

КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ УЗЛОВЫХ СОПРЯЖЕНИЙ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Общие требования

2.1.1. Каркас здания должен работать под нагрузкой как единая пространственная система. В связи с этим к сопряжениям сборных железобетонных конструкций предъявляется комплекс требований:

- прочность стыка должна быть не ниже стыкуемых элементов для исключения преждевременного разрушения конструкции как в стадии монтажа, так и при воздействии эксплуатационных нагрузок;
- жесткость стыка должна обеспечивать передачу расчетных усилий сопряженных элементов, неизменяемость их взаимного положения, нормируемые перемещения элементов под нагрузкой и пространственную жесткость здания в целом.

Кроме того, стыки должны быть по возможности универсальными, технологичными при монтаже, обеспечивать правильность соединения элементов и располагаться в зонах с минимальными усилиями.

2.1.2. Связь стыкуемых железобетонных элементов обеспечивается следующими образом: для восприятия растягивающих усилий производится сварка арматурных стержней или закладных деталей; для восприятия сжимающих усилий, в дополнение к сварным соединениям, швы между элементами омоноличиваются; для передачи сдвигающих усилий выполняются сварные соединения и устраиваются бетонные шпонки.

Вертикальные стыки колонн

2.2.1. Вертикальные стыки колонн по расчетно-конструктивному признаку относят к стыкам, работающим на внецентренное сжатие, которые рекомендуется размещать в зонах с минимальными изгибающими моментами. Требования к вертикальным стыкам заключаются в обеспечении соосной передачи продольных усилий и распределения концентрированных сжимающих напряжений по сечению. Стыки колонн могут быть шарнирными (контактными), т.е. воспринимающими только продольные и поперечные силы или жесткими, рассчитанными, в дополнение к сказанному, на восприятие изгибающих моментов. Пример конструкции стыков показан на рис. 1.

2.2.2. Податливость стыков колонн может быть вызвана рядом причин: концентрацией сжимающих напряжений из-за уменьшенной расчетной площади и неровностью контактной поверхности стыкуемых элементов; наличием растворных швов меньшей прочности; повышенной деформативностью сварных соединений продольной арматуры (рис. 1, в). При размещении стыков в зоне с минимальными изгибающими моментами рекомендуется учитывать только линейную податливость.

2.2.3. Податливость стыков колонн с ростом нагрузки повышается за счет развития неупругих деформаций в элементах соединения. Интенсивное повышение деформативности стыка проявляется на этапах уровней нагрузки $0,6-0,8 N_R$ (N_R - разрушающая нагрузка). Длина зоны повышенной деформативности зависит от конструкции стыка и определяется, как правило, участком с уменьшенным поперечным сечением (рис. 1, в).

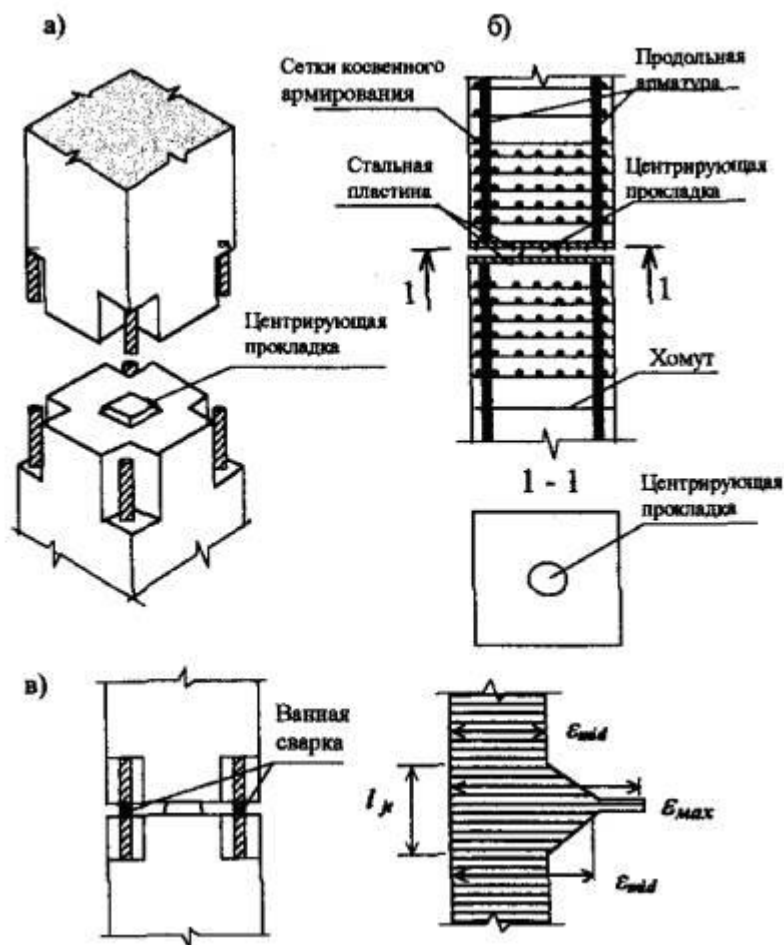


Рис. 1. Вертикальные стыки колонн: а) жесткий, со сваркой продольной арматуры; б) шарнирный без соединений по продольной арматуре; в) стык в сборке и эпюра распределения продольных деформаций

