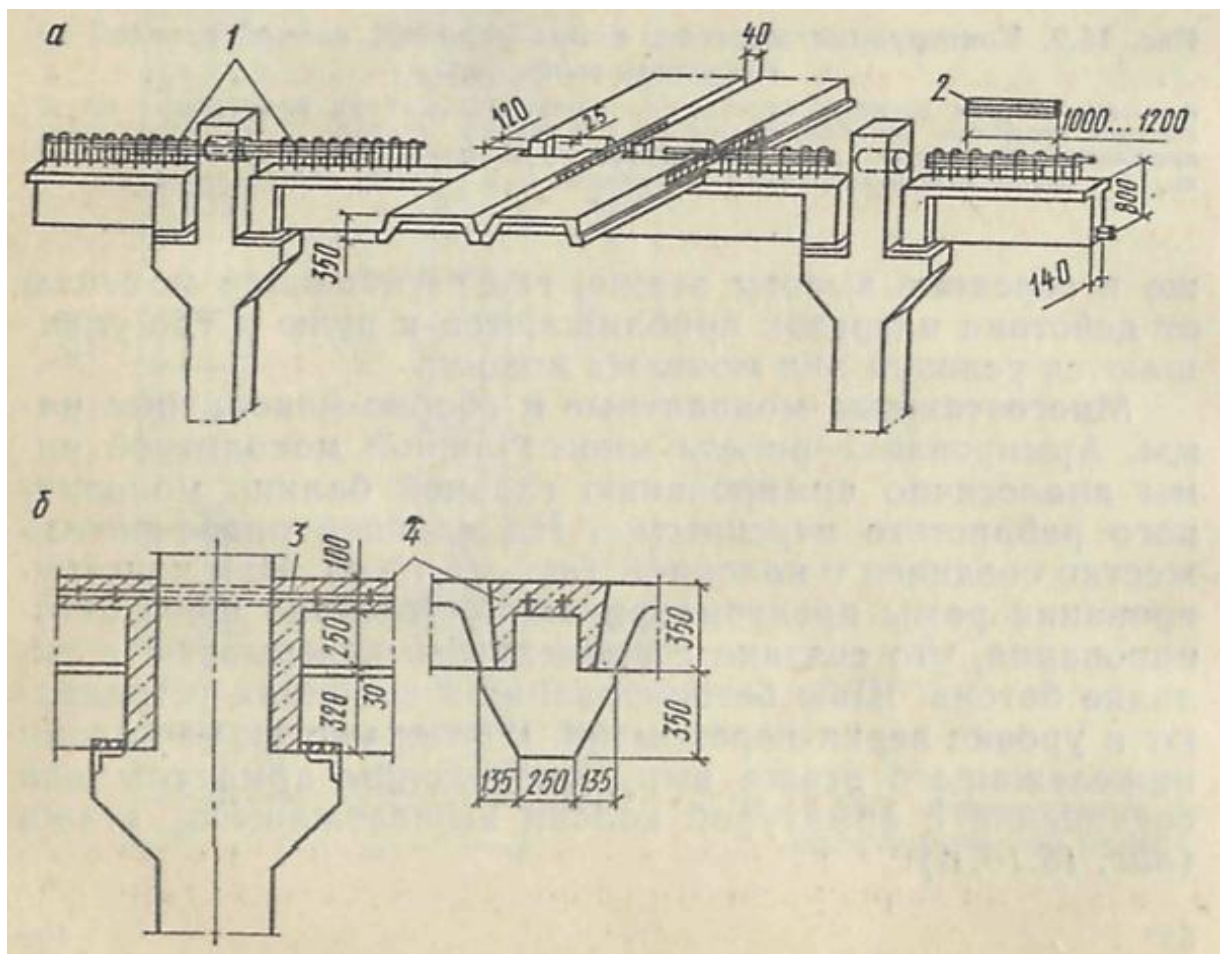


Рис. 12. Конструкция узлов сборно-монолитной многоэтажной рамы
а— до замоноличивания; *б*— после замоноличивания; 1 — монтажные стыки арматуры; 2 — коротыши; 3 — опорный стержень; 4 — зона добетонирования

ЛЕКЦИЯ 10(26)

2. Практический расчет многоэтажных рам

2.1. Предварительный подбор сечений

Плоские рамы, расположенные с определенным шагом и связанные перекрытиями, образуют пространственный блок рам с размерами в плане, равными расстоянию между температурными швами или наружными стенами. Вертикальные постоянные и временные нагрузки, а также горизонтальные ветровые нагрузки приложены одновременно ко всем рамам блока, поэтому пространственный характер работы в этих условиях не проявляется и каждую плоскую раму можно рассчитывать в отдельности на свою нагрузку.

Многоэтажная железобетонная рама статически неопределима и для её расчета необходимо предварительно подобрать сечения ригелей и стоек, определить их жесткости или установить отношение жесткостей. С этой целью

используют примеры ранее запроектированных аналогичных конструкций или предварительно приближенно подбирают сечения. Высоту сечения ригеля определяют по формуле

$$h_0 = 18 \sqrt{M/R_b b}, \quad (1)$$

где $M = 0,6...0,7M_0$; здесь M_0 —изгибающий момент ригеля, вычисленный как для однопролетной свободно лежащей балки.

Площадь сечений колонн находят по приближенной формуле

$$A = (1,2...1,5) N/R_b.$$

По результатам предварительного подбора сечений выполняют взаимную увязку сечений ригелей и стоек и округляют их размеры до унифицированных. Момент инерции сечений ригелей и стоек определяют как для сплошного бетонного сечения. При монолитных перекрытиях момент инерции ригелей определяют как для тавровых сечений с шириной полки, равной шагу рам.

2.2. Усилие от нагрузок

Многоэтажные многопролетные рамы каркасных зданий имеют преимущественно однообразную (регулярную) расчетную схему с равными пролетами или со средним укороченным пролетом на оси симметрии, а также с одинаковой нагрузкой по ярусам (рис. 13,а). Узлы стоек таких рам, расположенные на одной вертикали, имеют примерно равные углы поворота и, следовательно, равные узловые моменты с нулевой точкой моментов в середине высоты этажа (рис, 13,б). Это дает основание расчленить многоэтажную раму на ряд одноэтажных рам со стойками (колоннами) высотой, равной половине высоты этажа, с шарнирами по концам стоек кроме первого этажа.

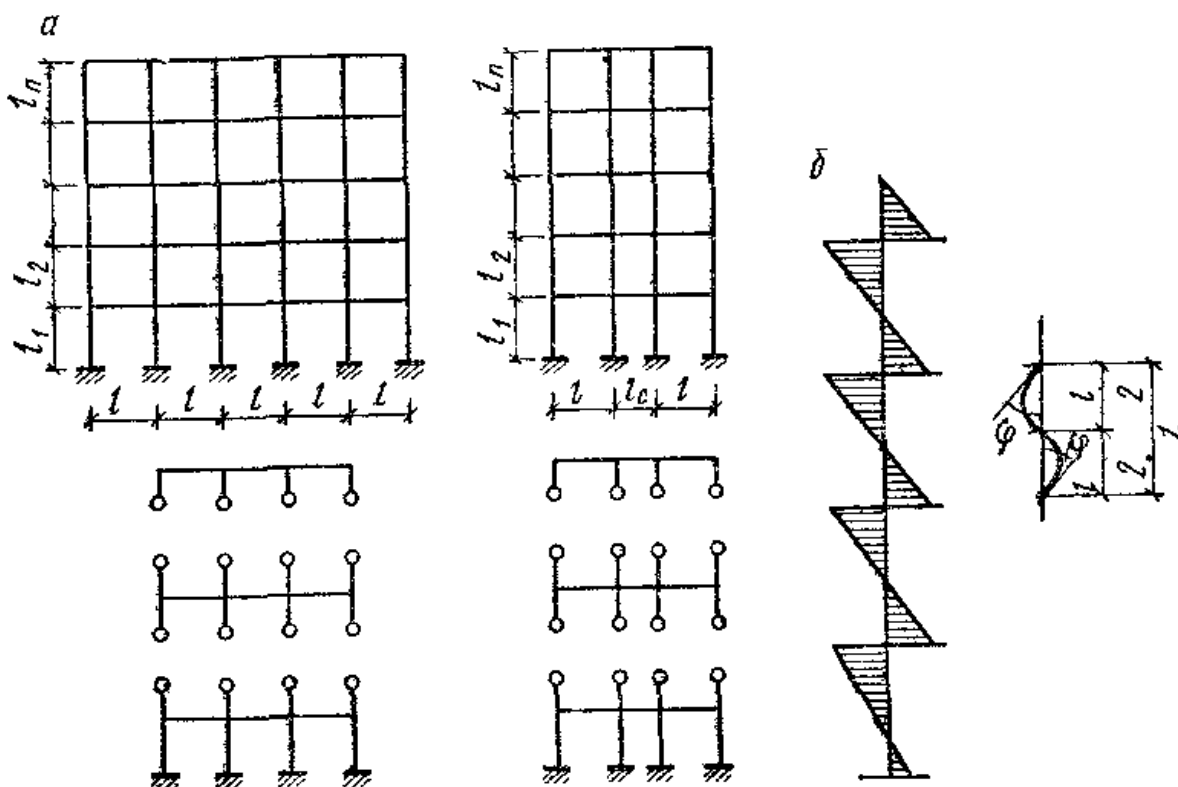


Рис. 13. Расчётные схемы многоэтажных рам (а) и эпюра моментов многоэтажной колонны (б)

На вертикальную нагрузку необходимо рассчитывать три одноэтажные рамы: верхнего, среднего и первого этажа. Если число пролетов рамы больше трех, раму практически заменяют трёхпролётной рамой и полагают изгибающие моменты в средних пролетах многопролётной рамы такими же, как и в среднем пролете трёхпролётной рамы.

При расчете по методу перемещений число неизвестных углов поворота равно числу узлов в одном ярусе рамы. Горизонтальным смещением при вертикальных нагрузках обычно пренебрегают. При расчете по методу сил в качестве неизвестных принимают опорные моменты ригелей одного яруса рамы и сводят задачу к решению трехчленных уравнений балки на упруговращающихся опорах. Расчет также можно выполнять по таблицам. Если ригель рамы на крайних опорах шарнирно опирается на несущие наружные стены, расчет предусмотрен табличным способом. В таблицах опорные моменты ригелей рамы, имеющей колонны с одинаковыми сечениями

$$M = (\alpha g + \beta v) l^2,$$

где α, β — табличные коэффициенты, зависящие от схемы загрузки постоянной и временной нагрузками и от отношения суммы погонных жесткостей стоек, примыкающих к узлу, к погонной жесткости ригеля; g, v — постоянная и временная нагрузка на 1 м ригеля; l — пролет ригеля между осями колонн.

Изгибающие моменты в стойках для каждой схемы загрузки рамы определяют по разности опорных моментов ригелей в узле, распределяя её пропорционально погонным жесткостям стоек.

Изгибающие моменты в пролетных сечениях ригелей, а также поперечные силы определяют обычными способами как в однопролетной балке с опорными моментами по концам, нагруженной внешней нагрузкой.

При расчете рам целесообразно учитывать образование пластических шарниров и выравнять изгибающие моменты для достижения экономического и производственного эффекта: облегчения сборных стыков, увеличения повторяемости элементов опалубки и арматуры, упрощения армирования монтажных узлов, облегчения условий бетонирования их и т. п. Для этого раму (как и ригель балочного перекрытия) рассчитывают на действие постоянной нагрузки и временной нагрузки при различных загружениях как упругую систему. Затем для каждого из загружений строят свою добавочную эпюру моментов, которую суммируют с эпюрой упругой системы.

Значение выровненного момента не оговаривается, но для его определения следует выполнить расчеты по предельным состояниям второй группы. Практически необходимо, чтобы выровненный момент в расчетном сечении составлял не менее 70 % момента в упругой схеме.

В рамных конструкциях целесообразно намечать места образования пластических шарниров на опорах ригелей и уменьшать опорные моменты. При допущении, что рама рассчитана как упругая система, для определенного загружения получена эпюра моментов (рис. 14,а). Если теперь для этого же загружения строить добавочную эпюру моментов, то добавочный опорный момент ΔM будет заданной величиной. Вследствие этого рассматриваемую раму и систему канонических уравнений расчлениют на две более простые системы с меньшим числом неизвестных (рис. 14,б). Выровненная эпюра M ригелей рамы изображена на рис. 14,в.

При упрощенном способе выравнивания моментов ригели многоэтажных и многопролетных рам загружают временной нагрузкой через пролет и постоянной нагрузкой во всех пролетах; при этом получают эпюру моментов с максимальными моментами в загруженных пролётах и на стойках, которую принимают в качестве выровненной эпюры моментов (рис. 14,г). Опорные моменты ригелей в такой эпюре при отношениях интенсивности временной и постоянной нагрузок $v/g < 5$ обычно составляют не менее 70% максимального момента в упругой схеме. В расчете по выровненным моментам необходимо, чтобы в сечениях стоек рам момент продольной силы относительно центра тяжести сжатой зоны составлял не менее 70% соответствующего момента в упругой схеме, а в сечениях стоек рам, работающих по случаю 2, кроме того, воспринималась полная продольная сила и, по крайней мере, половина изгибающего момента в упругой схеме.

Расчет на горизонтальные (ветровые) нагрузки выполняют приближенным методом. Распределенную горизонтальную нагрузку заменяют сосредоточенными силами, приложенными к узлам рамы (рис. 15). Нулевую точку эпюры моментов стоек всех этажей рамы, кроме первого, считают расположенной в середине высоты этажа, а в первом этаже (при защемлении

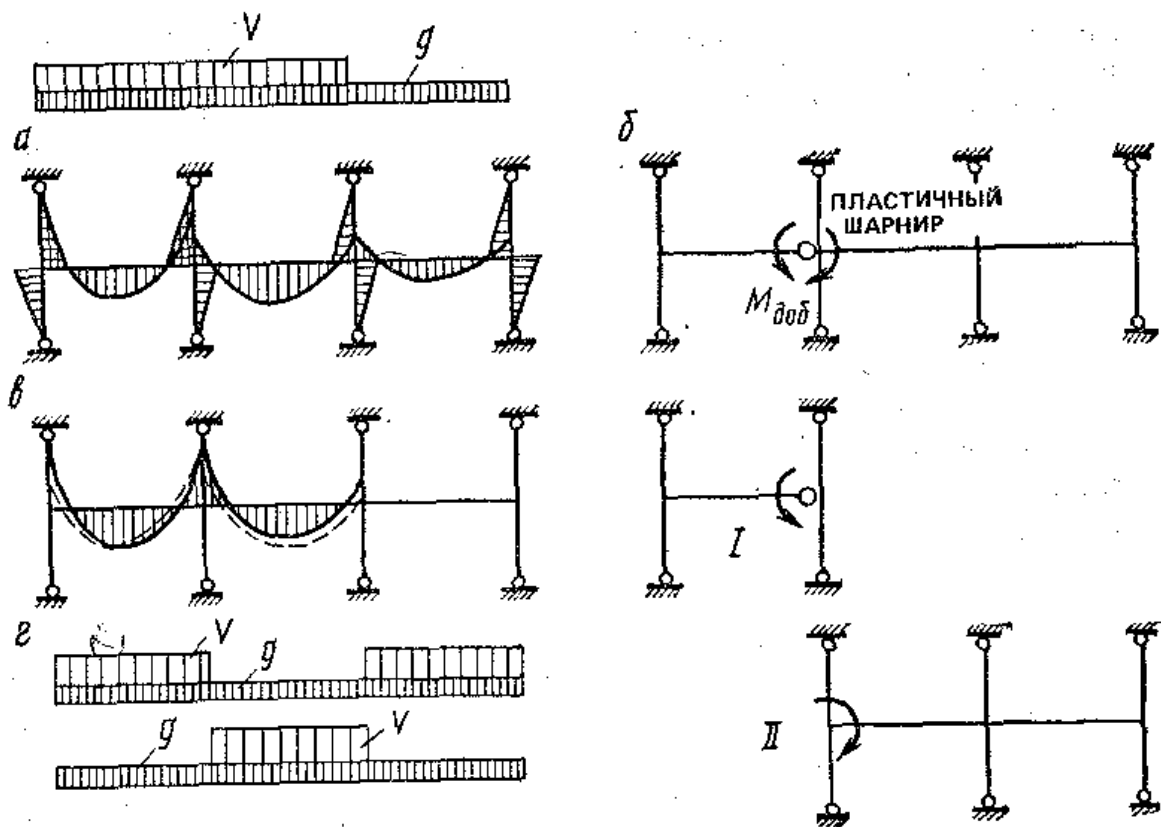


Рис. 14. К расчёту многоэтажных рам на вертикальные нагрузки по выровненным моментам

стоек в фундаменте) — на расстоянии $2/3$ высоты, считая от места заземления.

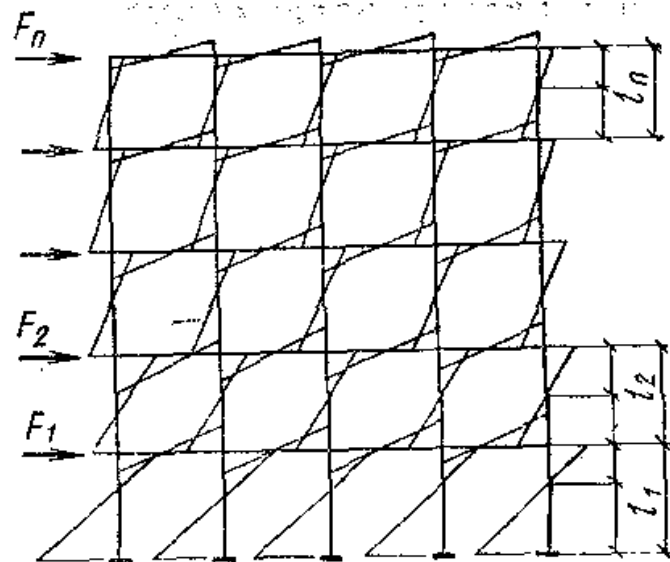


Рис. 15. К расчёту многоэтажных рам на горизонтальные нагрузки

Ярусные поперечные силы рамы

$$Q_1 = F_1 + F_2 + \dots + F_n;$$

$$Q_2 = F_1 + F_2 + \dots + F_n \text{ и т.д.};$$

они распределяются между отдельными стойками пропорционально жесткостям

$$Q = Q_h \left(B \sum_1^m B_i \right), \quad (2)$$

где B — жесткость сечения стойки; m — число стоек в ярусе.

Крайние стойки рамы, имеющие меньшую степень защемления в узле, чем средние стойки (поскольку к крайнему узлу ригель примыкает только с одной стороны), воспринимают относительно меньшую долю ярусной поперечной силы, что учитывают в расчете условным уменьшением жесткости крайних стоек, умножая на коэффициент $\beta < 1$.

По найденным поперечным силам определяют изгибающие моменты на стойках всех этажей, кроме первого:

$$M = Q l / 2. \quad (3)$$

Для первого этажа изгибающий момент стойки в верхнем и нижнем сечениях

$$M = Q l / 3; \quad M = 2 Q l / 3. \quad (4)$$

При определении опорных моментов ригелей суммарный момент в узле рамы от выше и ниже расположенных стоек распределяется между ригелями пропорционально их погонным жесткостям. В крайнем узле момент ригеля равен сумме моментов стоек.

2.3. Упрощенный метод расчета рам на горизонтальные нагрузки

Здание рассматривается как единая консоль, жесткость которой равна сумме жесткостей колонн:

$$B = \sum B_i; \quad B_i = E_b \cdot J_i; \quad J_i = b \cdot h_i^3 / 12; \quad (5)$$

где B - жесткость колонн, J - момент инерции сечения колонн.

Ветровой отсос и напор давления заменяются эквивалентной прямоугольной эпюрой давления:

$$M = \frac{W_э \cdot l^2}{2}. \quad (6)$$

Распределенную нагрузку заменяют эквивалентной ярусной нагрузкой:

$$F_i = W_э \cdot l_1, \quad (7)$$

где $W_э$ - эквивалентная ветровая нагрузка.

Получив общую эпюру моментов для рамы как для консоли, распределенные между колоннами моменты в каждом ярусе пропорциональны погонным жесткостям:

$$B_{i,ноз} = B_i / l_i; \quad M_i = M \cdot \frac{B_{i,ноз}}{\sum B_{i,ноз}}. \quad (8)$$

По полученным данным строят эпюры моментов и производят подбор сечений.

2.4. Расчетные усилия и подбор сечений

На основании эпюр моментов и поперечных сил рамы от различных загрузок строят огибающие эпюры M и вычисляют соответствующие им продольные силы стоек N для основных и дополнительных сочетаний нагрузок.

Для расчетных сечений по огибающим эпюрам должны быть найдены значения M_{max} и M_{min} и соответствующие им значения N , а также N_{max} и соответствующие им значения M . Расчетные усилия могут быть найдены также составлением таблицы, куда вписывают значения усилий, соответствующие отдельным загрузкам. Расчетными сечениями для ригелей являются сечения на опорах и в пролете, для колонн — сечения вверху, внизу и, кроме того, для высоких колонн — одно-двух промежуточных сечениях по высоте.

Сечение ригелей и стоек подбирают как для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов. Если моменты имеют разные знаки, но близки по значению, сечения армируют симметричной арматурой. Расчетную длину стоек принимают (при числе пролетов не менее двух, жестком соединении ригелей с колоннами): сборных — $l_o = l$, монолитных — $l_o = 0,7 l$.

Для расчета усилий многоэтажных рам с применением ЭВМ имеются разработанные программы.

ЛЕКЦИЯ 11(27)

3. Конструкции многоэтажных гражданских зданий

3.1. Конструктивные схемы зданий

Общие сведения. Многоэтажные гражданские каркасные и панельные (бескаркасные) здания для массового строительства проектируют высотой 12...16 этажей, а в ряде случаев — 20 этажей и более. Сетка колонн, шаг несущих стен и высоту этажей выбирают в соответствии с требованиями типизации элементов конструкций и унификации габаритных параметров. Конструктивные схемы зданий, возводимых из сборных элементов, характерны постоянством геометрических размеров по высоте, регулярностью типовых элементов конструкций, четким решением плана.

Каркасные конструкции. Их применяют для различных административных и общественных зданий с большими помещениями, редко расположенными перегородками, а в некоторых случаях и для жилых домов

высотой более 25 этажей. Основными несущими конструкциями многоэтажного каркасного здания в гражданском строительстве являются железобетонные рамы, вертикальные связевые диафрагмы и связывающие их междуэтажные перекрытия.

При действии горизонтальных нагрузок совместная работа разнотипных вертикальных конструкций в многоэтажном здании достигается благодаря высокой жесткости при изгибе в своей плоскости междуэтажных перекрытий, работающих как горизонтальные диафрагмы. Сборные перекрытия в результате сопряжения с помощью закладных деталей и замоноличивания швов между отдельными плитами также обладают высокой жесткостью при изгибе в своей плоскости.

Важнейшим условием достижения высоких эксплуатационных качеств многоэтажного здания является обеспечение его надежного сопротивления горизонтальным нагрузкам и воздействиям. Необходимую пространственную жесткость такого здания достигают различными вариантами компоновки конструктивной схемы, в основном отличающимися способами восприятия горизонтальных нагрузок.

Например, при поперечных многоэтажных рамах и поперечных вертикальных связевых диафрагмах горизонтальные нагрузки воспринимаются вертикальными конструкциями совместно и каркасное здание в поперечном направлении работает по *рамно-связевой системе*, при этом в продольном направлении при наличии только вертикальных связевых диафрагм здание работает по связевой системе (рис. 16,а).

При поперечном расположении вертикальных связевых диафрагм и продольном расположении многоэтажных рам здание в поперечном направлении работает по *связевой системе*, а в продольном направлении — по рамной системе (рис. 16,б). Конструктивная схема каркаса при шарнирном соединении ригелей с колоннами будет связевой в обоих направлениях.

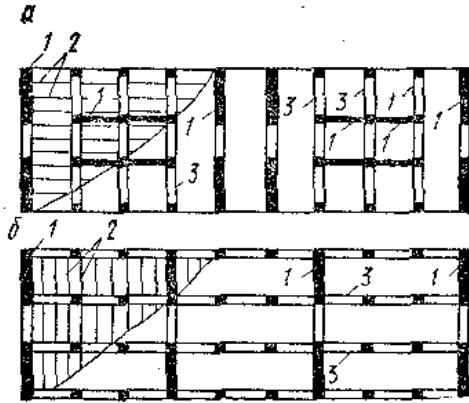


Рис. 15.16. Конструктивные планы каркасных многоэтажных гражданских зданий

а — с поперечными рамами; б — с продольными рамами; 1 — связевые диафрагмы; 2 — панели перекрытий; 3 — ригели рам

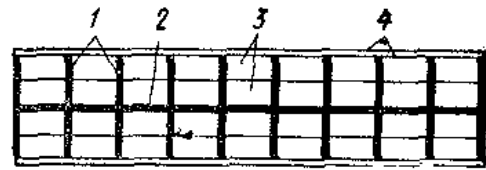


Рис. 15.17. Конструктивный план панельного здания

1 — поперечные несущие панели стен; 2 — продольные несущие панели стен; 3 — плиты перекрытия; 4 — навесные панели ограждающих стен

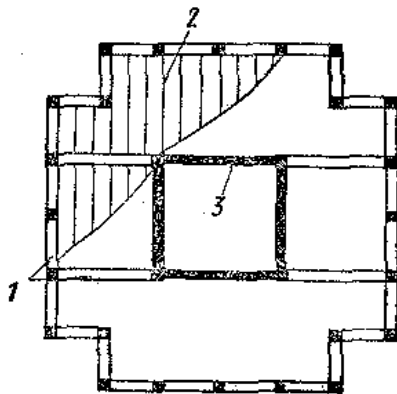


Рис. 15.18. Конструктивный план многоэтажного каркасного здания с центральным ядром жесткости

1 — ригели рам; 2 — плиты перекрытия; 3 — ядро жесткости

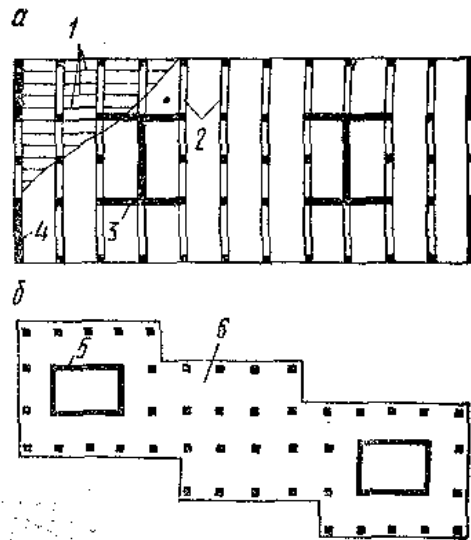


Рис. 15.19. Конструктивные планы многоэтажных каркасных зданий

а — с двумя ядрами жесткости; б — с двумя ядрами жесткости, сложной конфигурации, возводимые методом подъема перекрытий; 1 — плиты перекрытия; 2 — ригели рам; 3 — ядро жесткости двутаврового профиля; 4 — связевые диафрагмы; 5 — замкнутое ядро жесткости; 6 — монолитное безбалочное перекрытие

В строительстве многоэтажных каркасных зданий применяют различные конструктивные схемы; связевые в обоих направлениях или же рамно-связевые в одном направлении и связевые в другом. Для возведения в сейсмических районах страны зданий в монолитном железобетоне применяют системы рамно-связевые и рамные.

Панельные конструкции. Их применяют для жилых домов, гостиниц, пансионатов и других аналогичных зданий с часто расположенными перегородками и стенами. В панельных зданиях основными несущими конструкциями служат вертикальные диафрагмы, образованные панелями внутренних несущих стен, расположенными в поперечном или продольном направлении, и связывающие их междуэтажные перекрытия. Панели наружных стен навешивают на торцы панелей несущих стен. Многоэтажное панельное здание как в поперечном, так и в продольном направлениях воспринимает горизонтальную нагрузку по связевой системе (рис. 17). Возможны другие конструктивные схемы многоэтажных зданий. К ним относятся, например, каркасное здание с центральным ядром жесткости, в котором в качестве вертикальных связевых диафрагм используют внутренние стены сблокированных лифтовых и вентиляционных шахт, лестничных клеток (рис. 18); здание с двумя ядрами жесткости открытого профиля — в виде двутавров (рис. 19,а); здание с двумя ядрами жесткости и сложной конфигурацией в плане, позволяющей индивидуализировать архитектурное решение (рис. 19,б). В описанных конструктивных схемах зданий горизонтальные воздействия воспринимаются по рамно-связевой или связевой системе.

В зданиях с центральным ядром жесткости в целях обеспечения удобной свободной планировки сетку колонн укрупняют, в ряде решений внутренние колонны исключают и элементы перекрытий опирают на наружные колонны и внутреннее ядро жесткости. Ригели перекрытий пролетом 12...15 м проектируют предварительно напряженными, шарнирно связанными с колоннами, панели перекрытий — пустотными или коробчатыми. Горизонтальное воздействие на здание воспринимается по связевой системе.

В зданиях с двумя ядрами жесткости и сложной конфигурацией в плане перекрытия выполняют монолитными в виде безбалочной бескапитальной плиты. Возводят такие здания методом подъема (перекрытий или этажей). При этом методе полигоном для изготовления перекрытий поднимаемых элементов служит перекрытие над подвалом. Перекрытия бетонируют одно над другим в виде пакета с разделяющими прослойками. В местах, где проходят колонны, в них оставляют отверстия, окаймлённые стальными воротниками, заделанными в бетоне. В проектное положение перекрытия поднимают с помощью стальных тяжей и гидравлических домкратов, установленных на колоннах верхнего яруса. После подъёма перекрытия в проектное положение стальные воротники крепят к стальным деталям колонн на сварке. При этой конструктивной схеме восприятие горизонтального воздействия на здание осуществляется по связевой системе, а при обеспечении конструктивной связи на опорах плит перекрытий с колоннами — по рамно-связевой системе, в которой ригелями служат безбалочные плиты. Весьма перспективной является конструктивная схема

многоэтажного каркасного здания, в которой горизонтальные нагрузки воспринимаются внешней железобетонной коробкой рамной конструкции (рис. 20), внутренние ядра жесткости и вертикальные связевые диафрагмы исключены. Перенос вертикальных несущих конструкций на внешний контур

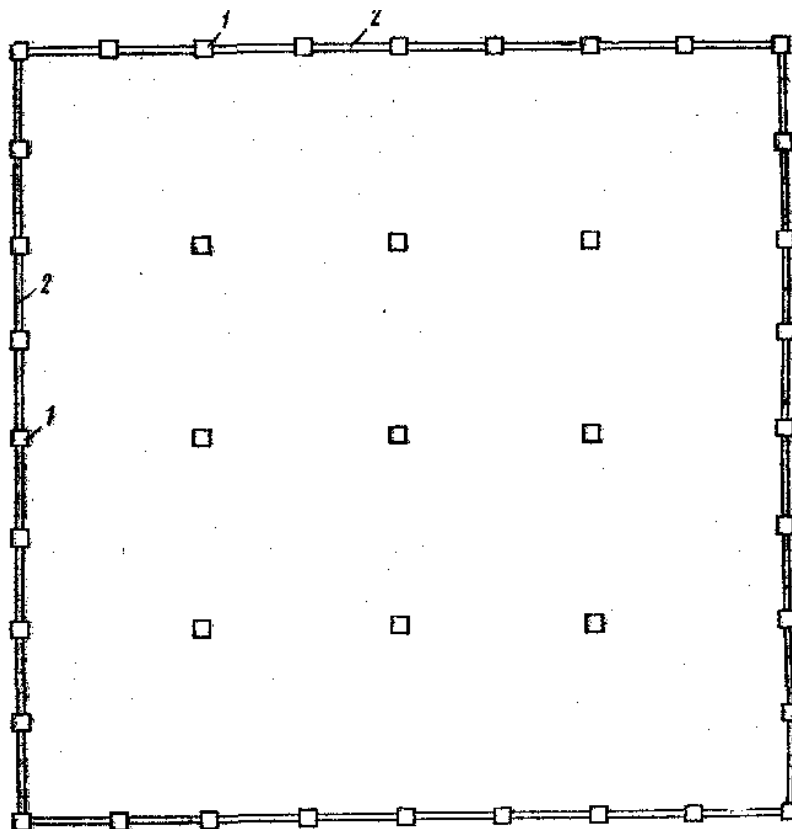


Рис. 20 Многоэтажное здание с внешней коробкой рамной конструкции
1 — колонна; 2 — ригели

здания и восприятие горизонтальной нагрузки внешней пространственной рамой существенно повышает боковую жесткость высокого здания, обеспечивает снижение материалоемкости и трудоёмкости конструкции.

