

Рис.4.1. Виды железобетонных конструкций, расчет которых по прочности сводится к расчету тавра с полкой в сжатой зоне:

а – тавровая железобетонная балка;

б – двутавровая балка и ее приведенное тавровое сечение;

в – ребристое монолитное перекрытие;

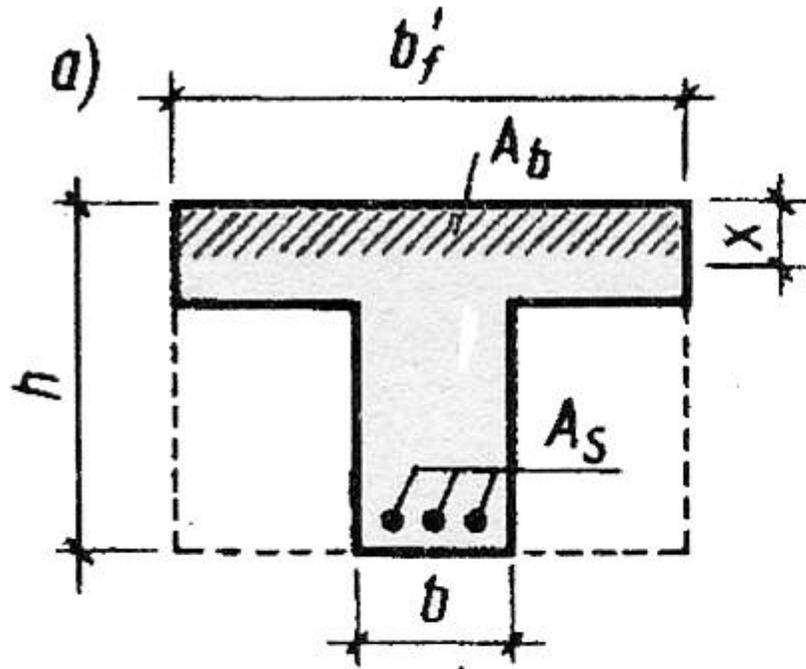
г – ребристая панель и ее расчетный эквивалент;

д – панель с круглыми пустотами;

е – панель коробчатого сечения.

Проверка несущей способности таврового сечения в зависимости от положения границы сжатой зоны бетона.

Случай 1.



