



**БАЛОЧНЫЕ СБОРНЫЕ ПАНЕЛЬНЫЕ
ПЕРЕКРЫТИЯ**

1. Компонировка конструктивной схемы

Под компоновкой конструктивной схемы перекрытия понимают:

1. разделение плана перекрытия температурно-усадочными и осадочными швами на деформационные блоки;
2. определение направления ригелей: вдоль продольной или вдоль поперечной осей здания. Продольное направление ригелей назначают преимущественно в жилых зданиях (по планировочным соображениям). При поперечном направлении ригелей здание получает наибольшую поперечную жесткость здания, но худшую освещенность.
3. выбор размеров пролета и шага ригелей, способа опирания панелей на ригель, типа и размеров панелей перекрытия.

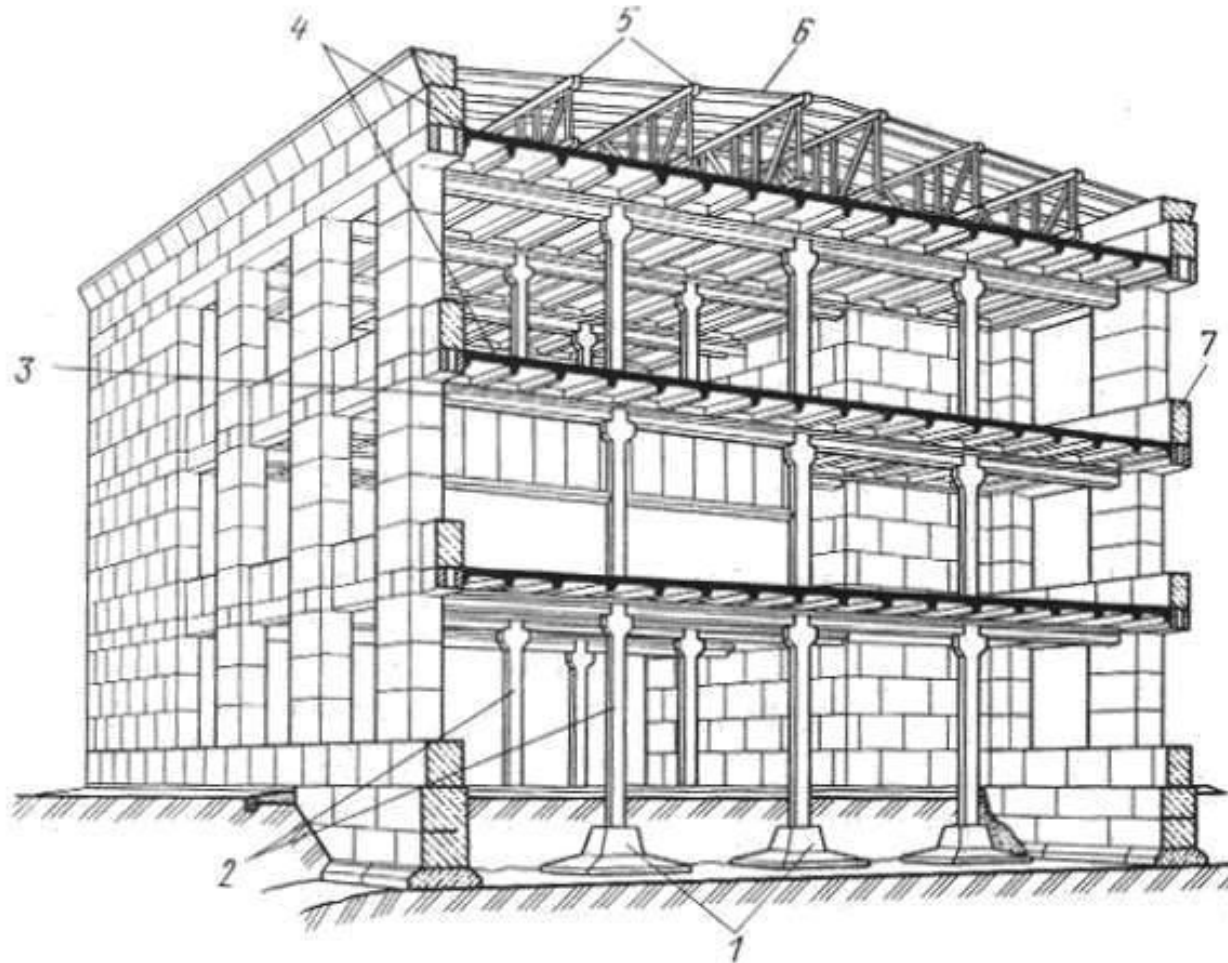


Рис. 15.7. Многоэтажное каркасное здание с балочными перекрытиями

1 – фундаменты; 2 – колонны; 3 – ригели; 4 – плиты перекрытия; 5 – несущие конструкции покрытия; 6 – плиты покрытия; 7 – несущая стена из крупных блоков

На здания действуют вертикальные и горизонтальные нагрузки, совместное действие которых может привести к общей потере устойчивости здания, если не обеспечить пространственной жесткости (жесткости в трех плоскостях: 2 вертикальных и 1 горизонтальной).

Это можно сделать созданием жестких узлов сопряжения ригелей с колоннами, которые воспринимают помимо поперечных и продольных сил изгибающие моменты. Такие каркасы называют *рамными*.

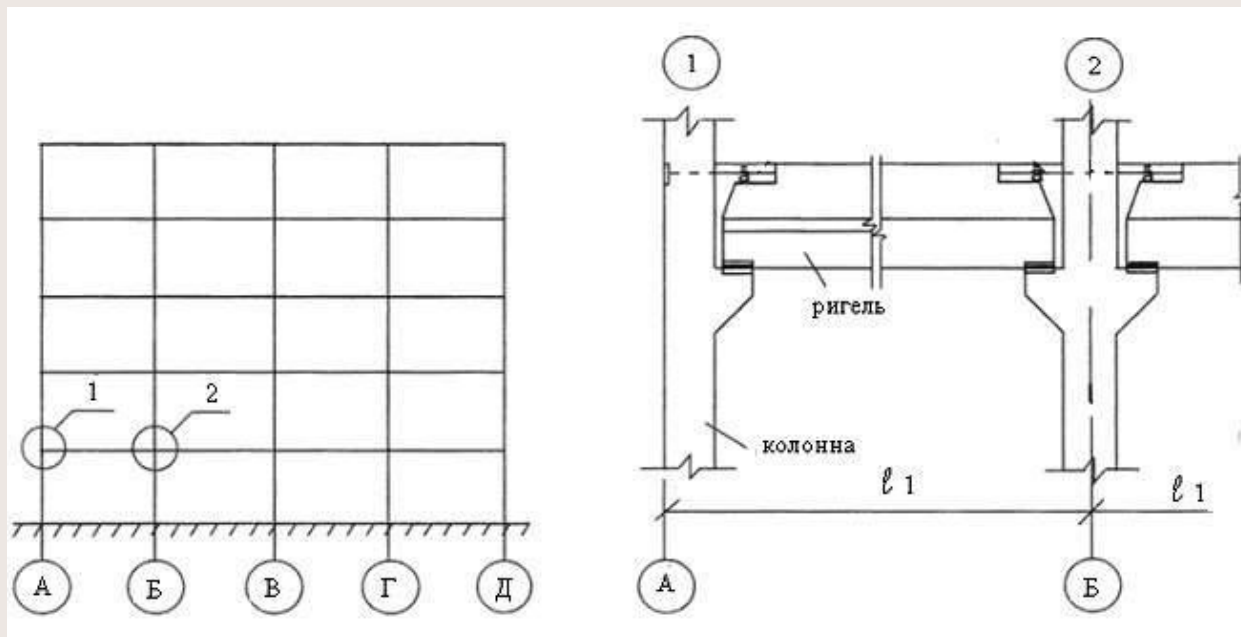


Рис. 15.8. Схема рамного каркаса

Либо это можно сделать, соединив части колонн специальными связями жесткости, с сохранением шарнирного опирания ригелей на консоли колонн. Такие связи называют диафрагмами, а каркас – **связевым**.