3.2. Основные вертикальные конструкции

Многоэтажные рамы высотой до 16 этажей имеют колонны постоянного сечения по всей высоте здания (рис. 21,а). Увеличение несущей способности колонн нижних этажей достигают повышением класса бетона, процента армирования, применением жесткой арматуры. Элементы сборных колонн в целях снижения трудоемкости на монтаже выполняют размером на 2...4 этажа.

Комбинированные вертикальные связевые диафрагмы, состоящие из сплошной и рамной частей, сохраняют регулярную структуру — размеры элементов и пролетов ригелей — по всей высоте здания (рис. 21,б). Вертикальные связевые диафрагмы с проемами и ядра жесткости имеют железобетонные перемычки, жестко связанные на опорах с простенками, и также сохраняют регулярную структуру по всей высоте здания (рис. 21,в).

Стыки ригелей с колоннами выполняют жесткими на консолях, бесконсольными и шарнирными (см. предыдущую лекцию). При жестком соединении ригелей с колоннами существенно повышается общая жесткость многоэтажного здания и достигается экономия металла на армирование ригелей (по условиям прочности, трещиностойкости и предельных прогибов).

Рис. 15.21. Основные вертикальные конструкции многоэтажных зданий

a — многоэтажные регулярные рамы;
б — связевые комбинированные диафрагмы;
в — связевые диафрагмы с проемами

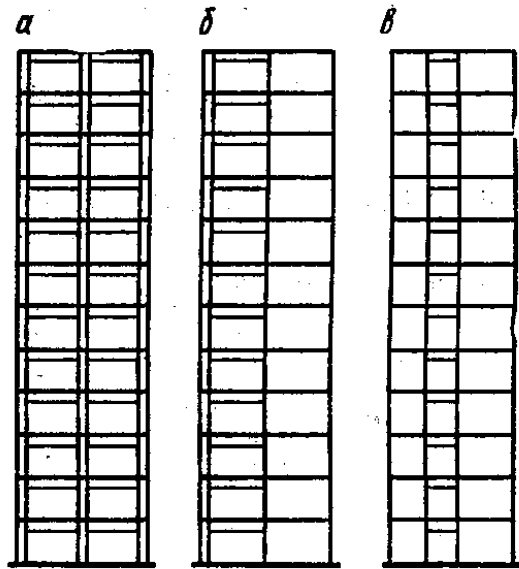
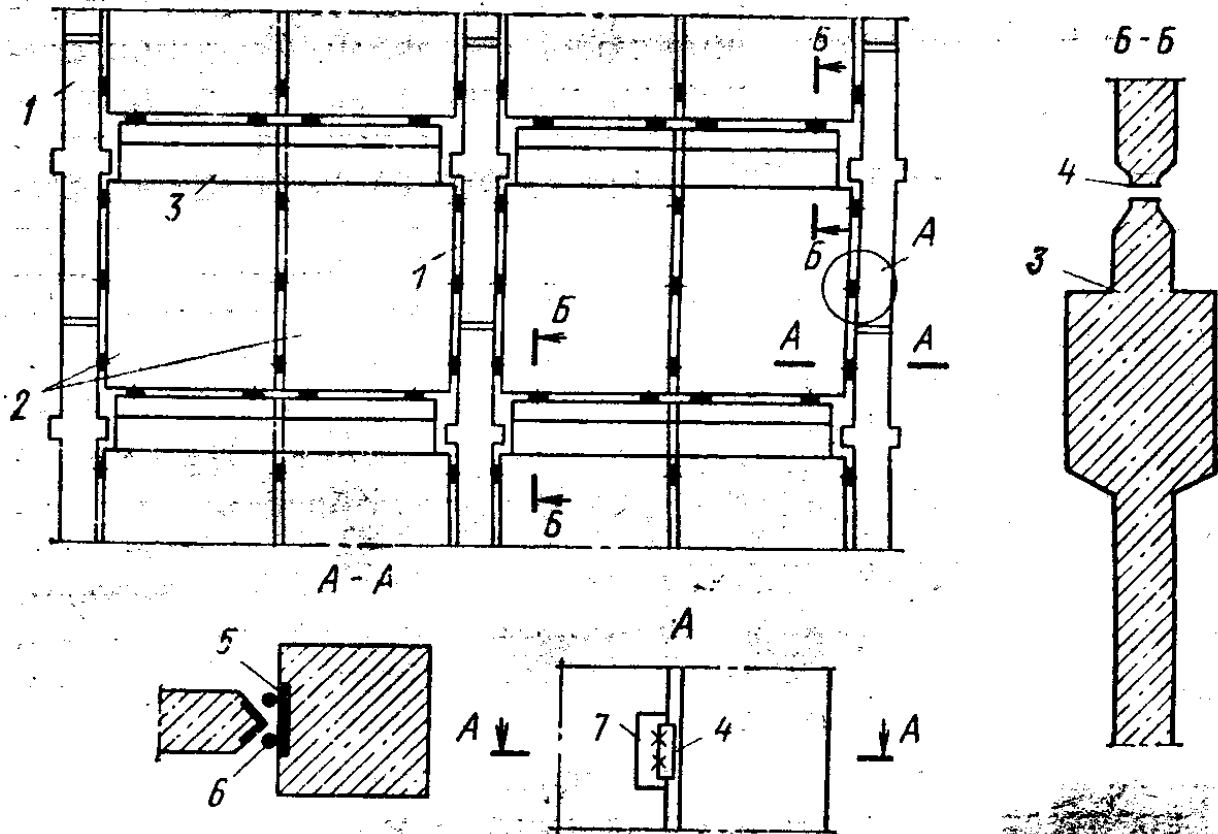


Рис. 15.22. Соединение элементов вертикальной связевой диафрагмы

1 — колонны каркаса здания; 2 — панели диафрагмы; 3 — полки для опирания панелей перекрытий; 4 — монтажная сварка; 5 — закладные детали колонн; 6 — стыковые стержни; 7 — закладные детали панелей диафрагмы



Элементами сборных вертикальных связевых диафрагм в одном из возможных решений являются колонны каркаса и панели с полками для опирания плит перекрытий (рис. 22). Элементы соединяют сваркой закладных деталей и замоноличиванием. Горизонтальные стыки панелей, если не возникают растягивающие напряжения, осуществляют на растворных швах.

Вертикальные связевые конструкции в виде ядер жесткости чаще выполняют монолитными в скользящей опалубке, так как в сборных ядрах жесткости элементы стенок малоповторяемы; кроме того, из-за значительных сдвигающих усилий, возникающих в углах стенок, на монтаже увеличивается объем сварочных работ.

Монолитные ядра жесткости армируют вертикальными пространственными каркасами, которые на монтаже стыкуют соединительными стержнями (рис. 23). Перемычки над проемами армируют горизонтальными каркасами. Продольную и поперечную арматуру ядер жесткости и перемычек назначают по расчету. Толщину стенок ядер жесткости также устанавливают по расчету (обычно 200...400 мм). По условиям технологии возведения в скользящей опалубке наименьшая толщина стенок – 200 мм. Стены и перемычки ядер жесткости могут быть предварительно напряженными. Для монолитных ядер жесткости применяют бетон классов В15, В25.

Панели внутренних несущих стен в панельных зданиях по условиям требуемой звукоизоляции выполняют толщиной 140...180 мм из тяжелого бетона. При такой толщине обеспечивается несущая способность этих панелей в зданиях высотой до 16 этажей. Несущую способность панелей стен зданий большей высоты увеличивают, применяя в нижних этажах бетон более высокого класса и увеличивая толщину железобетонных панелей.

Панели несущих стен армируют конструктивной вертикальной арматурой у каждой поверхности панели в количестве 30 мм^2 на 1 м длины горизонтального сечения панели. Площадь сечения горизонтальной распределительной арматуры у каждой грани должна составлять не менее 3 мм^2 на 1 м вертикального сечения железобетонные панели несущих стен армируют двойной вертикальной арматурой так, чтобы у каждой поверхности минимальный процент армирования горизонтальных сечений при бетоне класса В15 составлял 0,1, а при бетоне класса В25 или В30 – 0,15. Чтобы повысить сопротивление опорных сечений железобетонных панелей (с целью компенсации обрываемой продольной арматуры), применяют косвенное армирование приопорных участков сетками.

Дальнейшим усовершенствованием конструкции панельного здания является конструкция из железобетонных объемных блоков с полной внутренней отделкой на комнату или на квартиру, изготовленных на заводе. Такая конструкция имеет самую высокую заводскую законченность и требует минимальных трудовых затрат на монтаже. В зависимости от технологии изготовления различают объемные блоки трех типов: *блок-стакан* с отдельной панелью потолка, *блок-колпак* с отдельной панелью пола и *блок-труба* (рис. 24). Объемные блоки перечисленных типов изготавливают на заводах монолитными или сборными из отдельных панелей. Способ опирания блоков

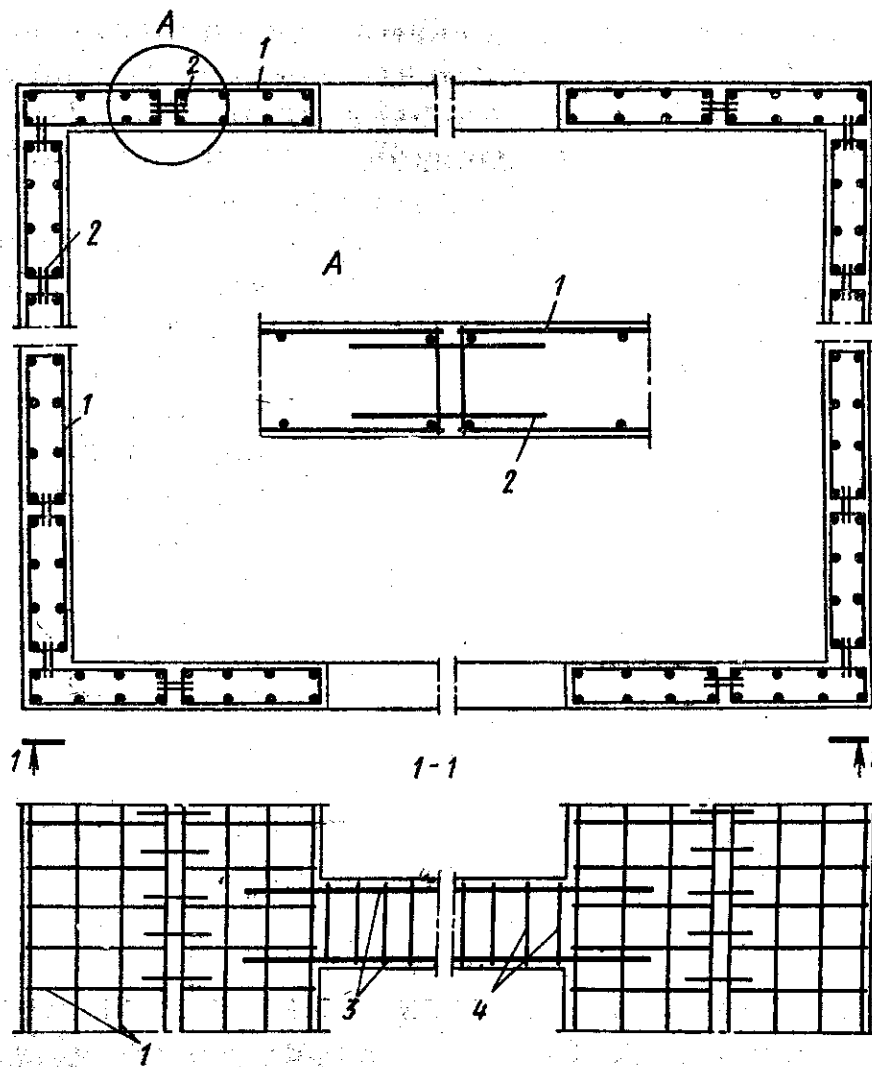


Рис. 15.23. Схема конструирования арматуры монолитного ядра жесткости

1 — арматурный пространственный каркас; 2 — соединительные стержни; 3 — продольная арматура перемычки; 4 — поперечная арматура перемычки

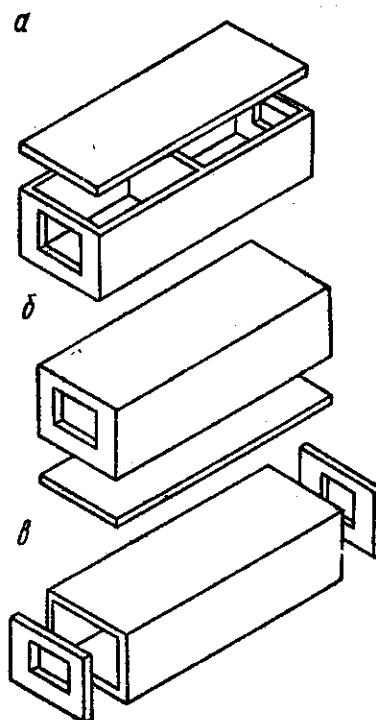


Рис. 15.24. Виды объемных блоков конструкции многоэтажного жилого дома

а — блок-стакан; б — блок-колпак; в — блок-труба

один на другой предопределяет характер работы конструкции здания под нагрузкой. При полосовом опирании блоков на растворный шов создается конструктивная схема панельного здания с несущими стенами, работающими на сжатие; при точечном опирании на углы или внутренние пилястры – конструктивная схема здания с несущими стенами, работающими в своей плоскости на изгиб.

4. Расчетные схемы и нагрузки

4.1. Расчетные схемы

Расчетные схемы многоэтажных каркасных и панельных зданий устанавливают в зависимости от их конструктивных схем и способа восприятия горизонтальных нагрузок — по рамной, рамно-связевой или связевой системе. Междуэтажные перекрытия рассматривают как жесткие, не деформирующие при изгибе в своей плоскости горизонтальные связевые диафрагмы.

Расчетной схемой многоэтажного многопролетного каркасного здания, работающего по рамной системе, является многоэтажная рама, жесткости ригелей и стоек которой равны соответствующим суммарным жесткостям всех рам здания (рис. 25,а).

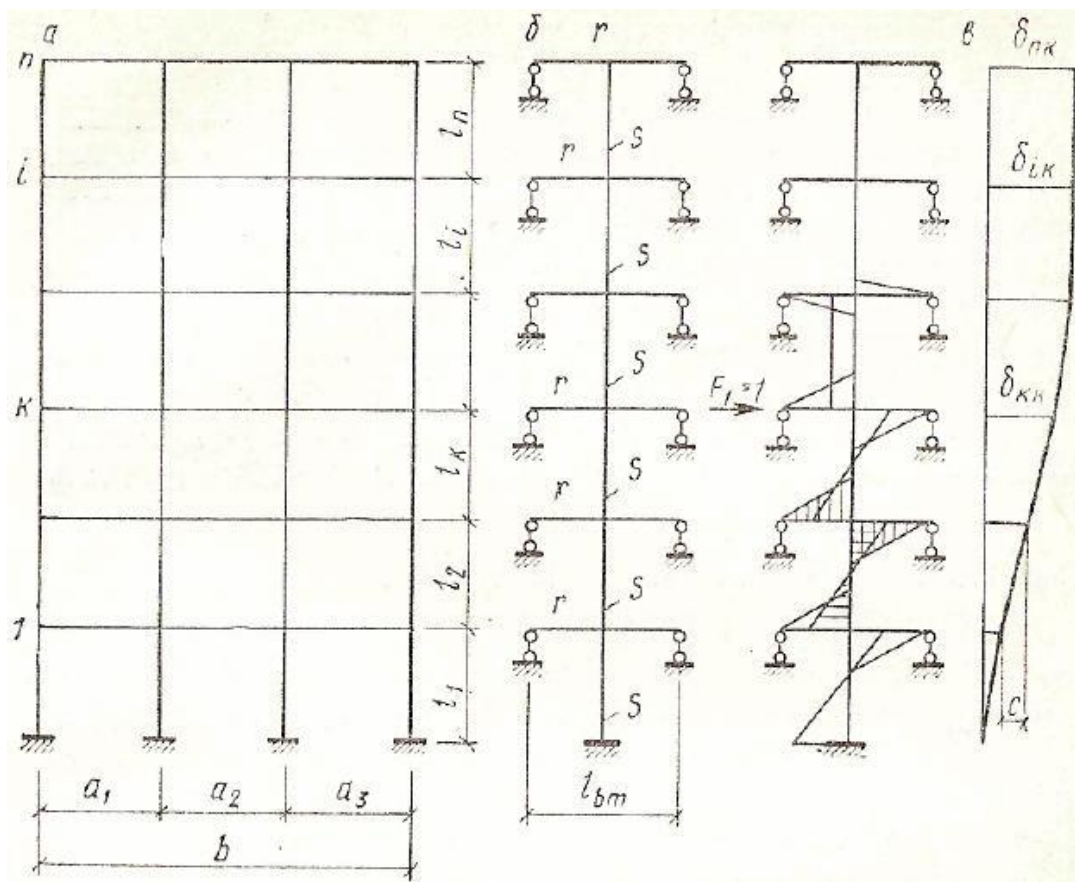


Рис. 25. Расчетные схемы (а, б) и перемещения многоэтажной рамы (в)

Расчетные схемы **рамно-связевых систем** отражают совместную работу многоэтажных рам и различных вертикальных диафрагм: сплошных комбинированных и с проемами (рис. 26). Вертикальные конструкции, в действительности расположенные в здании параллельно друг другу, изображают стоящими рядом в одной плоскости и соединенными стержнями-связями, поскольку горизонтальные перемещения их в каждом уровне равны. Роль стержней-связей между многоэтажной рамой и вертикальной диафрагмой выполняют междуэтажные перекрытия. Эти стержни-связи считаются несжимаемыми и нерастяжимыми. Жесткость вертикальной диафрагмы в расчетной схеме принимают равной суммарной жесткости соответствующих вертикальных диафрагм блока здания.

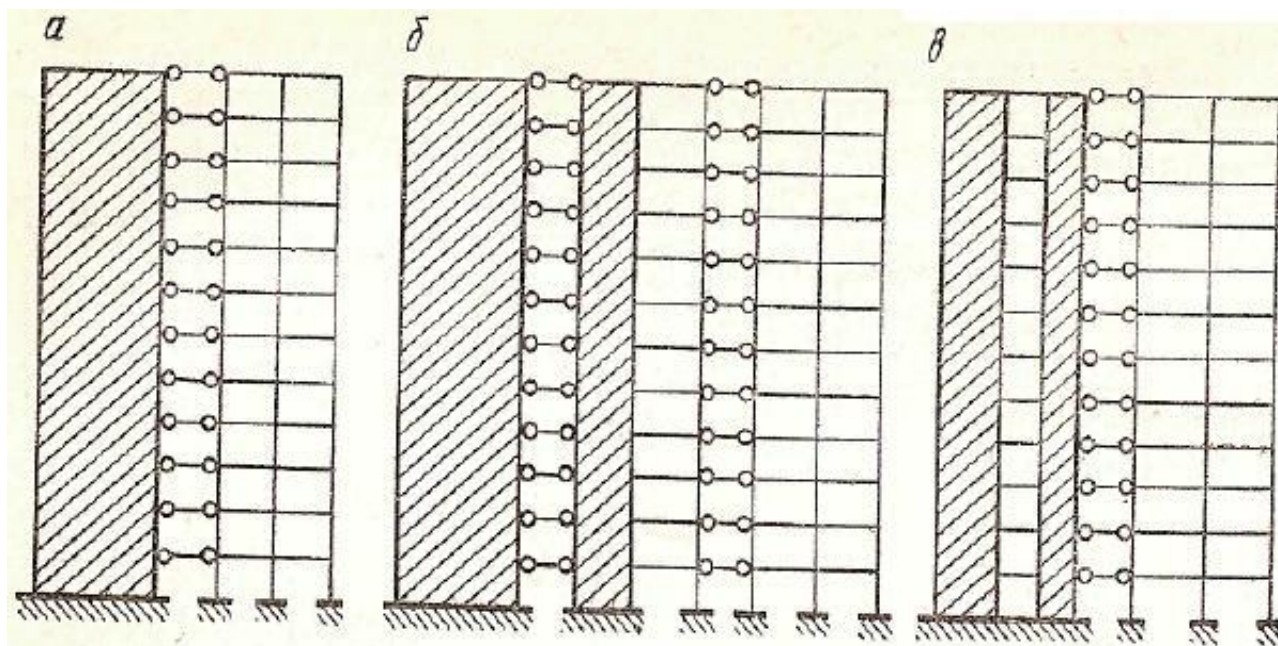


Рис. 26. Расчетные схемы рамно-связевых систем с диафрагмами
а — сплошной; б — сплошной и комбинированной; в — с проёмами

Расчетные схемы **связевых систем** отражают совместную работу вертикальных диафрагм многоэтажных каркасных или панельных зданий в различных сочетаниях: сплошных и с проемами, с одним и несколькими рядами проемов (рис. 27). В этих расчетных схемах вертикальные диафрагмы, в действительности расположенные в здании параллельно друг другу, изображаются стоящими рядом в одной плоскости и соединенными стержнями-связями.

Влиянием продольных деформаций ригелей и перемычек ввиду малости значений пренебрегают. Также пренебрегают деформацией сдвига стоек рам и вертикальных диафрагм. Отношение высоты сечения вертикальной диафрагмы к её длине обычно составляет $h/H_0 < 1/4$.

В расчетных схемах многоэтажных зданий регулярной структуры с постоянными по высоте значениями жёсткости элементов дискретное расположение ригелей, перемычек, стержней-связей заменяют непрерывным

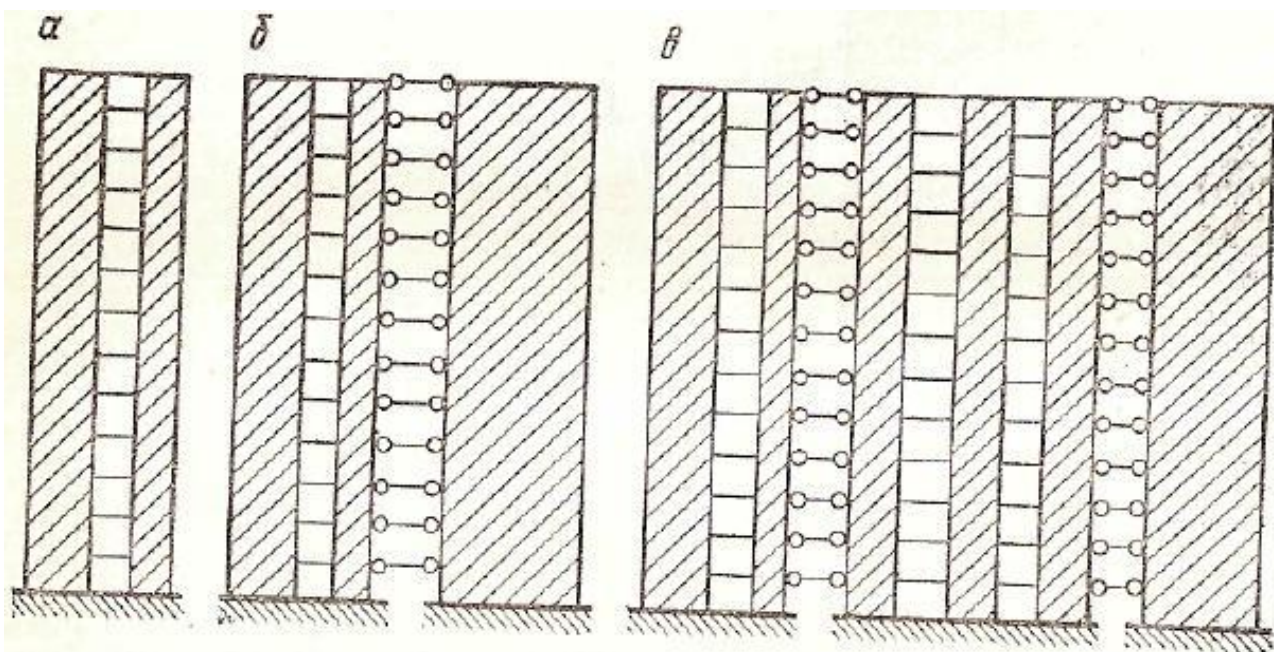


Рис. 27. Расчетные схемы связевых систем
a — с проёмами; б — с проёмами и сплошными диафрагмами;
в — с разнотипными диафрагмами

(континуальным) расположением, сохраняя дискретное расположение простенков диафрагм. В этой системе сосредоточенные в уровне перекрытий горизонтальные силы заменяют распределенной нагрузкой и расчётную высоту зданий принимают

$$H = H_0 n / (n - 0,5), \quad (5)$$

где H_0 — высота здания от заделки в основании до оси ригеля верхнего этажа; n — число этажей (при $n > 16$ можно принять $H_0 = H$).

4.2. Расчётные нагрузки

Расчётную ветровую нагрузку для зданий высотой 12 этажей и более (40 м и более) при расчёте прочности определяют с учетом динамического воздействия пульсаций скоростного напора, вызванных порывами ветра. Кроме того, должна быть выполнена проверка ускорения колебаний многоэтажного здания при порывах ветра, которое ограничивается $a < 150 \text{ мм/с}^2$.

Прогибы многоэтажного здания определяют от действия нормативной ветровой нагрузки. Прогиб верхнего яруса каркасного здания ограничивается по нормам значением, равным $f < H/500$.

Горизонтальную ветровую нагрузку (увеличивающуюся кверху) при расчете многоэтажных зданий заменяют эквивалентной, равномерно распределенной, или же эквивалентной нагрузкой, распределенной по трапеции. При равномерно распределенной нагрузке получают более компактные расчетные формулы и практически точные значения перемещений и усилий в расчетных сечениях. Эквивалентную, равномерно распределенную ветровую нагрузку определяют по моменту в основании

$$p = 2M_{act}/H^2, \quad (6)$$

где M_{act} — момент в основании от фактической ветровой нагрузки.

4.3. Обозначения

Обозначения жесткости, усилий и перемещений при изложении теории расчета многоэтажных зданий содержат индексы на основе латинских корней в соответствии с международным стандартом «Обозначения и основные символы»: ***bm*** — балка, ригель; ***cm*** — комбинированная; ***dg*** — диафрагма; ***fl*** — перекрытие; ***fr*** — рама; ***ft*** — фундамент; ***jn*** — стык; ***lt*** — перемычка; ***pc*** — сборный; ***st*** — система; ***col*** — колонна.

ЛЕКЦИЯ 12(28)

5. Рамные системы

5.1. Сдвиговая жесткость многоэтажной рамы

Расчет горизонтальных перемещений, как показали исследования, можно выполнять инженерным методом— допустив равенство углов поворота узлов яруса многоэтажной рамы и приняв соответствующую расчетную схему, изображенную на рис. 25,б, в которой s — сумма погонных жесткостей стоек этажа; r — сумма жесткостей ригелей этажа, деленная на усредненный пролет ригелей l_{bm} (возможна сумма погонных жесткостей ригелей этажа); l — длина стойки; n — число этажей.

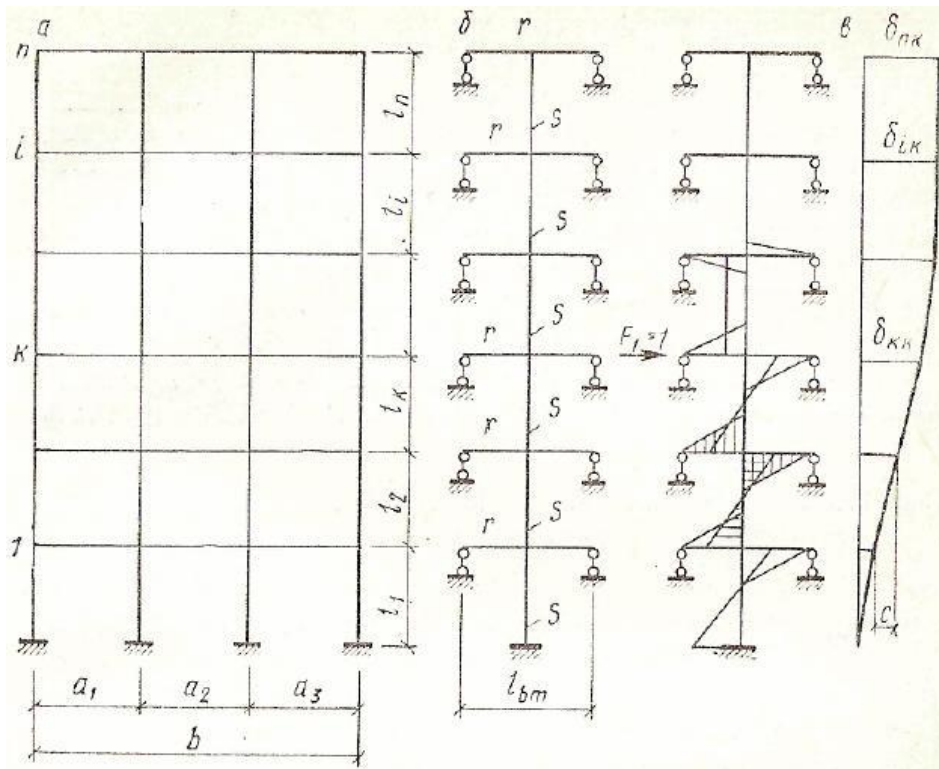


Рис. 25. Расчетные схемы (а, б) и перемещения многоэтажной рамы (в)

Перемещения многоэтажных рам от горизонтальных нагрузок, приложенных одновременно по всем этажам

$$y = \delta_{k1} F_1 + \delta_{k2} F_2 + \dots + \delta_{kn} F_n$$

Перемещения рамы при числе этажей $n \geq 6$, если принять во внимание, что ярусные поперечные силы

$$Q_k = \sum_{i=k}^n F_i, \quad i \geq k,$$

можно определить как сумму поэтажных линейных перекосов (взаимных смещений концов стоек):

$$y = \sum_{i=1}^k \Delta_i; \tag{7}$$

$$\Delta_i = Q_i c_i, \tag{8}$$

$$y = \sum_{i=1}^k Q_i c_i; \tag{9}$$

где c_i — линейный перекося яруса от единичной силы, приложенной в одном из верхних этажей.

Для многоэтажной рамы регулярной структуры с постоянными по высоте погонными жесткостями s , r и одинаковой высотой этажей l линейный перекося от $F=I$ можно найти умножением самой на себя эпюры моментов на заштрихованных участках (см. рис. 25, б). Тогда

$$c = \sum \int (\overline{M}^2 dx / B) \quad (10)$$

После перемножения эпюр получают

$$c = l^2 (s^{-1} + r^{-1}) / 12. \quad (11)$$

Сдвиговая жесткость многоэтажной рамы — это горизонтальная сила K , при которой угол перекося равен единице (см. рис. 28, в):

$$\psi = K c / l = 1$$

$$\text{Отсюда } K = l / c \quad (12)$$

$$\text{или } K = 12 / [l(s^{-1} + r^{-1})] \quad (13)$$

При числе этажей $n \geq 6$ применяют дискретно-континуальный метод, согласно которому сосредоточенная нагрузка заменяется распределенной $p(x)$, сосредоточенные по высоте связи (ригели) — распределенными, а суммирование в (9) — интегрировании. Тогда перемещение

$$y = \int_0^x Q_0 (c / l) dx = \int_0^x (Q_0 / K) dx, \quad (14)$$

где Q_0 — поперечная сила от распределенной нагрузки; x — координата горизонтального сечения рамы.

Последовательным дифференцированием выражения (14) находят:

$$K'_y = Q_0; \quad (15)$$

$$K''_y = -p(x); \quad (15,a)$$

Следовательно, при изгибе многоэтажной рамы зависимость между горизонтальным перемещением и поперечной силой выражается первой производной, а кривизна y'' с точностью до постоянного множителя K равна внешней нагрузке со знаком минус.