$$M \leq R_b b_f^I h_f^I (h_0 - 0,5 h_f^I), \quad (4.1)$$

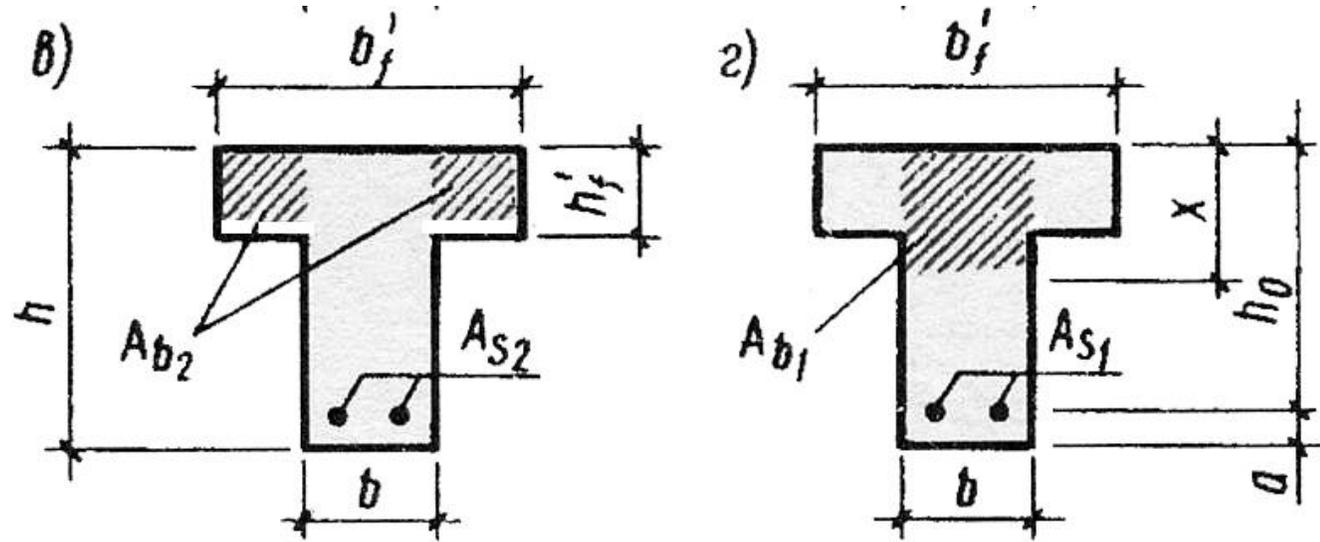
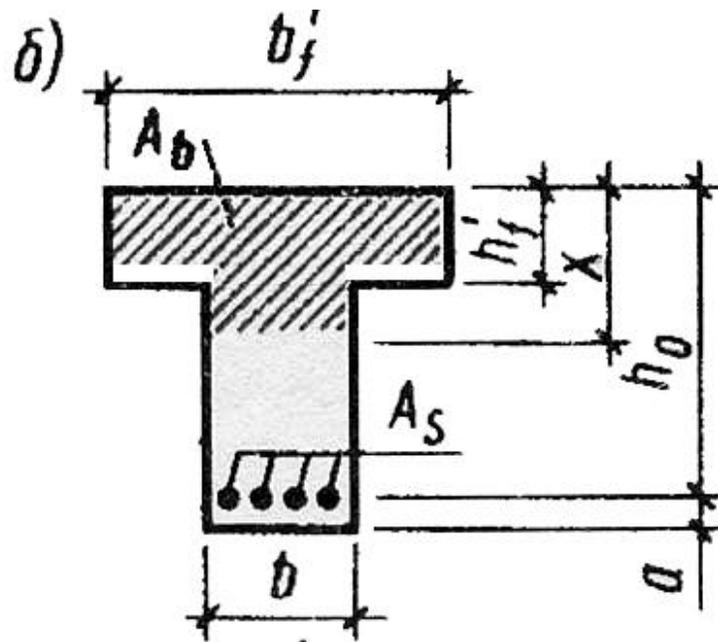
$b_f^I$  - ширина полки тавра.

В этом случае расчет производится как для прямоугольного сечения шириной  $b = b_f^I$ .

Рис 4.2 (а). Граница сжатой зоны проходит в полке

Проверка несущей способности таврового сечения в зависимости от положения границы сжатой зоны бетона.

Случай 2.