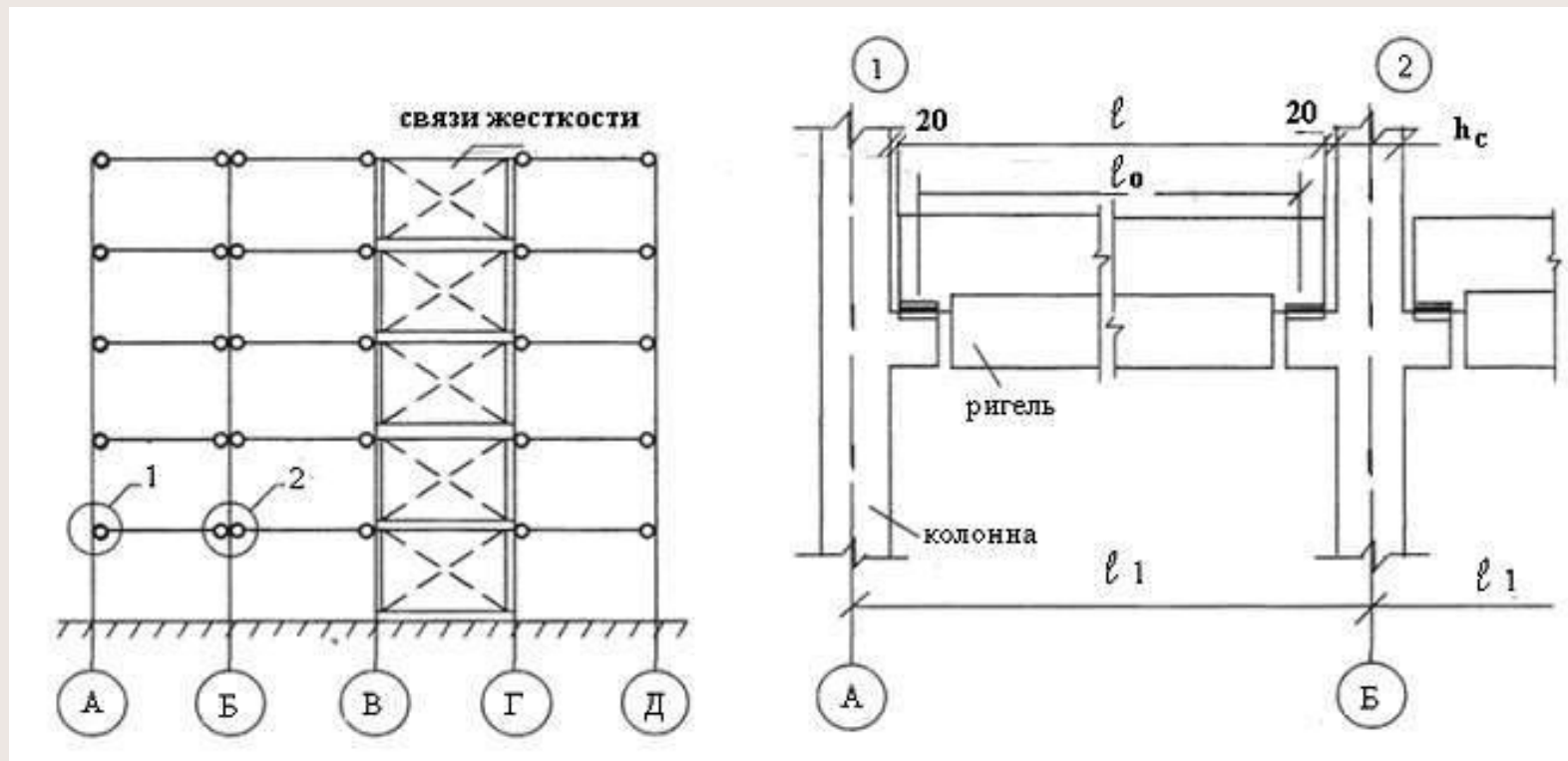


Рис. 15.9. Схема связевого каркаса

2. Проектирование плит перекрытий

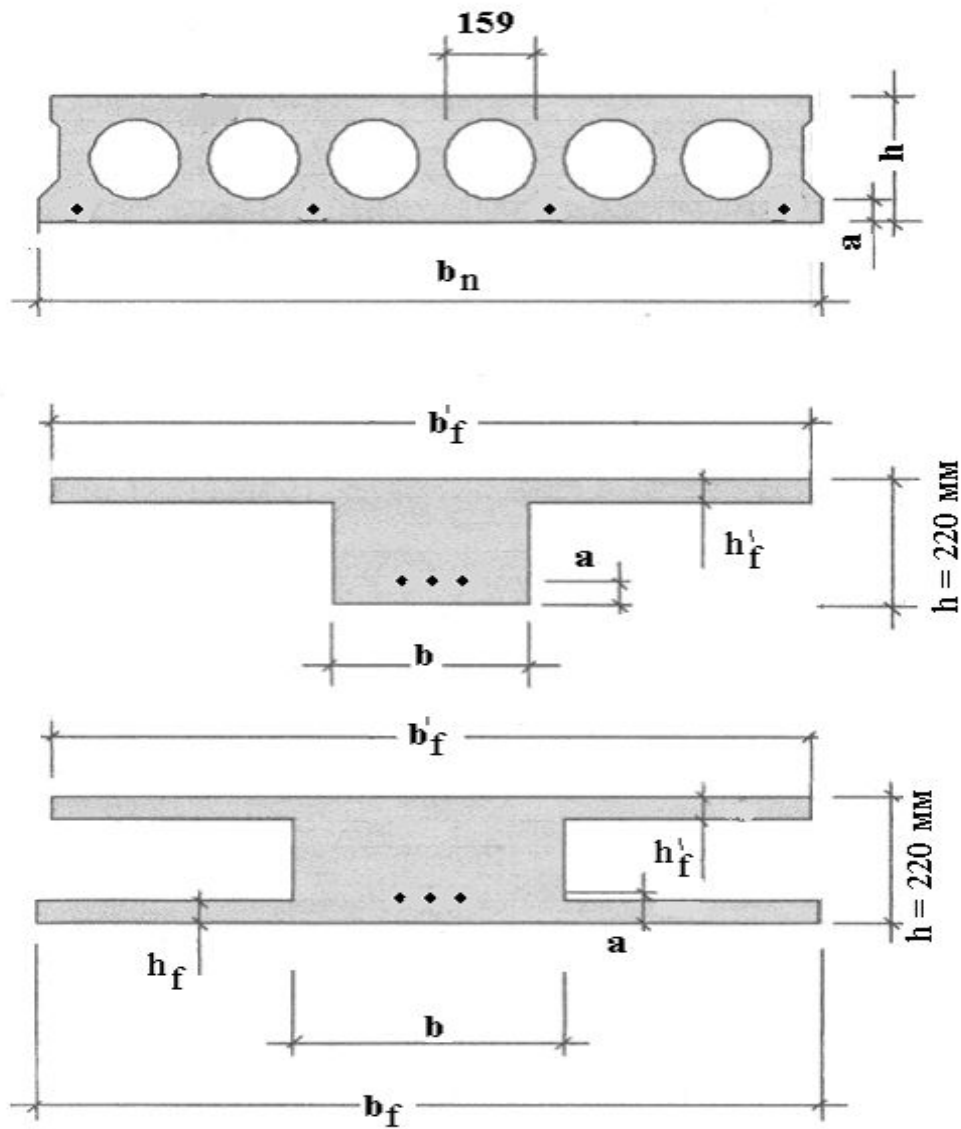


Рис. 15.10. Сечение пустотной плиты

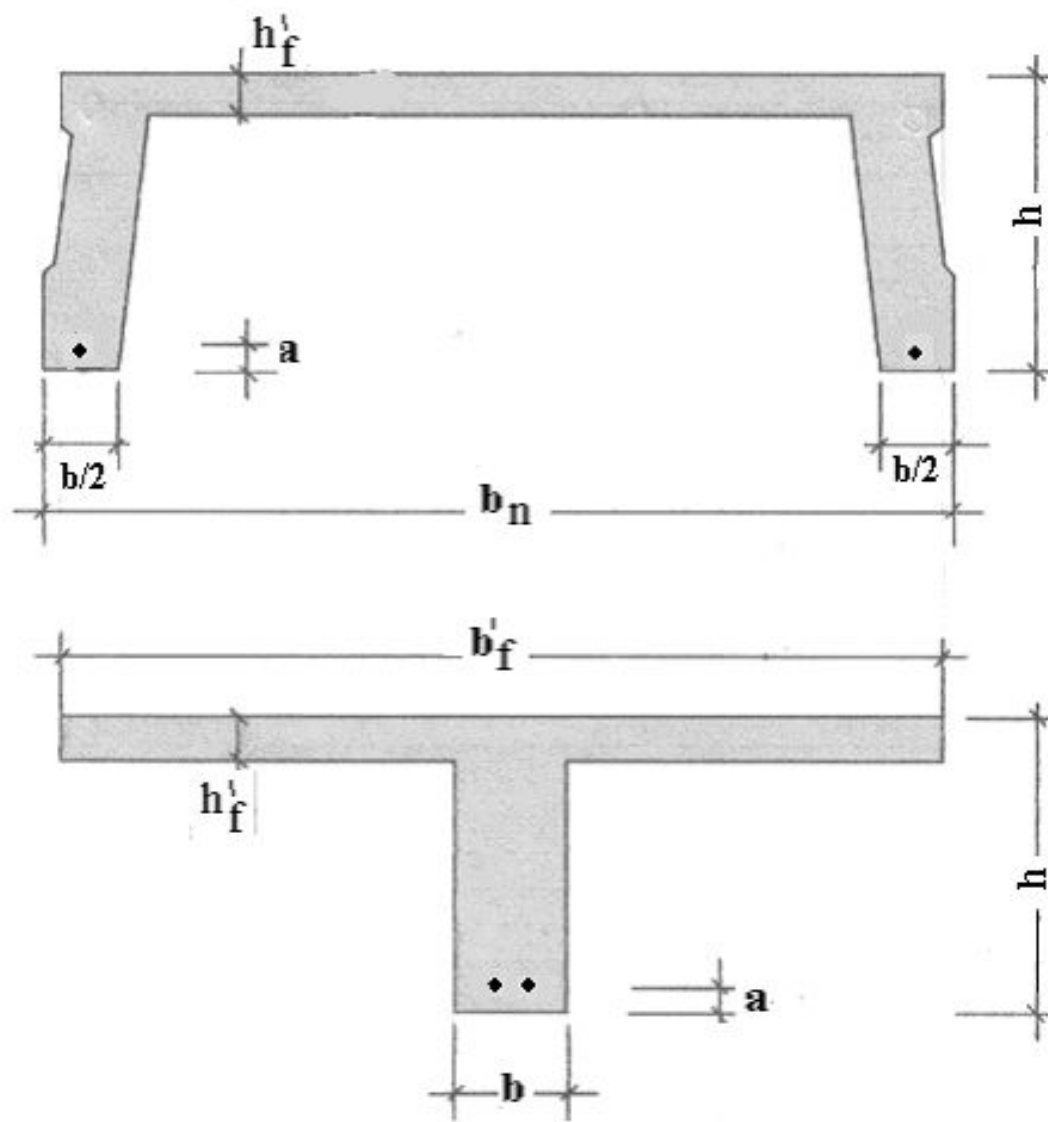


Рис. 15.11. Сечение ребристой плиты

Номинальная ширина ребристых плит принимается от 750 до 3000 мм; многопустотных – от 600 до 2000 мм. Конструктивная ширина меньше на 200 мм.