2.3. Сопряжения сборного перекрытия с колонной

2.3.1. Сопряжение перекрытия с колонной (рис. 2) должно обеспечивать передачу вертикальных и горизонтальных нагрузок от перекрытия на колоны и, при необходимости, пространственную жесткость каркаса. В сопряжении балочного перекрытия с колонной основным стыком, определяющим расчетную схему каркаса, является стык ригеля с колонной. При наличии вертикальных элементов жесткости стык межколонных (связевых) плит перекрытия с колонной оказывает меньшее влияние на статическую схему работы каркаса.

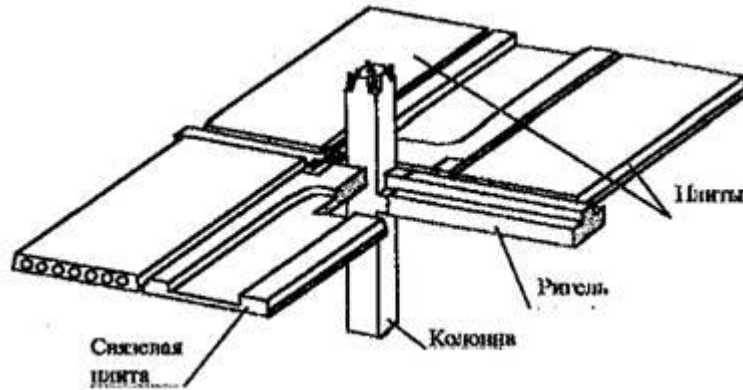


Рис. 2. Сопряжение колонны со сборным перекрытием

2.3.2. Стыки ригеля с колонной принято различать шарнирные - для связевых каркасов и жесткие - для рамных каркасов. В большинстве конструктивных решений ригель опирается на устроенные в колоннах короткие консоли (рис. 3, 4).

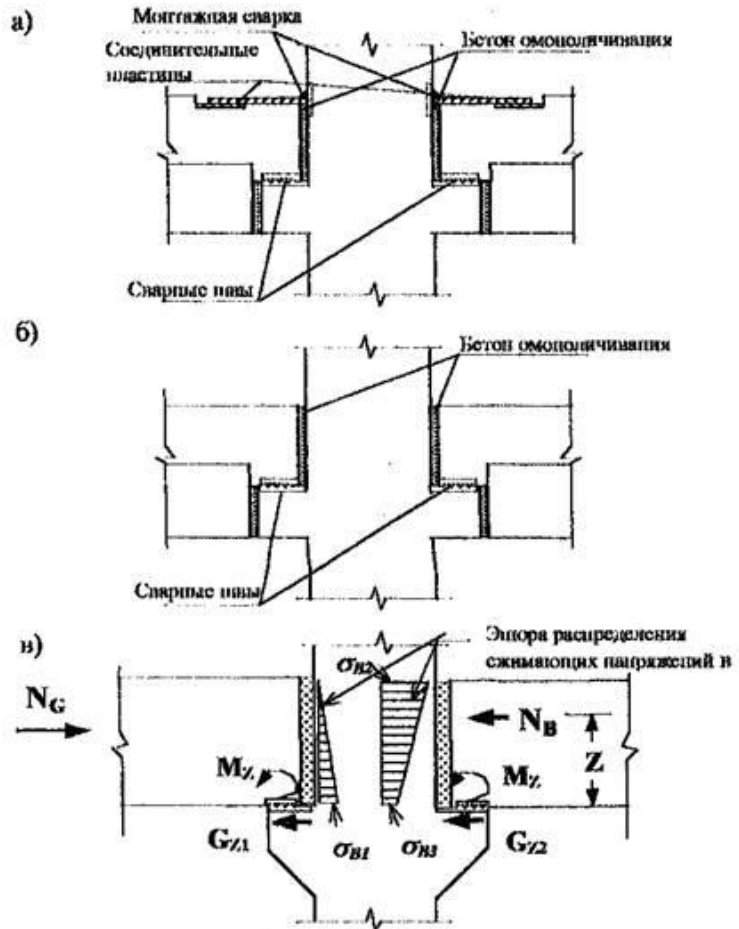
2.3.3. В связевых каркасах стык ригеля с колонной рассчитывается на восприятие вертикальных нагрузок и горизонтальных нагрузок, возникающих в период монтажа.