Линия **1** общего изгиба стоек (эпюра смещений ярусов рамы) обращена вогнутостью в сторону начального положения как у системы, работающей на сдвиг, а линия **2** местного изгиба стоек располагается вокруг линии **1**,

отклоняясь в пределах каждого этажа в ту и другую сторону (рис. 28). В случаях, когда

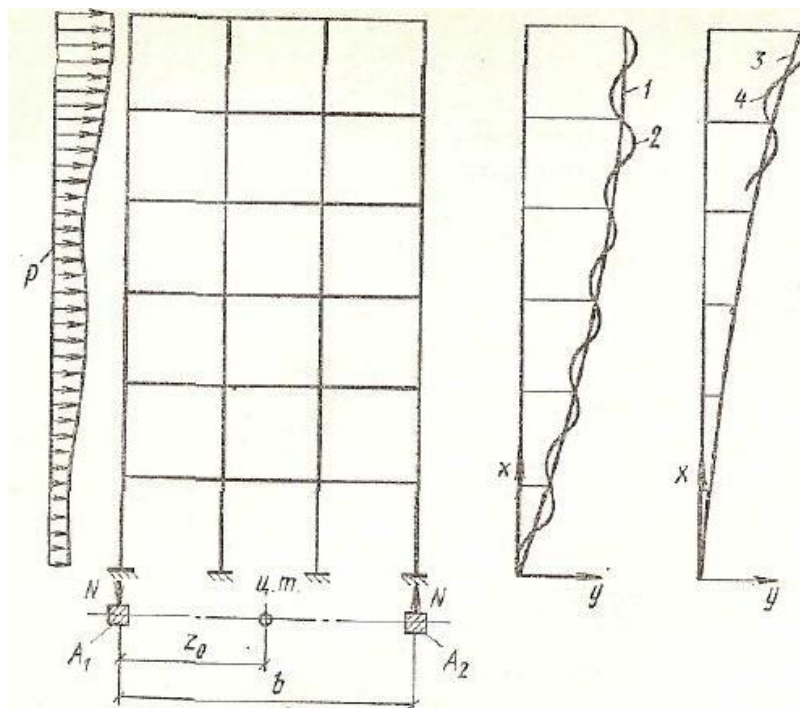


Рис. 28. Перемещения многоэтажной рамы

1 — линия общего изгиба стоек многоэтажной рамы; деформирующейся как сдвиговая система; 2 — линия местного изгиба стоек; 3 — линия общего изгиба стоек с жесткостью, значительно превышающей жесткость ригелей; 4 — то же местного изгиба

стойки обладают жесткостью, значительно превышающей жесткость ригелей, характер их общего изгиба меняется — см. линию 3; при этом поперечная сила — B_y''' , зависящая от суммарной изгибной жесткости стоек $B = \sum B_j$, становится весьма существенной. Кроме того, под влиянием деформаций удлинения и укорочения крайних стоек от продольных сил N происходит изгиб рамы как вертикальной консольной конструкции, у которой расстояние между крайними стойками-поясами равно b , а изгибная жесткость — B_0 . В средних стойках многопролетной рамы с малоотличающимися пролетами продольные силы незначительны, так как они равны разности поперечных сил ригелей. Дополнительный угол поворота стоек от момента продольной силы в вертикальной конструкции $M=Nb$ в предположении плоского поворота рамы

$$\int_0^x (M M / B_0) dx = (b / B_0) \int N dx.$$

Тогда выражение поперечной силы при учете деформаций стоек от продольных сил

$$Q_0 = K \left[y' + (b/B_0) \int N dx \right] \quad (16)$$

5.2. Общее уравнение многоэтажной системы

Уравнение равновесия поперечных сил в горизонтальном сечении системы

$$-B_y''' + K_y' + (K_b/B_0) \int_0^x N dx = Q_0. \quad (17)$$

Значение N находят из уравнения равновесия моментов в том же горизонтальном сечении

$$N = (M_0 - M)/b = (M_0 + B_y'')/b, \quad (18)$$

где M_0 — момент внешней нагрузки в уровне x ; $M = -By'''$ — суммарный изгибающий момент стоек рамы.

После подстановки в (17) значения N находят

$$B_y''' - K v^2 y' - (K/B_0) \int_0^x M_0 dx + Q_0 = 0,$$

а после дифференцирования по x получают

$$B_y^{IV} - K v^2 y'' - K M_0 / B_0 - p(x) = 0. \quad (19)$$

Уравнение многоэтажной системы в перемещениях (19) является *общим*; на его основе решаются системы рамные, рамно-связевые, а также связевые с диафрагмами, имеющими проемы.

Если в уравнение (19) подставить значение $By'' = -M$, получится моментное дифференциальное уравнение второго порядка, если же учесть, что $By'' = -M = -(M_0 - bN)$ и что $M_0'' = -p(x)$, получится уравнение второго порядка относительно продольных сил* (* уравнение составного стержня, полученное А.Р.Ржаницыным):

$$N'' - K(l/B + 1/B_0) N + K M_0 / b B = 0. \quad (20)$$

Вводя для увеличенного в B раз перемещения y обозначение $w = By$ из (19) получают

$$s_2^2 \omega^{IV} - \omega'' - (1 - 1/v^2) M_0 - s_2^2 p(x) = 0. \quad (21)$$

В этом уравнении линейная характеристика

$$s_2 = \sqrt{B / K v^2}; \quad (22)$$

$$v^2 = 1 + B / B_0. \quad (23)$$

Решение уравнения (21) имеет вид

$$\omega = C_1 + C_2 s_2 \varphi + C_3 ch \varphi + C_4 sh \varphi + C_0, \quad (24)$$

где C_i — постоянные интегрирования, зависящие от краевых условий; C_0 частное решение, зависящее от вида нагрузки; $\varphi = x / s_2$ — безразмерная координата.

Характеристика жесткости при $x=H$

$$\lambda = H / s_2 = H \sqrt{K v^2 / B}. \quad (25)$$

5.3. Перемещения многоэтажной рамы

Для обычных рамных конструкций с относительно малым влиянием изгибной жесткости стоек B первым членом уравнения (19) пренебрегают, тогда

$$K y'' + K M_0 / B_0 - p(x) = 0; \quad (27)$$

здесь $v^2 = 1$, поскольку принято, что $B=0$.

После двукратного интегрирования уравнения (26), определения постоянных интегрирования с учетом краевых условий $y(0)=0$ и $K'_y(0)=Q_0(0)$ при равномерно распределенной нагрузке $p=p(x)$ и значении момента внешней нагрузки $M_0 = -0,5p(H-x)^2$ получают уравнение перемещений многоэтажной рамы

$$y = (pH^2 / 2K) / (2\xi - \xi^2) + (pH^4 / 8B_0) (2\xi^2 - 4\xi^3 / 3 + \xi^4 / 4), \quad (27)$$

где $\xi = x / H$ — безразмерная координата.

При $\xi = 1$ прогиб верхнего яруса рамы

$$f = pH^2 / 2K + pH^4 / 8B_0 = (pH^2 / 2K) (1 + \lambda_{fr}^2 / 4), \quad (28)$$

где λ_{fr} - характеристика жесткости рамы при учете влияния продольных сил стоек;

$$\lambda_{fr} = H \sqrt{K / B_0} . \quad (29)$$

Как показали исследования, если $\lambda_{fr} < 0,7$, влиянием деформаций стоек от продольных сил можно пренебречь. Для определения изгибной жесткости B_0 обозначают: A_1, A_2 — суммарные площади сечений левых и правых крайних стоек этажа; z_0 — расстояние от оси левых стоек до центра тяжести горизонтального сечения (см. рис. 28). Тогда

$$z_0 = A_2 b / (A_1 + A_2) = b / (1 + A_1 / A_2); \quad (30)$$

момент инерции горизонтального сечения

$$I_0 = A_1 z_0^2 + A_2 (b - z_0)^2 = A_1 b^2 / (1 + A_1 / A_2); \quad (31)$$

изгибная жесткость рамы

$$B_0 = E_b A_1 b^2 / (1 + A_1 / A_2); \quad (32)$$

изгибная жесткость при $A_1 = A_2 = A$ симметричной рамы

$$B_0 = E_b A b^2 / 2. \quad (33)$$

Следовательно, жесткость B_0 зависит от осевой жесткости стоек $E_b A$.

5.4. Податливость стыков

Податливость или деформативность стыков сборных железобетонных элементов приводит к некоторому снижению жёсткости и увеличению горизонтальных прогибов многоэтажного каркасного здания. Стыки ригелей и стоек вследствие неупругих деформаций закладных деталей, соединительных стержней и анкеров в бетоне деформируются. При этом первоначальный угол между гранями стыкуемых элементов под действием изгибающего момента M изменяется на величину угла податливости, равную φ . Средний модуль деформативности стыка, или коэффициент жесткости стыка определяют по результатам испытаний как тангенс угла наклона секущей на диаграмме $M — \varphi$ (рис. 29): $C = M / \varphi$.

Угол податливости стыка

$$\varphi = (u_1 + u_2) / z, \quad (34)$$

где u_1, u_2 — измеренные перемещения растянутой и сжатой зон стыка за вычетом перемещений, возникающих на этой же базе измерений в монолитных аналогичных стыках; z — расстояние между осями измерительных приборов.

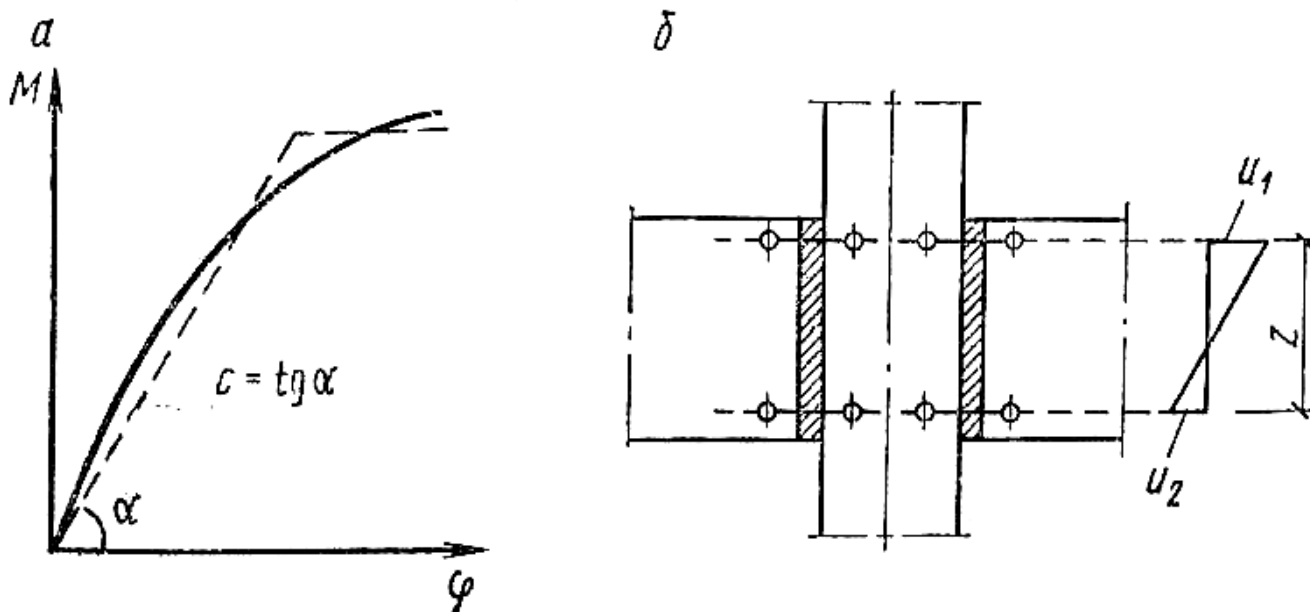


Рис. 29. К расчёту податливости стыков ригелей с колоннами

Коэффициент жёсткости стыка (в $\text{кН}\cdot\text{м}$) можно предварительно определить в зависимости от высоты сечения стыкуемого элемента по эмпирической формуле

$$C = \eta \cdot 10^5 h^2, \quad (35)$$

где $\eta \approx 7$; h — высота сечения.

Податливость стыков при определении сдвиговой жёсткости рамы K учитывают соответствующим уменьшением погонной жёсткости элементов. Если стыки колонн имеются в каждом этаже и стыки ригелей — на каждой опоре, то:

$$\begin{aligned} s &= \sum [i_2(1 + \mu^2)] / (1 + 4\mu_2); & \mu_2 &= i_2 / C_2; \\ r &= \sum i_1 / (1 + 6\mu_1); & \mu_1 &= i_1 / C_1, \end{aligned} \quad (36)$$

где C_1, C_2 — коэффициенты жёсткости стыка ригелей и стоек; i_1, i_2 — погонная жёсткость ригелей и стоек.

Осевой податливостью обладают стыки колонн также под действием продольной силы N . В зоне стыка колонн развивается дополнительное продольное перемещение u . Коэффициент жёсткости стыка определяют испытаниями (рис. 30). Коэффициент жёсткости стыков типовых колонн сечением 40×40 см по данным испытаний $C = 7 \times 10^6$ кН/м .

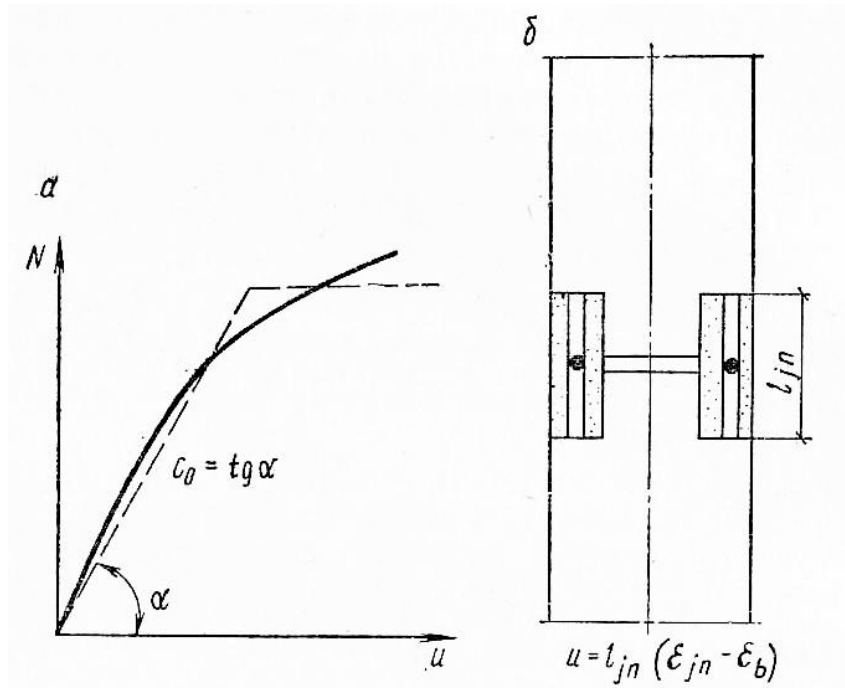


Рис. 30. К учёту податливости стыков колонн

Продольные деформации стоек с учётом податливости стыков (при стыках в каждом этаже)

$$\varepsilon = N / (E_b A) + N / (l C_l) = (1 + \mu_0) / (E_b A), \quad (37)$$

$$\text{где } \mu_0 = E_b A / l \dots C_l. \quad (38)$$

Можно считать, что модуль упругости E_b под влиянием податливости стыков стоек уменьшается в $(1 + \mu_0)$ раз.

Изгибная жёсткость симметричной раму с учётом податливости стыков стоек, согласно выражению (33)

$$B_0 = E_b A b^2 / 2(1 + \mu_0). \quad (39)$$

Аналогично определяют значение B_0 для несимметричной рамы.

Как показали исследования, податливость стыков элементов может привести к увеличению горизонтальных перемещений многоэтажного каркасного здания на 20...40 %.

6. Рамно-связевые системы

6.1. Рамно-связевые системы со сплошными диафрагмами

Конструктивное значение вертикальных связевых диафрагм в составе многоэтажного здания не только в том, что они разгружают каркас, уменьшая нагрузку, воспринимаемую рамами (на 10...25 %), но, главным образом, в том, что они качественно изменяют характер эпюры поперечных сил стоек многоэтажных рам: поперечные силы стоек Q_{fr} достигают максимального значения в верхней зоне и уменьшаются к основанию (рис. 31). Если в рамных системах изгибающие моменты стоек и ригелей от горизонтальных нагрузок возрастают к низу, что требует увеличения опорной арматуры ригелей, то в рамно-связевых системах наоборот – изгибающие моменты в элементах каркаса к низу уменьшаются, что позволяет сохранить поперечное сечение ригелей и их армирование на опоре постоянным по всей высоте многоэтажного здания. Следовательно. Рамно-связевые системы в наибольшей степени отвечают требованиям унификации и типизации конструктивных элементов здания.

Влияние податливости стыков стоек и ригелей учитывают в расчётах соответствующим снижением их погонной жёсткости. Влияние же податливости стыков вертикальных диафрагм, как показали исследования, учитываются в расчётах снижением их изгибной жёсткости примерно на 30%.

В рамно-связевых системах горизонтальные перемещения всех вертикальных элементов, связанных жёсткими в своей плоскости перекрытиями, равны и поэтому их суммарная изгибная жёсткость

$$B = \sum B_j + B_{dg}, \quad (39)$$

где $\sum B_j$ — суммарная жёсткость стоек рам; B_{dg} — суммарная жёсткость вертикальных связевых диафрагм.

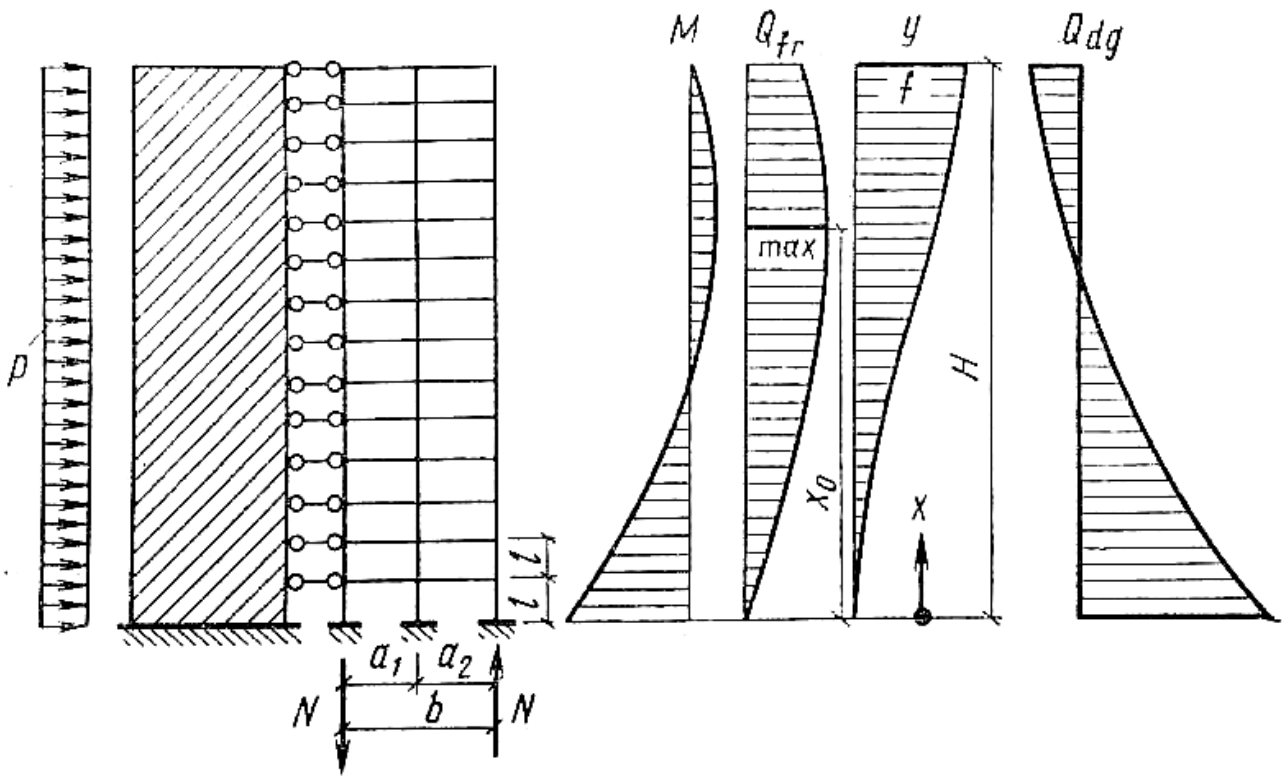


Рис. 31. К расчёту рамно-связевой системы

Суммарная жёсткость стоек в сравнении с суммарной жёсткостью диафрагм, как правило, величина весьма малая, поэтому в расчётах её пренебрегают и принимают и принимают $B=B_{dg}$. Характеристика жёсткости принимается равной по формуле (25) $\lambda = H\sqrt{Kv^2/B}$; $v^2 = 1 + B/B_0$.

При равномерно распределённой нагрузке $p(x)=p$ момент и поперечная сила

$$M = -0,5pH^2(1-\xi)^2; \quad Q = pH(1-\xi). \quad (40)$$

При $\varphi=\lambda$ и $\xi=1$ прогиб верхнего яруса

$$f = \frac{pH^4}{2v^2\lambda^2 B} \left[1 - 2(\chi - 1)/\lambda^2 + \lambda^2(v^2 - 1)/4 \right], \quad (41)$$

где $\chi=(1+\lambda sh\lambda)/ch\lambda$.

При определении усилий учитывают, что $dx=s_2d\varphi=Hd\xi$; $\lambda s_2=H$; $\xi=\varphi/\lambda$.
Изгибающие моменты вертикальной связевой диафрагмы

$$M = -\frac{pH^2}{v^2} \left[\frac{1}{2}(1-\xi)^2(v^2 - 1) - \frac{1}{\lambda^2}(1 - \chi ch\varphi + \lambda sh\varphi) \right]. \quad (42)$$

Поперечные силы вертикальной связевой диафрагмы

$$Q_{dg} = \frac{pH}{v^2} \left[(1 - \xi) (v^2 - 1) + ch\varphi + \frac{\chi}{\lambda} sh\varphi \right]. \quad (43)$$

Поперечные силы стоек рам

$$Q_{fr} = Q_0 - Q_{dg} = \frac{pH}{v^2} (1 - \xi + \frac{\chi}{\lambda} sh\varphi - ch\varphi). \quad (44)$$

Продольные силы крайних стоек рам определяют из уравнения равновесия моментов

$$N = (M_0 - M) / b. \quad (45)$$

Изгибающие моменты M и поперечные силы Q_{dg} распределяются между отдельными диафрагмами системы пропорционально их изгибным жесткостям.

Эпюры усилий и перемещений рамно-связевой системы изображены на рис.31. На эпюре поперечных сил максимум Q_{fr} ,будет в сечении с координатой x_0 , где

$$Q_{fr} = -1 + \chi ch\varphi_0 - \lambda sh\varphi_0 = 0. \quad (46)$$

Следует обратить внимание, что при $\varphi = \lambda$ согласно уравнению (44) поперечная сила $Q_{fr} \neq 0$. Поперечная сила Q_{fr} распределяется между отдельными стойками рамы пропорционально их жесткостям.

Характер линии изгиба рамно-связевой системы зависит от характеристики жёсткости λ . При относительно жёстких вертикальных связевых диафрагмах, когда $\lambda \leq 1$, линия изгиба как и у консольной балки, обращена выпуклостью в сторону начального положения. С увеличением λ линия изгиба становится выпукло-вогнутой и при $\lambda \geq 6$ – вогнутой (рис. 32). Характер линии изгиба существенно влияет динамические характеристики многоэтажного здания.

Горизонтальные перемещения рамно-связевой системы от действия силы $F=1$, приложенной в уровне x_k (рис. 33), определяют решением уравнения (17) при значениях нагрузки $p(x)=0$ и момента силы на участке $x \leq x_k$, равном $M_0 = -(x_k - x)$, и на участке $x \geq x_k$, равном $M_0 = 0$.

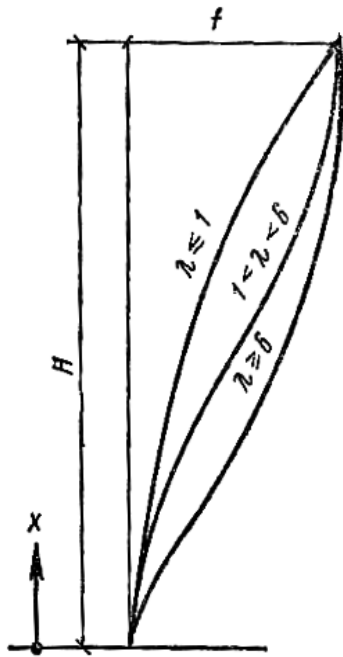


Рис. 32. Зависимость линии изгиба рамно-связевой системы от характеристики жёсткости

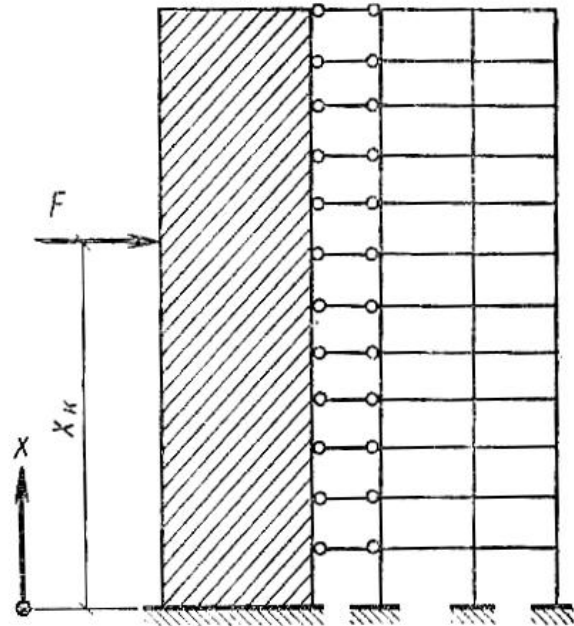


Рис. 33. К определению перемещений рамно-связевой системы от действия горизонтальной силы

6.2. Рамно-связевые системы с комбинированными диафрагмами

В рамно-связевых системах со сплошными и комбинированными диафрагмами (рис. 34) суммарная изгибная жёсткость равна $B = B_{dg} + B_{cm}$, с комбинированными - $B = B_{cm}$, где B_{cm} - изгибная жёсткость сплошной части комбинированной диафрагмы.

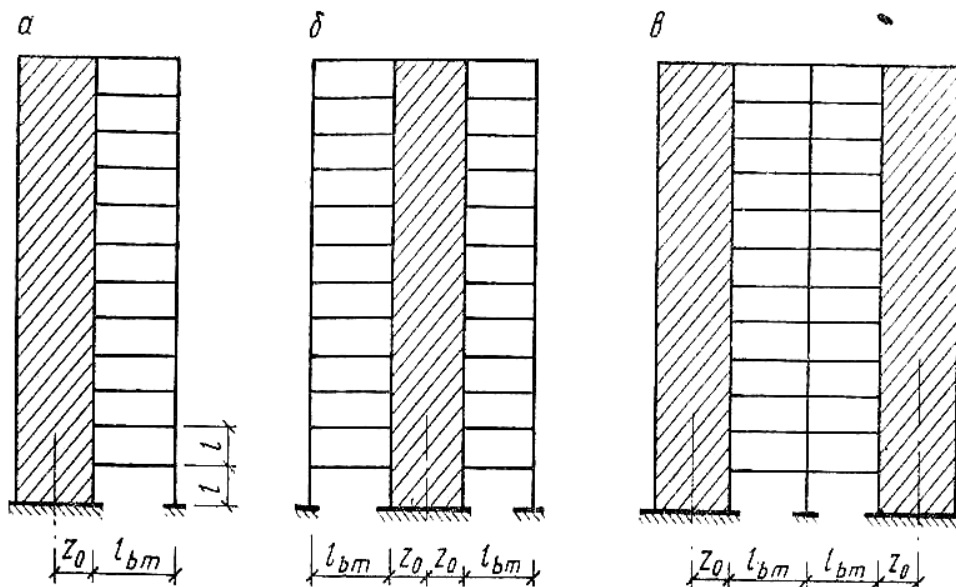


Рис. 34. К расчёту рамно-связевых систем с комбинированными диафрагмами
 а - рамная часть диафрагмы расположена с одной стороны;
 б - то же с двух сторон; в - то же в центре

Сдвиговая жёсткость рамной части комбинированной диафрагмы – это распределённый по высоте этажа изгибающий момент по оси простенка $K_{cm}=M/l$, при котором угол поворота оси простенка равен единице $\theta=1$ (рис. 35). При нулевых моментах стоек в середине этажа значению $\theta=1$ соответствуют перемещения: угол поворота ригеля на опоре по грани простенка $\theta=1$, осадка опоры ригеля $u=z_0$, смещение концов стоек рамы $\Delta=l \theta =l$. Опорные моменты ригеля M_1 - по грани простенка и M_2 - по оси колонны находят из решения этой рамы от воздействия $\theta=1$. Находят опорную реакцию V и определяют значение изгибающего момента по оси простенка

$$M = V(l_{bm} + z_0) - Q_{col}.$$

Отсюда получают выражение для сдвиговой жёсткости:

$$K_{cm} = \frac{3i_1(1 + \eta)[i_1(1 + \eta_0) + 6i_2(1 + 2\eta_0)]}{l(i_1 + 3i_2)}, \quad (47)$$

где i_1 – погонная жёсткость ригеля рамной части комбинированной диафрагмы; i_2 – погонная жёсткость стойки рамной части комбинированной диафрагмы; $\eta_0=z_0/l_{bm}$ (см. рис. 34).

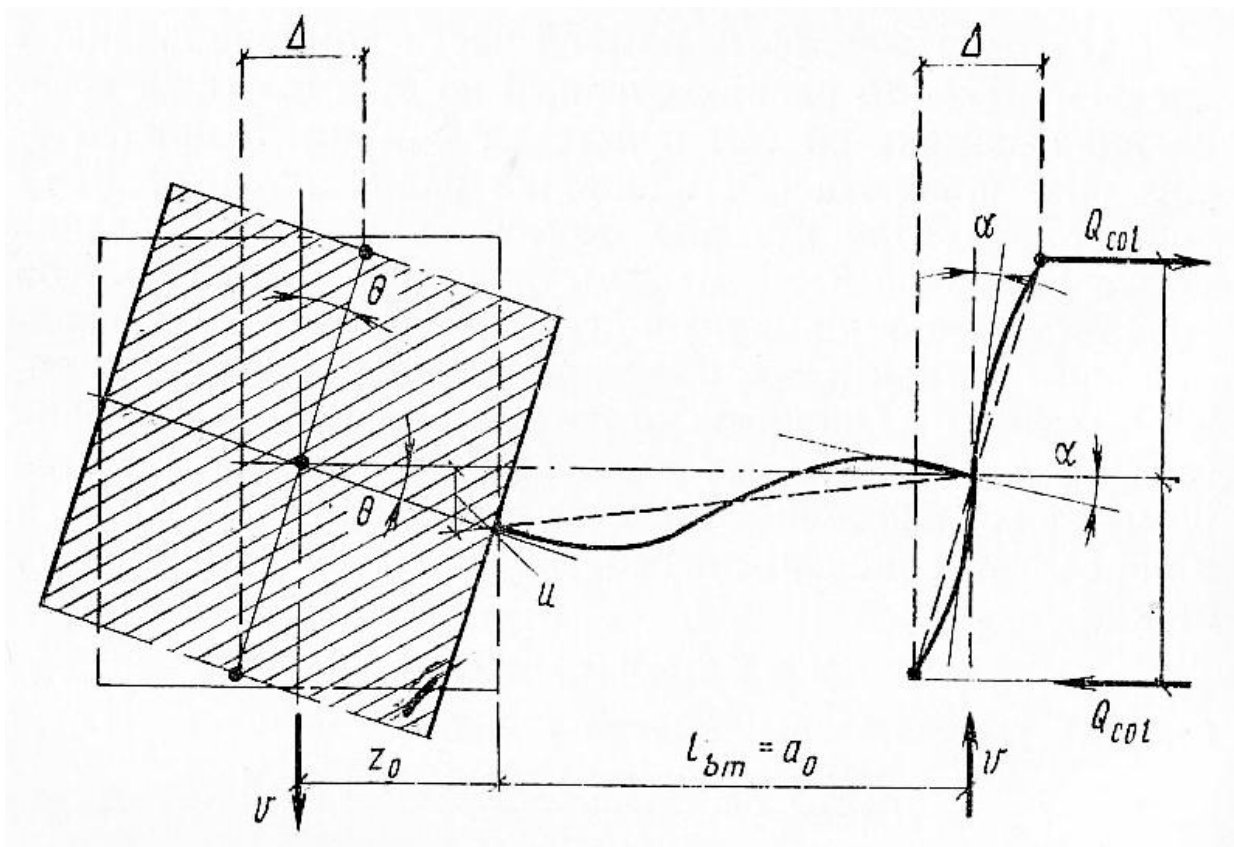


Рис. 35. К расчёту комбинированной диафрагмы

Если рамная часть примыкает к сплошной стороне с двух сторон симметрично, то значение сдвиговой жёсткости в формуле (47) удваивают.

Если комбинированная диафрагма образована двумя крайними простенками и средней двухпролётной рамной частью (см. рис. 34), то значение сдвиговой жёсткости в формуле (47) также удваивается, но значение i_2 берут с коэффициентом 0,5.

Сдвиговая жёсткость рамно-связевой системы с комбинированной диафрагмой равна сумме сдвиговых жесткостей рамы и рамной части комбинированной диафрагмы.

$$K = 12/l(s^{-1} + r^{-1}) + K_{cm}. \quad (48)$$

Продольные силы стоек многоэтажной рамы при $\lambda_{fr} < 0,7$ мало влияют на работу конструкции.