Плиты перекрытия опираются на ригели прямоугольной формы или на полки ригеля тавровой формы. Плиты соединяются сваркой закладных деталей с ригелями на монтаже.

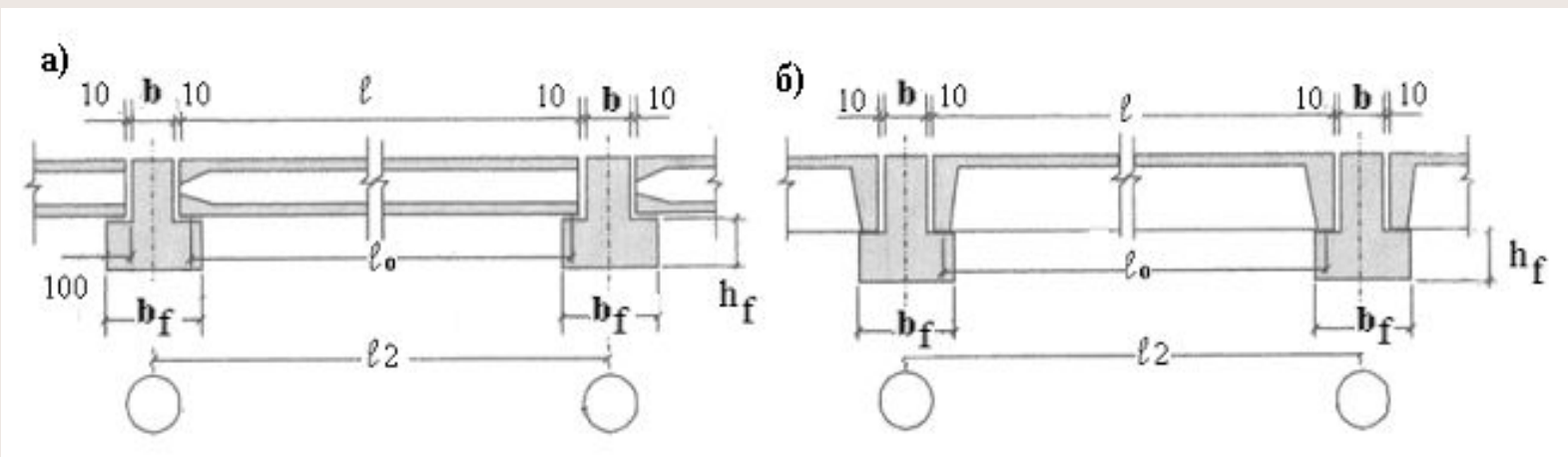


Рис. 15.12. Опираие пустотных (а) и ребристых (б) панелей на полки ригелей

Расчетный пролет плит при их опирании на ригель равен $l_p = l_2 - \frac{b}{2}$;
при опирании на полки ригеля $l_p = l_2 - b - a$.

