

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ  
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГОССТРОЯ СССР

**МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ  
ПО РАСЧЕТУ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ  
ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБАЮЩЕГО  
МОМЕНТА И ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ**

НИИСК  
КИЕВ 1980

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ  
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГОССТРОЯ СССР

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ  
ПО РАСЧЕТУ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ  
ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБАЮЩЕГО  
МОМЕНТА И ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ

Одобрены секцией № 1 Научно-технического совета  
НИИСК Госстроя СССР.  
Протокол № 11 от 14 ноября 1979 г.

НИИСК  
КИЕВ 1980

Изложены методические рекомендации по проверке несущей способности обычных и преднапряженных элементов тавровых и двутавровых (или приводящихся к ним) сечений.

Рекомендации основаны на результатах теоретических и экспериментальных исследований, выполненных у нас и за рубежом, отличаются четкостью исходных предпосылок, используемых при решении рассматриваемых задач, и позволяют проектировать конструкции, отвечающие современным требованиям.

Распространяются на элементы из бетонов на плотных заполнителях и цементном вяжущем, бетонов на пористых заполнителях и цементном вяжущем и плотных силикатных бетонов.

Расчитаны на инженерно-технических работников проектных и научно-исследовательских организаций, а также студентов и аспирантов вузов и факультетов строительного профиля.

Разработаны инженерами В.И.Колчуновым, И.В.Руденко и докт. техн. наук А.Б.Гольшевым (НИИСК Госстроя СССР) с использованием материалов НИИЖБ Госстроя СССР.

Отзывы и замечания направлять по адресу: 252180 Киев-180, ул. И.Клименко, 5/2, НИИСК Госстроя СССР, лаборатория теории расчета железобетонных конструкций.

## 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Расчет несущей способности железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы производится на основе следующих предпосылок:

в качестве расчетной принимается схема, показанная на рис. 1;

связь между напряжениями и деформациями арматурной стали принимается в виде диаграмм, показанных на рис. 2, связь между нормальными напряжениями и продольными деформациями бетона — принимается в виде диаграммы, показанной на рис. 3, а, между касательными напряжениями и деформациями сдвига — в виде диаграммы, показанной на рис. 3, б, где при  $a/h_0 \leq 2$   $R_{сд} = 0,5R_{пр}$ , а при  $a/h_0 \geq 2,7$   $R_{сд} = 2,2R_p$  (для  $2 < a/h_0 < 2,7$  численные значения  $R_{сд}$  находятся по интерполяции);

для средних деформаций бетона и арматуры на участках между двумя ближайшими к сечению I-I трещинами считается справедливой гипотеза плоских сечений;

считается, что эпюра касательных напряжений в бетоне сжатой зоны сечения I-I ограничивается квадратной параболой с максимальной ординатой, расположенной на уровне вершины наклонной трещины;

напряжения в продольной растянутой арматуре в месте пересечения её наклонной трещиной и в сечении I-I принимаются не более предельного сопротивления  $R_a$ ;

напряжения в поперечной арматуре, пересекаемой наклонной трещиной, принимаются равными предельному сопротивлению  $R_{ax}$ ;

в расчет вводится поперечное усилие в продольной растянутой арматуре в месте пересечения её наклонной трещиной  $Q_a$ ;

несущая способность элемента считается исчерпанной, если деформации бетона в сечении I-I над наклонной трещиной по направлению главных сжимающих напряжений достигают предельных значений.

На рис. 1  $\lambda$  — коэффициент пластичности бетона в условиях плоского напряженного состояния (см. п. 3.1).