Расчетная схема в виде двух балок

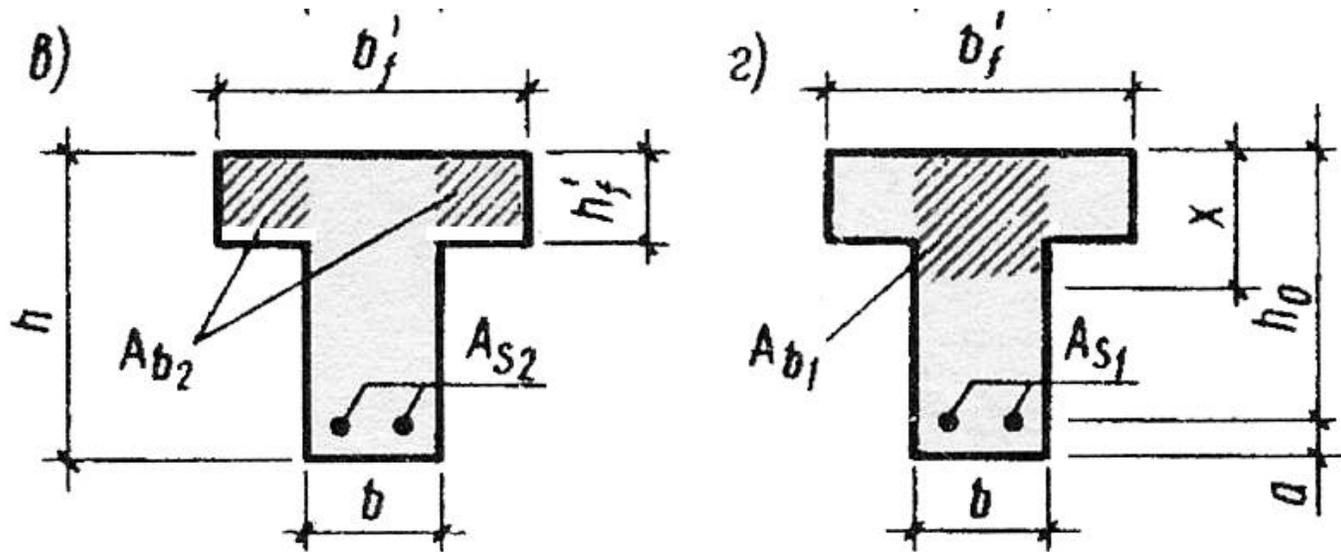
$$M \leq M_1 + M_2, \quad (4.2)$$

$M$  – момент внешних сил;

$M_1$  - момент, воспринимаемый стенкой балки;

$M_2$  – момент, воспринимаемый сжатыми свесами полки.

Рис 4.2 (б). Граница сжатой зоны проходит в стенке балки



Расчетная схема в виде двух балок

$$1) A_S = A_{S1} + A_{S2}$$

$$M_2 = R_b (b_f^I - b) h_f^I (h_0 - h_f^I/2) \quad (4.3)$$

$$A_{S2} = (R_b (b_f^I - b) h_f^I) / R_S \quad (4.4)$$

2) Если  $A_S$  известна, то

$$A_{S1} = A_S - A_{S2}$$

$$x = (R_S A_{S1}) / (R_b b) \quad (4.5)$$

$$M_1 = R_S A_{S1} (h_0 - 0,5 x) \quad (4.6)$$

Если  $A_S$  неизвестна, то  $A_{S1}$  можно определить по изгибающему моменту

$$M_1 = M - M_2,$$

как для балки прямоугольного сечения шириной  $b$  по формуле (3.10).