При опирании одним концом на ригель, а другим на кирпичную стену, расчетный пролет равен расстоянию от оси опоры на стене до оси опоры на ригели $l_p = l_2 - \frac{b}{4} - c + \frac{d}{2}$, где b – ширина ригеля; a – ширина полки; c – привязка оси; d – величина опирания плиты на стену, принимаемая не менее 120 мм.

Расчет прочности панелей сводится к расчету таврового сечения с полкой в сжатой зоне.

3. Проектирование ригеля

За расчетный пролет принимают расстояние между осями колонн. При опирании крайнего конца ригеля на стену расчетный пролет принимают равным расстоянию от оси опоры до оси колонны. За расчетную схему ригеля принимают пятипролетную балку. В целом расчет аналогичен расчету главной балки монолитных конструкций.

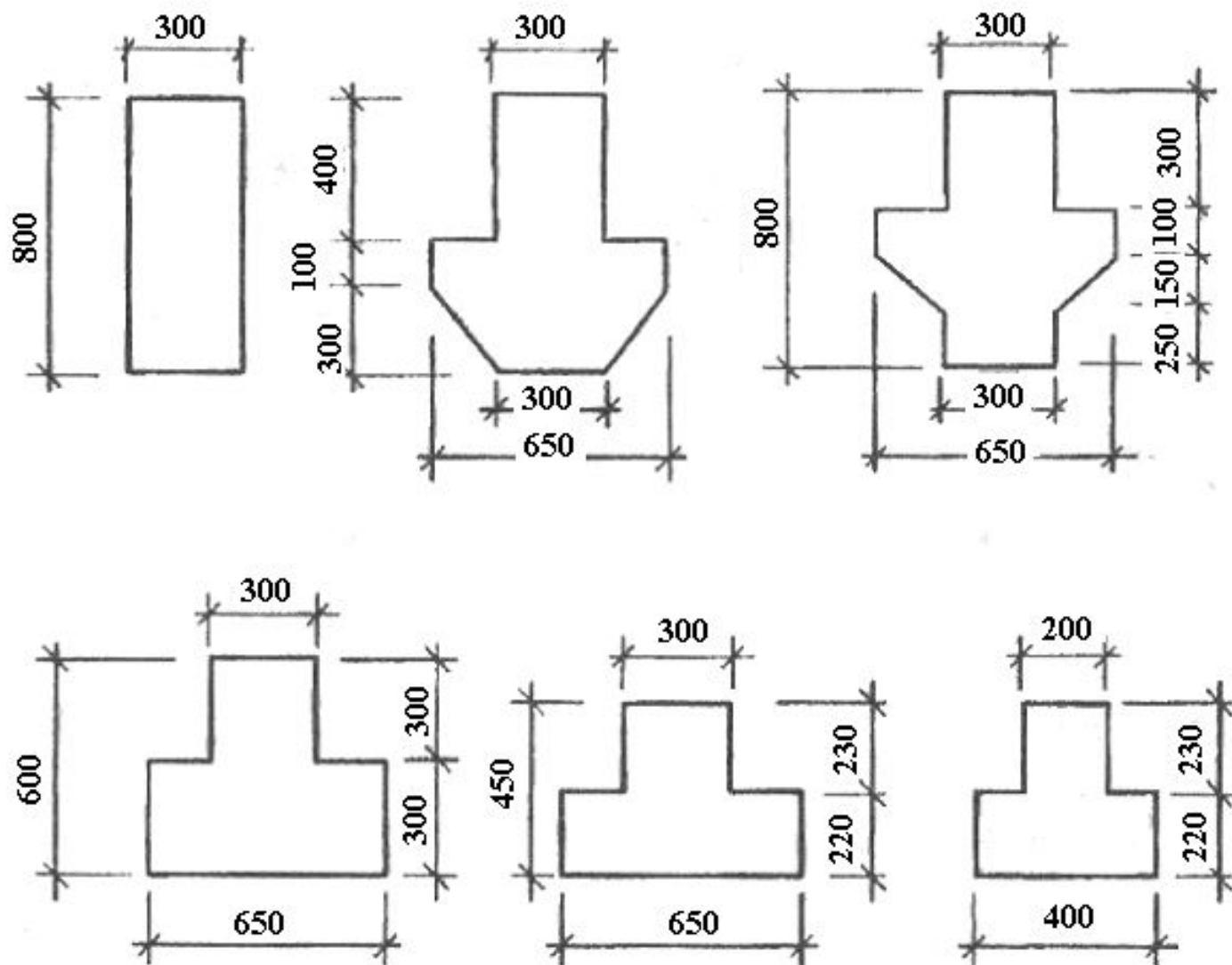


Рис. 15.13. Виды сечений ригеля

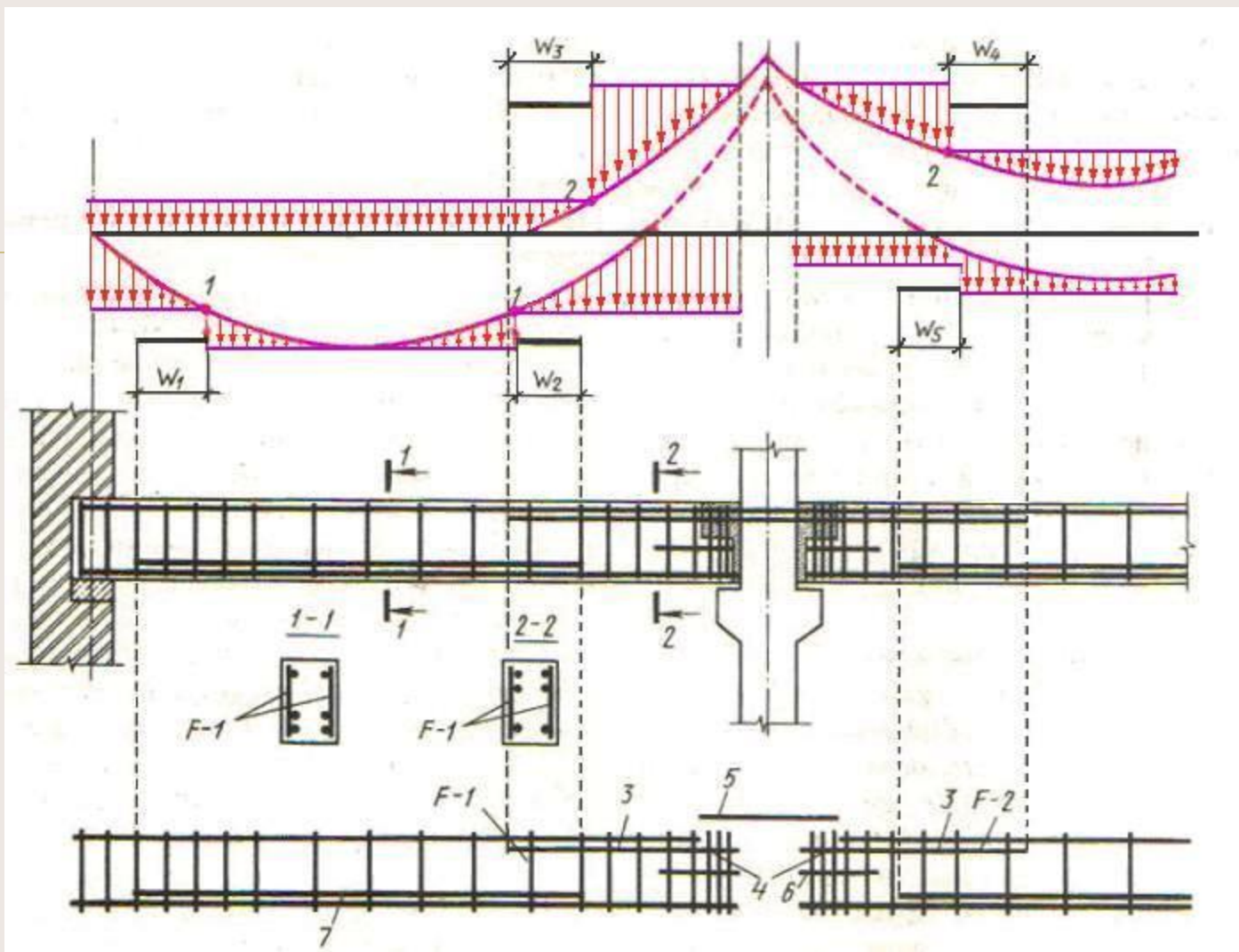


Рис. 15.14. Армирование ригеля