Части суммарной поперечной силы Q_{fr} , воспринимаемые стойками рам системы - $Q_{fr,c}$ и стойками рамной части диафрагмы - $Q_{dg,c}$, распределяются пропорционально их сдвиговым жесткостям

$$Q_{fr,c} = Q_{fr} (K - K_{cm}) / K; \quad Q_{dg,c} = Q_{fr} K_{cm} / K. \quad (49)$$

Изгибающий момент стоек рамной части комбинированной диафрагмы определяют по поперечной силе как

$$M_{col} = Q_{dg,c} l/2 \quad \text{или} \quad M_{col} = Q_{dg,c} l/4, \quad (50)$$

если рамная часть с двух сторон.

Опорный момент ригеля рамной части уравнивается моментами стоек в узле:

$$M_{bl} = 2M_{col} \quad \text{или} \quad M_{bl} = M_{cob} \quad (51)$$

если рамная часть в центре.

Опорный момент ригеля рамной части у грани простенка диафрагмы

$$M_{b2} = -M_{bl} (1 + i_l / 6i_2). \quad (52)$$

6.3. Связевые системы с однотипными диафрагмами с проёмами

Диафрагмы могут иметь различное число проёмов: с одним рядом несимметрично расположенных проёмов (рис. 36) или с несколькими незначительно отличающихся по ширине проёмами (рис. 37).

Вертикальную диафрагму с проёмами рассматривают как многоэтажную раму, у которой стойки – простенки, а ригели – перемычки. Поскольку в такой раме жёсткость стоек-простенков во много раз больше жесткости ригелей-перемычек, при определении сдвиговой жесткости K считают, что $1/s$ - величина,

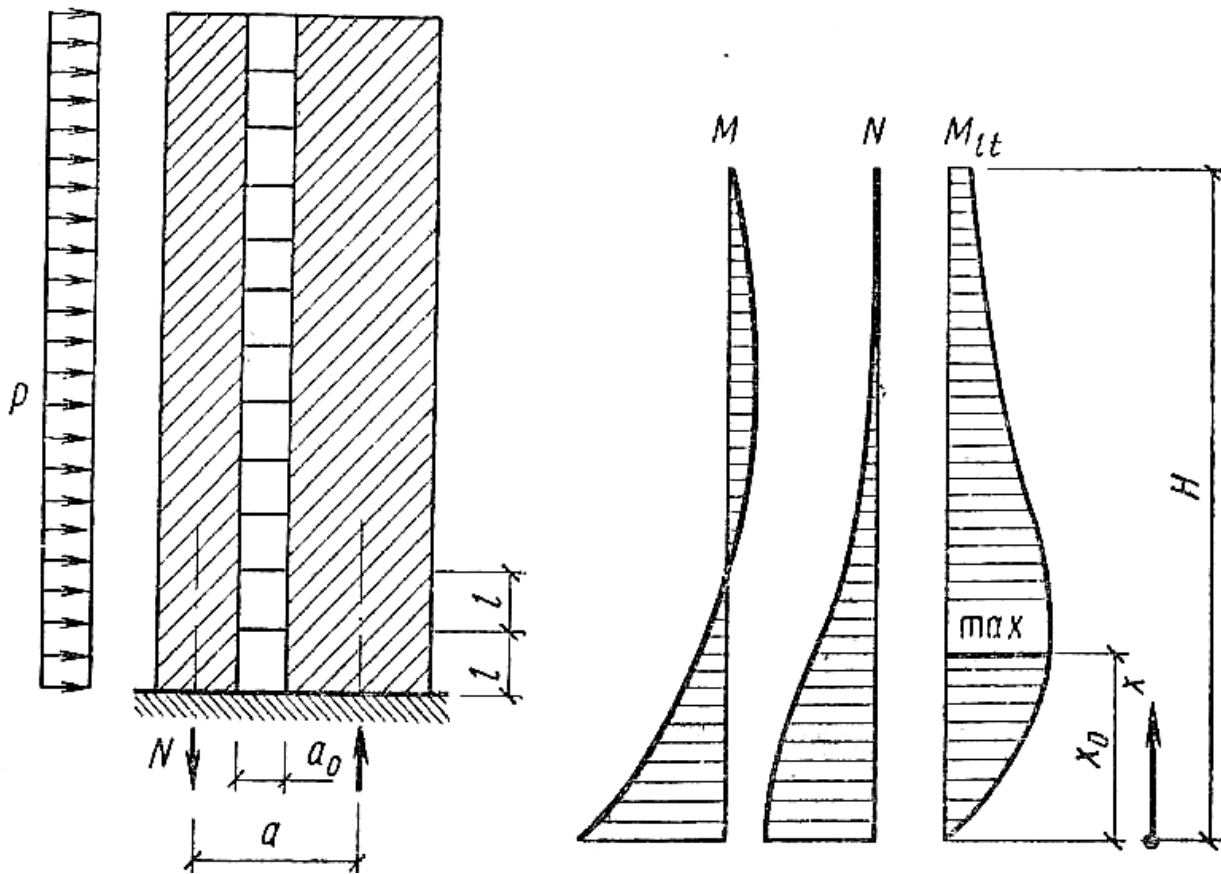


Рис. 36. К расчёту диафрагмы с одним рядом несимметрично расположенных проёмов

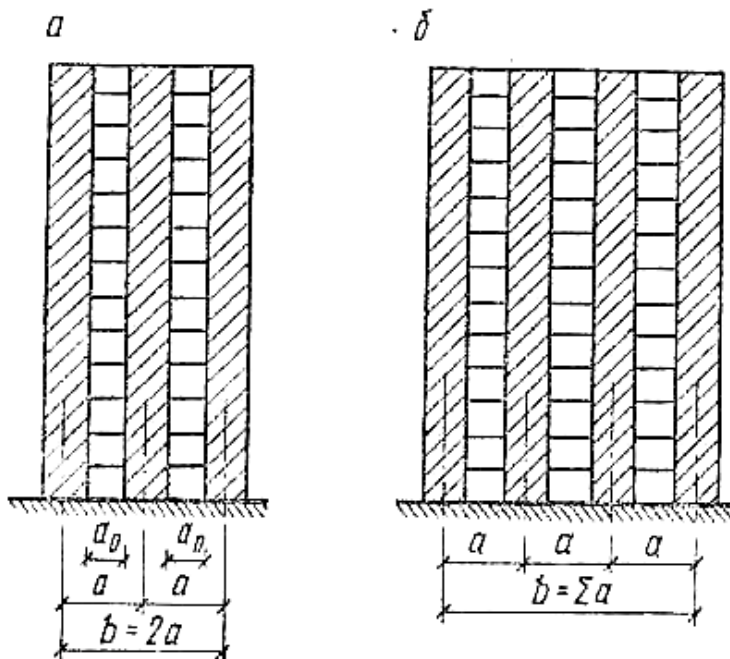


Рис. 37. К расчёту диафрагмы
а – с двумя рядами проёмов;
б – с несколькими рядами проёмов

что $1/s$ - величина, малая в сравнении с $1/r$. Тогда, согласно формуле (13), сдвиговая жёсткость диафрагмы с проемами

$$K=12r/l, \tag{53}$$

где $r = \sum i_{lt}$ — суммарная погонная жесткость перемычек одного яруса диафрагмы с несколькими рядами проёмов.

Кроме того, следует учесть, что ригели-перемычки только в пределах проёмов имеют конечную жесткость B_{lt} , но в пределах широких простенков становятся абсолютно жесткими. В таких случаях усредненная по всему пролету жесткость перемычки составляет $B_{lt} \cdot \gamma^3$, где $\gamma = a/a_0$; a — расстояние между осями простенков; a_0 — расстояние между простенками в свету. Погонная жесткость перемычки

$$i_{lt} = B_{lt} \cdot \gamma^3 / a \varphi. \quad (54)$$

Коэффициентом φ учитывают влияние деформаций сдвига перемычки. Полагая $G_b = 0,5E_b$ получают

$$\varphi = 1 + 2,4(h_{lt} / a_0), \quad (55)$$

где h_{lt} — высота сечения перемычки.

Суммарная изгибная жесткость простенков диафрагмы $B = \sum B_j$, где B_j — изгибная жесткость отдельного простенка. Если диафрагмы в системе сплошные и с проёмами (см. рис. 27,б), то суммарная изгибная жесткость $B_{dg} + \sum B_j$.

Характеристика жесткости диафрагмы с проемами согласно (25), (23)

$$\lambda = H \sqrt{K v^2 / B}. \quad v^2 = 1 + B / B_0.$$

Заметим, что при $\lambda \geq 3$ в расчетных формулах усилий и перемещений можно принять $ch\lambda = sh\lambda$; $\chi = \lambda$.

Изгибную жесткость вертикальной диафрагмы B_0 (по сечению с проёмами за вычетом жесткости простенков относительно своих осей) определяют по формуле (32). Для диафрагм в этой формуле расстояние между осями крайних простенков $b = \sum a$, при одном ряде проемов $b = a$.

В общем уравнении (21) и его решении (24) краевые условия для вертикальных диафрагм с проёмами остаются такими же, как и для рамно-связевых систем. Поэтому для расчета диафрагм с проёмами следует применять уравнения перемещений и прогибов (41), уравнения изгибающих моментов и продольных сил простенков (42) и (45).

Выражение поперечных сил перемычек диафрагмы

$$Q_{lt} = (pHl / bv^2) (1 - \xi + \frac{\chi}{\lambda} sh\varphi - ch\varphi). \quad (56)$$

В симметричной диафрагме с двумя рядами проемов поперечные силы перемычек одного яруса равны. В диафрагме с несколькими рядами проемов это равенство принимают как допущение.

Изгибающий момент перемычек по грани проема (рис. 38) в предположении, что нулевая точка моментов расположена в середине пролета в свету

$$M_{lt} = Q_{lt} a_0 / 2. \quad (57)$$

Эпюры усилий вертикальной связевой диафрагмы с проемами приведены на рис. 36. На эпюре M_{lt} координату максимума определяют (как и для рамно-связевой системы) из уравнения (46). Изгибающие моменты отдельных простенков определяют из суммарного момента M пропорционально их жесткостям.

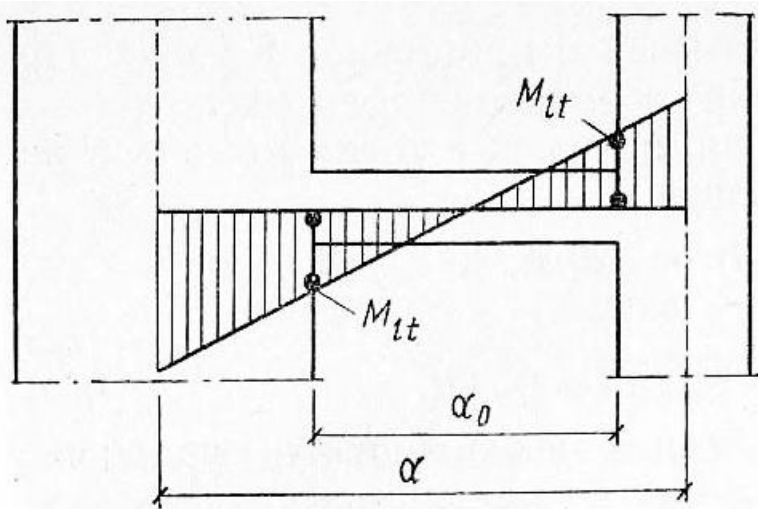
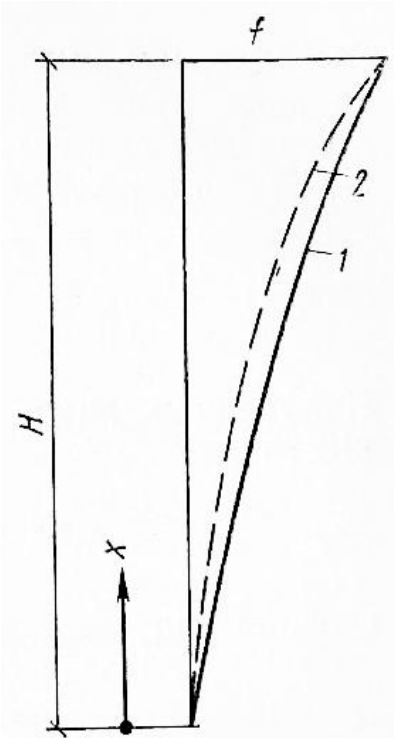


Рис. 38. Эпюра моментов перемычки диафрагмы с проёмом

Рис. 39. Линия изгиба диафрагмы
1 - с проёмами при $\lambda=1...9$ и $\nu^2=1,1$; 2 - сплошной



Согласно уравнению равновесия обобщенных поперечных сил, поперечная сила от внешней нагрузки уравнивается производной от изгибающего момента простенков и распределенным моментом перемычек \bar{M} , т.е.

$$M' + \bar{M} = Q_0, \quad (58)$$

$$\text{где } \bar{M} = \sum Q_{lt} a / l = Q_{lt} b / l. \quad (59)$$

Поперечная сила отдельного простенка

$$Q_j = M' B_j / B + (Q_{lt} / l)(a_1 + a_2); \quad (60)$$

здесь a_1, a_2 — расстояния от оси простенка до нулевой точки моментов перемычки слева и справа.

Линия изгиба вертикальной диафрагмы с проемами близка по очертанию к линии изгиба консольной балки. На рис. 39 изображена линия изгиба диафрагм с диапазоном значений характеристики жёсткости $\lambda=1 \dots 9$ при $\nu^2=1,1$.

Прогиб верхнего яруса диафрагмы с проёмами согласно формуле (41) можно представить как сумму двух прогибов $f = f_1 + f_0$: вызванного податливостью перемычек f_1 и вызванного общим изгибом диафрагмы f_0

ЛЕКЦИЯ №13(29)

КОНСТРУКЦИИ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ ИНЖЕНЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ И ГРАЖДАНСКИХ КОМПЛЕКСОВ СТРОИТЕЛЬСТВА

На территориях промышленных и гражданских объектов строительства помимо зданий производственного, жилищного, административного, культурно-бытового назначения размещают инженерные сооружения. Они предназначены обеспечивать транспортные, погрузочно-разгрузочные, производственные операции (железнодорожные и автодорожные эстакады на складах сырья, полуфабрикатов, готовой продукции; крытые и открытые транспортные галереи); перемещение людских потоков (подземные и надземные переходы); снабжение объектов электроэнергией (трансформаторные подстанции), водой (резервуары, водонапорные башни, насосные, градирни), сжатым воздухом (компрессорные установки), теплом (теплоагрегаты), газом (газодувки); сбор и очистку сточных вод (отстойники, фильтры, аэротенки); благоустройство территории (подпорные стенки) и т.д.

Наиболее сложные инженерные сооружения обычно входят в особые комплексы транспортного, энергетического, гидротехнического и городского строительства.

Менее сложные инженерные сооружения включают в состав объектов промышленно-гражданского строительства. Наибольшее значение среди них имеют: резервуары для воды (круглые и прямоугольные в плане) и подобные им емкостные очистные сооружения систем канализации и водоснабжения, водонапорные башни; силосы (большие емкости для хранения сыпучих материалов); бункера (малые емкости для хранения сыпучих материалов, устройства для погрузочно-разгрузочных операций самотеком); подпорные стены (на складах сырья, для благоустройства территорий); подземные сооружения на производственных площадках (каналы и тоннели для инженерных сетей, сооружения глубокого заложения).

ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ РЕЗЕРВУАРЫ

1. Конструктивные решения

Резервуары для воды строят цилиндрической и призматической (прямоугольной в плане) формы, заглубленными (относительно уровня земли) и наземными, закрытыми (с покрытием) и открытыми. Резервуары более сложной формы (сферические, торовые, линзообразного поперечного сечения и др.) применяют в особых условиях. Большинство емкостных очистных сооружений систем канализации и водоснабжения по форме, конструкции и расчету аналогично резервуарам для воды.

Требуемую вместимость резервуаров определяют технологическим расчетом (в системе водоснабжения, канализации, обеспечения производственного процесса и т.д.); форму и габаритные размеры — технико-экономическим анализом возможных конструктивных решений. Опытом установлено, что заглубленные резервуары для воды вместимостью до $2\div 3$ тыс.м³ экономичнее резервуаров круглой формы в плане, а более $5\div 6$ тыс.м³ — резервуаров прямоугольной формы.

По способу возведения резервуары могут выполняться монолитными, сборными и сборно-монолитными. В сборных расходуется на $5\div 20$ % меньше бетона и арматуры, существенно сокращается продолжительность строительства, чем достигается экономический эффект — $5\div 7$ % стоимости сооружения.

Проведена унификация резервуаров не только по основным параметрам (вместимости, габаритным размерам), но и по конструктивным решениям; разработана особая номенклатура типовых конструктивных элементов.

Для стен и днища резервуаров применяют тяжелый бетон классов по прочности на сжатие В15÷В30, марок по водонепроницаемости W4÷W10, по морозостойкости F100÷F150. Класс бетона принимают, учитывая технологический режим эксплуатации резервуара, воздействия на сооружение окружающей среды (расчетной температуры наружного воздуха, влажности грунта, агрессивности грунтовых вод).

Чтобы обеспечить водонепроницаемость, применяемый бетон должен быть по возможности наиболее плотным, что достигается особым подбором его состава, наименьшим водоцементным отношением, а также особо тщательным уплотнением при формовании. Для резервуаров рекомендуется применять арматуру: без предварительного напряжения класса А-III (допускается А-II и А-I в качестве конструктивной и монтажной) и класса Вр-I и с предварительным напряжением (для цилиндрических стен) классов А-IV, А-VI, Вр-II.

В соединениях сборных элементов стен рекомендуется применять герметики, бетон на расширяющемся цементе для более плотного заполнения швов и компенсации последующих усадочных деформаций бетона сборных элементов.

Чтобы повысить водонепроницаемость резервуаров, их изнутри покрывают цементной штукатуркой, а поверхность соединений стеновых панелей — торкретбетоном.

Следует избегать заглубления резервуаров жб уровня грунтовых вод, поскольку при этом усложняется производство работ (необходимо водопонижение на период возведения), утяжеляется конструкция днища (оно должно воспринимать давление воды снизу), необходимо устройство оклеечной многослойной гидроизоляции резервуара от грунтовых вод.

Заглубленные резервуары обычно выполняют с плоским покрытием и плоским днищем. Для поддержания стационарного теплового режима внутри резервуара покрытия утепляют слоем грунта толщиной 0,5—1 м или эффективными утеплителями — ячеистыми бетонами, керамзитом и т. п. Для доступа людей внутрь резервуара и пропуска вентиляционных шахт в покрытиях устраивают проемы. В днище делают приямок глубиной до 1 м на случай чистки и полного опорожнения резервуара.

2. Конструктивные решения

Рассмотрим конструктивные решения унифицированных габаритных схем и типовые конструкции, рекомендованные к широкому применению.

Монолитный резервуар, конструктивная схема которого показана на рис.1, состоит из плоского безбалочного покрытия, поддерживаемого колоннами с капителями вверху и обратными капителями внизу, гладкой стены цилиндрической формы, плоского безреберного днища. В резервуарах малой

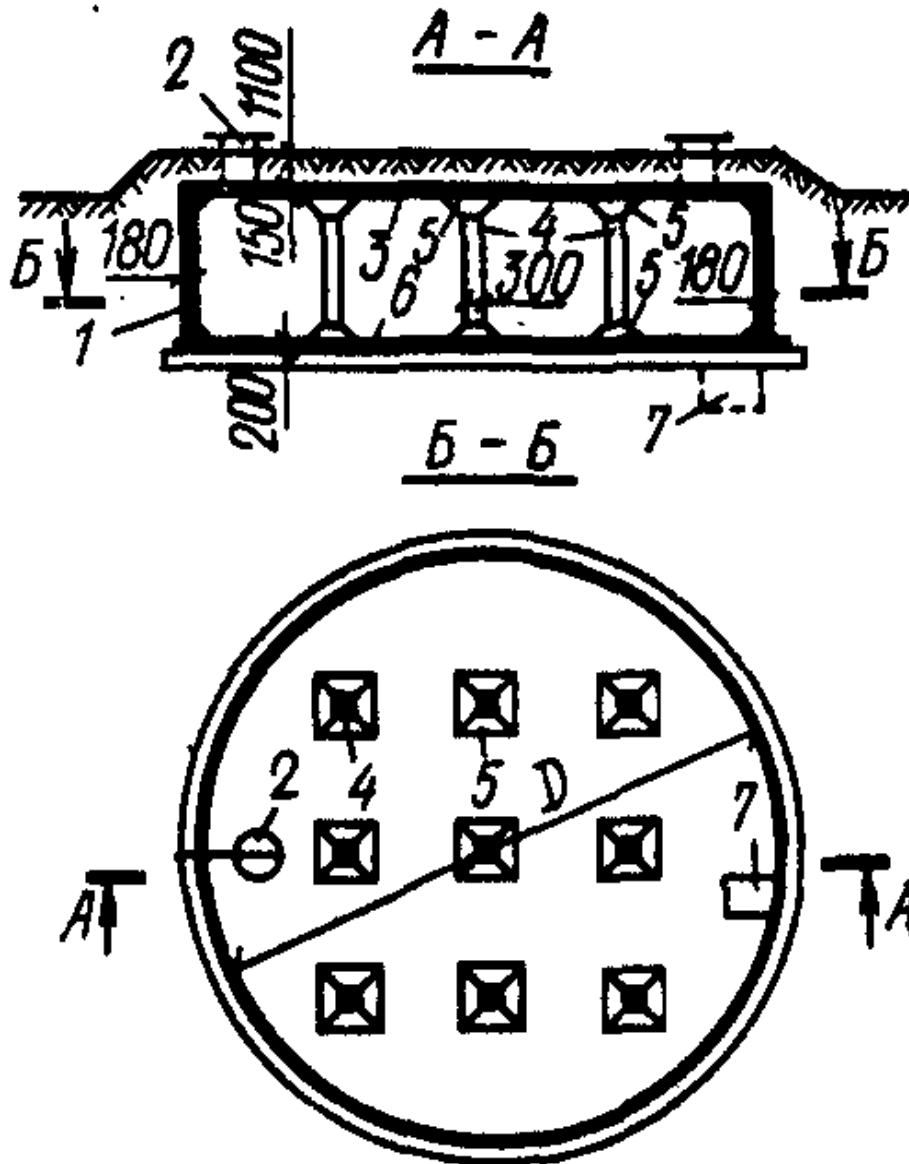


Рис. 1. Цилиндрический монолитный резервуар с безбалочным покрытием
 1-стенка; 2-люк; 3-безбалочное покрытие; 4-колонны; 5 – капители; 6-днище; 7-прямок.

вместимости трещиностойкость стен может быть обеспечена без предварительного напряжения, при вместимости 500 м³ и более предварительное обжатие бетона необходимо. Безбалочное покрытие отличается малой конструктивной высотой, что обуславливает минимальное заглубление резервуара, имеет гладкую поверхность снизу, что обеспечивает хорошую вентиляцию пространства над уровнем содержащейся жидкости.

Применялись и другие конструктивные решения монолитных круглых резервуаров: балочные перекрытия по колоннам с шагом 6х6 м и более, купольные покрытия, опертые на стены, днища с откосами от стен внутрь к центру резервуара и др. По ряду причин они уступили место типовым конструкциям. В конструктивном решении сборных перекрытий (рис.2) приняты трапециевидные ребристые плиты, укладываемые по кольцевым балкам.

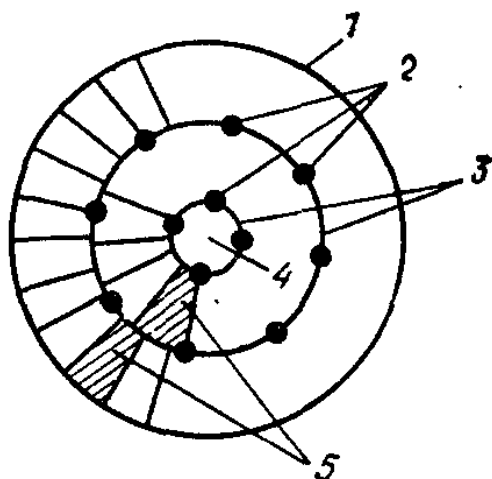


Рис. 2. Схема сборного покрытия цилиндрического резервуара

1 — цилиндрическая стенка; 2 — колонна; 3 — кольцевые балки;
4 — круглая плоская плита; 5 — трапециевидные плиты с рёбрами по периметру

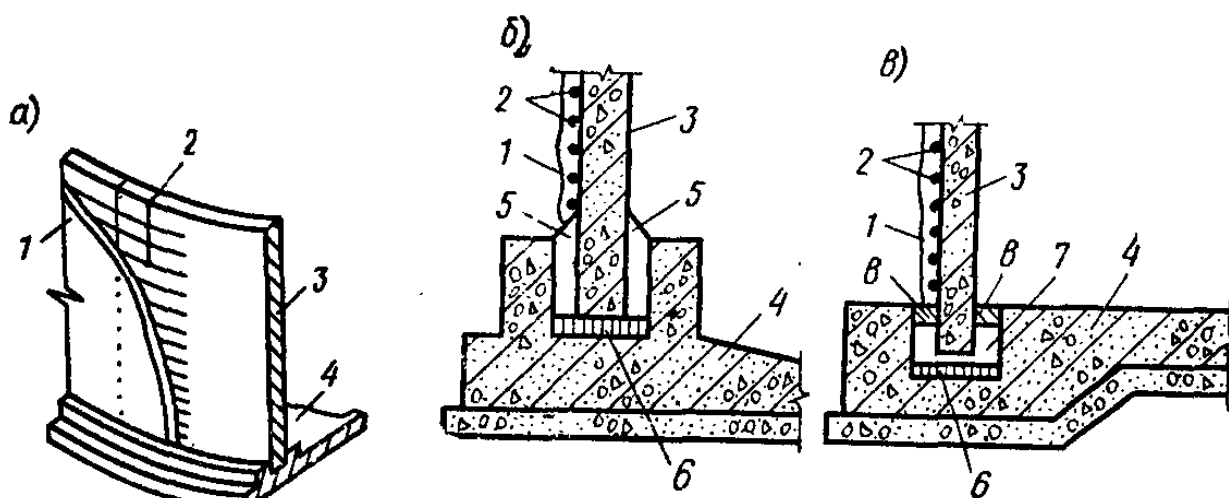


Рис. 3. Детали сборного цилиндрического резервуара

а — конструкция стены; *б* — жесткое сопряжение стены с дном; *в* — подвижное сопряжение стены с дном;

1 — слой торкрет-бетона; 2 — кольцевая напрягаемая арматура; 3 — стеновая панель;
4 — днище; 5 — бетон со щебнем мелких фракций; 6 — выравнивающий слой раствора;
7 — битумная мастика; 8 — асбестоцементный раствор.

Стена резервуара состоит из сборных панелей длиной, равной высоте резервуара. Панели устанавливают вертикально в паз между двумя кольцевыми ребрами днища по периметру резервуара (рис. 3,а). Вертикальные швы между панелями заполняют бетоном. После приобретения бетоном швов прочности не менее 70 % проектной стену снаружи обжимают кольцевой предварительно напрягаемой арматурой, которую по окончании процесса натяжения защищают торкрет-бетоном.

Стеновые панели принимают с номинальной шириной 3,14 или 1,57 м (рис. 4,а). При такой ширине по периметру резервуара размещается целое число панелей, равное соответственно D или $2D$ (где D — диаметр резервуара). Конструктивную ширину панели делают на 140 мм меньше номинальной. Зазор 140 мм заполняют при монтаже бетоном класса не ниже чем класс бетона панелей.

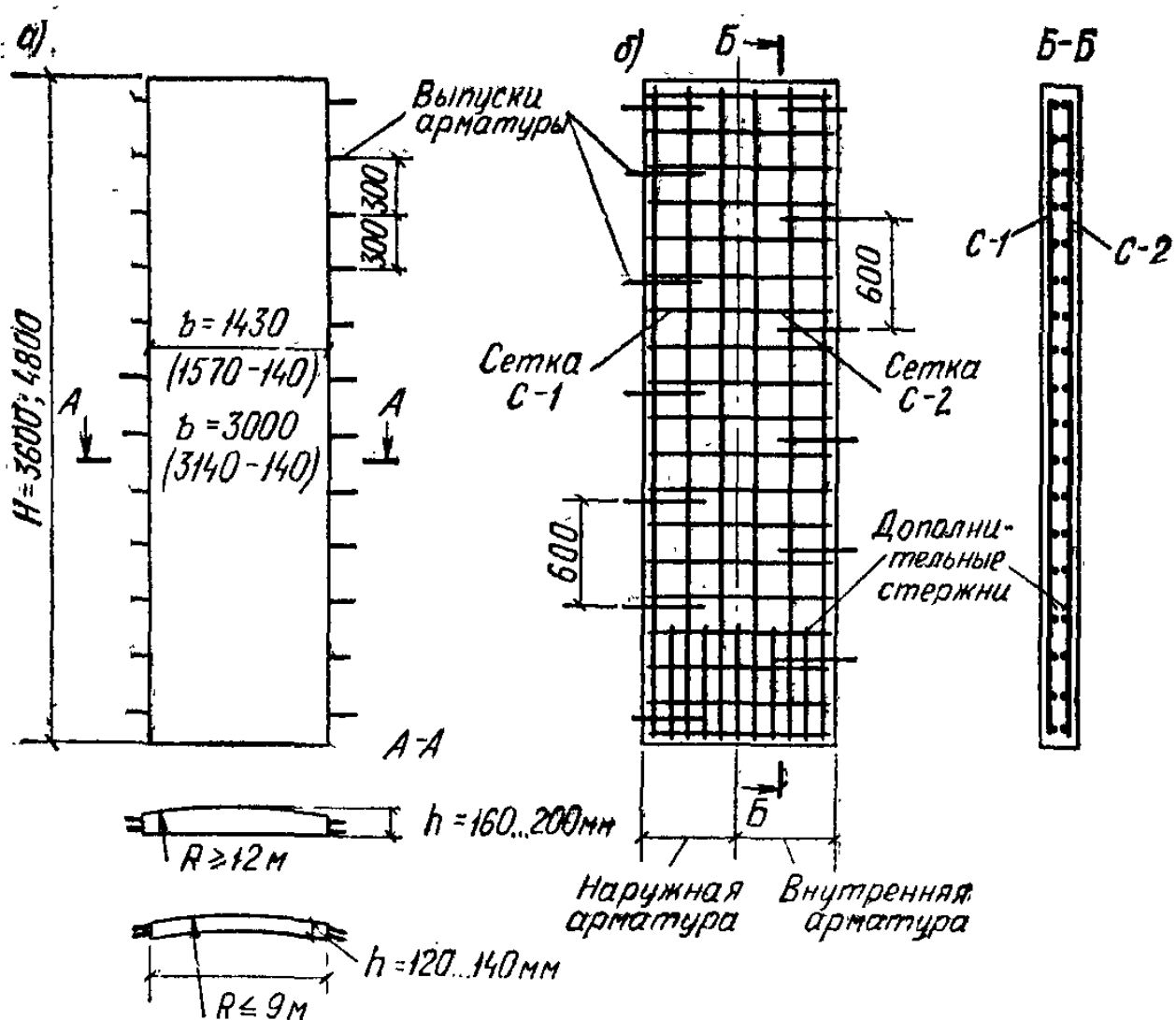


Рис. 4. Стеновые панели цилиндрических резервуаров

а — общий вид; б — армирование

Толщину стеновых панелей назначают в пределах $h=120 \dots 200$ мм (кратной 20 мм). В резервуарах радиусом $R > 12$ м внешнюю поверхность стеновых панелей делают цилиндрической, внутреннюю — плоской, а радиусом $R < 9$ м обе поверхности панелей принимают цилиндрическими (см. рис.4,а).

В резервуарах предварительно напряженную горизонтальную рабочую арматуру размещают по внешней поверхности стен (см. рис.3, а). Стеновые панели армируют двойной сеткой, сечение стержней которой назначают конструктивно (рис. 4, б). Выпуски арматуры соседних стеновых панелей сваривают между собой, тем обеспечиваются фиксация панелей в проектном положении и предотвращение усадочных и температурных трещин до обжатия стен предварительно напрягаемой арматурой.

Вертикальную арматуру сборных стеновых панелей принимают по условиям их прочности и трещиностойкости в период изготовления,

транспортирования и монтажа. В нижней части панелей предусматривают дополнительные стержни (см. рис. 4,б), необходимые для восприятия изгибающих моментов (действующих в вертикальном направлении), возникающих здесь вследствие взаимодействия стены с днищем.