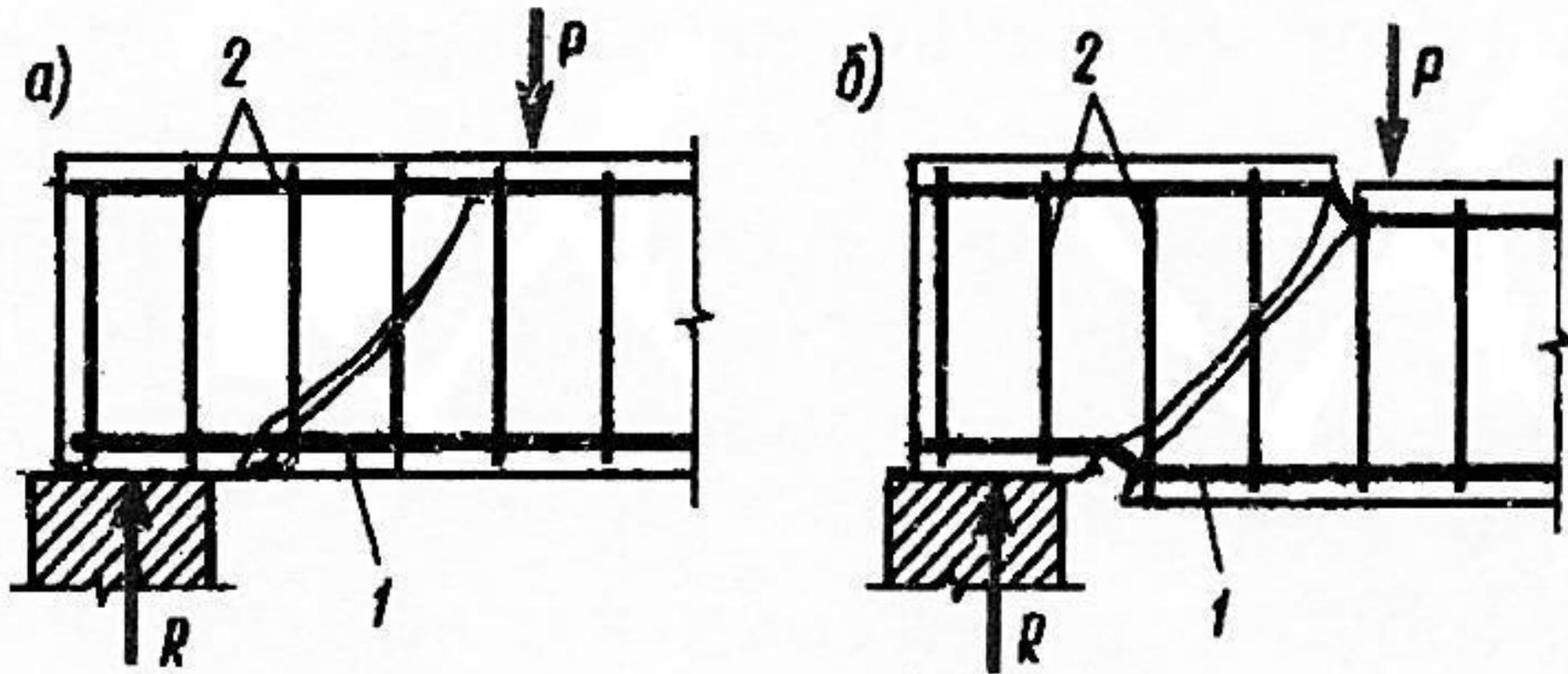


Рис. 4.3. Типы разрушения балки по наклонным сечениям:  
 а – по кривой трещине от действия изгибающего момента;  
 б – от действия поперечной силы;  
 1 – продольная арматура; 2 – поперечная арматура или хомуты

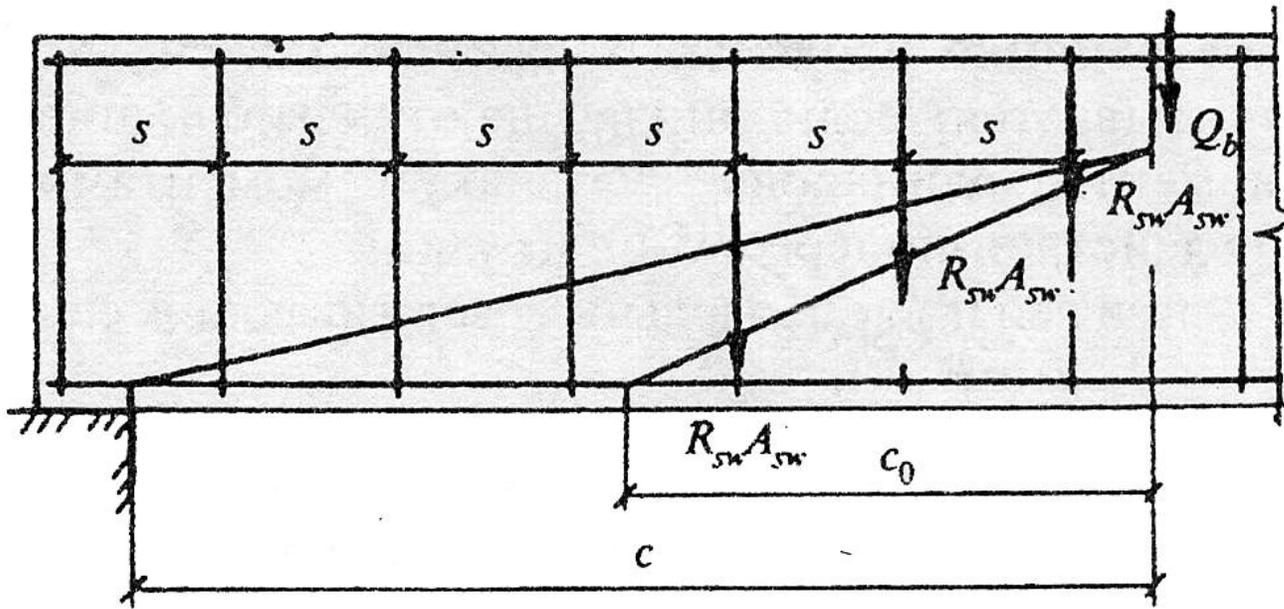


Рис.4.4. Схема усилий и армирования при проверке сечения на прочность от действия поперечной силы