1 – точки теоретического обрыва рабочих стержней 7 в пролете; 2 – то же рабочих стержней 3 на опоре; 3 – рабочие стержни на опоре; 4 – хомуты; 5 – стыковые закладные детали на опоре; 6 – арматура подрезки; 7 – рабочие стержни в пролете

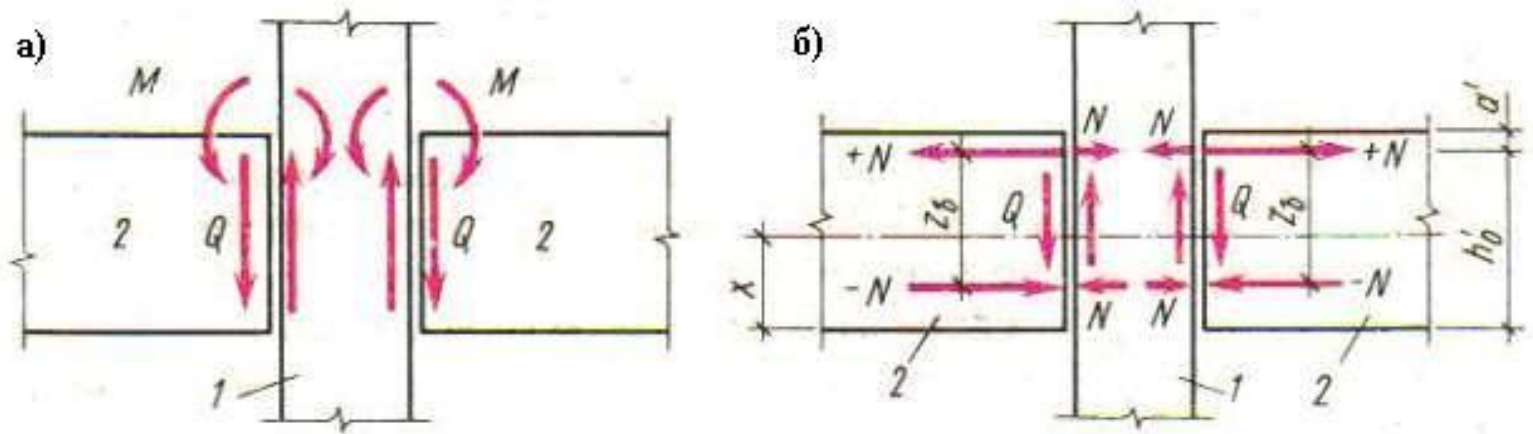


Рис. 17.15. Схемы усилий в стыке ригелей

а – условная; б – расчетная; 1 – колонны; 2 – ригели

Различают 2 типа стыков: шарнирный и жесткий.

В практике широко распространен шарнирный стык благодаря простоте при изготовлении и монтаже по сравнению с жестким

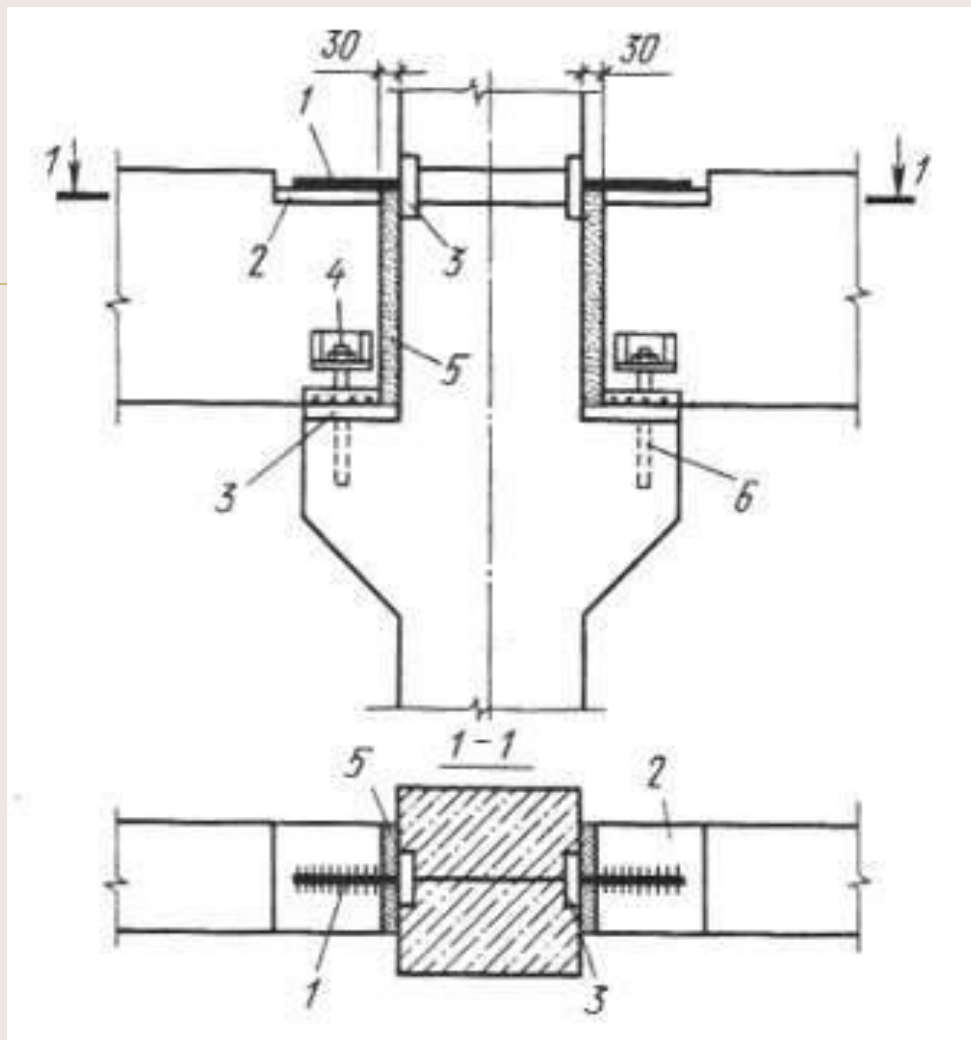


Рис. 15.16. Шарнирный стык ригелей

1 – стыковая полоска; 2 – закладные пластины поверху ригеля; 3 – закладные пластинки колонны; 4 – инвентарные монтажные уголки; 5 – шов замоноличивания; 6 – анкерные болты

В жилищном строительстве применяют бесконсольный жесткий стык ригелей (с использованием монтажного столика из швеллеров). Такой стык полностью воспринимает поперечные силы бетонными шпонками, образующимися при замоноличивании стыка.