Соединение сборных стеновых панелей с днищем может быть жестким, исключая радиальное перемещение стены и угловой поворот в кольцевом пазу днища (рис. 3,б), и подвижным, допускающим эти перемещения (рис. 3, в). Зазор между панелями и днищем в первом случае заполняют прочным бетоном на мелком щебне, во втором — холодной битумной мастикой. Глубину жесткой заделки стеновых панелей в днище определяют расчетом, но принимают не менее 1,5 толщины стенки. Натяжение на стены кольцевой предварительно напрягаемой высокопрочной проволочной арматуры производят с помощью машин. Расстояние между проволочными витками допускается не менее 10 мм. Стержневую арматуру напрягают электротермическим способом. Кольцевой стержень членят по длине на несколько элементов; на концы каждого стержня приваривают коротыши: один с винтовой нарезкой, а другой гладкий, сваренный с анкерным упором, где арматурные элементы соединяют друг с другом. В процессе электронагрева стержни удлиняются, в этом состоянии их удерживают гайками на упорах. По мере остывания длина арматурного кольца сокращается, вследствие этого стена резервуара обжимается, а в арматуре образуется растяжение.

Есть и другие способы натяжения кольцевой арматуры. Расстояние между стержнями арматуры принимают 20—25 см. Кольцевую арматуру после натяжения покрывают несколькими слоями торкрет-бетона, обеспечивая защитный слой толщиной не менее 25 мм.

Внутренние поверхности стен резервуара штукатурят до натяжения арматуры, с тем чтобы штукатурка вместе со сборными панелями получила обжатие.

3. Расчёт

Жидкость, содержащаяся в резервуаре, оказывает гидростатическое давление на его стены, линейно возрастающее с увеличением глубины. Нормативное значение этого давления на глубине $(1-x)$ от уровня жидкости (рис. 5, а) - $p_{кx}$. Его расчетное значение

$$p_x = \gamma_f p_{nx} = \gamma_f \rho p_1 (1-x/l), \quad (1)$$

где p — плотность жидкости (для воды $p=1$); $\gamma_f = 1,1$ — коэффициент надежности по нагрузке.

Гидростатическое давление вызывает в стене, кольцевые растягивающие усилия N_x^0 . Их значения определяют на основании равновесия полукольца с высотой пояса, равной единице (рис. 1,б):

$$N_x^0 = p_x R, \quad (2)$$

где R — радиус кольца.

Эпюра кольцевых усилий в стене, отделенной от дна, имеет линейное очертание (рис.5,в). Под воздействием кольцевых усилий периметр стены удлиняется и сама стена перемещается в радиальном направлении. Эпюра этих перемещений w повторяет по очертанию эпюру N_x^0 (рис. 5,з).

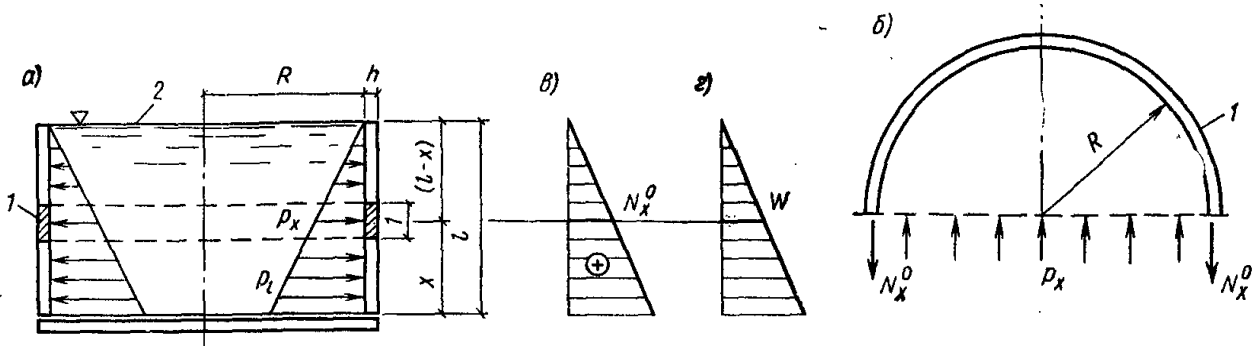


Рис. 5. К расчету стены цилиндрического резервуара (стена отделена от дна)

*а — вертикальный разрез; б — сечение в плане (половина кольца); в — эпюра кольцевых растягивающих усилий; г — эпюра радиальных перемещений стены;
1 — рассматриваемое кольцо стены резервуара; 2 — уровень жидкости*

При жестком сопряжении стены с дном (в монолитных резервуарах или в сборных с конструкцией опорного узла по рис.3,б, радиальные перемещения на уровне дна практически равны нулю вследствие ничтожно малой деформируемости дна в своей плоскости. В связи с этим вертикальная образующая стены искривляется; в ней возникают изгибающие моменты M_x , действующие вдоль образующей, и соответствующие им поперечные силы Q_x .

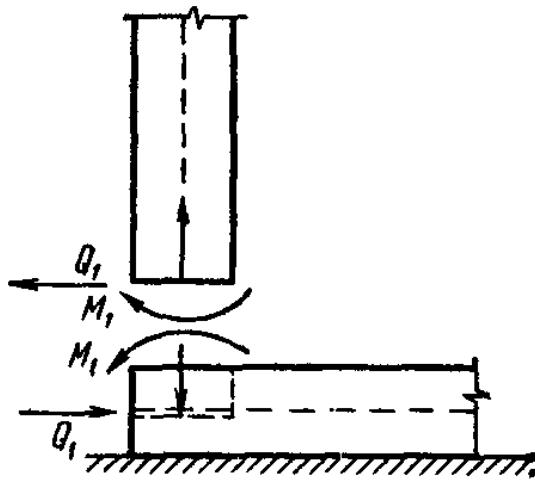


Рис. 6. К расчету узла сопряжения стены цилиндрического резервуара с дном

При жестком сопряжении стены с дном (рис.6) вследствие их взаимодействия в самом узле возникают изгибающий момент M_x и поперечная сила Q_l . Их значения устанавливаются из совместности угловых перемещений краев обеих конструктивных частей по линии их контакта.

При жестком закреплении стены в дном с учетом момента M_x и поперечной силы Q_l окончательные выражения для определения кольцевых усилий N_x и изгибающих моментов M_x в стене на уровне, находящемся на расстоянии x от дна, имеют вид:

$$N_x = N_x^0 - \rho_1 R \left[e^{-\varphi} \cos \varphi + e^{-\varphi} \sin \varphi (1 - s/l) \right]; \quad (3)$$

$$M_x = 0,5 \rho_1 s^2 \left[(1 - s/l) e^{-\varphi} \cos \varphi - e^{-\varphi} \sin \varphi \right]; \quad (4)$$

где N_x^0 — кольцевое усилие, вычисленное для данного уровня стены;

ρ_1 — гидростатическое давление внизу стены; $\varphi = x/l$ — безразмерная координата; s — упругая характеристика стены, определяется как

$$s = 0,76 \sqrt{Rh} \quad (h\text{-толщина стены}) \quad (5)$$

На уровне дна при $x=0$ значения $\varphi=x/s=0$; $e^{-\varphi} = 1$; $\sin \varphi = 0$; $\cos \varphi = 1$.

Из выражения (4) находим максимальный момент

$$M_{max} = 0,5 \rho_1 s^2 (1 - s/l) \quad (6)$$

Характерные эпюры для N_x и M_x приведены на рис 3

При подвижном сопряжении сборной цилиндрической стены с дном (см. рис.4,е) по ее торцу образуется сила трения вследствие радиально перемещения стены

$$Q_f = N_\mu, \quad (7)$$

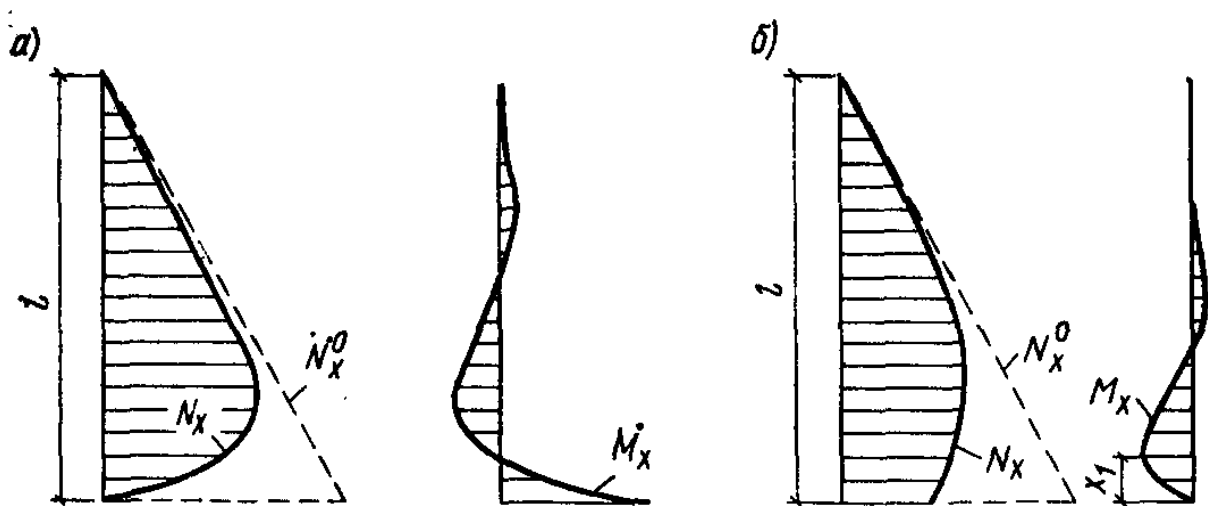
где N — нормальное давление по торцу стены от ее массы и примыкающей части покрытия вместе с засыпкой на нем; μ — коэффициент трения стенки о дно, принимаемый равным 0,5.

Кольцевые растягивающие усилия в стенке на уровне x от дна определяются по формуле

$$N_x = N_x^0 - 2(R/s) Q_f e^{-\varphi} \cos \varphi; \quad (8)$$

Максимальный момент при этом

$$M_{x,max} = Q_f s e^{-\varphi} \sin \varphi; \quad (9)$$



**Рис. 7. К расчету стены цилиндрического резервуара;
эпюры кольцевых усилий и изгибающих моментов**

а — сопряжение стены с дном жесткое; б — то же, подвижное

На рис. 7, б показаны эпюры N_x и M_x при подвижном сопряжении стены с дном.

$$x_1 = 0,6\sqrt{Rh} \quad (10)$$

Заглубленные резервуары рассчитывают на внутреннее гидростатическое давление для периода испытания, ремонта, когда обсыпки нет, и на давление боковой обсыпки при опорожненном резервуаре. Для восприятия изгибающих моментов в зоне, примыкающей к дну, устанавливают дополнительную вертикальную арматуру, согласно эпюрам рис. 7.

Площадь сечения кольцевой арматуры стены определяют как в центрально-растянутом элементе отдельно для каждого пояса высотой 1 м (начиная от дна, по наибольшему значению кольцевого усилия в данном поясе) по формул

$$A_s = N_x / R_s \quad (11)$$

Площадь сечения вертикальной арматуры стен определяют как в изгибаемой плите, отдельно от действия внутреннего гидростатического давления и от наружной обсыпки. Ее расчетное количество устанавливают в нижней части стены с защитным слоем 1,5 см; выше предусматривают конструктивное армирование.

К расчету и конструированию покрытий и колонн резервуаров особых требований не предъявляется. В обычных условиях (при отсутствии подпора грунтовых вод) вес дна и жидкости над ним уравнивается опором грунта, не вызывая изгиба дна. Лишь на участках, примыкающих к стене и фундаментам колонн, в дне возникают местные изгибающие моменты. В этих местах предусматривают особое армирование, в остальной части арматуру ставят конструктивно. Днища, как правило, выполняют монолитными.

ЛЕКЦИЯ №14(30)

ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ РЕЗЕРВУАРЫ

1 Конструктивные решения

Прямоугольная форма целесообразна при вместимости резервуаров $6 \div 20$ тыс.м³ и более. Если предъявляется требование более компактной компоновки резервуаров, например внутри помещений, их делают прямоугольными и при меньшей вместимости.

Покрытия резервуаров обычно делают плоскими по колоннам, днища — также плоскими или для увеличения вместимости резервуара с внутренними откосами по периметру стен.

Конструктивные схемы монолитных резервуаров показаны на рис.1: с ребристым покрытием при сетке колонн 6×6 м и с безбалочным при сетке колонн 4×4 . Стены высотой до 4 м делают гладкими, при большей высоте — с рёбрами.

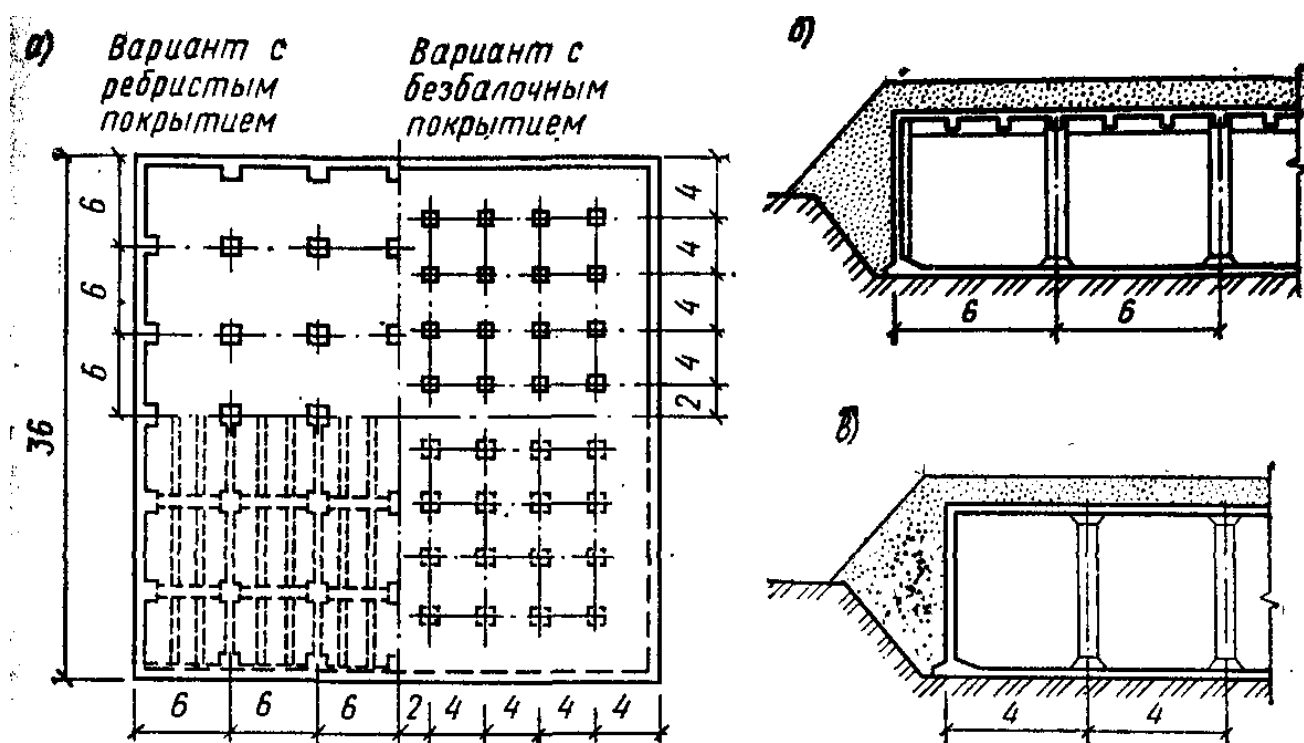


Рис. 1. Прямоугольный монолитный резервуар

а— план при варианте с ребристым покрытием; б— та же, с безбалочным покрытием.

На рис.2 приведены конструктивные схемы сборного резервуара: с панельно-балочным покрытием при сетке колонн 6×6 м и с панельным при сетке колонн 4×4 м. В первом варианте для покрытия используют типовые ригели и ребристые панели $6 \times 1,5$ м, применяемые для междуэтажных

перекрытий производственных зданий; во втором – панели (с рёбрами по контуру), опирающиеся по углам непосредственно на колонны.

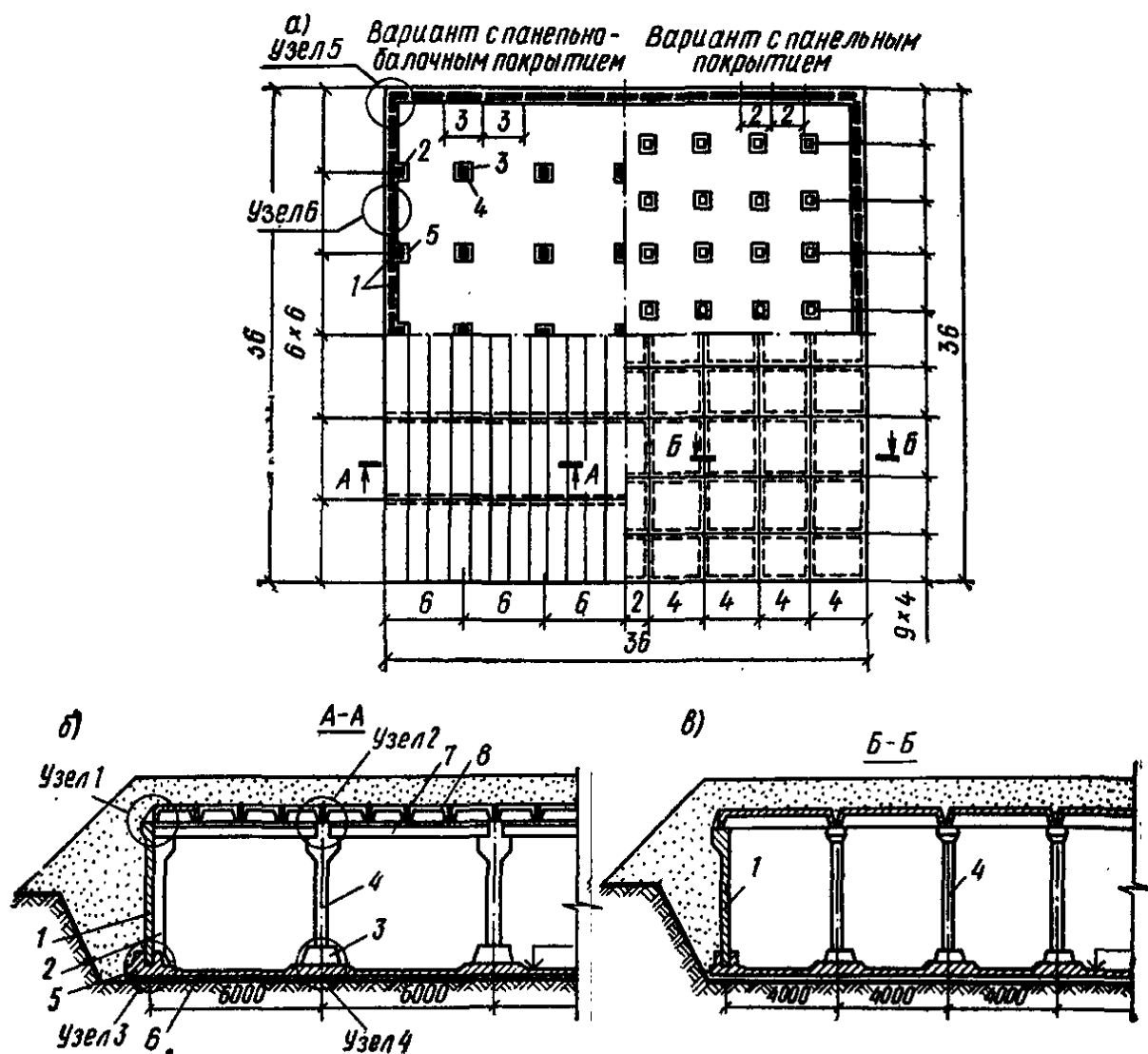


Рис. 2. Прямоугольный сборный резервуар

а — план; *б* — разрез при варианте с панельно-балочным покрытием;

в — то же, панельным покрытием;

1 — стеновые панели; 2 — крайняя колонна; 3 — фундаментный блок;

4 — промежуточная колонна; 5 — фундамент крайней колонны (прилив в днище);

6 — монолитное днище; 7 — балка покрытия; 8 — плита.

Стеновые панели для каждого резервуара принимают только одного типоразмера. Для резервуара, приведенного на рис. 5, стеновая панель имеет высоту 4,8 м, номинальную ширину 3 м, толщину 200 мм. Стеновые панели устанавливают в продольный паз днища, закрепляют в проектном положении и зазоры бетонируют. Вертикальные стыковые зазоры могут быть прямоугольной формы толщиной 200 мм (в их пределах арматурные выпуски сваривают) и шпоночной формы толщиной 30 мм (без сварки арматуры). Швы по первому варианту позволяют учесть работу стены на изгиб в горизонтальном

направлении между пилястрами, поэтому они должны размещаться в местах, где моменты имеют небольшие значения (см. рис. 2).

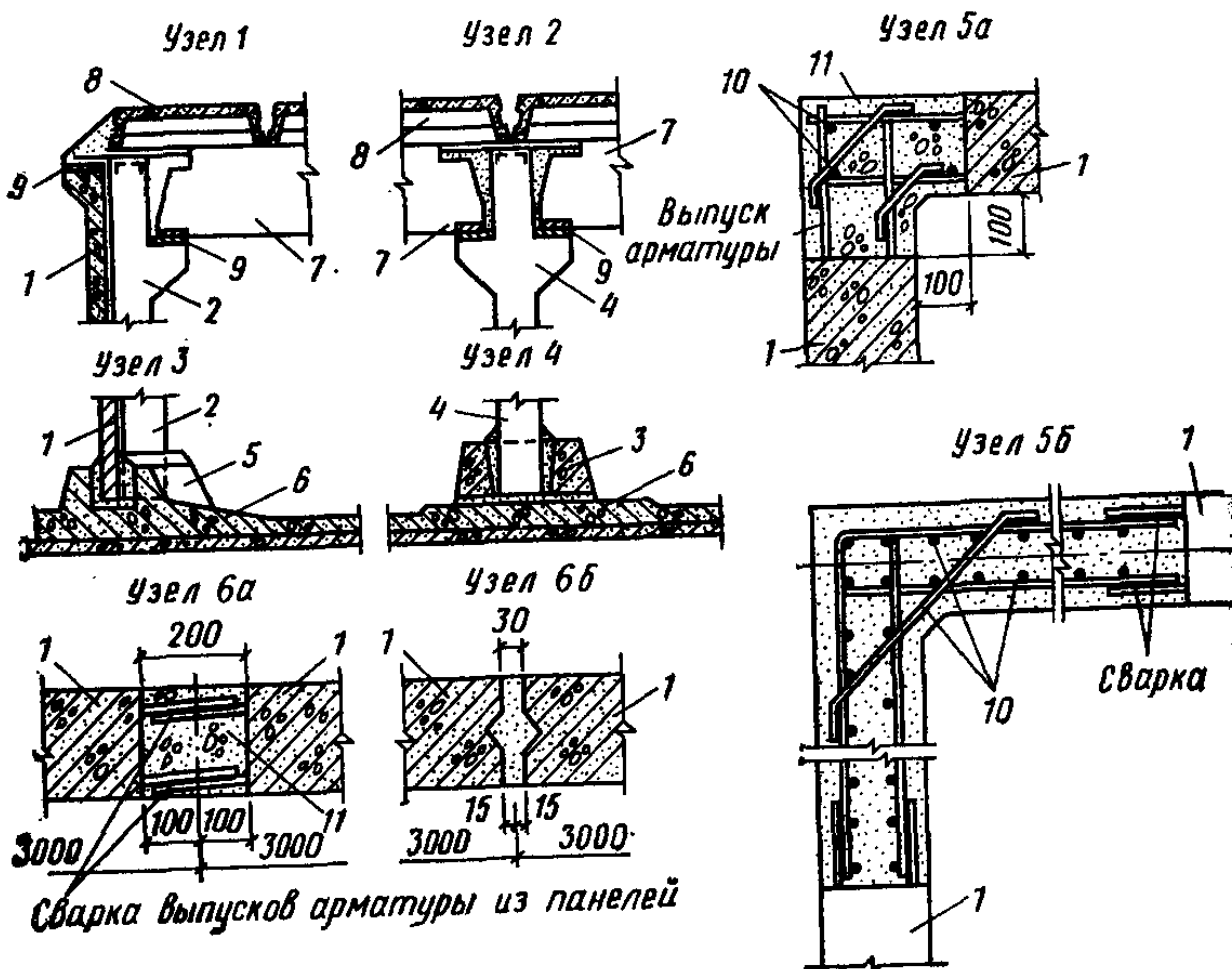


Рис. 3 Узлы прямоугольного сборного резервуара

1...8 — то же, что на рис. 5; 9 — закладные детали; 10 — дополнительная арматура в монолитном участке; 11 — бетон монолитного участка стен.

Угловые участки стен выполняют монолитными, их размеры зависят от разбивки стеновых панелей в плане.

Сборные колонны (квадратного сечения) устанавливают в гнезда фундаментов, зазоры заполняют бетоном. Днища делают монолитными. На рис.3 даны детали резервуаров.

В резервуарах большой протяженности через каждые 54 м предусматривают температурно-усадочные швы (рис. 4).

2. Расчет

Стены резервуаров рассчитывают на одностороннее гидростатическое давление при отсутствии обсыпки, а также одностороннее боковое давление грунта при опорожненном резервуаре. Давление грунта принимают по данным лекции 13.

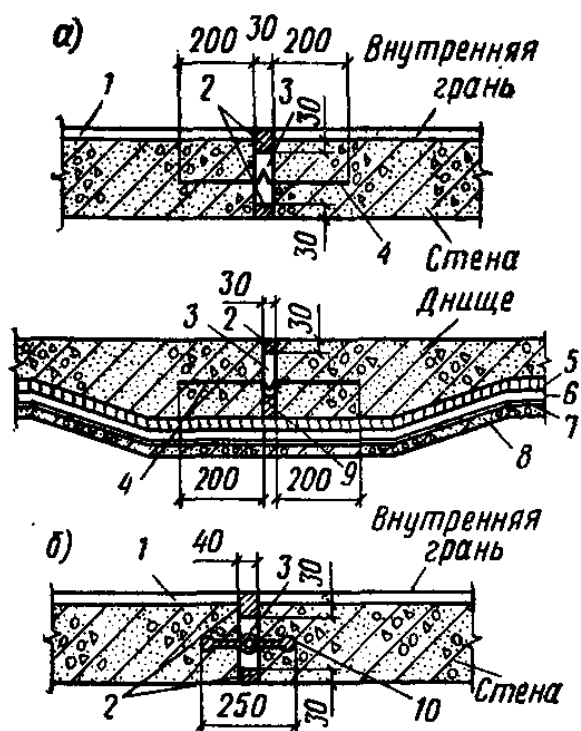


Рис. 4. Детали температурно-усадочных швов

а — со стальными компенсаторами; *б* — вариант с резиновой трехкулачковой шпонкой; 1—торкрет-штукатурка; 2 — зачеканка асбестоцементом; 3 — забивка асбестовой пряжкой, пропитанной битумом; 4 — компенсатор из листовой нержавеющей стали толщиной 1—2 мм (или из обычной оцинкованной стали); 5 — подготовка; 6 — песок; 7 — рубероид; 8 — бетонная подготовка; 9 — асфальтовые плиты; 10 — трехкулачковая резиновая шпонка;

Монолитную стену без ребер, а также сборную стену с вертикальными стыками шпоночной формы (см. рис.3, узел б, б), в которых горизонтальную арматуру не сваривают, независимо от наличия ребер (пилястр) рассчитывают по балочной схеме (рис.5,а) пролет h принимают равным расстоянию от верхней грани паза днища до покрытия.

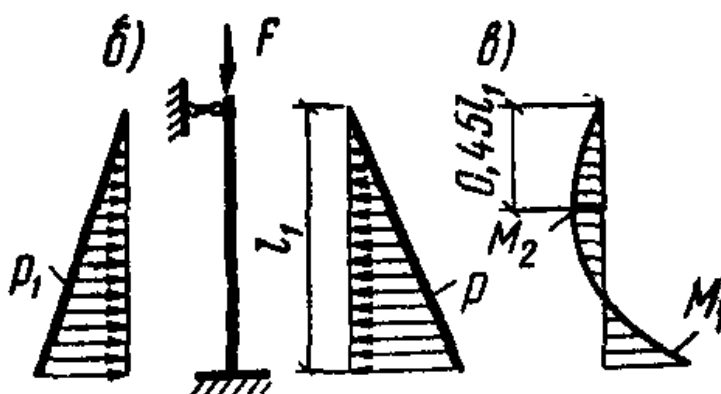


Рис. 5. К расчету стены прямоугольного резервуара, работающей по балочной схеме

а — конструктивная схема; *б* — расчетная схема; *в* — эпюра моментов; 1 — стык шпоночной формы (без сварки горизонтальной арматуры); 2 — плита сборного покрытия; 3 — стеновая панель; 4 — паз; в днище для заделки стеновой панели; нагрузки на стену: p — гидростатическое давление воды; p_1 — горизонтальное давление грунта; p — давление от покрытия

При расчете выделяют вертикальную полосу шириной 1 м вместе с находящимися на ней нагрузками. Полагают, что в днище стена жестко

защемлена, на уровне перекрытия шарнирно оперта (рис.5,б). На рис.5, в приведена эпюра изгибающих моментов, действующих в вертикальном направлении; значения моментов на опоре M_1 и в пролете M_2 определяют по формул лам сопротивления материалов

В монолитной или сборной стене, усиленной ребрами при сварке всей арматуры в швах (см. рис.3, узел б,а), каждый участок стены между ребрами рассчитывают как плиту, опертую по контуру (рис.6), если $l_2/l_1 < 2$ (при l_2/l_1). По граням ребер и днища плита считается жестко защемленной, в уровне покрытия — шарнирно опертой. Шарнирное опирание в случае сборного покрытия обусловлено безмоментными связями между сборными панелями покрытия и стены, а в случае монолитного покрытия — опиранием на плиту с малой жесткостью на изгиб.

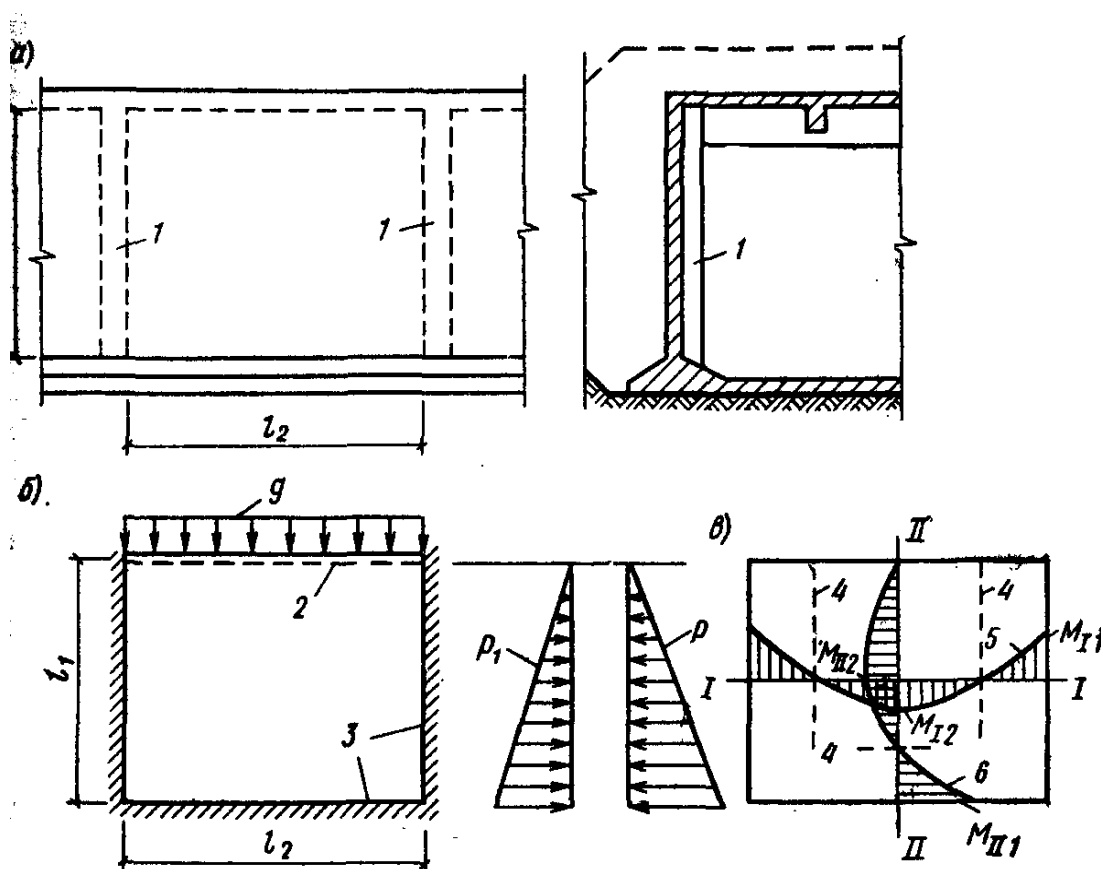


Рис. 6. К расчету стены прямоугольного резервуара как плиты, опертой по контуру

*а — конструктивная схема; б — расчетная схема; в — эпюры моментов;
 1 — вертикальные ребра; 2 — шарнирное опирание; 3 — защемление; 4 — линии нулевых моментов; 5 — эпюра изгибающих моментов вдоль пролета l_2 ; 6 — то же, вдоль l_1 ;
 нагрузки на стену: p — гидростатическое давление воды; p_1 — горизонтальное давление грунта; g — давление от покрытия.*

Наибольшие значения опорных и пролетных моментов принимают по справочникам.