Проверку прочности наклонного сечения по поперечной силе можно не производить, если

$$Q \leq 0,5 R_{bt} b h_0 \quad (4.7)$$

где  $Q$  – поперечная сила, определяемая внешней нагрузкой, расположенной по одну сторону от рассматриваемого сечения.

Разрушение полос сжатого бетона между трещинами не происходит, если

$$Q \leq 0,3 R_b b h_0, \quad (4.8)$$

## Проверка прочности элемента по наклонному сечению при действии поперечной силы:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} \quad (4.9)$$

где  $Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

$Q_{sw}$  – сумма предельных усилий в хомутах, пересекающих наклонную трещину.

$$Q_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2 / C, \quad (4.10)$$

где:  $C$  – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на ось элемента.

При этом, принимаемая в расчет величина  $Q_b$  должна отвечать следующим ограничениям

$$0,5 R_{bt} b h_0 \leq Q_b \leq 2,5 R_{bt} b h_0. \quad (4.11)$$

$$Q_{sw} = \sum (R_{sw} A_{sw}), \quad (4.12)$$

где:  $R_{sw}$  – расчетное сопротивление растяжению поперечной арматуры;

знак  $\sum$  означает суммирование сопротивления растяжению всей поперечной арматуры пересекающей наклонную трещину.

$$Q_{sw} = 0.75 q_{sw} C, \quad (4.13)$$

где:  $q_{sw}$  – усилие в хомутах на единицу длины элемента, определяемое по формуле

$$q_{sw} = (R_{sw} A_{sw}) / S.$$

$$dQ/dC = d((1,5 R_{bt} b h_0^2/C) + (0,75 q_{SW} C))/dC = 0. \quad (4.15)$$

$$- 1,5 R_{bt} b h_0^2/C^2 + 0,75 q_{SW} = 0,$$

$$C_{min} = C_0 = (2 R_{bt} b h_0^2 / q_{SW})^{0,5} \quad (4.16)$$

$$Q_b = Q_{SW}. \quad (4.17)$$

Согласно (4.9), (4.14) и (4.16)

$$0,5Q = Q_{SW} = 0,75q_{SW} C_0 = 0,75q_{SW} (2 R_{bt} b h_0^2 / q_{SW})^{0,5}, \quad (4.18)$$