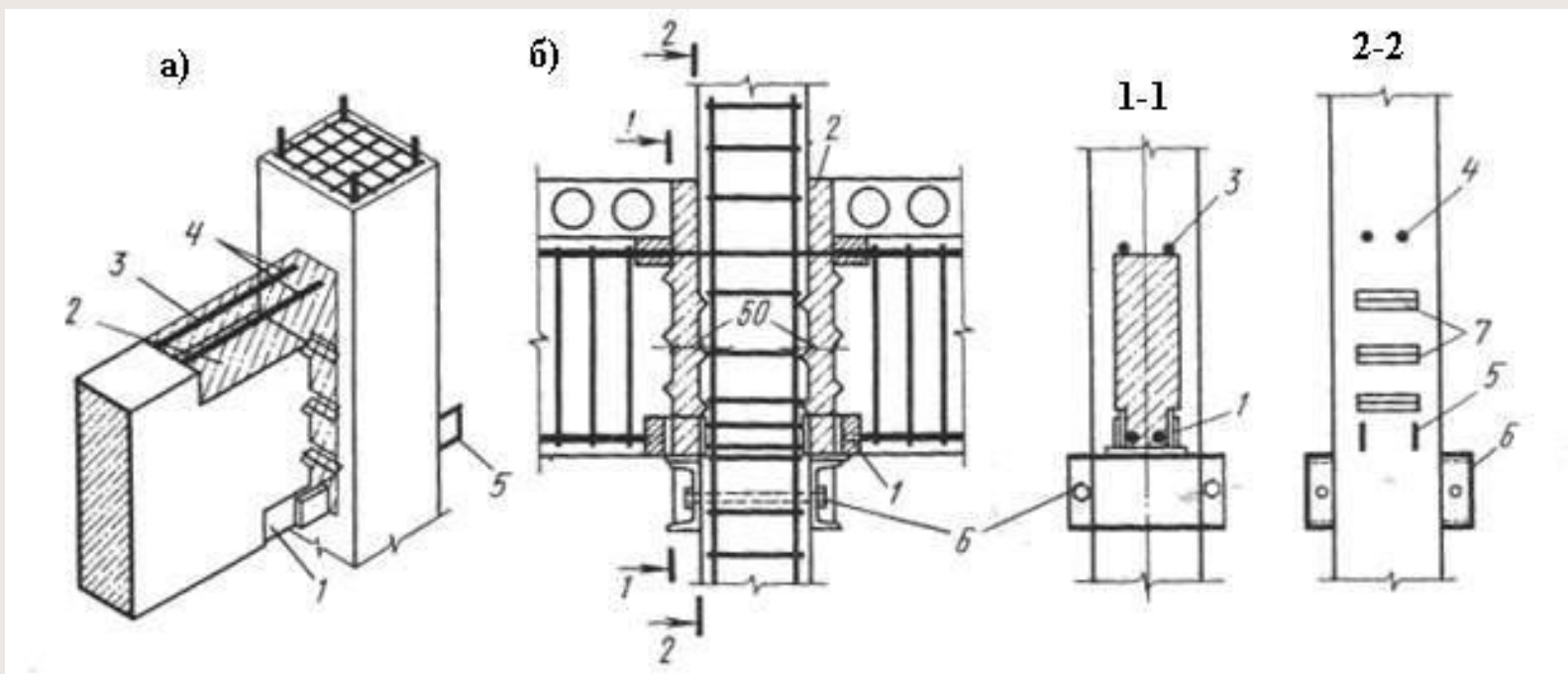


Рис. 17.17. Жесткий бесконсольный стык ригелей

а – общий вид; б – вид сбоку; 1 – выпуски нижней арматуры; 2 – бетон замоноличивания; 3 – выпуски верхней арматуры; 4 – выпуски из колонны стыковых стержней; 5 – нижняя закладная деталь колонны; 6 – монтажный столик из швеллеров; 7 – шпоночные пазы

Жесткий стык ригелей, совмещенный со стыком колонны, упрощает и удешевляет монтаж, т.к. снижает количество монтажных узлов. Основной недостаток – высокая металлоемкость.

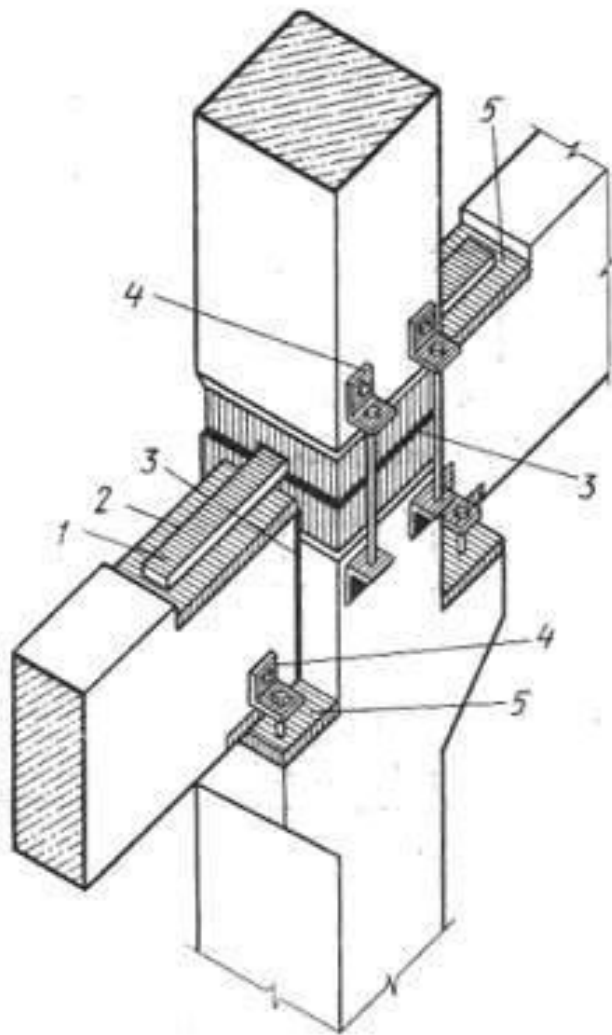


Рис. 15.18. Совмещенный стык ригелей и колонн

1 – стальная накладка; 2 – сварка; 3 – шов замоноличивания; 4 – монтажные уголки; 5 – закладные детали