Требуемое количество рабочей арматуры находят по наибольшим опорным и пролетным моментам как в изгибаемой плите прямоугольного

сечения с одиночным армированием. Нормальные усилия, действующие в стене от давления покрытия или от давления на стены поперечного направления, в расчете не учитывают вследствие их незначительного влияния на окончательные результаты. Арматуру рассчитывают отдельно от гидростатического давления изнутри резервуара и от бокового давления грунта снаружи.

Отдельные стержни арматуры объединяют в сварные сетки, которые устанавливают около внутренней и наружной поверхности стеновых панелей с минимальным защитным слоем. На рис.7 показано армирование сборной стеновой панели.

В монолитных резервуарах гладкие стены рассчитывают с учётом их взаимодействия с безбалочным покрытием, а ребристые – с учётом взаимодействия с ребристым покрытием (рис.1).

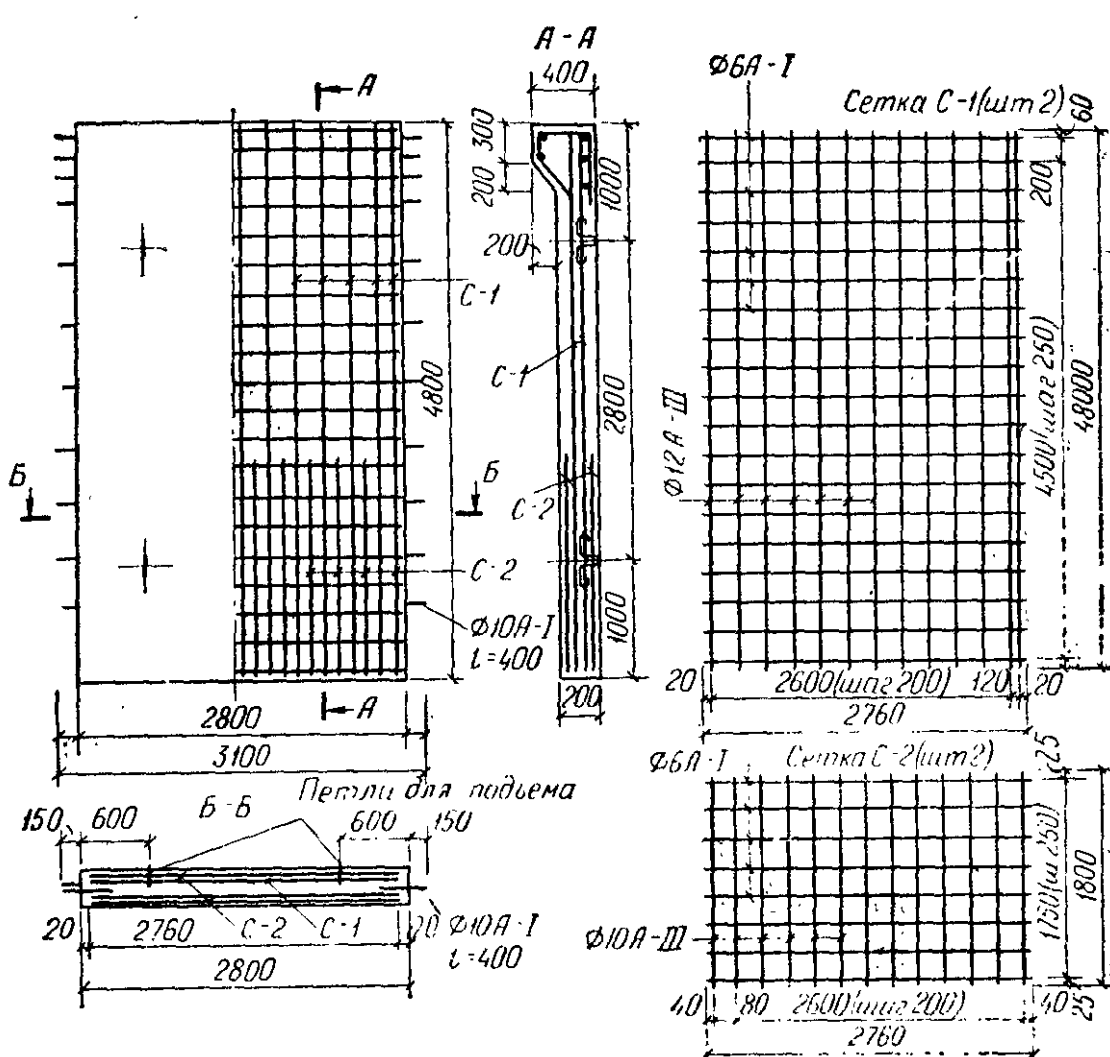


Рис. 7. Армирование стеновой панели прямоугольного резервуара

Кроме расчёта на прочность, выполняют также расчёт стен по условию ширины раскрытия трещин $a_{cr} \leq 0,2$ мм. При этом всю нагрузку считают длительно действующей.

ЛЕКЦИЯ №15(31)

1. БУНКЕРА

К бункерам относятся емкости для сыпучих материалов призматической или цилиндрической формы при соотношении глубины h и размеров в плане, отвечающем условию $h \leq 1,5a$ (где $a > b$) или $h \leq 1,5d$ (рис.1).

Трение сыпучих материалов о стены бункера в процессе истечения материалов незначительно и потому в расчете не учитывается.

Днища бункеров обычно делают воронкообразными с углом наклона на $5-10^\circ$ больше угла естественного откоса сыпучего материала, что обеспечивает полное истечение содержимого.

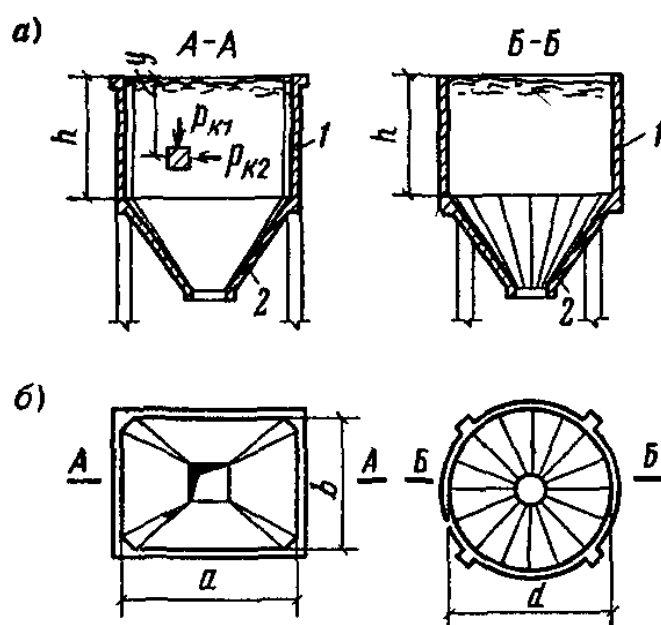


Рис. 1. Одиночные бункера (монолитные)
а — призматической формы; б — цилиндрической формы; 1 — стена; 2 — воронка

Для сыпучих материалов нескольких видов устраивают многоячейковые бункера (рис.2,а). Если количество материала одного вида значительно, бункера могут быть лоткового типа с несколькими загрузочными и разгрузочными отверстиями (рис.2,б).

Загрузочные отверстия бункеров покрывают металлическими решетками, разгрузочные отверстия (течки) оборудуют затворами. Стены бункеров защищают против истирания футеровкой (металлическими листами, чугунными или диабазовыми плитами).

Железобетонные бункера строят монолитными и сборными. Конструктивные схемы монолитных бункеров приведены на рис.1 и рис.2.

В сборных бункерах сохраняются те же геометрические формы, вертикальные стены делят на прямоугольные панели (гладкие или ребристые), стены воронок подразделяют на треугольные или трапециевидные панели (рис.3). Все сборные элементы соединяют на монтаже с помощью сварки закладных металлических деталей. В отдельных случаях нижние части воронок или воронки целиком изготавливают из металла.

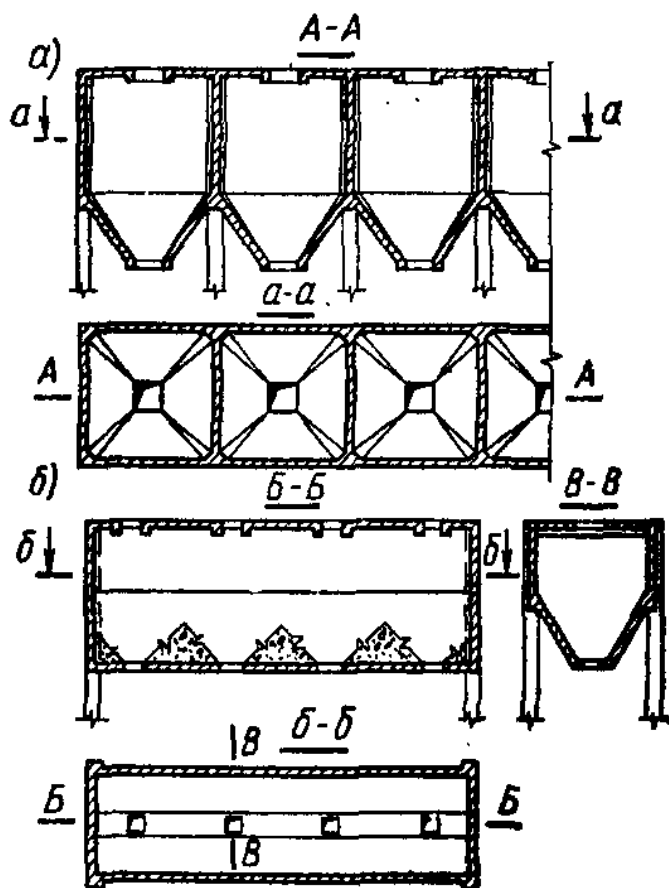


Рис. 2. Монолитные бункера

a — многоячейковый; б — лотковый

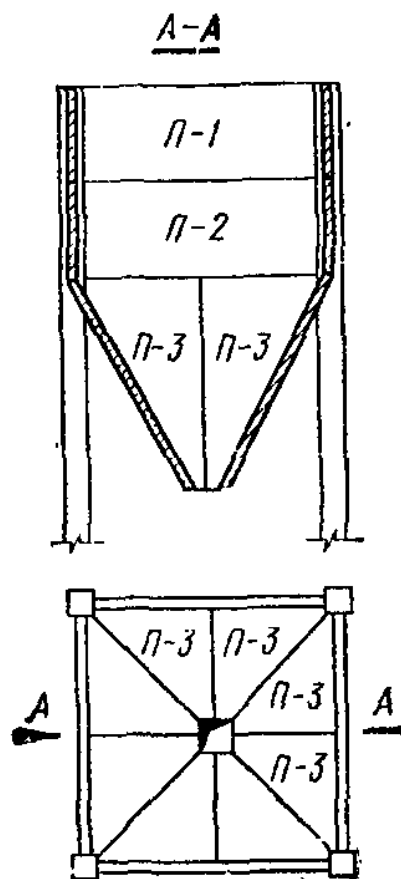


Рис. 3. Схема разрезки бункера на сборные элементы

а — к определению давления на наклонную стену воронки; б — геометрические параметры стен бункера; в — к определению эквивалентных размеров трапецевидной стены воронки

Вертикальное статическое давление p_{k1} (нормативное) сыпучего материала на глубине y от его поверхности равно: $p_{k1} = \rho y$, где ρ — плотность материала (см. рис. 1,а). Горизонтальное статическое (нормативное) давление вычисляют по формуле

$$p_{k2} = p_{k1} \cdot \tan^2(\varphi) \quad (1)$$

где φ — угол естественного откоса сыпучего материала, равный $30—45^\circ$ в зависимости от вида сыпучего.

Расчетные давления p_1 и p_2 определяют умножением их нормативных значений p_{k1} и p_{k2} на коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,3$. При загрузке бункеров грейферами большой мощности с некоторой высоты расчетные давления умножают на коэффициент динамичности $k_{dyn} = 1,4$; при загрузке бункеров транспортерами коэффициент динамичности не учитывают.

Расчетное давление на наклонные стены — нормальное p_n и касательное p_t — определяют по формулам (рис. 4,а):

$$p_n = p_1 \cos \alpha \quad (2)$$

$$p_t = p_2 \sin \alpha \quad (3)$$

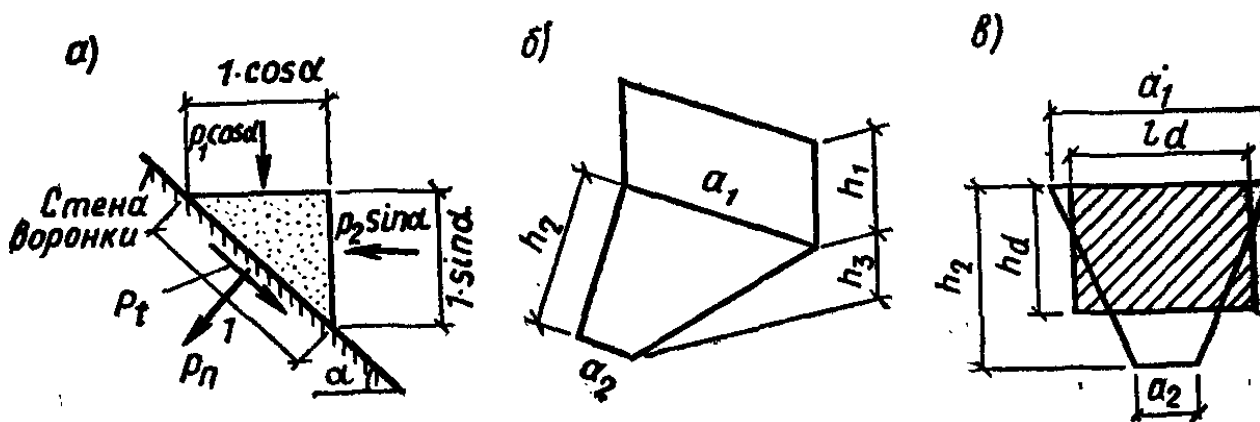


Рис. 4. К расчету бункеров

а — к определению давления на наклонную стену воронки; б — геометрические параметры стен бункера; в — к определению эквивалентных размеров трапециевидной стены воронки

К ним добавляют составляющие от веса наклонной стены g (с коэффициентом надежности 1,1):

$$g_n = g \cos \alpha; \quad g_t = g \sin \alpha. \quad (4)$$

Бункера представляют собой сложные пространственные системы, расчет которых даже в упругой стадии чрезвычайно затруднителен.

В этом отношении проще бункера лоткового типа (рис. 2,б), которые можно рассчитывать как пространственные складчатые системы (например, по методу В. З. Власова).

Одиночный прямоугольный бункер может разрушиться по нескольким схемам вследствие местного изгиба стен, разрыва стен от горизонтального внутреннего распора, отрыва воронки, изгиба бункера в целом с изломом по нормальным или наклонным сечениям (рис.5). Прочность против всех возможных разрушений должна обеспечиваться расчетом.

Стены под действием нагрузки, нормально направленной к их поверхности, испытывают местный изгиб. Каждую стену рассчитывают на местный изгиб самостоятельно. Взаимное влияние соседних стен учитывают приближенно, полагая, что по линии их контакта стена закреплена. Помимо изгиба стены бункера испытывают растяжение: вертикальные стены — в горизонтальном направлении, наклонные — в обоих направлениях.

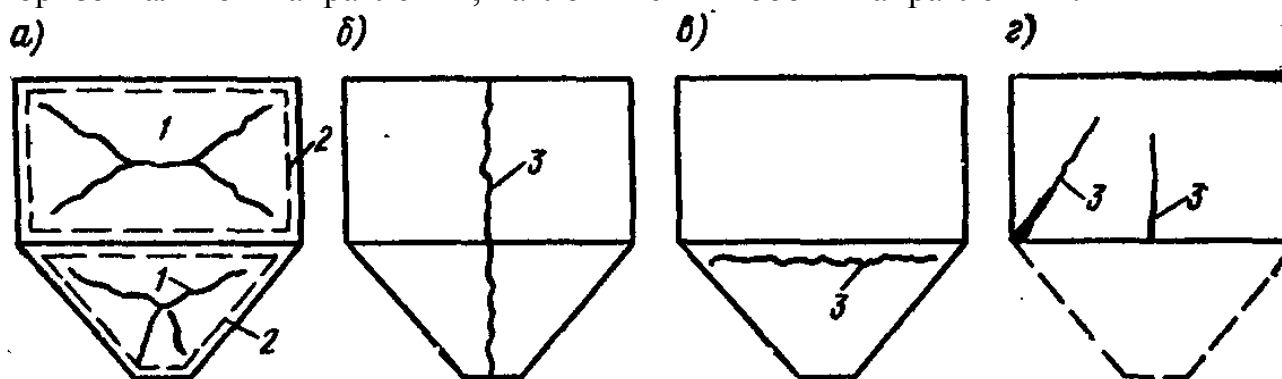


Рис. 5. Расчетные схемы возможного разрушения бункера вследствие
а — изгиба стен из своей плоскости; б — разрыва стен бункера горизонтальными силами; в — отрыва воронки; г — изгиба вертикальной стены бункера в своей плоскости по нормальному или наклонному сечению; 1 — трещины от изгиба стены из своей плоскости снаружи; бункера; 2 — то же, внутри бункера; 3 — трещины от усилий, действующих в плоскости стен бункера

Трапециевидные плиты (см. рис. 4, б) приближенно рассчитывают на среднюю равномерно распределенную нагрузку с интенсивностью



заменяя трапециевидное очертание прямоугольным с расчетными размерами сторон (рис. 4,в);

Моменты определяют по справочным таблицам, считая, что плиты оперты по контуру и защемлены по трем сторонам.

В плитах растянутые зоны от изгибающих моментов образуются: в пролете — с наружной стороны бункера, вблизи ребер — с внутренней стороны. Это способствует образованию трещин, показанному на рис.5.

Растягивающие усилия в сторонах бункера вдоль размеров a и b находят по выражениям:

p_{nd} — среднее нормальное давление на стену; a', b' — размеры бункера в плане на уровне рассматриваемой полосы плиты; α — угол наклона плиты, для вертикальной стенки равен 90° .

Арматуру плит подбирают по расчету прямоугольных сечений, подверженных внецентренному растяжению. Меньший расход арматуры в стенах бункера достигается, если их расчет на изгиб из своей плоскости производить на стадии предельного равновесия в предположении образования в стенах пластических линейных шарниров по форме трещин (рис.5,а) и существенного перераспределения внутренних моментов.

Поскольку при этом происходит значительное раскрытие трещин, этим методом пользуется в случаях, когда содержимое бункеров не оказывает агрессивного воздействия на арматуру.

Проверку прочности бункера на растяжение горизонтальными силами N_a и N_b (рис.5,б) производят для вертикальных и наклонных стен отдельно в предположении, что растягивающие усилия воспринимаются одной горизонтальной арматурой.

Прочность воронки на отрыв (рис.5,в) проверяют в её верхнем основании, где действуют максимальные растягивающие усилия вдоль ската воронки N . Эти силы от массы содержимого бункера F_1 и веса воронки F_2 для ската с углом наклона α

$$N=(F_1 + F_2)/2(a + b)\sin \alpha. \quad (8)$$

Они передаются только на одну арматуру (скатную), с помощью которой воронка присоединена к вертикальным стенам бункера.

Прочность бункера на изгиб в целом (рис.5,г) рассчитывают по нормальному сечению на действие изгибающего момента, а также по наклонному сечению на действие поперечной силы подобно расчету железобетонных балок. При расчете по нормальному сечению учитывают горизонтальную арматуру, попадающую в растянутую зону (пересекаемую трещиной). Коэффициент условий работы арматуры принимают равным 0,8. При расчете по наклонному сечению учитывают также и вертикальную арматуру.

Стены воронки монолитного бункера армируют плоскими двойными сетками, сварными или вязаными, с ортогонально размещенными рабочими стержнями (рис.6, а, б, г). Кроме того, по ребрам устанавливают дополнительные наружные угловые сетки, а для армирования изнутри — отдельные стержни (рис. 6, в) Точки армируют гнутыми сетками (рис.6,д). Вертикальные стены бункера армируют, следуя обычным правилам.

В сборных бункерах общие принципы армирования сохраняются.

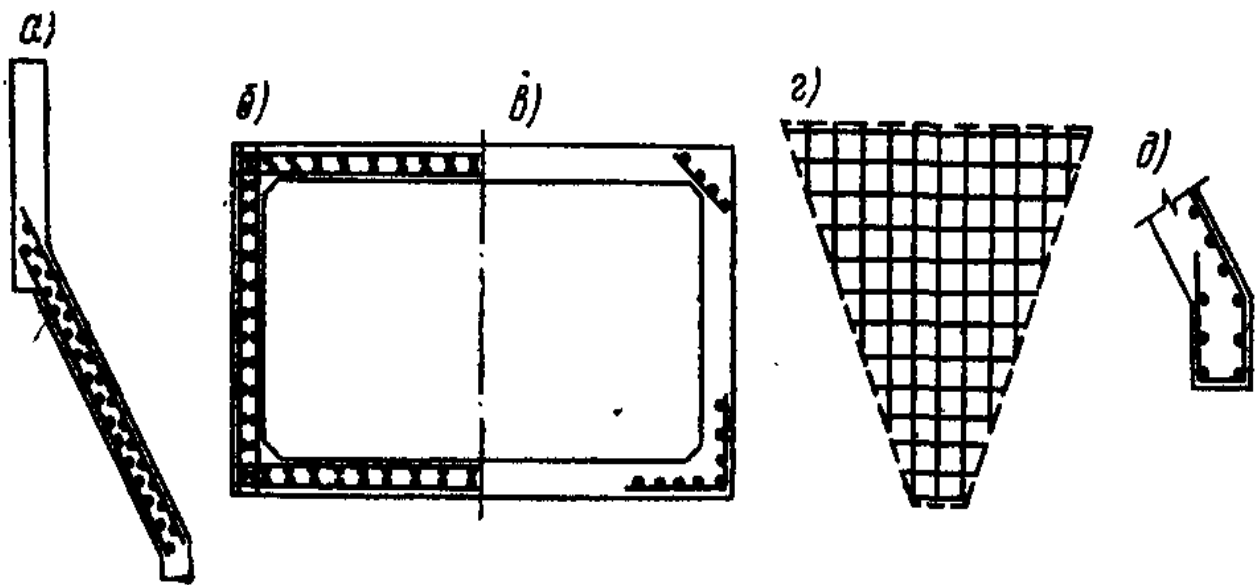


Рис. 6. Детали армирования воронки бункера
*а — разрез; б— план (показаны сетки основной арматуры);
 в — план (показана дополнительная арматура углов); г—сварная
 сетка воронки; д — армирование течи сварной сеткой*

2. СИЛОСЫ

Силосами называют емкости для хранения сыпучих материалов при соотношении глубины h и размеров в плане a и b (см. рис.1,а), отвечающем условию $h > 1,5a$ (где $a > b$). Трение сыпучих материалов о стены силосов, возникающее в процессе истечения содержимого, велико и потому учитывается в расчетах.

Силосы отдельные или объединенные в корпуса входят в состав производственных объектов: промышленных (силосы для цемента, угля, соды и т.п.) или сельскохозяйственных (элеваторы для зерна).

По верху силосного корпуса предусматривают галерею для загрузочного оборудования, снизу — подсилосное помещение для разгрузки содержимого в транспортные механизмы (рис.7).

По форме силосы могут быть цилиндрическими или призматическими с четырьмя, шестью, восемью гранями. По затрате материалов и стоимости возведения для цилиндрических силосов оптимальный размер диаметра 6 м, для квадратных в плане — оптимальный размер стороны $3 \div 4$ м.

Объемно-планировочные решения силосных корпусов элеваторов унифицированы. Серия чертежей ИС-01-09 включает унифицированные одиночные и групповые, однорядные и двухрядные диаметром 6 м, полной высотой корпуса 15...25,8 м, вместимостью 250...3000 м³, а также диаметром 12 м, высотой 24,6...42,6 м, вместимостью 1700...12 000 м³.

Для зерновых элеваторов рекомендованы к применению силосы трех типов с размерами в плане 36×24; 36×18 и 24×18 м. Длина корпуса может быть

и больше, но она не должна превышать 48 м для круглых и 42 м для квадратных силосов. Это ограничение диктуется необходимостью устройства температурно-усадочных швов.

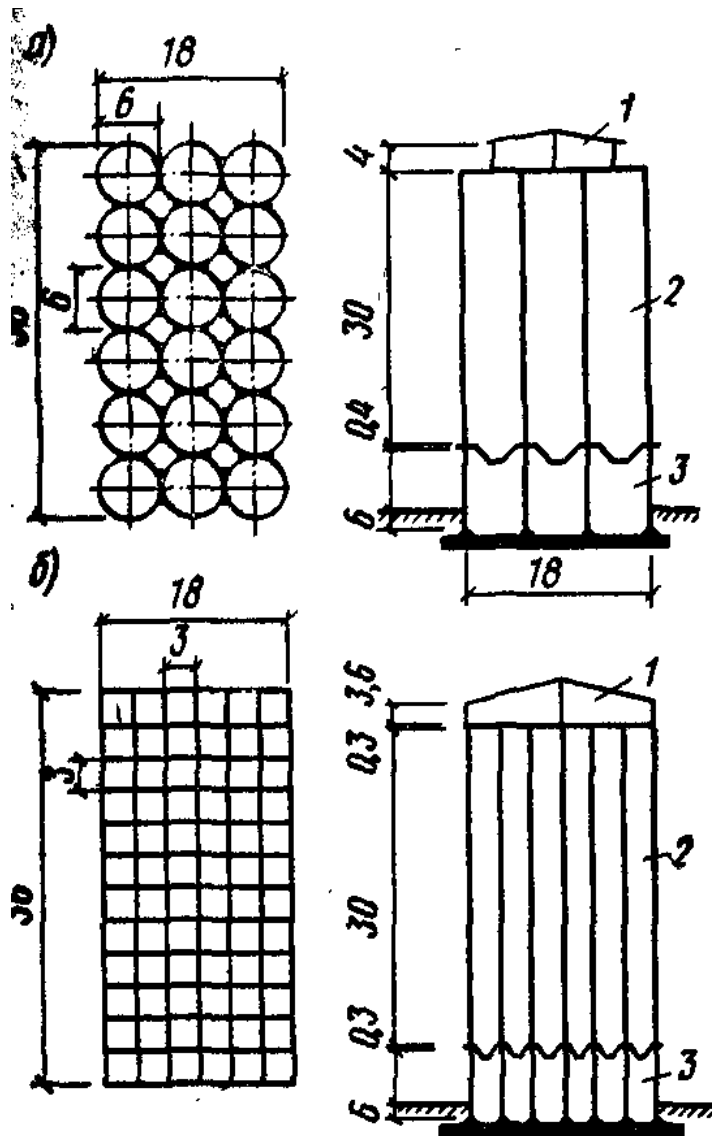


Рис. 7. Схемы монолитных силосных корпусов
а — с цилиндрическими силосами; *б* — с квадратными в плане силосами; 1 — надсилосная галерея; 2 — силос; 3 — подсилосный этаж

Типовой размер высоты силосов принят 30 м, на грунтах высокой прочности (скальные) она может быть увеличена до 42 м, а в некоторых случаях и более.

В корпусах, состоящих из цилиндрических силосов, пространство между цилиндрами («звездочки») также используют для хранения сыпучих материалов.

Силосы сооружают монолитными и сборными. На рис.7 приведены схемы монолитных силосных корпусов с круглыми и квадратными в плане силосами. Минимальная толщина стен монолитных силосов установлена по условию недопущения разрывов в бетоне при перемещении скользящей опалубки, в которой они возводятся. Для круглых силосов толщина стен принимается: при диаметре 6 м — наружных и внутренних соответственно

180мм и 160мм, при диаметре 12 м – 240 мм. У квадратных силосов толщина стен принимается 160 мм и 150 мм для наружных и внутренних соответственно.

Подобную компоновку сохраняют и в сборных силосных корпусах. На рис. 8 поясняется конструктивное решение сборных квадратных в плане силосов. Их комплектуют из элементов трех типоразмеров: пространственного блока в виде замкнутой рамы, Г-образного и плоского (рис. 8, а и б). Номинальный размер высоты сборного яруса 1,2 м. Объединяют отдельные силосы в силосный корпус с помощью оцинкованных болтов (рис. 8, в).

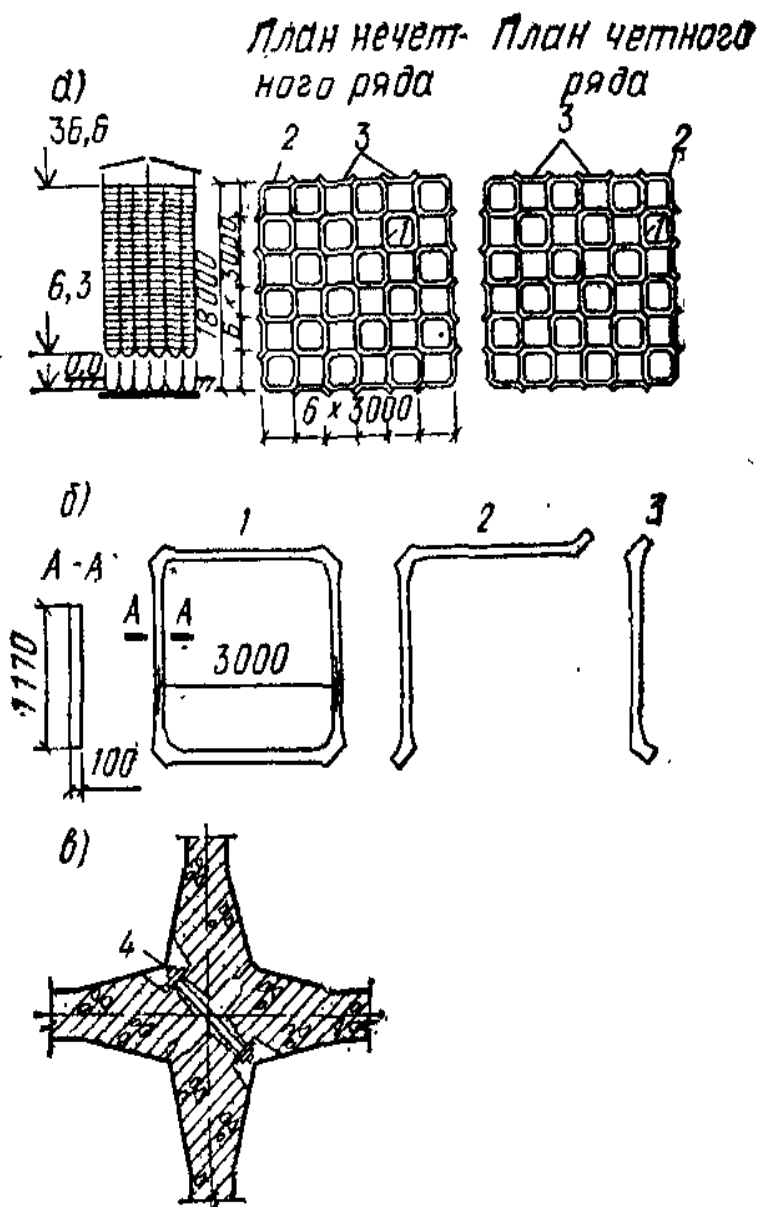


Рис. 8. Сборные силосные корпуса с квадратными в плане силосами

а — схемы разреза и планов; б — сборные элементы; в — деталь сопряжения сборных элементов по внутренним углам; 1...3 — сборные элементы; 4 — болт

Сборные цилиндрические силосы малого диаметра (3 м) можно монтировать из цельных колец, однако такие силосы применяют редко. Сборные силосы с номинальным диаметром 6 м компонуют, как показано на рис.9, а. Каждый ярус состоит из четырех элементов, соединяемых болтами

(рис.9,б). Сборные элементы могут быть гладкими (толщиной 100 мм) и ребристыми (с толщиной стен 60 мм и высотой ребер 150 мм).