1.2. Проверка несущей способности предусматривает два случая (см. рис. 1). В I-м случае  $\lambda > 0$ , т.е. эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны сечения I-I принимается

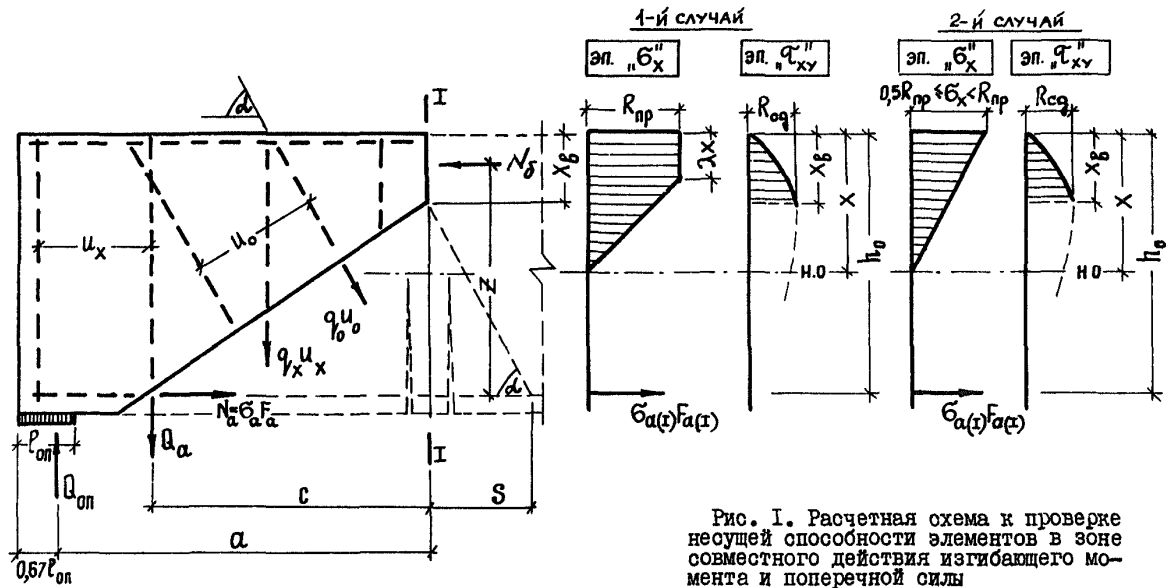


Рис. 1. Расчетная схема к проверке несущей способности элементов в зоне совместного действия изгибающего момента и поперечной силы

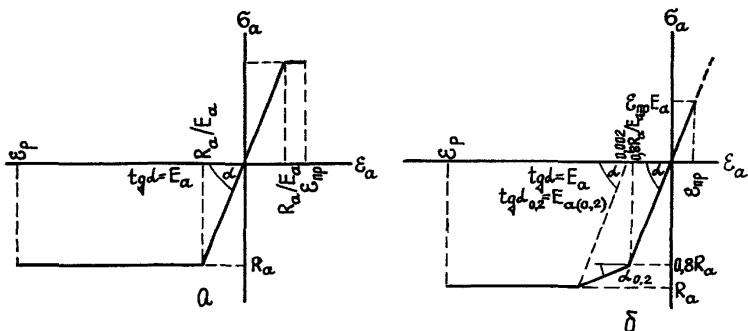


Рис. 2. Диаграммы "  $\sigma - \varepsilon$  " для арматурной стали, имеющей физический предел текучести (а) и не имеющей физического предела текучести (б)

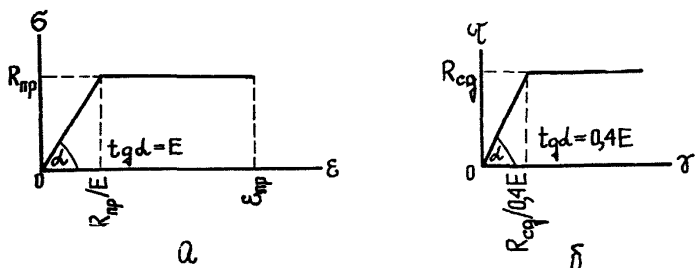


Рис. 3. Диаграммы "  $\sigma - \varepsilon$  " (а) и "  $\varphi - \gamma$  " (б) для бетона