4. Расчет коротких консолей

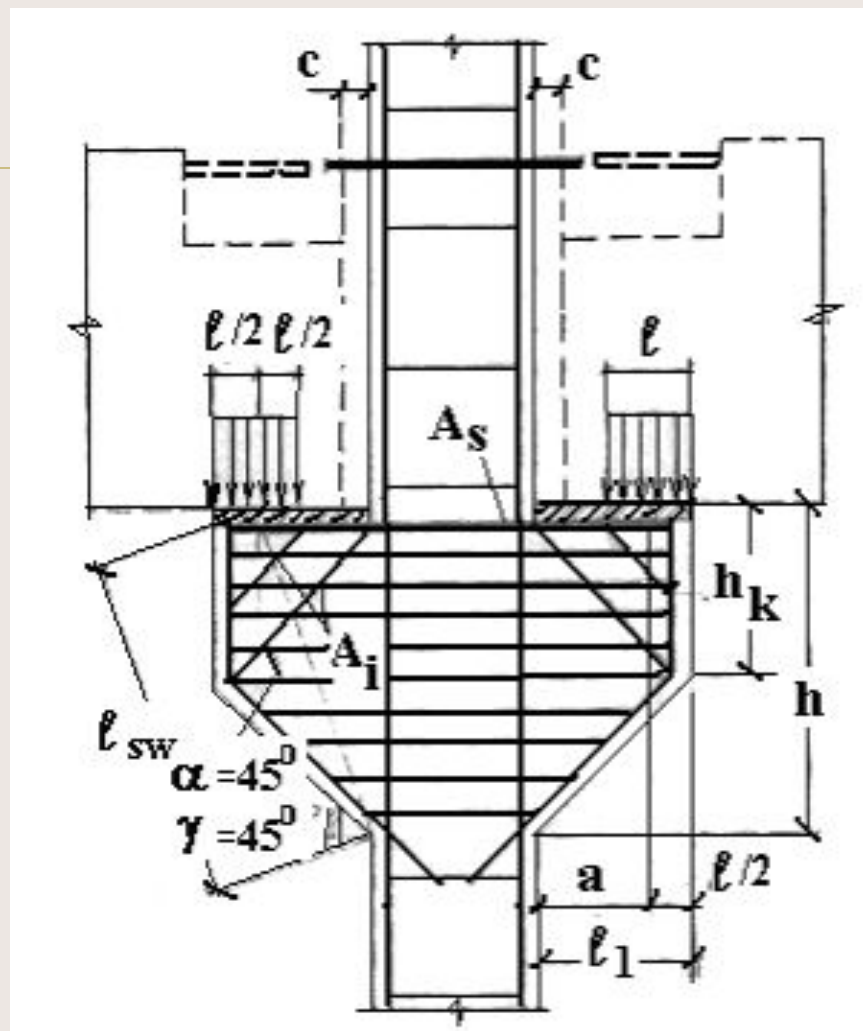


Рис. 15.19. Армирование консоли колонны

Размеры опорной консоли определяют в зависимости от опорного давления ригеля Q ; при этом считается, что ригель оперт на расположенную у свободного края консоли площадку длиной

$$l = \frac{Q}{b \cdot R_b}, \text{ где } b - \text{ ширина ригеля.}$$

Наименьший вылет консоли с учетом зазора c между торцом ригеля и гранью колонны

$l_1 = l + c$, который варьируется в пределах от 200 до 300 мм. При этом расстояние от грани колонны до силы Q

$$a = l_1 - \frac{l}{2}$$

У коротких консолей $\ell_1 \leq 0,9 \cdot h_0$ угол γ сжатой грани с горизонталью не должен превышать 45° .

Высоту сечения короткой консоли в опорном сечении рамного узла проверяют по условиям:

$$Q \leq \begin{cases} 1,5 \cdot R_{\text{ст}} \cdot b \cdot \frac{h_0^2}{a}; \\ 2,5 \cdot R_{\text{ст}} \cdot b \cdot h_0; \\ 0,75 \cdot (1 + 10 \cdot \nu \cdot \mu) \cdot \left(1 - \frac{a}{h}\right) \cdot R_s \cdot b \cdot \ell \end{cases}$$

Площадь сечения продольной арматуры подбирают по изгибающему моменту у грани колонны, увеличенному на 25%:

$$A_s = \frac{1,25 \cdot M}{R_s \cdot h_0};$$

$$M = Q \cdot a$$

5. Расчет на продавливание

Расчет на продавливание плитных конструкций (без поперечной арматуры) должен производиться из условия

$$F \leq \alpha R_{bt} u_m h_0$$

где F - продавливающая сила;

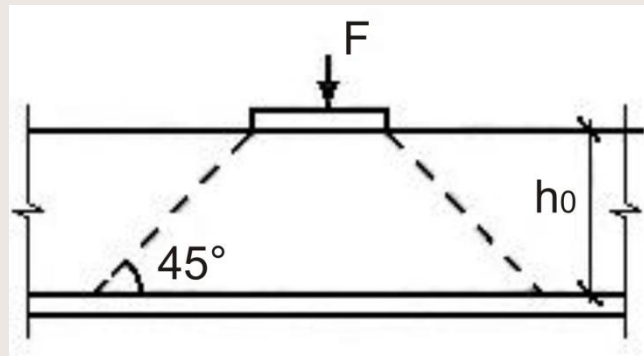
α - коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого 1,00

мелкозернистого 0,85

легкого 0,80

u_m - среднеарифметическое значений периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения.