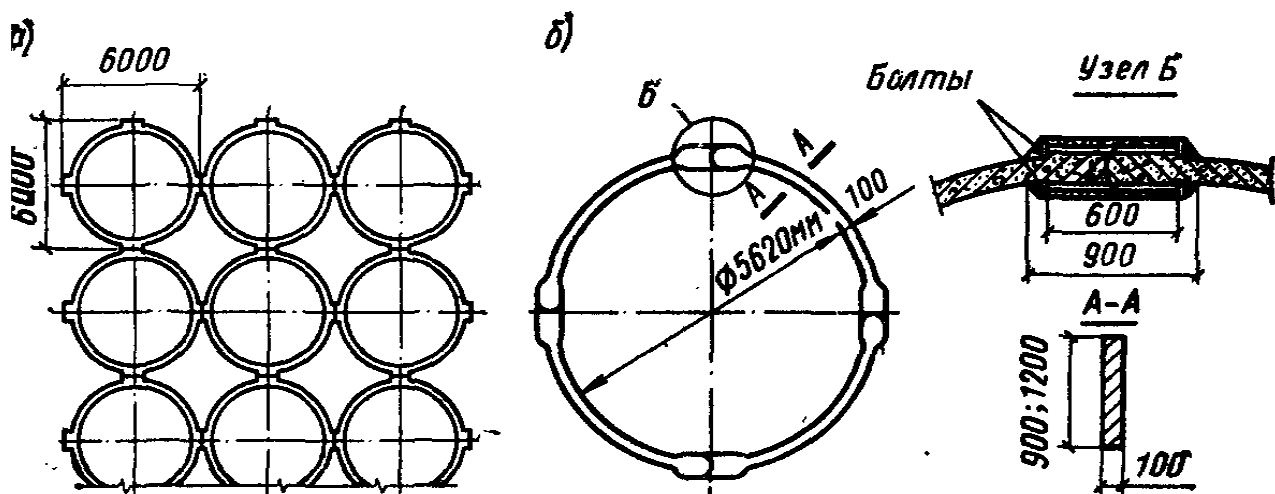


Рис. 9. Сборные силосные корпуса с цилиндрическими силосами
а — фрагмент плана корпуса; б — конструктивная схема яруса

Применяют сборные восьмигранные силосы (рис.10) из элементов двух типоразмеров: пространственного блока в виде замкнутой рамы и плоских ребристых плит. Соединение сборных элементов предусмотрено на болтах. Эта конструкция не получила широкого распространения.

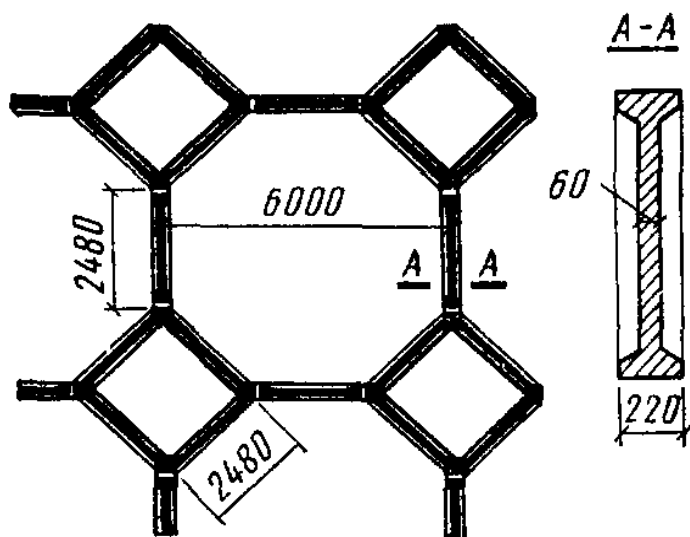


Рис. 10. Конструктивная схема сборного восьмигранной силоса

Разработана конструкция сборных круглых силосов большого диаметра (12 м) из панелей-оболочек каннелюрного типа (рис. 11) с номинальными шириной 1,54 м и высотой 3 м. Панели снабжены торцовыми ребрами, в наружных пазах которых помещают предварительно напрягаемую кольцевую арматуру силоса. Натяжение этой арматуры производят при укрупнительной сборке отдельных поярусных царг на особом стенде, в котором внутренний

распор царг создается сжатым воздухом. После натяжения арматуру защищают цементным раствором, наносимым способом торкретирования.

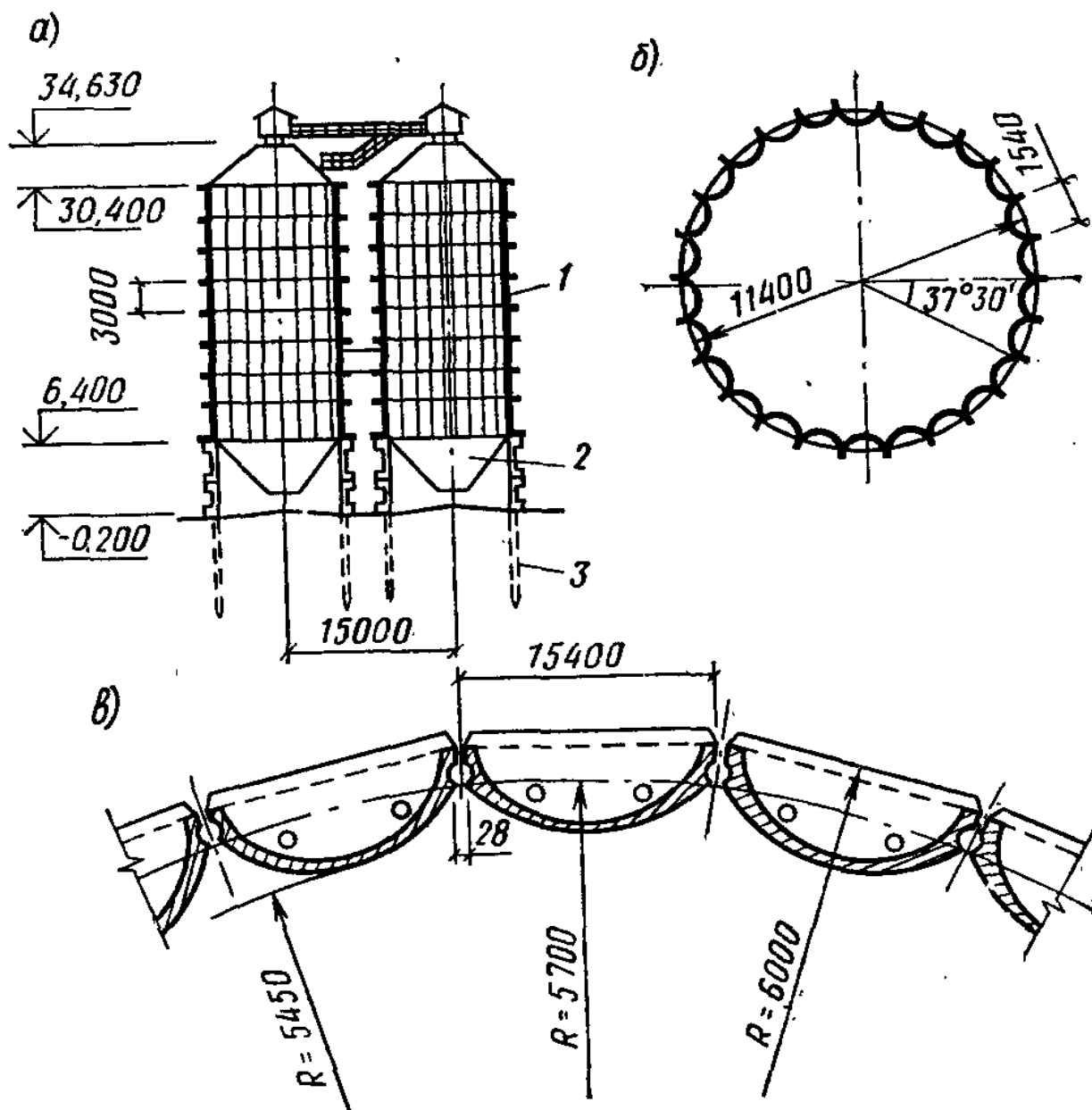


Рис.11. Конструктивные схемы сборного круглого силоса диаметром 12 м с панелями каннелюрного типа

а — разрез; б — план; в — деталь плана;

1 — панели-оболочки; 2 — металлические воронки; 3 — железобетонные свай

Стены круглых монолитных силосов обычно доводят до фундаментной плиты. В подсилосной части стены усиливают пиллястрами, на которые сверху опираются воронки (рис. 12,а). Устраивают также плоские днища на своих колоннах с забуткой поверху (рис. 12,б). Сборные круглые силосы вместе с воронками (которые также могут быть сборными) опираются в подсилосном

помещении на П-образные рамы (рис. 12,в). Опираие квадратных силосов решается аналогично.

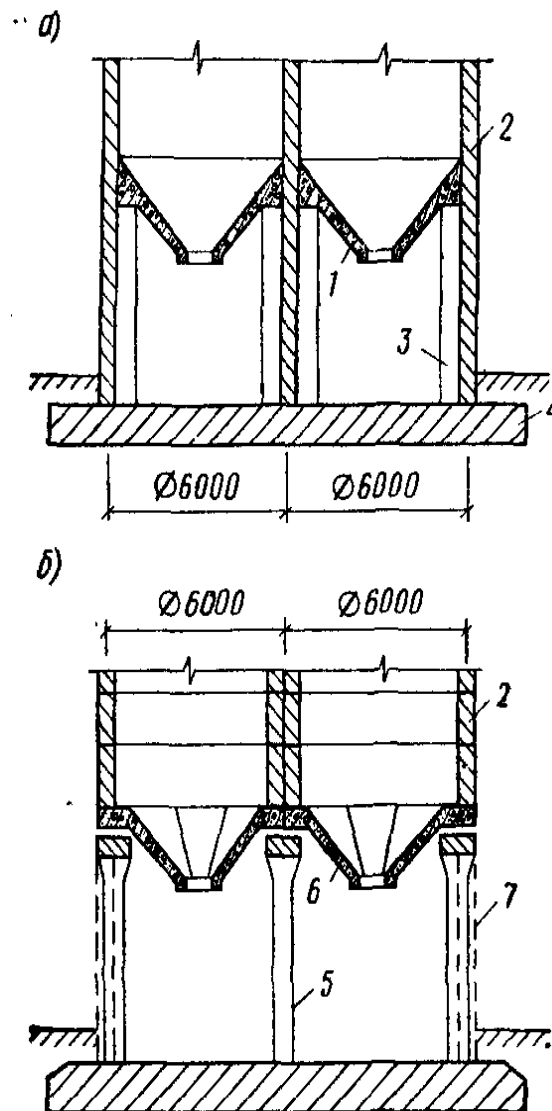


Рис. 12 Конструктивные схемы опирания цилиндрических силосов

а — монолитных с монолитными воронками; б — сборных со сборными воронками;

в — монолитных с плоским дном;

1 — монолитная воронка; 2 — стены силосов; 3 — пилястры; 4 — фундаментная плита;

5 — П-образные рамы; 6 — сборная воронка; 7 — стеновое ограждение; 8 — колонны;

9 — забутка; 10 — плоское днище.

Давление от сыпучего материала — вертикальное p_{k1} (нормативное) и горизонтальное p_{k2} (нормативное) — на глубине y от уровня загрузки определяют по формулам, выведенным теоретически и уточненным экспериментально (рис. 13, а, б):

$$\begin{aligned}
 p_{k1} &= \gamma y \mu & \text{⊗} \\
 p_{k2} & & \text{⊗} \\
 p_{k2} &= \gamma y \mu & \text{⊗}
 \end{aligned}$$

где A , u — соответственно площадь и периметр сечения силоса; ρ — плотность материала; μ — коэффициент трения сыпучего материала о вертикальные стены, равный $0,4 \dots 0,8$ в зависимости от материала; k_{dyn} — коэффициент, учитывающий динамическое воздействие сыпучего материала, возникающее в процессе разгрузки, и некоторые другие явления, не учитываемые теоретическим выводом; его принимают равным 2 при расчете горизонтальной арматуры нижней зоны стен на $2/3$ их высоты, а при расчете конструкции днищ и воронок — $1,5$, в остальных случаях — 1 .

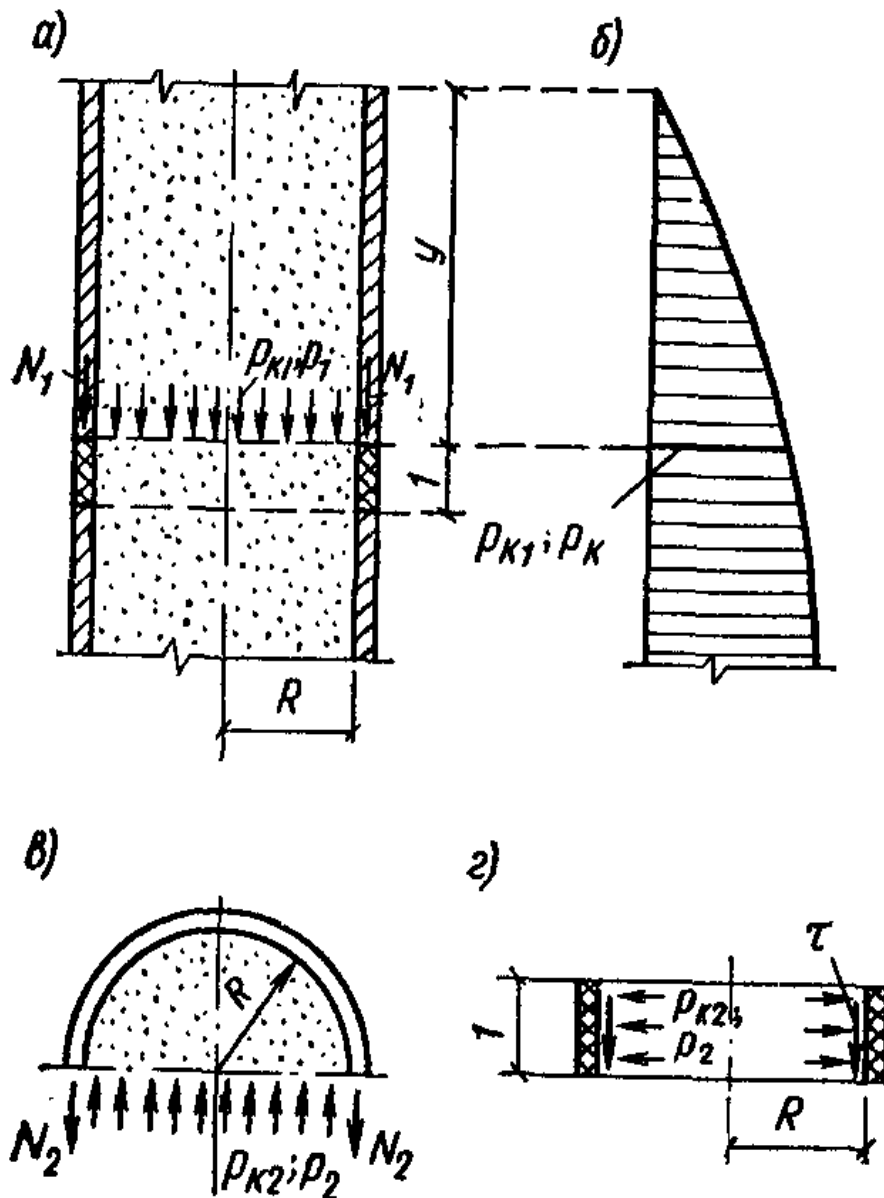


Рис. 13. К расчету стен цилиндрических силосов

а — вертикальный разрез по силосу; *б* — эпюра нормального давления в сыпучем материале силоса; *в* — к расчету кольцевого усилия; *г* — внутреннее давление от сыпучего материала на кольцевой элемент силоса

Вертикальное давление, передающееся стене силоса вследствие трения сыпучего материала (рис. 13, *г*) $\tau = \mu \rho_2$

Расчетное значение нагрузки от сыпучих материалов определяют по формулам:

$$N = \frac{p \cdot R}{\gamma_f \cdot \gamma_k} \quad (25)$$

где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке; γ_k — коэффициент условий работы конструкции.

Коэффициент γ_f для сыпучих материалов принимают 1,3; при расчете на сжатие нижней зоны стен силосов, колонн подсилосного этажа и фундаментных плит значение расчетной нагрузки от массой сыпучих материалов умножают на коэффициент 0,9.

Коэффициент γ_k при расчете горизонтальной арматуры для нижней части стен (на 2/3 ее высоты) круглых внутренних силосов в корпусах с рядовым расположением, а также прямоугольных наружных и внутренних силосов при размерах сторон до 4 м принимают 2; при расчете конструкций плоских днищ без забуток и воронок—1,3; и для плоских днищ с забутками толщиной 1,5 м и более — 2. В неоговоренных случаях $\gamma_k=1$.

Стена цилиндрического силоса растягивается горизонтальным усилием (рис. 13, в)

$$N_2 = p_2 R \quad (26)$$

Стена силоса любой формы в вертикальном направлении сжимается погонным усилием (см. 13,а)

$$N = p \cdot R \cdot \gamma_f \cdot \gamma_k \quad (27)$$

Нормальное давление по скату воронки силоса вычисляют, как в бункерах, по выражению (15). Площадь сечения горизонтальной арматуры цилиндрических силосов на единицу высоты стены находят по выражению $A_s = N_2 / R \cdot s$.

По усилию N_1 (на 1 м длины периметра горизонтального сечения силоса) с учетом вертикального давления от всех вышерасположенных конструкций проверяют прочность стен силоса как сжатых элементов в наиболее загруженных местах (у воронки или фундаментной плиты).

Ячейку квадратного монолитного силоса рассчитывают на каждом ярусе высоты как замкнутую раму под воздействием внутреннего давления p_2 (рис.14,а). Стена испытывает растяжение усилием $p \cdot l / 2$ и изгиб моментами $p \cdot l^2 / 12$ в углах и $p \cdot l^2 / 24$ в пролете (рис. 14,б—г).

Для силосов применяют бетон класса не ниже В15. Стены монолитных силосных корпусов возводят обычно в скользящей опалубке, удерживаемой на домкратных рамах. Поэтому армируют стены в горизонтальном направлении отдельными стержнями сравнительно небольшой длины с шагом стержней 100...200 мм; толщина защитного слоя должна быть не менее 20 мм. Стыки стержней делают в разбежку с перепуском концов $60d+100$ мм. В силосах

малого диаметра предварительное напряжение стен не производят, для армирования применяют арматуру класса А-III (периодического профиля).

Стены круглых силосов диаметром до 6 м достаточно армировать одиночной горизонтальной арматурой (рис 15, а), однако в наружных стенах силосов на $\frac{2}{3}$ высоты от днища необходимо двойное армирование (рис,15 б) для восприятия изгибающих моментов, образующихся при шахматном заполнении силосов корпуса.

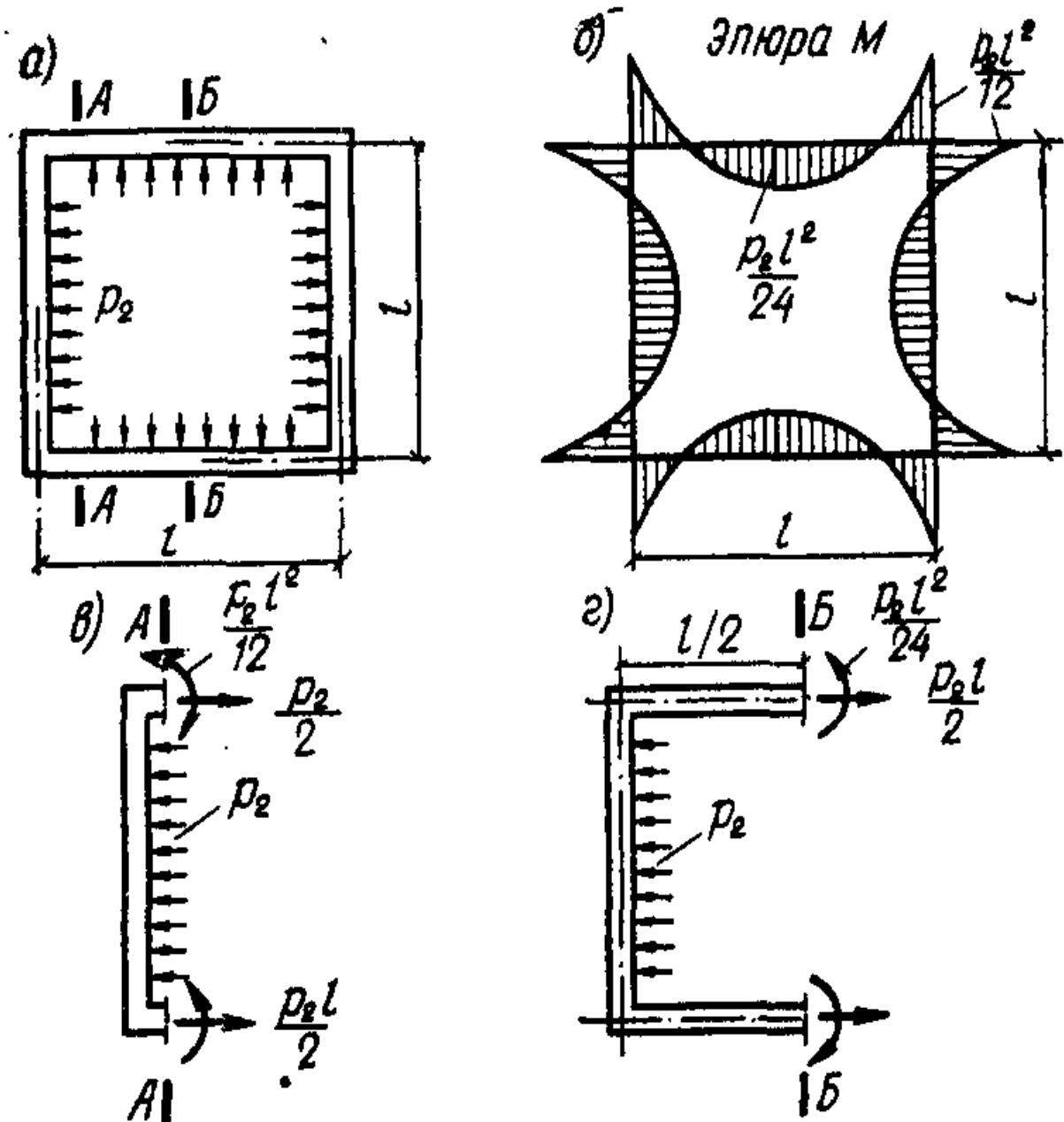


Рис. 14. К расчету стен силоса, квадратного в плане

а — расчетная схема; б — эпюра изгибающих моментов; в — моменты и силы в стенах силоса по сечению А—А; г — то же, по сечению

Вертикальные стержни принимают диаметром 10 мм с шагом 300...350 мм для наружных стен силосов и 400...500 мм для внутренних. Общее сечение

вертикальных стержней назначают не менее 0,4 % сечения бетона. Часть вертикальных стержней устанавливают в виде вязаных каркасов (рис. 15, в) через 1...1,5 м, один от другого, что обеспечивает проектное положение горизонтальной арматуры при бетонировании. Стыки вертикальных стержней делают вразбежку с перепуском концов на $35d$.

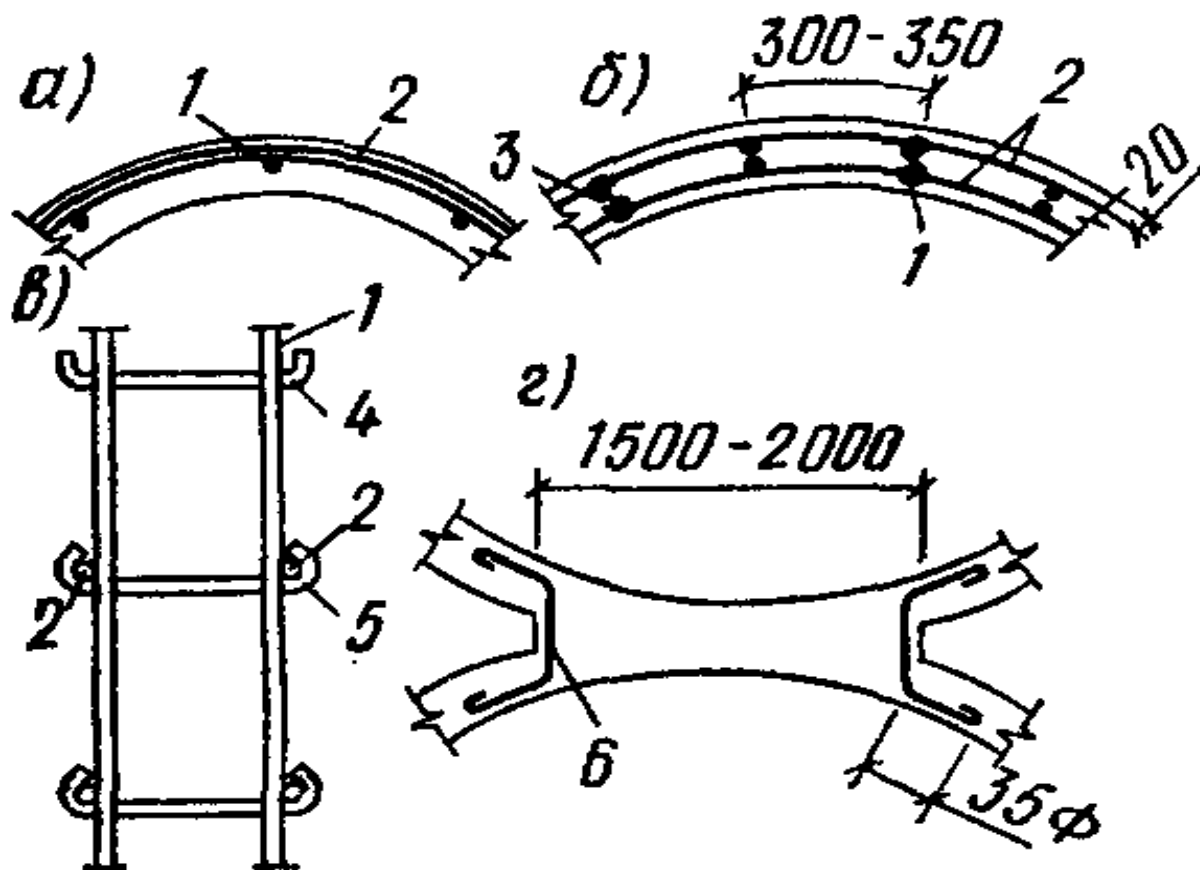


Рис. 15. Детали армирования стен цилиндрических монолитных силосов
а — одиночное; б — двойное; в — вертикальный вязаный каркас; г — дополнительное армирование в местах сопряжения соседних силосов; 1 — вертикальные стержни; 2 — стержни кольцевой рабочей арматуры; 3 — соединительные шпильки; 4, 5 — хомуты до и после укладки горизонтальных стержней; б — дополнительные стержни

Вертикальные и горизонтальные стержни во всех местах пересечений связывают вязальной проволокой; при двойном армировании (см. рис. 15, в) обе сетки соединяют поперечными хомутами диаметром не менее 3 мм.

В местах сопряжения соседних силосов входящие углы армируют дополнительными стержнями (рис 15,г); их диаметр и шаг принимают такими же, как и основной кольцевой арматуры.

В стенах квадратных монолитных силосов устанавливают двойную арматуру (рис. 16), учитывая, что давление на промежуточные стены возможно с одной и с другой стороны и что горизонтальная арматура должна воспринимать моменты в углах вдвое большие, чем в пролете (см. рис.14).

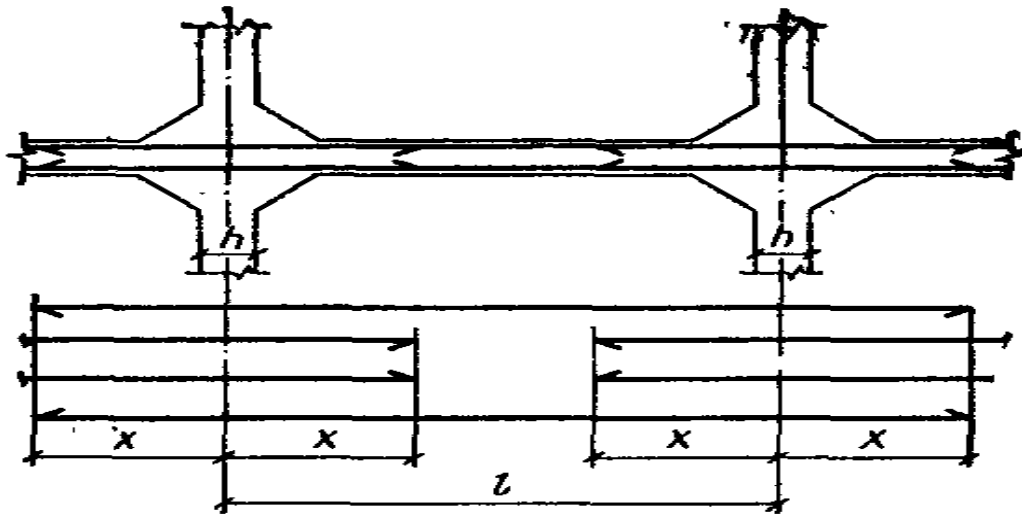


Рис. 16. Схема армирования стен квадратных монолитных силосов

В сборных силосах основные принципы армирования сохраняются. Изготовление сборных элементов на заводах позволяет армировать их высокопрочной проволочной арматурой и тем снизить расход арматуры. Стены силосов рассчитывают по образованию и ширине раскрытия трещин в соответствии с указаниями, относящимися к растянутым элементам.

Опыт проектирования показал, что для стен монолитных силосов из бетона класса В15 с арматурой (без предварительного напряжения) периодического профиля класса А-III с процентом армирования не более 0,7 - раскрытие трещин не превышает допустимого размера (0,2 мм при нормативных значениях нагрузки).

ЛЕКЦИЯ №16(32)

1. ПОДЗЕМНЫЕ КАНАЛЫ И ТОННЕЛИ

Подземные каналы и тоннели на территориях промышленных и гражданских объектов выполняют преимущественно неглубокого заложения. Они предназначены для прокладки тепло-, газо-, паро-, нефте- и маслопроводов, а также для сетей водоснабжения, канализации, сжатого воздуха, электрокабелей.

Каналы делают непроходными или полупроходными с внутренней высотой в чистоте не более 1500 мм. Тоннели устраивают проходными с внутренней высотой не менее 1800 мм. Их нередко используют для перехода людей и транспортирования грузов.

Тоннели прокладывают с продольным уклоном для стока случайных вод, оборудуют освещением, вентиляцией, сигнализацией, противопожарными и другими устройствами.

Для сокращения числа типоразмеров лотков их делают только определенных размеров: по ширине (внутри) 300—2400 мм (с шагом 300 мм) и

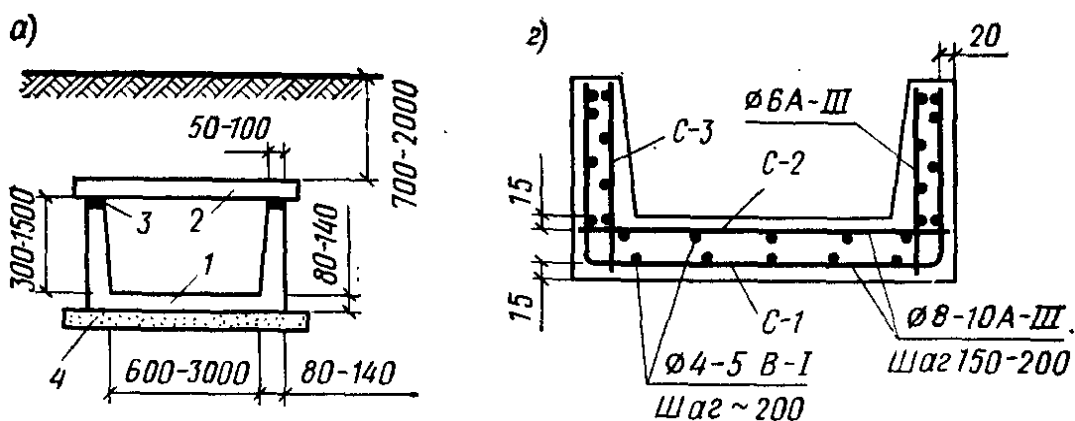
3000 мм, по высоте (внутри) 300, 450, 600, 900, 1200 и 1500 мм, длиной (номинальной, т.е. с учетом толщины монтажных швов) 3000 и 6000 мм. Плоские плиты покрытий и днища назначают соответствующей ширины с номинальной длиной 3000 мм. Кроме элементов с основными размерами длины предусматривают доборные элементы длиной 720 мм.

Из лотков и плит komponуют односекционные каналы с размещением лотков днищем вниз (рис.1,а) или днищем вверх, также двухсекционные (рис.1,б). Используя только лотки (без плит), можно компоновать каналы, а также тоннели по схеме на рис.1,в (односекционные); их можно делать и двухсекционными объединяя односекционные, подобно компоновке по схеме рис.1,б.

Верхние и нижние лотки соединяют в единую конструкцию сваркой на монтаже закладных коротышей из швеллеров, размещаемых в толще продольных швов. Лотки в каналах в продольном направлении укладывают без перевязки торцовых швов лотков, а в тоннелях — с перевязкой.