В соединении ригеля с колонной производится сварка опорных закладных деталей понизу и приварка поверху стальных пластин или арматурных стержней (рис. 3, а). В верхнем соединении, как правило, используются мягкие стали для обеспечения восприятия фиксированного изгибающего момента величиной до 10 - 20 % от пролетного, в основном в период монтажа. Величина момента на опоре зависит от направления действия нагрузки. Особенно это проявляется при незамоноличенных швах. В растянутых элементах (пластинках, арматурных стержнях) при расчетных максимальных нагрузках допускаются напряжения, соответствующие пределу текучести, что приводит к возникновению остаточных деформаций и, в итоге, к повышению деформативности узла при знакопеременных временных нагрузках по сравнению с начальным значением.

Рис. 3. Конструкции сопряжений ригеля с колонной в связевом каркасе:

- а) со скрытой консолью и верхней монтажной соединительной пластиной; б) со скрытой прямоугольной консолью; в) схема распределения усилий при действии горизонтальной нагрузки

2.3.4. В узлах сопряжения ригеля с колонной связевого каркаса без монтажных соединений по верхней зоне (рис. 3, б) после сварки опорных закладных деталей и омоноличивания швов наряду с сопротивлением сжатию-растяжению возникает сопротивление повороту ригеля относительно колонны, т.е. имеет место частичное защемление колонны в диске перекрытия. Для сопряжений рис. 3 защемление носит односторонний характер. При действии изгибающего момента в сторону пролета узел «раскрывается» (рис. 3, в) и опорные моменты малы, поскольку на изгиб работают только опорные закладные детали, при действии изгибающего момента в другом направлении происходит обжатие шва омоноличивания и возникает пара сил (рис. 3, в). Поскольку опорные закладные детали обладают податливостью, а бетон омоноличивания, как правило, имеет более низкую прочность чем бетон сопрягаемых конструкций, то узел обладает меньшей изгибной жесткостью, чем сечения ригеля.



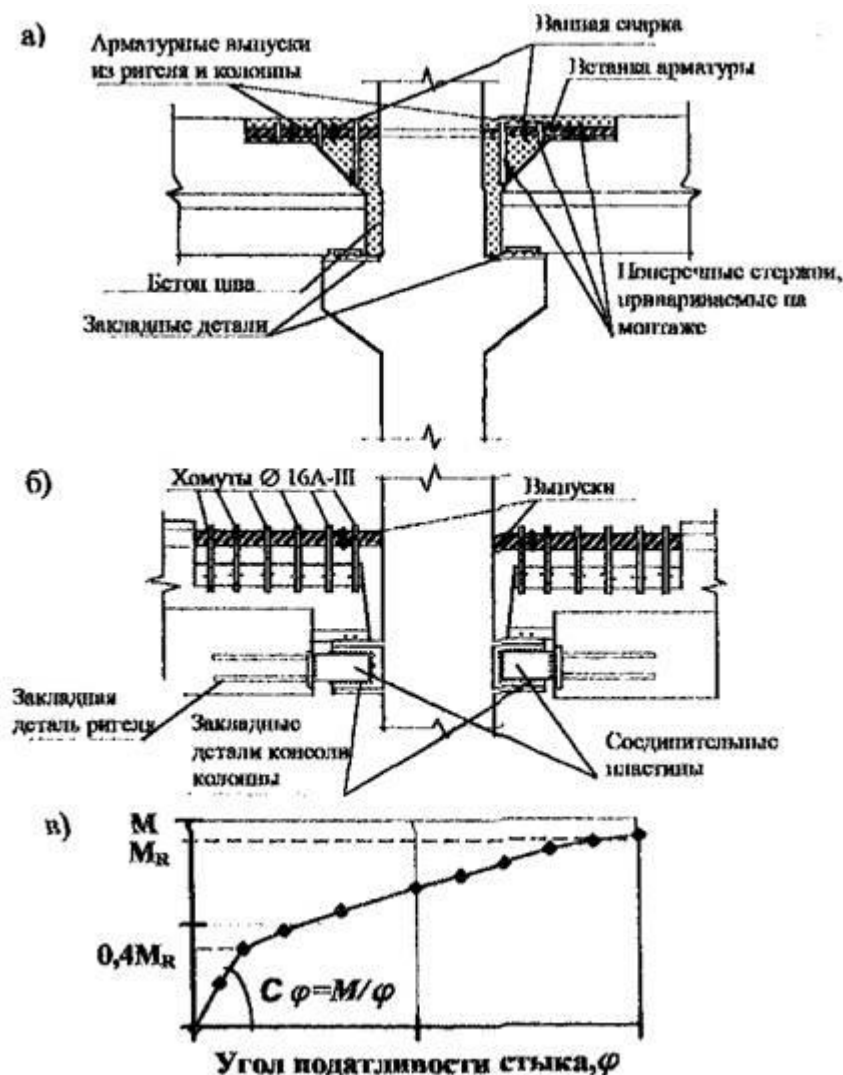


Рис. 4. Рамный узел сопряжение ригеля с колонной: а) с опиранием на открытую консоль; б) с опиранием на скрытую консоль; в) график зависимости угла податливости сопряжения от изгибающего момента

2.3.5. В рамных сопряжениях (рис. 4) верхняя арматура устанавливается по расчету для восприятия суммарного изгибающего момента от расчетных вертикальных и горизонтальных нагрузок. Соединение между ригелем и колонной осуществляется сваркой опорных закладных деталей, а в верхней зоне выполняется приварка стальных пластин - накладок или арматурных стержней к закладным деталям или к выпускам арматуры колонн и ригелей.