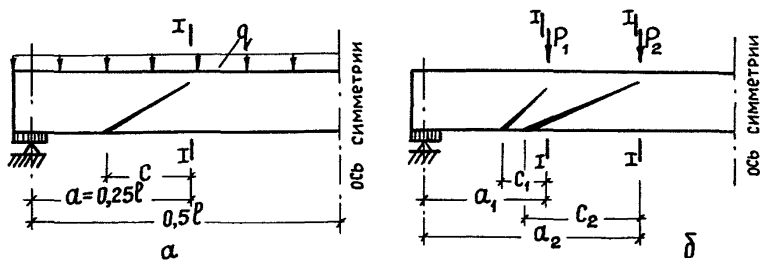


Рис. 4. К определению расчетных наклонных трещин

в виде прямоугольной трапеции; 2-й случай отвечает условию  $\lambda < 0$ , т.е. эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны сечения I-I принимается в виде треугольника.

Как в том, так и в другом случае расчет производится в зависимости от положения нейтральной оси в сечении I-I относительно нижней грани сжатой полки.

1.3. В качестве расчетных наклонных трещин рассматриваются: при действии равномерно-распределенной нагрузки - трещины с вершинами, расположенными на расстоянии  $a=0,25l$  от осей опор (рис. 4,а), при действии нагрузки в виде сосредоточенных сил - трещины с вершинами под силами (рис. 4,б), при совместном действии сосредоточенных сил и равномерно-распределенной нагрузки - трещины с вершинами, расположенными на расстоянии от осей опор  $a=0,25l$  и трещины с вершинами под силами.

## 2. ПРОВЕРКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

2.1. Проверка несущей способности для I-го случая производится в соответствии со следующими рекомендациями.

При  $x \leq h_n$  должно выполняться условие

$$M_x \leq M_{p(x)} = 0,5R_{пр} b'_n \chi \left[ h_o(t+\lambda) - 0,377\chi(t+\lambda+\lambda^2) \right], \quad (1)$$

где  $M_x$  - изгибающий момент в сечении I-I (т.е. в нормальном сечении, проходящем через вершину наклонной трещины) от внешней нагрузки.

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, высота сжатой зоны сечения I-I определяется по формуле

$$\chi = \frac{A_2}{2A_1} \left( 1 \pm \sqrt{1 - \frac{4A_1 A_3}{A_2^2}} \right), \quad (2)$$

где  $A_1 = 0,5(t - \lambda^2) b'_n$ ; (3)

$$A_2 = K_a \left[ n - \frac{t-\lambda}{R_{пр}} (\sigma_{o1} + 0,008 E_a) \right] F_{a(x)}; \quad (4)$$

$$A_3 = -K_a n F_{a(x)} h_o; \quad (5)$$

$$K_a = \frac{R_a}{R_a + 0,01 E_a}. \quad (6)$$

При этом должно выполняться условие

$$0,8R_a < \left\{ \sigma_{a(x)} = K_a \left[ \frac{nR_{np}(h_0 - \chi)}{(1 - \lambda)\chi} + (\sigma_{01} + 0,008E_a) \right] \right\} < R_a \quad (7)$$

Если условие (7) не выполняется слева, высота сжатой зоны определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1, A_2$  - по формулам (3)-(5) при  $\kappa_a = 1$  и  $0,008E_a = 0$

Если условие (7) не выполняется справа,

$$\chi = \frac{2R_a F_a(x)}{[(1 + \lambda)R_{np} \sigma'_n]} \quad (8)$$

При  $A_2 > 0$  в формуле (2) ставится знак плюс, при  $A_2 < 0$  - знак минус.