В тоннелях и полупроходных каналах предусматриваются входы для людей и монтажные проемы по размеру устанавливаемого оборудования.

Унифицированные сборные конструкции, применяемые только для тоннелей, разработаны применительно к трём конструктивным решениям: для односекционных тоннелей с применением уголковых стеновых элементов в сочетании с плитами покрытия и днища (рис.2), для двух секционных тоннелей с дополнительным рядом промежуточных колонн и продольным прогоном по ним (рис.3), а также для односекционных тоннелей из объёмных блоков (рис.4).



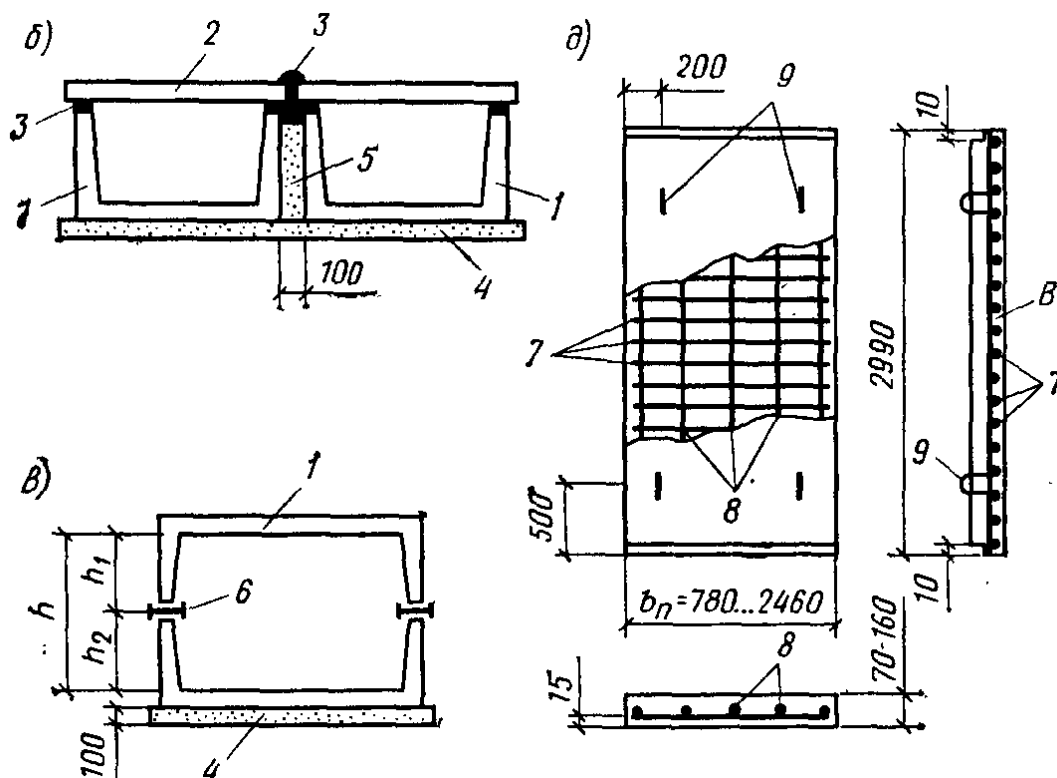


Рис.1. Каналы и тоннели с применением лотков и плит

а — канал односекционный; *б* — канал двухсекционный; *в* - канал - при $h < 1500$ мм, (тоннель, при $h > 1800$ мм), односекционный из двух лотков; *г* — армирование сборного лотка; *д* — армирование сборной плиты;

1—лоток; 2—плита покрытия; 3 — цементный раствор; 4 — песчаная подготовка; 5 — зазор между лотками, заполненный песком; 6 — стальная прокладка; 7 — рабочие стержни; 8—монтажные стержни; 9 — петли для подъема плит.

Для тоннелей с уголковыми стеновыми элементами предусмотрены габаритные размеры тоннелей: по высоте 2100, 2400, 3000 и 3600 мм и по ширине 1500, 1800, 2100 мм (для односекционных), 2400, 3000, 3600 и 4200 мм (для одно- и двухсекционных). Для тоннелей из объемных блоков приняты размеры по высоте 2100, 2400, 3000 и по ширине 1500÷3000 мм. Разработаны конструкции тоннелей и для случаев их размещения под автодорогами на глубине до верха тоннеля 0,5...6,0 м, под железными дорогами на глубине от низа шпал до верха тоннеля 1...4 м, внутри цехов на глубине до 6,0 м.

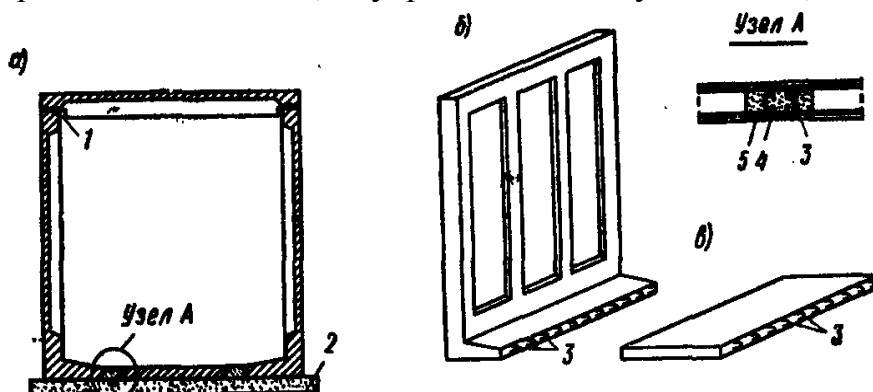


Рис. 2. Односекционный тоннель с уголковыми стеновыми элементами и плитами покрытия и днища

а — поперечное сечение тоннеля; *б* — уголковый стеновой элемент; *в* — плита днища; 1 — подрезка ребра плиты покрытия у опоры; 2 — бетонная подготовка; 3 — петлевые выпуски арматуры для стыкового соединения; 4 — монтажные арматурные стержни; 5 — бетон замоноличивания стыкового соединения.

Односекционные тоннели (см. рис.2) монтируют из двух уголковых элементов (стенная часть которых принята ребристого типа), плит покрытия (ребристых) и плит днища (сплошных). Стеновые элементы и плиту днища объединяют в единую конструкцию жестким стыком длиной во всю длину сборных элементов, для чего предусматривают в сборных элементах встречные петлевые выпуски (стык Передерия), внутри которых размещают на монтаже арматурные стержни, а также замоноличивание бетоном класса В25. Плиты покрытий делают с ребрами, имеющими на опорах подрезку для восприятия бокового давления стен.

В двухсекционных тоннелях (см. рис.3) промежуточная опора образуется из прогона, колонн и фундаментных блоков. Двухсекционный тоннель может быть также выполнен из двух рядом размещенных односекционных тоннелей. Номинальная длина основных стеновых блоков (вдоль тоннеля) принята 3000 мм.

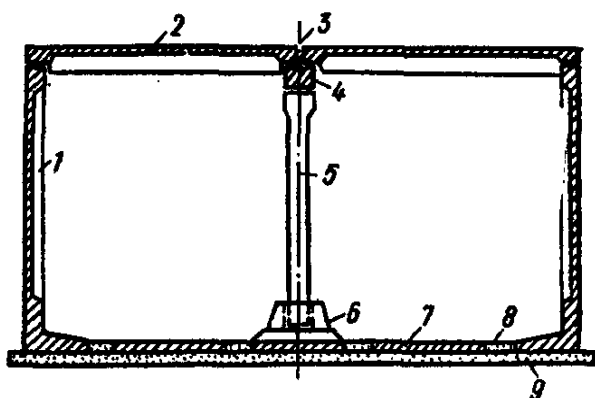


Рис 3. Двухсекционный тоннель с уголковыми стеновыми элементами промежуточными стоечными опорами.

1 — уголковый стеновой элемент; 2 — плита покрытия; 3 — цементный раствор; 4 — продольный прогон; 5 — колонна; 6 — фундамент колонны; 7 — плита днища; 8 — стыковое соединение (см. деталь на рис.2); 9 — бетонная подготовка.

Тоннели по рис.4 выполняют из объемных блоков номинальной длины 1500, 2400 и 3000 м. Сопряжение блоков по длине делается «в четверть» по стенам и днищу и со шпонками в покрытии.

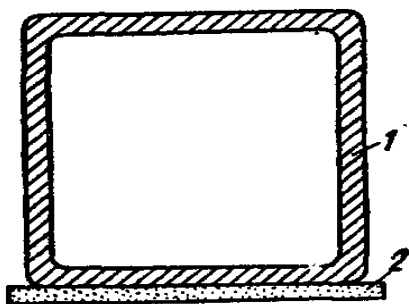


Рис. 4. Односекционный тоннель из объемных блоков.

1 — объемный блок; 2 — бетонная подготовка

Сборные элементы каналов и тоннелей выполняют из бетона класса В25, армируют сварными сетками из арматуры класса А-III и обыкновенной проволоки класса В-I.

Каналы и тоннели неглубокого заложения возводят открытым способом. В этом случае расчетную вертикальную нагрузку на покрытие от грунта определяют по формулам:

$$P_1 = \gamma_f \rho h_1, \quad (1)$$

h_1 — расстояние от поверхности грунта, м; ρ — нагрузка от единицы объема грунта, равная в зависимости от вида грунта и его влажности 16—20 кН/м³; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным 1,2;

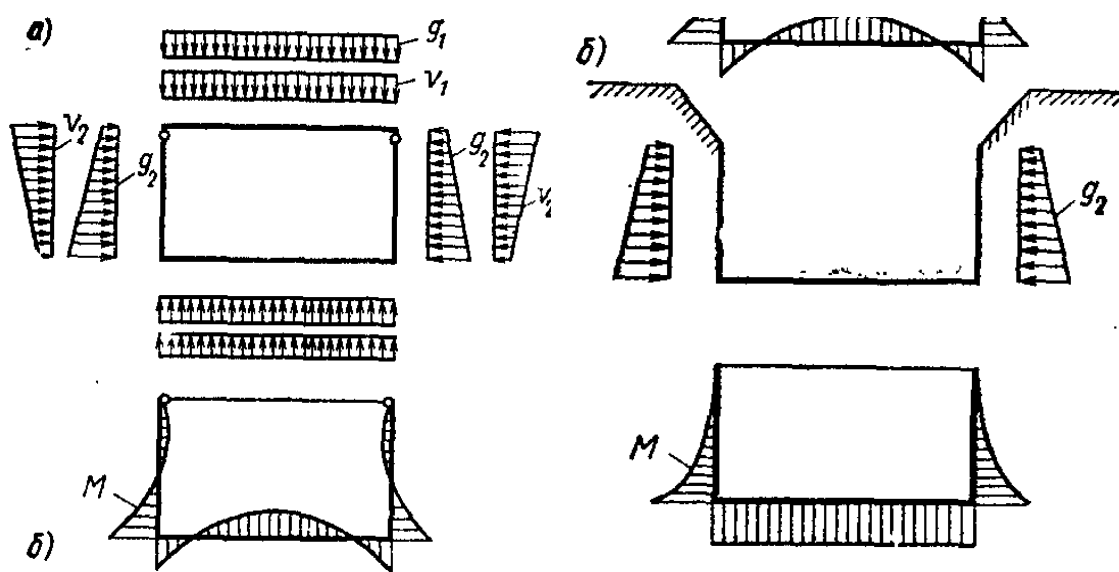


Рис 5. К расчету конструкции каналов и тоннелей

а - П-образная перевернутая рама с распоркой; *б* - то же без распорки;

g_1 - вертикальная нагрузка постоянная; v_1 - то же временная;

g_2 - горизонтальная нагрузка постоянная; v_2 - то же временная;

M - эпюра изгибающих моментов

Горизонтальную нагрузку на стены на уровне вычисляют по формуле

$$P_2 = \gamma_f \rho h_1 \tan^2(45^\circ - \varphi) \quad (2)$$

где φ — нормативный угол внутреннего трения грунта, находящийся в пределах 25—45°.

На глубине h_3 , по аналогии с предыдущими формулами,

$$P_3 = \gamma_f \rho h_3 \tan^2(45^\circ - \varphi)$$

В расчетах конструкций каналов и тоннелей учитывают временную нагрузку на поверхности земли от автотранспорта.

В подземных сооружениях вся вертикальная нагрузка от перекрытия и стен уравнивается реактивным отпором грунта, который считают равномерно распределенным по подошве днища.

Плиты покрытия каналов и тоннелей рассчитывают по однопролетной балочной схеме с шарнирным опиранием на стены. Стены, жестко соединенные с днищем в односекционных каналах и тоннелях по схемам, изображенным на рис.1,а и на рис.2,а, рассчитывают как П-образную перевернутую раму с распоркой (рис.5,а). При снятом перекрытии (в периоды строительства и ремонта) раму рассчитывают без верхней распорки (рис. 5,б)

Конструкцию тоннеля из объемных блоков (см. рис.4) рассчитывают по схеме замкнутой рамы на указанные выше воздействия постоянных и временных нагрузок.

2. ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

Железобетонные подпорные стены в сравнении с каменными и бетонными значительно экономичнее. Их применяют преимущественно сборными. Различают подпорные стены угловые, с контрфорсами, анкерные (рис. 6).

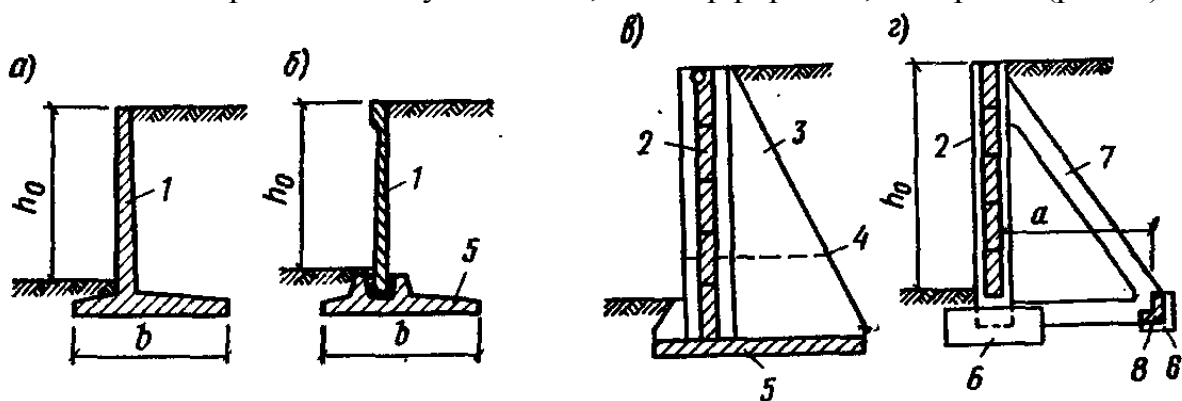


Рис. 6. Конструктивные схемы сборных подпорных стен

а — угловая одноэлементная; б — угловая двухэлементная;

в — с контрфорсами; г — анкерная;

1—сборные цельные блоки; 2 — стеновые плиты; 3 — сборный контрфорс; 4 — стык сборных элементов контрфорса; 5 — фундаментная плита; 6 — опоры рамы; 7 — рамы; 8 — анкерная балка

Угловые стены применяют, когда полная высота подпорной стены не превышает 4,5 м. При большей высоте экономичнее стены с контрфорсами или анкерные. Угловые подпорные стены могут изготавливаться в виде единых блоков длиной 2—3 м (рис. 6,а). Разработаны типовые конструкции сборных угловых подпорных стен, состоящие из двух элементов: стеновой (лицевой) плиты и фундаментной плиты (рис. 6,б). Предусмотрены высоты подпора грунта h , равные 1,2; 1,8; 2,4; 3 и 3,6 м. Номинальная длина стеновых плит принята 3 м, фундаментных—3 и 1,5 м; ширина подошвы b принята равной 2,2; 2,5; 3,1 и 3,7 м. Учтена возможность установки фундаментной плиты с наклоном подошвы до 7° для повышения устойчивости подпорной стены против сдвига.

В подпорных стенах других типов (рис. 6, в, г) ограждение образуется из сборных стеновых плит, закладываемых в пазы контрфорсов или рам.

Контрфорсы: конструируют составными из 2—3 частей. Их устанавливают с шагом 2—3 м на сборные элементы опорной плиты, с которой соединяют, сваривая закладные металлические детали.

Рамы анкерных подпорных стен размещают через 4—5 м одна от другой, опирая их на отдельные фундаменты. Анкерная балка предназначена для удерживания всей конструкции против сдвига под воздействием горизонтального давления грунта. Расстояние a (см. рис.6, в) принимают равным $(0,3—0,6) h_0$ высоты подпора грунта, если грунт имеет угол естественного откоса $30—45^\circ$.

В практике встречаются и другие конструктивные решения подпорных стен: с анкерным зубом ниже подошвы опорной плиты или с обратным уклоном подошвы, что повышает устойчивость стены против сдвига в горизонтальном направлении; с разгрузочными площадками, устраиваемыми на промежуточных уровнях высоты стены с ее задней стороны в целях уменьшения ширины опорной плиты; с ребристыми стенами вместо гладких для уменьшения расхода бетона и т. п. Иногда применяют ряжевые подпорные стены, собираемые из мелких балочных железобетонных сборных элементов в клетки (подобно деревянным ряжам), которые заполняют каменной наброской. По расходу материалов они экономичнее других подпорных стен, но дороже по монтажу.

Давление грунта на подпорные стены, согласно формулам сопротивления материалов, зависит, от плотности грунта γ угла естественного откоса грунта φ , угла наклона задней грани подпорной стены, угла наклона откоса засыпки выше подпорной стены. В простейшем случае, когда задняя грань стены вертикальна, а поверхность грунта над стеной горизонтальна, равнодействующая горизонтального давления земли (ее нормативное значение) на 1 м длины стены (рис. 7) определяется по формуле

$$H = \frac{\gamma h^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})}{2} \quad (3)$$

Распределение давления грунта по высоте стены принимается прямолинейным, поэтому интенсивность его внизу равна $p_0 = 2H/h$, а равнодействующая считается приложенной на расстоянии $h/3$ от подошвы.

В обычных условиях плотность грунта γ колеблется в пределах $1,6...1,9$ т/м³, угол естественного откоса грунта $30—45^\circ$. Коэффициент надежности по горизонтальному давлению на стену принимают равным 1,2.

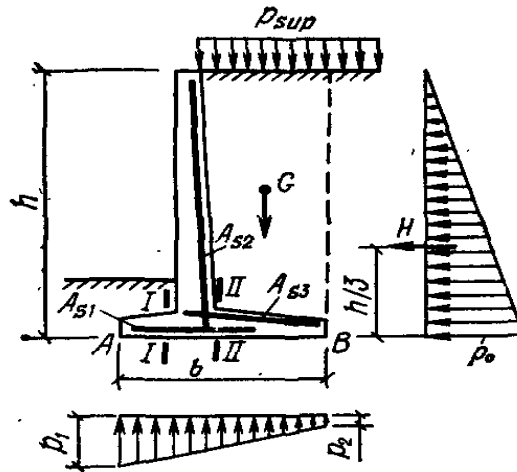


Рис 7. К расчету уголкового подпорной стены

Равномерно распределенную нагрузку p_{sup} , находящуюся на верхнем уровне грунта, принимаемую с коэффициентом надежности 1,3, приводят к весу слоя грунта высотой h_{sup} / γ и учитывают при определении равнодействующей давления на стену согласно формуле

~~$$p_0 = \gamma h_{sup} + \gamma h_{sup} \frac{h_{sup}}{3} \quad (4)$$~~

Предварительно ширину опорной плиты b и ее вынос принимают такими, чтобы наибольшее краевое давление на грунт под подошвой не превышало $1,2R_0$ при соблюдении условия, чтобы среднее давление $p_m = \frac{1}{b} \int p dx \leq R_0$ и чтобы приблизительно гарантировалась устойчивость стены против опрокидывания и скольжения согласно соотношениям:

~~$$\frac{M}{W} \leq R_0 \quad (6)$$~~

В этих формулах M — момент от всех усилий (расчетных, действующих на стену) относительно центра тяжести подошвы; A , W — соответственно площадь и момент сопротивления подошвы; R_0 — условное расчетное давление на грунт; M — опрокидывающий момент от давления грунта относительно переднего края подошвы (точка A на рис. XVI.39); M_h — удерживающий момент, гарантируемый вертикальными нагрузками (вес стены и грунта на выступах), вычисленный относительно той же точки; $2G$ — сумма вертикальных нагрузок; μ — коэффициент трения бетона по грунту в пределах 0,3—0,6 в зависимости от вида и состояния грунта.

Окончательно размеры подошвы и выноса опорной плиты подпорной стены принимают согласно расчету основания по несущей способности и деформациям в соответствии с требованиями норм по расчету оснований зданий и сооружений.

Внешний и внутренний выступы опорной плиты рассчитывают на изгиб как консоли, заделанные соответственно в сечениях I—I и II—II. Внешняя консоль загружена давлением грунта снизу, внутренняя — еще и грунтом, расположенным выше нее. Расчетное количество арматуры A_{s1} и A_{s2} размещают соответственно по низу и по верху опорной плиты (см. рис.7).

От давления H конструкцию самой стены рассчитывают так же, как изгибаемую консоль, которая заделана в опорной плите. Расчетное количество арматуры As_3 располагают со стороны внутренней поверхности стены.

На рис. 8 представлен пример армирования подпорной стены уголкового типа. Рабочие стержни объединяют в сетки с помощью монтажной арматуры. Для экономии арматуры часть стержней размещают только в зонах наибольших моментов. Сетка С-4 конструктивная.

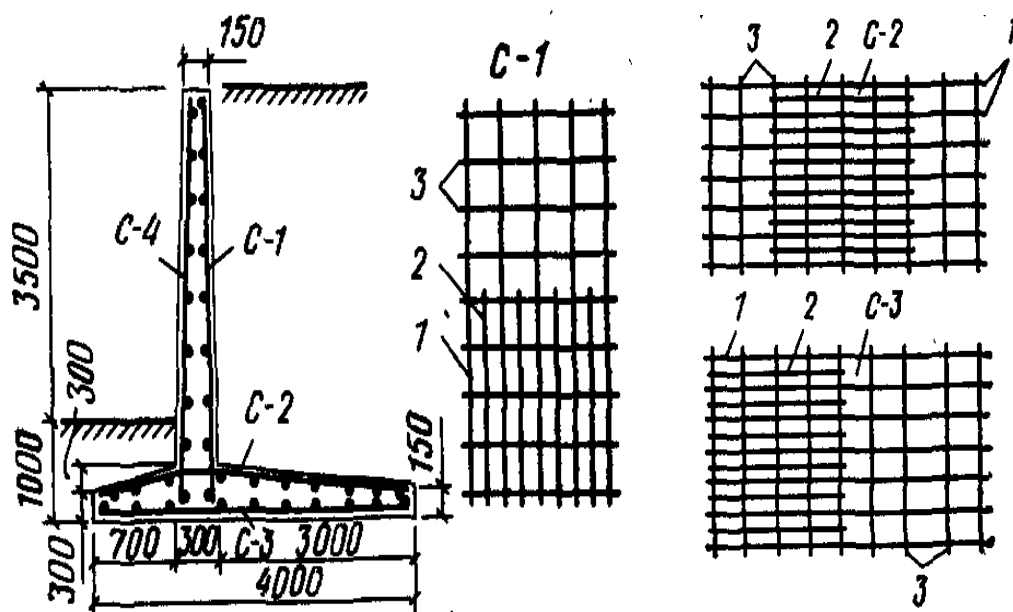


Рис. 8 Схема армирования уголковой подпорной стены

1— сквозные рабочие стержни; 2 — дополнительные рабочие стержни;
3—монтажные стержни

Сборные стеновые панели в схемах по рис. 6, в, г рассчитывают от горизонтального давления грунта как плиты, работающие по балочной схеме с пролетом от одного контрфорса (рамы) до другого контрфорса (рамы). Контрфорс рассчитывают как консоль, заделанную в опорной плите. Соединения сборных элементов рассчитывают на восприятие моментов и усилий, которые через них передаются.

ЛЕКЦИЯ №16

1. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ЗДАНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В РАЙОНАХ С ВЕЧНОМЕРЗЛЫМИ ГРУНТАМИ

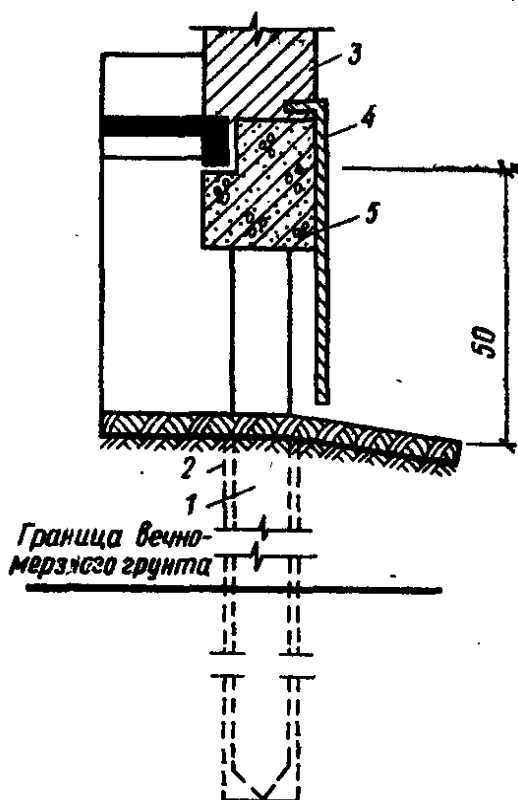
При выборе конструктивной схемы зданий для северных районов страны следует учитывать, что здания возводятся на вечномерзлых грунтах. Решение конструкций в этих условиях принимается в зависимости от типа и свойств грунта, характера застройки, температурного режима здания, времени строительства. В этих условиях предусматривают специальные меры по сохранению вечномерзлого состояния основания или же учитывают возможность неравномерной осадки здания при оттаивании основания.

Опыт проектирования и строительства показывает, что достаточно надежны конструкции зданий, возводимых на железобетонных сваях,

погружаемых и вмораживаемых в заранее пробуренные лидерные скважины при сохранении грунта вечномерзлым (рис. 1) При твердомерзлых грунтах диаметр скважин назначают больше размеров сечения свай, в пластично-мерзлых грунтах — меньше. По головкам свай выполняют железобетонный ленточный ростверк. Чтобы сохранить грунт вечномерзлым, устраивают проветриваемое подполье.

Если здание возводится на просадочных при оттаивании грунтах без применения свай, фундаменты выполняют в виде перекрестных лент. В этом случае здание рекомендуется делить на блоки небольшой длины (порядка 20—30 м), а в деформационных швах устраивать парные поперечные стены.

Рис. 1. Фрагмент разреза здания



на железобетонных сваях,
вмороженных в вечномерзлый
грунт

1 — свая; 2 — скважина; 3 — стена
здания; 4 — цокольная плита;
5 — железобетонный ростверк;
6 — граница вечномерзлого грунта

2. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫЕ В УСЛОВИЯХ СИСТЕМАТИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ВЫСОКИХ ТЕМПЕРАТУР

2.1. Основные положения расчета конструкций с учетом температурных воздействий

Конструкции, находящиеся в условиях воздействия температур, рассчитывают на возможные неблагоприятные сочетания усилий от кратковременного и длительного воздействия температуры, собственного веса и внешней нагрузки.

Статически определимые конструкции рассчитывают на действие длительного нагрева, а статически неопределимые проверяют на действие первого кратковременного нагрева, когда возникают максимальные температурные усилия, и на действие длительного нагрева после снижения прочности и жесткости элементов.

Расчет по первой группе предельных состояний — по прочности — ведется на действие расчетных нагрузок, по выносливости — на действие нагрузок с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1$. Расчет по второй группе предельных состояний ведется на действие нагрузок с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1$.

Расчетные и нормативные сопротивления бетона и арматуры вводят в расчеты по первой и второй группам предельных состояний сниженными в зависимости от температуры и длительности нагрева конструкции.

Расчетные сопротивления бетона сжатию устанавливают в зависимости от средней температуры сжатой зоны, для тавровых сечений — в зависимости от средней температуры свесов полки.

В расчетах по образованию трещин сопротивление бетона растяжению при кратковременном нагреве $R_{bt,ser} \gamma_{bt}$ и при длительном нагреве $R_{bt,ser} \gamma_{bt}$ определяют для температуры нагрева бетона на уровне растянутой арматуры. В этих расчетах геометрические характеристики приведенного сечения определяют с учетом влияния температуры.

Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, вызванных действием температуры, собственного веса и внешней нагрузки,

определяют по формулам $a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$. К этой ширине раскрытия трещин необходимо добавить ширину раскрытия трещин, вызванную разностью коэффициентов температурного расширения арматуры в бетоне и суммарной температурной деформации бетона, по формуле

$$a_{crc,t} = (\alpha_{stm} - \alpha_{bt}) t_s l_{ctc} \quad (1)$$

Перемещения, кривизны и жесткости B элементов, не имеющих трещин в

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$$

растянутой зоне, определяют по формулам модуль упругости бетона E_b заменяют на E_{bt} , значение которого устанавливают по температуре нагрева центра тяжести сечения, коэффициент 0,85 заменяют коэффициентом 0,75, а коэффициент c при длительном нагреве принимают равным 3.

Перемещения, кривизны и жесткости B элементов, эксплуатируемых с трещинами в растянутой зоне, также определяют по формулам

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$$

, но по значениям сопротивления материалов и модулей упругости материалов, соответствующим температуре нагрева. Значение коэффициента упругих деформаций ν при длительном нагреве принимают при сухом и нормальном режиме равным 0,15, при влажном режиме—0,1.

2. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫЕ В УСЛОВИЯХ ВОЗДЕЙСТВИЯ НИЗКИХ ОТРИЦАТЕЛЬНЫХ ТЕМПЕРАТУР

2.1. Особенности расчета и проектирования конструкций

Для конструкций, предназначенных к эксплуатации при положительных температурах, но оказывающихся во время строительства в условиях низких отрицательных температур (ниже минус 40 °С), следует в случае применения в них арматуры, допускаемой к использованию только в отапливаемых помещениях, предусматривать в проекте временные ограничения по загрузке внешней нагрузкой. Несущая способность конструкции в таких условиях на стадии возведения должна быть проверена; расчетом на нагрузке с коэффициентом $\gamma_f = 1$ при расчетном сопротивлении арматуры, принимаемом с коэффициентом 0,7. Бетоны следует применять плотной структуры.

При расчете на прочность элементов конструкций и сооружений расчетное сопротивление бетона осевому сжатию R_b следует умножать на коэффициент условий работы $\gamma_B = 1$ (табл. 1). Этим коэффициентом учитывается снижение прочности бетона в условиях попеременного замораживания и оттаивания в водонасыщенном состоянии элементов.

Таблица 1. Значение коэффициента условий работы бетона γ_B для конструкций, испытывающих попеременное замораживание и оттаивание

Условия эксплуатации конструкции	Расчетная температура наружного воздуха, С	Коэффициент для конструкции из бетона	
		тяжелого	легкого

Попеременное замораживание и оттаивание элементов в водонасыщенном состоянии То же, в условиях эпизодического водонасыщения	Ниже минус 40	0,7	0,8
	>>20	0,85	0,9
	Ниже минус 40	0,9	1
	Минус 40 и выше	1	1

При расчетной температуре ниже минус 40 °С расстояния между температурными швами в конструкциях принимают меньшими, чем при обычных условиях, и проверяют расчетом.

Расчетную отрицательную температуру определяют согласно главе СНиП «Строительная климатология и геофизика».

3. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫЕ В УСЛОВИЯХ ВОЗДЕЙСТВИЯ АГРЕССИВНОЙ СРЕДЫ

Конструкции, работающие в условиях средне- и сильноагрессивных сред, рассчитывают на нормативный срок службы 20, 30, 50 лет. При этом коэффициент условной работы γ_{bc} зависит от вида среды и вяжущего, проницаемости бетона, толщины защитного слоя, уровня напряжений, срока службы конструкции. Рассчитываемое сечение членят на i слоев, для каждого слоя определяют ожидаемую призмную прочность $R_{bi}(\tau_{ji})$. На основании опытных данных в зависимости от развития коррозионных и физико-механических процессов бетоне за нормативный срок воздействия среды τ_i .

Значение γ_{bc} определяют из условия

$$\gamma_{bc} R_{bn} b x = \sum R_{bi}(\tau_{ji}) x_{ij} b, \quad (2)$$

Где x, x_{ij} - высота соответственно сжатой зоны бетона и j - ого слоя; b - ширина сечения; R_{bn} нормативное значение призмной прочности; n - число слоев.

Значение γ_{bc} могут изменяться от 0,01 до 0,09. При проектировании устанавливают толщину защитного слоя и вид антикоррозионной защиты.