Для большинства конструкций стыков величина сопротивления зависит от направления действия изгибающего момента, продольных и поперечных сил.

2.3.6. Податливость рамного сопряжения вызывается повышенной деформативностью опорных закладных деталей и сварных соединений арматуры. Кроме того, податливость сопряжения может быть вызвана развитием неупругих и накоплением остаточных деформаций в элементах соединений, что особенно проявляется при нагрузках, превышающих $(0,3 - 0,4) M_R$ (где M_R - предельный момент по несущей способности рамного узла сопряжения), как это показано на рис. 4, в.

2.3.7. В направлении вдоль пролетов плит сопряжение перекрытия с колонной в большинстве случаев принимается шарнирным. Частичное защемление колонн в перекрытии проявляется по линии расположения связевых плит-распорок, имеющих продольные сварные соединения (рис. 5, а) и при устройстве перекрытия из ребристых плит, привариваемых по опорным площадкам к закладным деталям ригеля (рис. 5, б). Механизм возникновения сопротивления при повороте опорного сечения плит относительно ригеля и колонны аналогичен описанному в п.п. 2.3.3- 2.3.4 (рис. 3, в).

2.4. Стык колонны с фундаментом

2.4.1. Работа стыка колонны с фундаментом зависит от конструкции фундамента - сплошной или столбчатый, в сборном или монолитном исполнении и от деформативных свойств грунта основания.

В монолитных плитных фундаментах сопряжение сплошной колонны с фундаментом рекомендуется принимать в виде жесткого защемления в уровне верха фундамента [35].

2.4.2. Работу сопряжения колонны со столбчатым фундаментом необходимо рассматривать с учетом взаимодействия фундамента с грунтом. Податливость в основном вызывается деформациями грунта под подошвой фундамента.

2.5. Стыки сборных элементов перекрытия

2.5.1. Диски перекрытий из сборных железобетонных плит - многпустотных, ребристых, сплошных и т.п., уложенных по сборным ригелям без армированных набетонок, объединенных бетонными швами (рис. 6) или дискретными сварными соединениями (рис. 7) в своей плоскости податливы за счет повышенной деформативности соединений на опорах и межплитных швов.

2.5.2. В сборных перекрытиях имеются следующие типы стыков:

- вертикальные стыки торцов плит через бетонные швы с плитами или с опорными конструкциями (см. рис. 5, а);
- продольные стыки между плитами и крайних плит со стенами (см. рис. 5, б и 5, в);

- горизонтальные стыки плит по опорным площадкам с поддерживающими конструкциями (стенами, балками или ригелями рис. 5, а и 5, в).