Высота сжатой зоны сечения I-I над наклонной трещиной определяется по формуле

$$\chi_B = \frac{B_2}{2B_1} \left( -1 + \sqrt{1 - \frac{4B_1 B_2}{B_2^2}} \right), \quad (9)$$

где  $B_1 = 0,7R_{np} \sigma'_n$ ; (10)

$$B_2 = 0,67R_{c\phi} \sigma'_n c - R_{np} \sigma'_n h_0 - 0,7q_0 \cos \alpha (c \sin \alpha + h_0 \cos \alpha); \quad (11)$$

$$B_3 = M_{p(x)} \mathcal{D} + 0,7[q_x c^2 + q_0 (c \sin \alpha + h_0 \cos \alpha)^2]. \quad (12)$$

Усилия в продольной растянутой арматуре в месте пересечения её наклонной трещиной определяются по формулам

$$Q_a = M_{p(x)} \frac{1 - \mathcal{D}}{c} - 0,67R_{c\phi} \sigma'_n \chi_B - q_x c - q_0 (c + s) \sin^2 \alpha \quad (13)$$

и  $N_a = R_{np} \sigma'_n \chi_B - 0,7q_0 (c + s) \sin 2\alpha. \quad (14)$

При этом должны выполняться условия

$$Q_a \approx M_{p(x)} \frac{1 - \mathcal{D}}{10c} \quad (15)$$

и  $N_a \leq R_a F_a. \quad (16)$

В формулах (II)-(I4):

$$q_x = \frac{R_{ax} F_x}{u_x}; \quad (17)$$



$$q_0 = \frac{R_{ак} F_0}{u_0}; \quad (18)$$

$$S = (h_0 - x_0) ctg \alpha. \quad (19)$$

В общем случае (при совместном действии сосредоточенных сил и равномерно-распределенной нагрузки)

$$D = 1 - \frac{c}{a} + \frac{c}{\frac{2 Q_{оп}}{q} - a}. \quad (20)$$

При  $x > h_n$  и  $x_0 \leq h_n$  в зависимости от положения точки перелома эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны сечения I-I относительно нижней грани сжатой полки могут иметь место два подслучая.

При  $\lambda x \leq h_n$  проверка несущей способности производится из условия

$$M_1 \leq M_{p(x)} = 0,5 R_{np} \left\{ b'_n x [h_0 (1 + \lambda) - 0,77 \lambda (1 + \lambda + \lambda^2)] - \frac{b'_n - b}{(1 - \lambda) x} (x - h_n)^2 (h_0 - 0,77 \lambda - 0,67 h'_n) \right\}. \quad (21)$$

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, высота сжатой зоны сечения I-I определяется по формуле (2), где:

$$A_1 = 0,5 (b - \lambda^2 b'_n); \quad (22)$$

$$A_2 = K_a \left[ n - \frac{1 - \lambda}{R_{np}} (b_{01} + 0,008 E_a) \right] F_{a(x)} + F'_{c8}; \quad (23)$$

$$A_3 = - \left[ K_a n F_{a(x)} h_0 + 0,5 F'_{c8} h'_n \right]; \quad (24)$$

при этом должно выполняться условие (7).

Если условие (7) не выполняется слева, высота сжатой зоны определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1 - A_3$  - по формулам (22)-(24) при  $K_a = 1$  и  $0,008 E_a = 0$ .

Если условие (7) не выполняется справа, высота сжатой зоны определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1 - A_3$  - по формулам (22) и

$$A_2 = F'_{c8} - \frac{(1 - \lambda) R_a F_{a(x)}}{R_{np}}; \quad (25)$$

$$A_3 = -0,5 F'_{c\beta} h'_n. \quad (26)$$

Высота сжатой зоны сечения I-I над наклонной трещиной определяется по формуле (9), коэффициенты  $B_1 - B_3$  - по формулам (10), (12) и

$$B_2 = 0,67 R_{c\beta} \beta c - R_{np} \beta'_n h'_o - 0,5 q_o \cos \alpha (c \sin \alpha + h_o \cos \alpha). \quad (27)$$

Усилия в продольной растянутой арматуре в месте пересечения её наклонной трещиной определяются по формулам

$$Q_a = M_{p(x)} \frac{1-Q}{c} - 0,67 R_{c\beta} \beta \chi c - q_o (c+s) \sin^2 \alpha \quad (28)$$

и (14), при этом должны выполняться условия (15) и (16).