$$q_{SW} = (R_{SW} A_{SW}) / S = 0,2222 Q^2 / (R_{bt} b h_0^2). \quad (4.19)$$

$$S = 4,5 R_{SW} A_{SW} R_{bt} b h_0^2 / Q^2. \quad (4.20)$$

$$S_{max} = 0,75 R_{bt} b h_0^2 / Q. \quad (4.21)$$

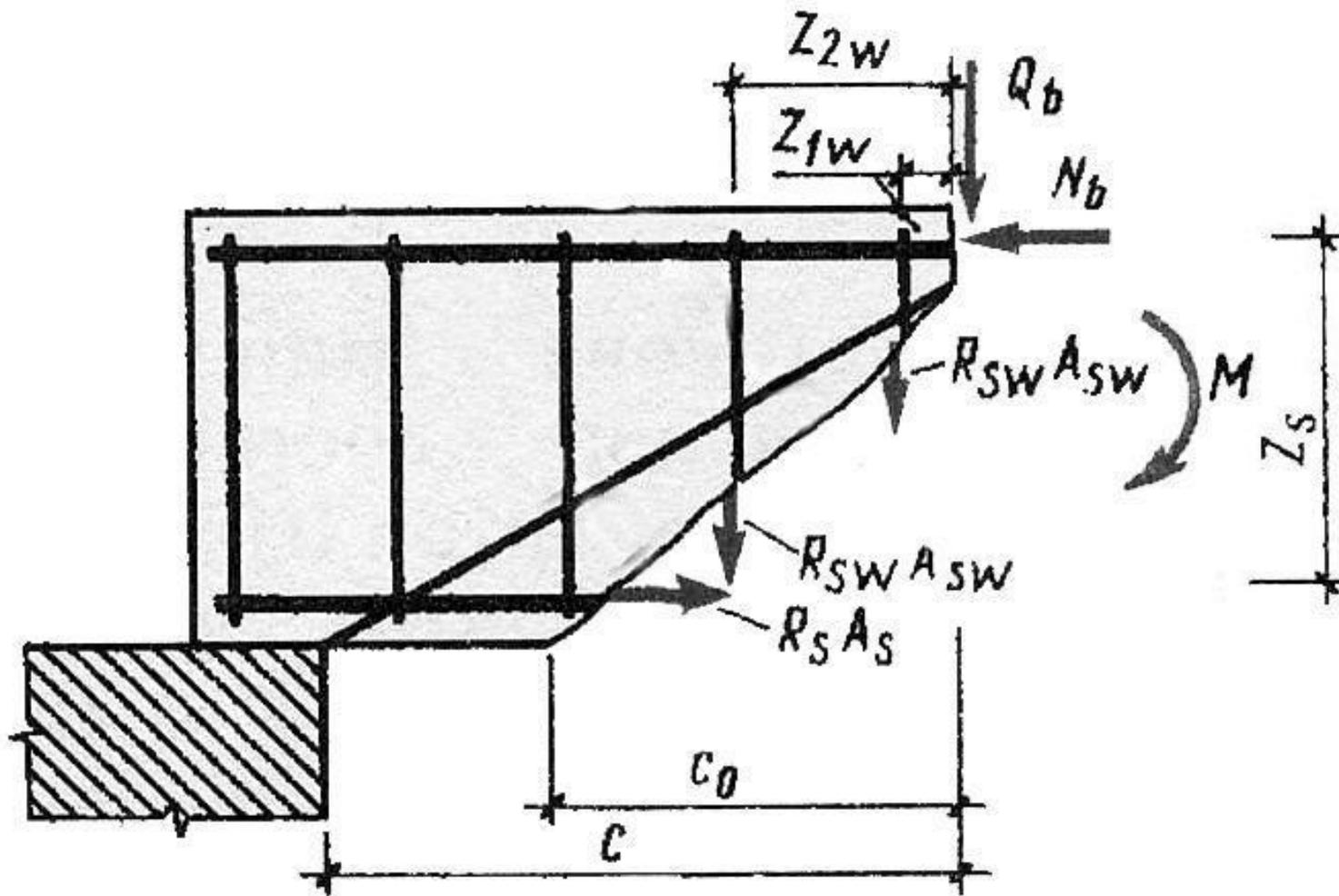


Рис. 4.5. Схема внутренних усилий в наклонном сечении при проверке прочности от действия изгибающего момента

$$M \leq M_S + M_{SW}, \quad (4.21)$$

где:  $M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки;  
 $M_S$  и  $M_{SW}$  – изгибающие моменты соответственно от усилий в продольной арматуре и хомутах.

$$M_S = R_S A_S Z_S, \quad (4.22)$$

где:  $A_S$  – площадь сечения продольной арматуры, пересекающей наклонное сечение;