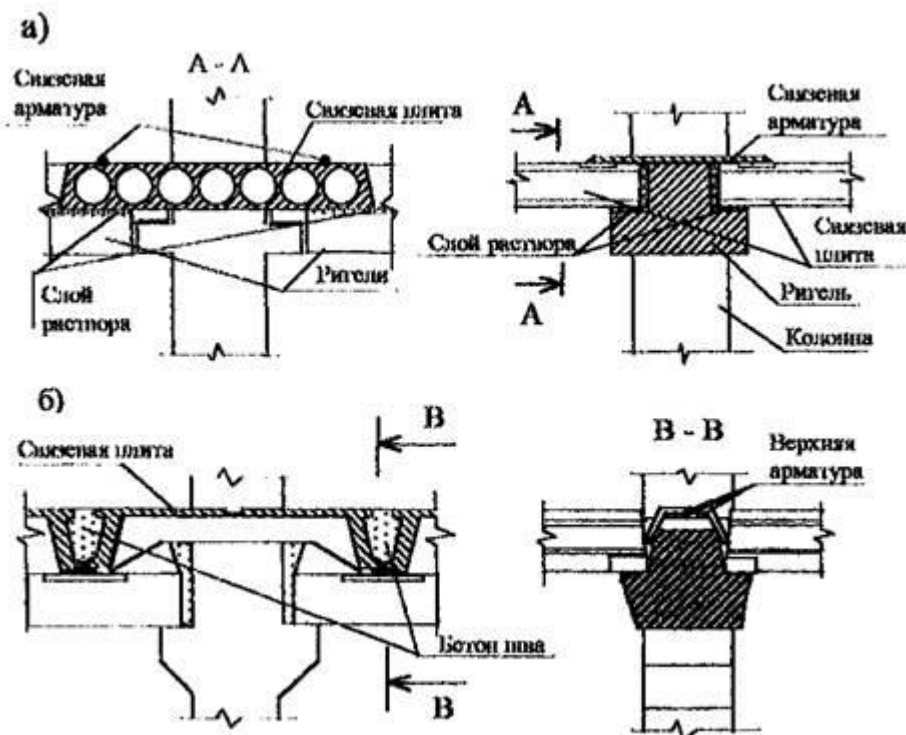


Рис. 5. Узел сопряжения связевых многопустотных (а) и ребристых плит (б) с ригелем
2.5.3. Совместная работа многопустотных плит обеспечивается замоноличенными швами и сварными соединениями (для связевых и пристенных плит). Для увеличения сцепления бетона швов с конструкциями на их боковой поверхности устраиваются углубления для образования шпонок (рис. 8).

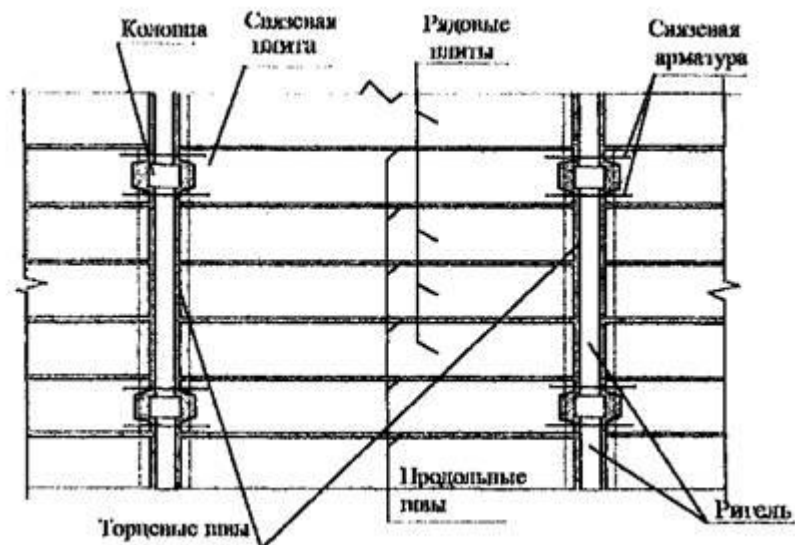


Рис. 6. Фрагмент плана сборного перекрытия из многопустотных плит

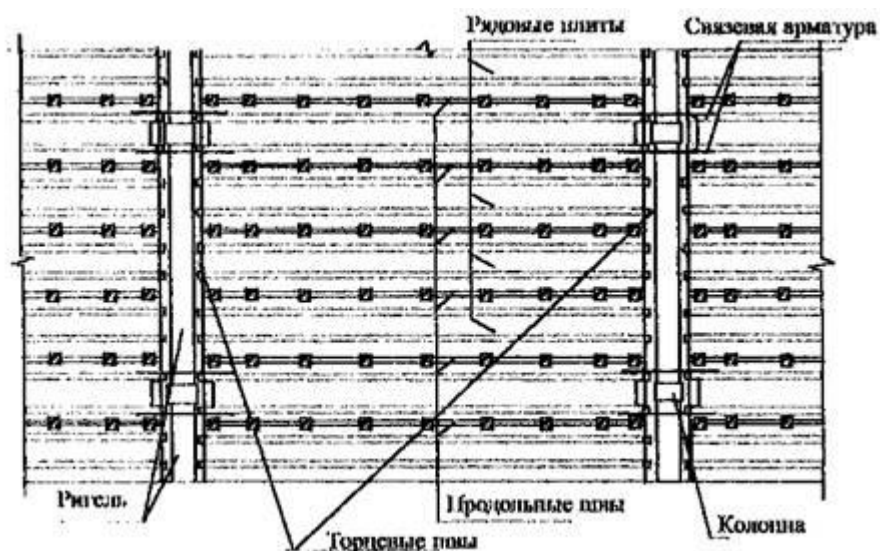


Рис. 7. Фрагмент плана сборного перекрытия из плит 2Т

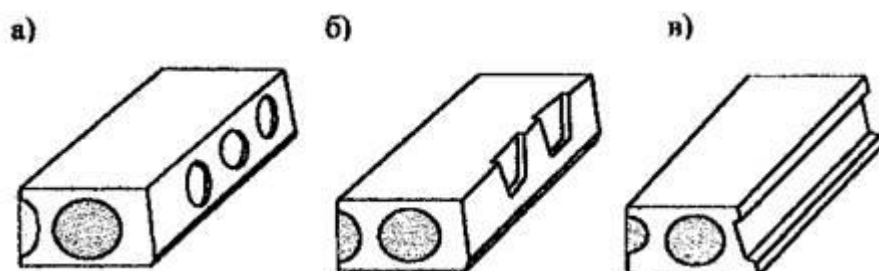


Рис. 8. Типы боковой поверхности пустотных плит образующих после омоноличивания следующие формы межплитных шпонок:
а - замкнутые круглые; б - трапецевидные, открытые кверху; в - сплошные продольные