При  $\lambda \chi > h'_n$  проверка несущей способности производится из условия

$$M_x \leq M_{p(x)} = 0,5 R_{np} \left\{ \beta \chi [(1+\lambda) h'_o - 0,77 \chi (1+\lambda+\lambda^2)] + (2h'_o - h'_n) F'_{c\beta} \right\}. \quad (29)$$

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, высота сжатой зоны сечения I-I определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1 - A_3$  - по формулам (5) и

$$A_1 = 0,5 (1-\lambda^2) \beta; \quad (30)$$

$$A_2 = K_a \left[ \eta - \frac{1-\lambda}{R_{np}} (\sigma_{o1} + 0,008 E_a) \right] F_{a(x)} + (1-\lambda) F'_{c\beta}. \quad (31)$$

При этом должно выполняться условие (7).

Если условие (7) не выполняется слева, высота сжатой зоны определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1 - A_3$  - по формулам (30), (31) и (5) при  $K_a = 1$  и  $0,008 E_a = 0$ .

Если условие (7) не выполняется справа, высота сжатой зоны определяется по формуле

$$\chi = 2 \frac{R_a F_{a(x)} - R_{np} F'_{c\beta}}{(1+\lambda) R_{np} \beta}. \quad (32)$$

Высота сжатой зоны сечения I-I над наклонной трещиной определяется по формуле (9) коэффициенты  $B_1 - B_3$  - по формулам (10), (27) и (12).

Усилия в продольной растянутой арматуре в месте пересечения её наклонной трещиной определяются по формулам (28) и (14),

при этом, должны выполняться условия (15) и (16).

При  $\chi > h_n$  и  $\chi_g > h_n$  в зависимости от положения точки перелома эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны сечения I-I относительно нижней грани сжатой полки могут иметь место два подслучая.

При  $\Delta\chi \leq h_n$  проверка несущей способности производится из условия (21).

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, высота сжатой зоны сечения I-I определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1 - A_3$  - по формулам (22)-(24), при этом должно выполняться условие (7).

Если условие (7) не выполняется слева, высота сжатой зоны определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1 - A_3$  - по формулам (22)-(24) при  $\kappa_\alpha = 1$  и  $0,008F_{\alpha} = 0$ .

Если условие (7) не выполняется справа, высота сжатой зоны определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1 - A_3$  - по формулам (22), (25) и (26).

Высота сжатой зоны сечения I-I над наклонной трещиной определяется по формуле (9), где:

$$B_1 = 0,5R_{np}b; \quad (33)$$

$$B_2 = 0,67R_{c\beta}bc - R_{np}(bh_0 - 0,5F'_{c\beta}) - 0,5q_0 \cos\alpha (c \sin\alpha + h_0 \cos\alpha); \quad (34)$$

$$B_3 = M_{p(x)} - R_{np}F'_{c\beta}h_0 + 0,5[q_{\chi}c^2 + q_0(c \sin\alpha + h_0 \cos\alpha)^2]. \quad (35)$$

Усилия в продольной растянутой арматуре в месте пересечения её наклонной трещиной определяются по формулам (28) и

$$N'_\alpha = R_{np}(b\chi_g + F'_{c\beta}) - 0,5q_0(c+s)\sin 2\alpha, \quad (36)$$

при этом должны выполняться условия (15) и (16).

При  $\Delta\chi > h_n$  проверка несущей способности производится из условия (29).