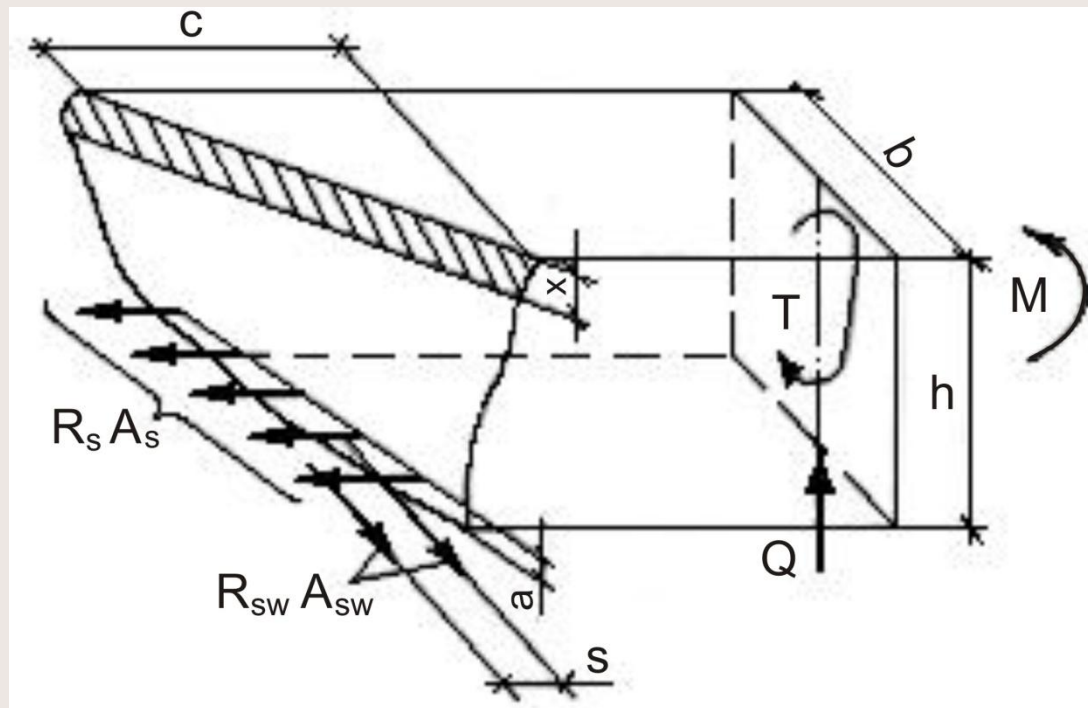


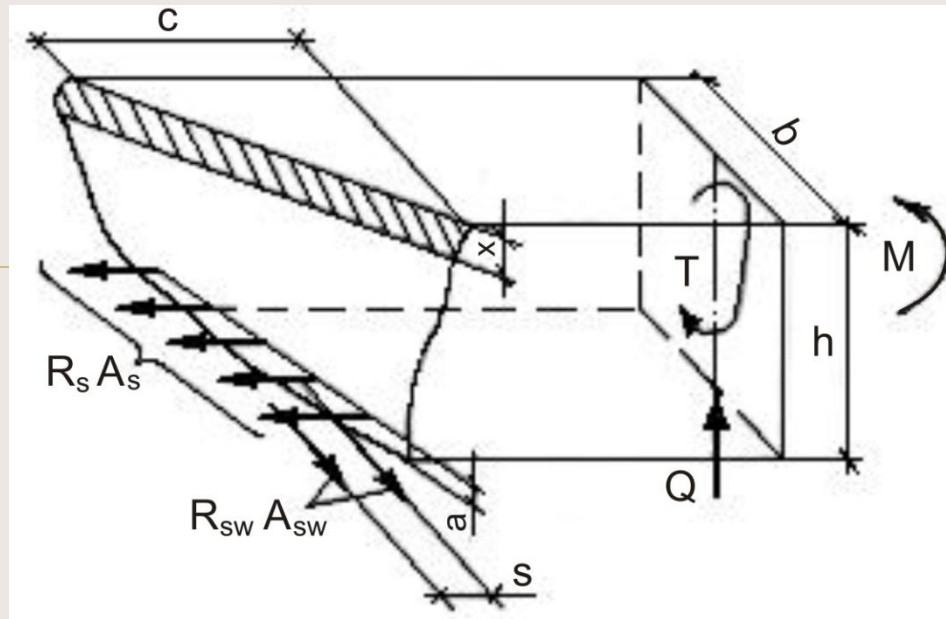
6. Расчет по прочности сечений, работающих на изгиб с кручением

Элементы прямоугольного сечения

При расчете элементов на кручение с изгибом должно соблюдаться условие:

$$T \leq 0,1R_b b^2 h$$





Расчет по прочности пространственных сечений должен производиться из условия

$$T \leq R_s A_s \frac{1 + \varphi_w \delta \lambda^2}{\varphi_q \lambda + x} (h_0 - 0,5x)$$

Высота сжатой зоны x определяется из условия

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x.$$

$$\delta = \frac{b}{2h + b}; \quad \lambda = \frac{c}{b};$$

здесь c — длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону, на продольную ось элемента; расчет производится для наиболее опасного значения c , определяемого последовательным приближением и принимаемого не более $2h + b$.

Значения коэффициента ϕ_w , характеризующего соотношение между поперечной и продольной арматурой, определяются по формуле

$$\phi_w = \frac{R_{sw} A_{sw}}{R_s A_s} \frac{b}{s},$$

При этом значения ϕ_w принимаются:
не менее

$$\phi_{w,\min} = \frac{0,5}{1 + M / 2\phi_w M_u}$$

и не более

$$\phi_{w,\max} = 1,5 \left(1 - \frac{M}{M_u} \right)$$

Расчет должен производиться для трех расчетных схем расположения сжатой зоны пространственного сечения:

1-я схема — у сжатой от изгиба грани элемента (рис. 14, *а*);

2-я схема — у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента (рис. 14, *б*);

3-я схема — у растянутой от изгиба грани элемента (рис. 14, *в*).

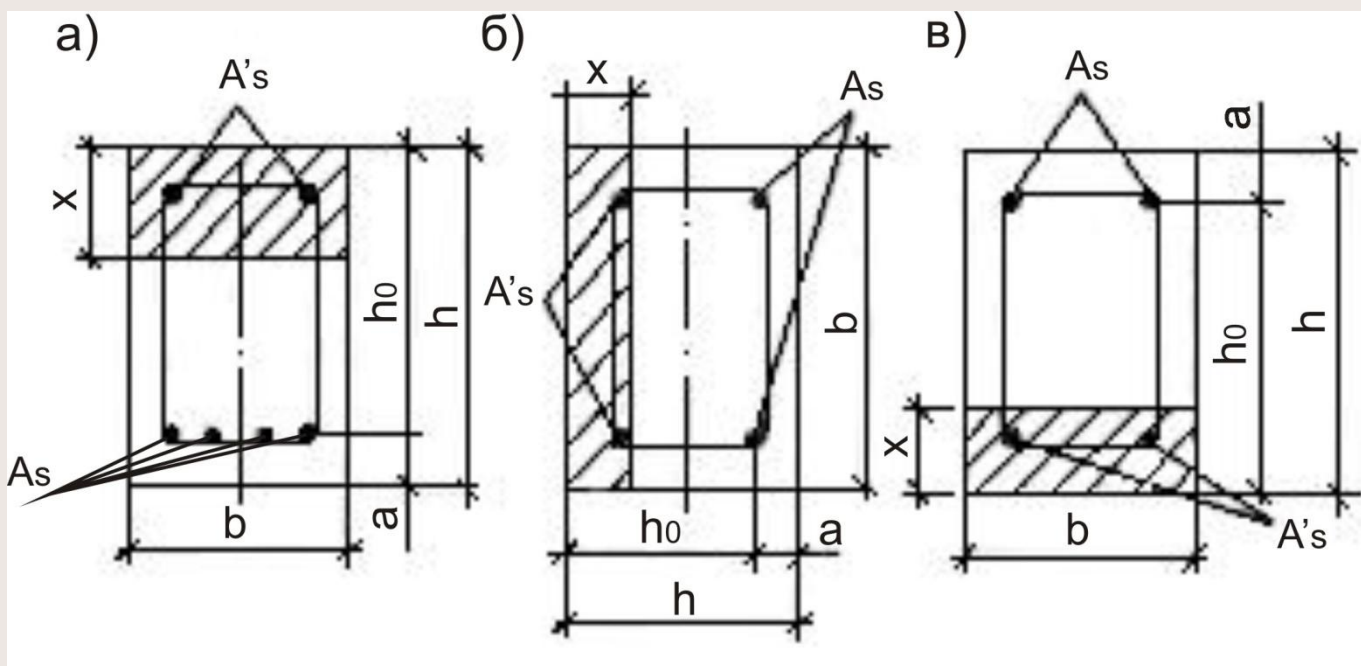


Рис. 14. Схемы расположения сжатой зоны пространственного сечения

а — у сжатой от изгиба грани элемента; *б* — у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента;

в — у растянутой от изгиба грани элемента

значения χ и ϕ_q , характеризующие соотношение между действующими усилиями T , M и Q , принимаются:

при отсутствии изгибающего момента : $\chi = 0$ $\phi_q = 1$;

при расчете по 1-й схеме: $\chi = \frac{M}{T}$ $\phi_q = 1$;

по 2-й: $\chi = 0$ $\phi_q = 1 + \frac{Qh}{2T}$;

по 3-й: $\chi = -\frac{M}{T}$ $\phi_q = 1$.

В случае, когда удовлетворяется условие

$$T \leq 0,5Qb,$$

вместо расчета по 2-й схеме производится расчет из условия

$$Q \leq Q_{sw} + Q_b - \frac{3T}{b}.$$