2.5.4. В продольных швах различают шпонки трех типов:

- шпонки замкнутые круглые (рис. 8, а) работают на срез и обеспечивают совместную работу плит при вертикальных и горизонтальных нагрузках до стадии разрушения. Многократное приложение неравномерной вертикальной нагрузки до нормативного значения практически не снижает прочность межплитных продольных швов;
- шпонки открытые кверху в вертикальном направлении (прямые или трапецевидные рис. 8, б), включаются в работу за счет сцепления раствора омоноличивания с бетоном плит и его обжатия. Такой вид шпонок обеспечивает совместную работу плит при горизонтальных нагрузках на диск перекрытия. Совместная работа плит до стадии разрушения при вертикальных нагрузках обеспечивается после устройства цементно-песчаной набетонки толщиной не менее 4 см;
- сплошные продольные шпонки (рис. 8, в) обеспечивают совместную работу плит при вертикальных нагрузках. При возникновении горизонтальных сдвигающих усилий прочность соединения обеспечивается только за счет сцепления бетона шва с плитами.

2.5.5. Взаимодействие рядовых многпустотных плит с поддерживающими конструкциями (ригели, балки и несущие стены) при горизонтальных нагрузках обеспечивается силами трения и сцеплением подстилающего растворного слоя по опорным площадкам (рис. 9).

Торцевые швы между плитами и поддерживающими конструкциями работают только на сжатие и сдвиг перпендикулярно пролету (рис. 9).

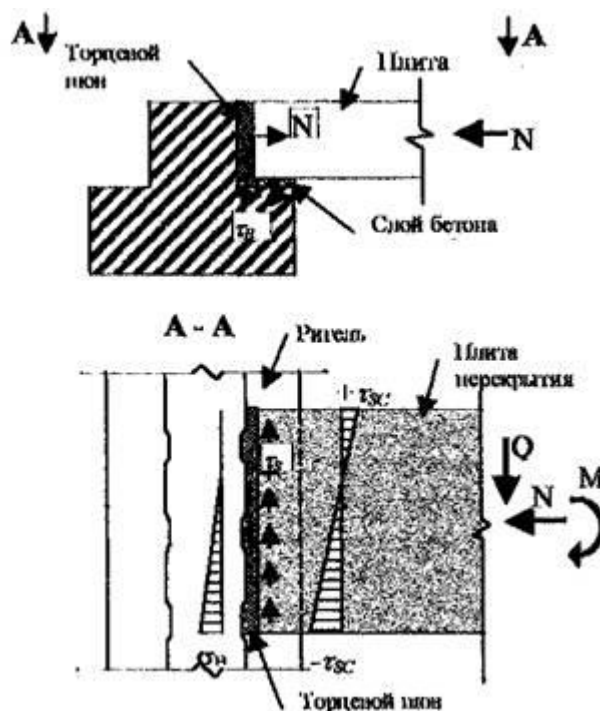


Рис. 9. Схема взаимодействия многоярусной плиты с ригелем: $\tau_{\text{ш}}$ - касательные напряжения в торцевом шве при сдвиге плиты вдоль ригеля; $\tau_{\text{с}}$ - касательные напряжения по площадке опирания плиты на ригель при сдвиге и повороте плиты относительно ригеля; $\sigma_{\text{в}}$ - сжимающие напряжения в торцевом шве

2.5.6. Взаимодействие ребристых плит с ригелями и балками при горизонтальных нагрузках обеспечивается сварными соединениями опорных закладных деталей (рис. 10). Совместная работа плит при вертикальных нагрузках обеспечивается продольными бетонными швами, выполняемыми, как правило, со шпонками.