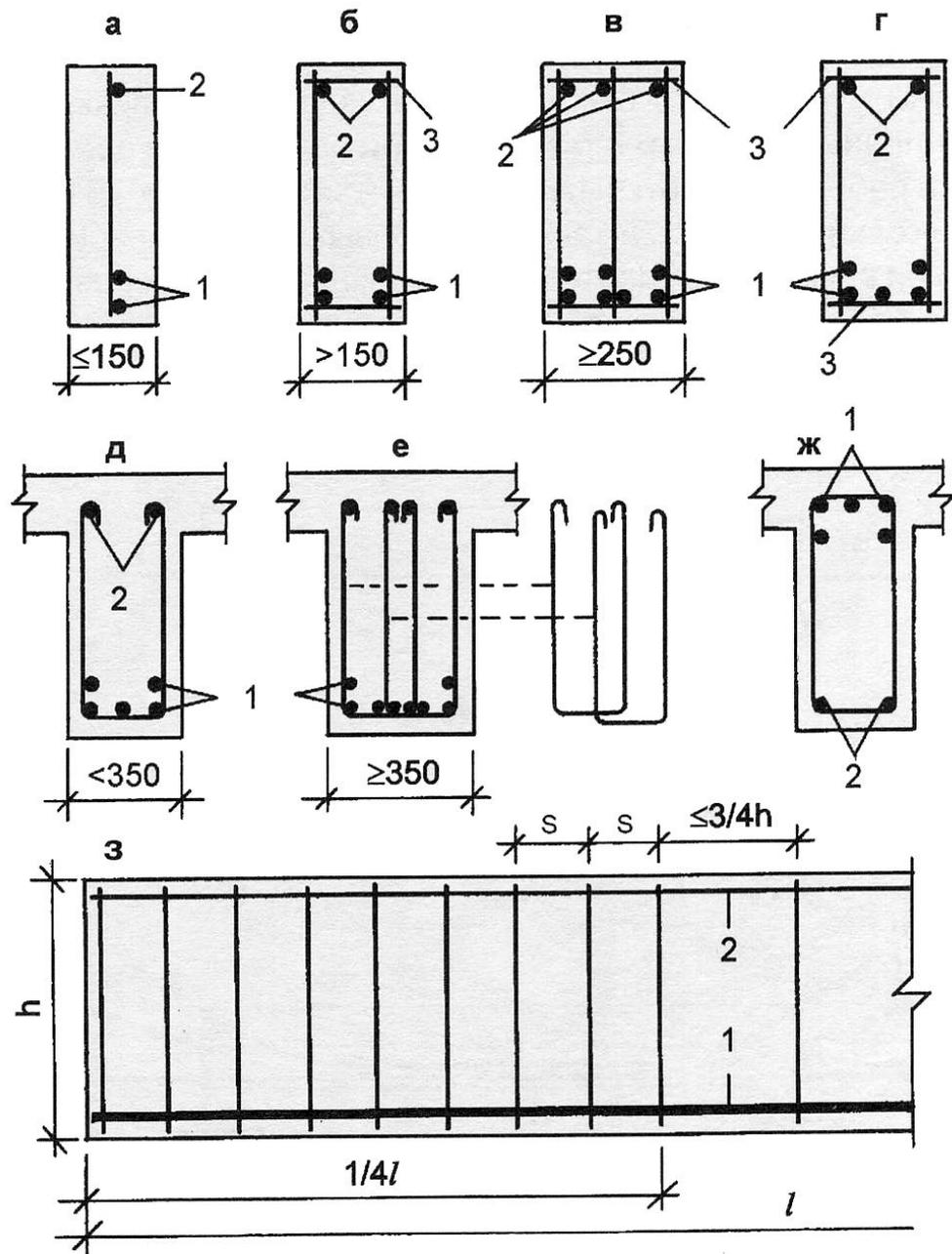
$Z_S$  – расстояние от равнодействующей усилий в продольной арматуре до равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона.

$$\gamma_{s5} = \ell_X / \ell_{an}, \quad (4.23)$$

где:  $\ell_X$  – расстояние от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемого сечения;

$\ell_{an}$  – зона анкеровки арматуры.

$$M_{SW} = 0,5 q_{SW} C_0^2 \quad (4.24)$$



при  $h \leq 450$  мм –  $s = h/2$ ;  $\leq 150$  мм

при  $h > 450$  мм –  $s = h/3$ ;  $\leq 500$  мм

Рис. 4.6. Поперечное армирование железобетонных балок

1 – рабочая арматура;

2 – монтажная арматура;

3 – соединительные стержни;

а – е – при действии положительного изгибающего момента (растяжение в нижней зоне);

ж – при действии отрицательного изгибающего момента