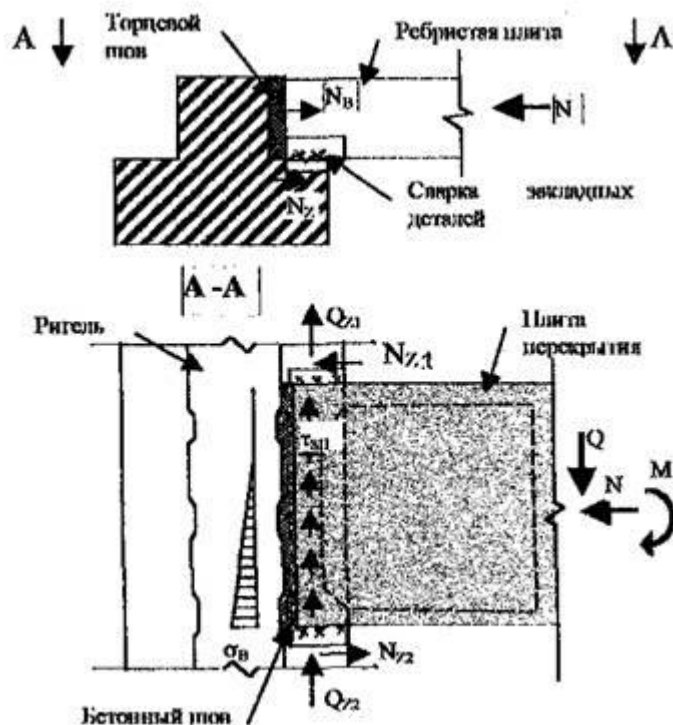


Рис. 10. Схема взаимодействия ребристой плиты с ригелем: $\tau_{\text{ш}}$ - касательные напряжения в торцевом шве при сдвиге плиты вдоль ригеля; $Q_{\text{д}}$ и $N_{\text{д}}$ - усилия в сварном соединении плиты с ригелем; $\sigma_{\text{в}}$ - сжимающие напряжения в торцевом шве

2.6. Соединения в сквозных связевых панелях

2.6.1. Плоские сквозные связевые панели состоят из железобетонной многоярусной рамы, образованной колоннами и ригелями и металлических связей треугольного (полураскосные) или пятиугольного (портальные) очертания (рис. 11). Размещаются связевые конструкции из условия обеспечения пространственной жесткости здания, с учетом ограничения усилий от температурных деформаций.

2.6.2. Фундаменты под связевые панели выполняются в виде отдельно стоящих столбчатых фундаментов, сплошной железобетонной плиты или железобетонной рамы. Конструкция фундамента зависит от размеров сетки колонн, величин действующих нагрузок и характеристик грунта.

2.6.3. Соединения элементов связей между собой осуществляется с помощью приварки фасонки, что создает защемление на концах связей. Соединения связей с колоннами осуществляется в виде приварки связей через фасонки к закладным деталям на боковых гранях колонн (рис. 12, а) или через фасонки, приваренные в тавр к внутренним закладным деталям. Соединения связей с фундаментом чаще всего выполняются через фасонки, приваренные в тавр к закладным деталям фундамента (рис. 12, б).

Указанные соединения обладают линейной и угловой податливостью, вследствие повышенной деформативности закладных деталей при действии нормальных и поперечных сил, изгибающих, а также крутящих моментов в их плоскости.

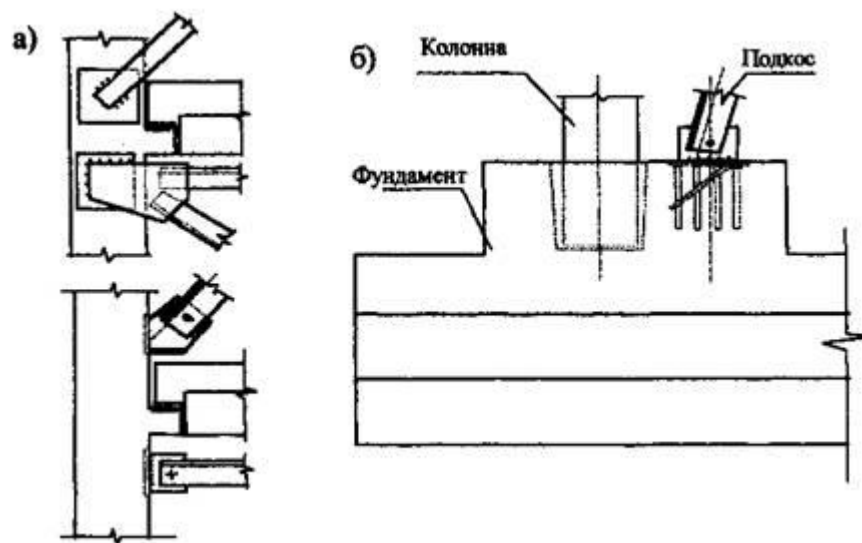
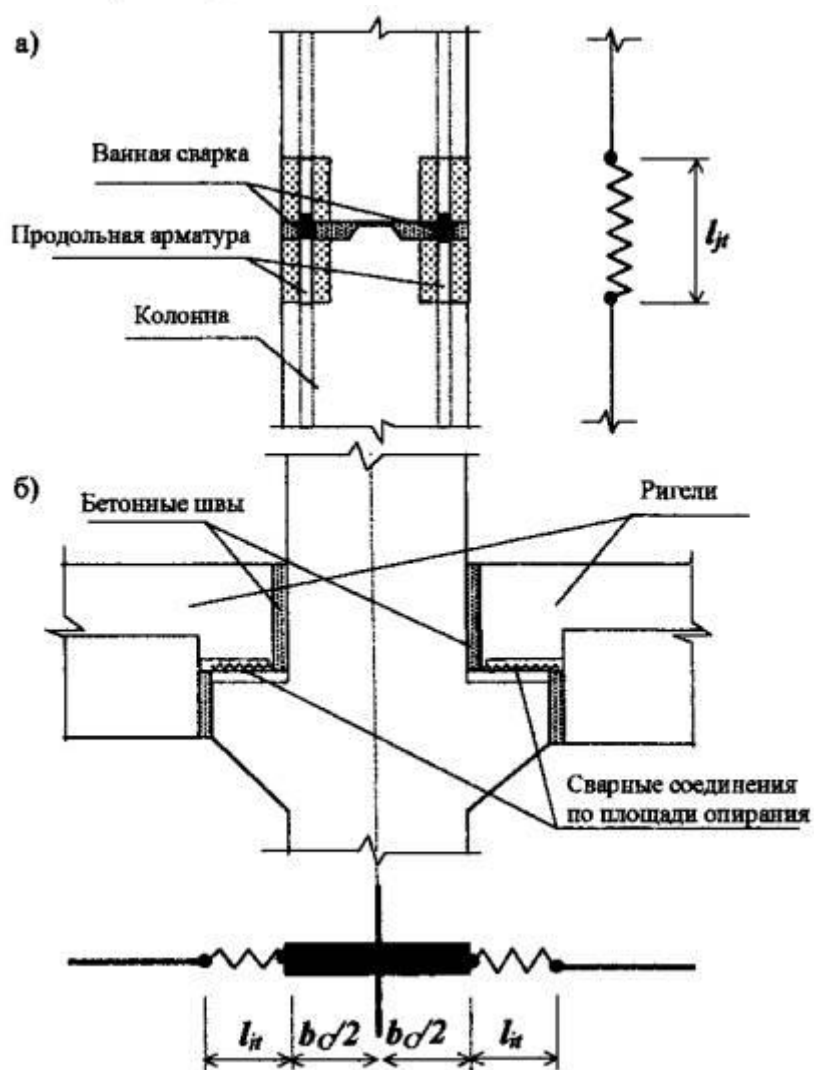
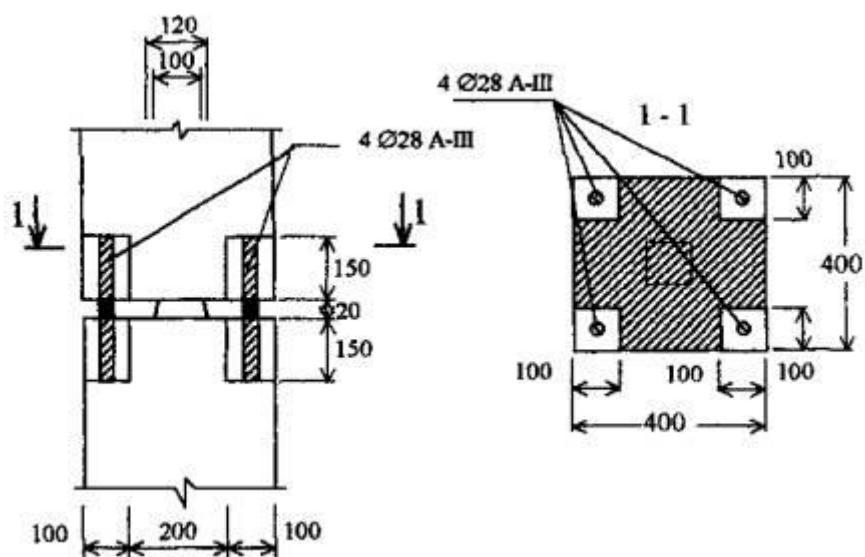
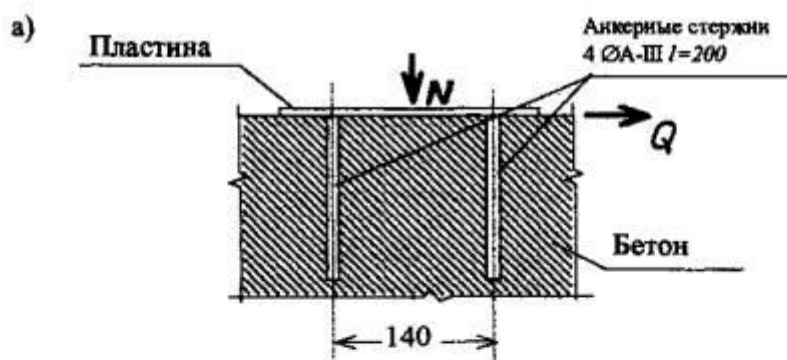


Рис. 12. Конструкция сопряжений металлических связей с колоннами (а) и фундаментом (б)





б)