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, высота сжатой зоны сечения I-I определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1 - A_3$  - по формулам (30), (31) и (5), при этом должно выполняться условие (7).

Если условие (7) не выполняется слева, высота сжатой зоны определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1 - A_3$  - по фор-

мулам (30), (31) и (5) при  $\kappa_\alpha=1$  и  $0,008E_\alpha=0$ .

Если условие (7) не выполняется справа, высота сжатой зоны определяется по формуле (32).

Высота сжатой зоны сечения I-I над наклонной трещиной определяется по формуле (9), коэффициенты  $\beta_1, \beta_2$  - по формулам (33)-(35).

Усилия в продольной растянутой арматуре в месте пересечения её наклонной трещиной определяются по формулам (28) и (36), при этом должны выполняться условия (15) и (16).

При арматурной стали, имеющей физический предел текучести, высота сжатой зоны сечения I-I определяется по формуле (2) с учетом (3)-(5) или (30), (31) и (5) при  $\kappa_\alpha=1$  и  $0,008E_\alpha=0$ , а при  $b_{\alpha(x)} > R_\alpha$  - по формуле (2) с учетом (22), (25) и (26) или по формуле (32), в зависимости от положения нейтральной оси и точки перелома эпюры нормальных напряжений относительно нижней грани сжатой полки.

Величина  $b'_n$ , вводимая в расчет (в этом пункте и во всех последующих), принимается в соответствии с п. 3.16 СНиП II-21-75.

При невыполнении условия (15) необходимо изменить интенсивность поперечного армирования в виде вертикальных стержней (если нагельная сила  $Q_\alpha$  больше правой части указанного условия - увеличить, если меньше - уменьшить) и уточнить значения  $x_g$  и  $N_\alpha$ .

Интенсивность поперечного армирования в виде вертикальных стержней, удовлетворяющая условию (15), -  $q_{ix}^*$  - определяется по формуле

$$q_{ix}^* = \frac{q_x c + Q_\alpha - M_{p(x)} \frac{1-D}{40 \cdot c}}{c} \quad (37)$$

Изменение интенсивности достигается за счет изменения шага вертикальных стержней или площади их поперечного сечения (или того и другого одновременно).

При невыполнении условия (16) необходимо уменьшить количество обрываемой (отгибаемой) арматуры.

**П р и м е ч а н и е.** При отсутствии обрывов (отгибов) продольной растянутой арматуры на участке длиной  $c$  условие (16) не проверяется.

В заключение расчета следует при полученной по формуле (37)

интенсивности поперечного армирования уточнить (по графикам рис. 6) значение коэффициента  $K$ , а по формуле (59) – коэффициент  $\lambda$ . При значительной разнице в начальной величине и уточненной необходимо произвести полный перерасчет элемента.

2.2. Проверка несущей способности для 2-го случая производится в соответствии со следующими рекомендациями.

При  $x \leq h_n$  должно выполняться условие

$$M_x \leq M_{p(x)} = \frac{0,7KR_{np}b'_n \lambda}{1-\lambda_{np}} (\Pi_0 - 0,77x). \quad (38)$$

Значение  $M_x$  расшифровано в п. 2.1.

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, высота сжатой зоны сечения I-I определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1 - A_3$  – по формулам (5) и

$$A_1 = 0,7b'_n; \quad (39)$$

$$A_2 = K_a \left[ \Pi - \frac{1-\lambda_{np}}{KR_{np}} (b_{01} + 0,008E_a) \right] F'_a(x); \quad (40)$$

при этом должно выполняться условие

$$0,8R_a < \left\{ b_{a(x)} = K_a \left[ \frac{\Pi KR_{np}(\Pi_0 - x)}{(1-\lambda_{np})x} + (b_{01} + 0,008E_a) \right] \right\} \leq R_a. \quad (41)$$

Если условие (41) не выполняется слева, высота сжатой зоны определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1 - A_3$  – по формулам (39), (40) и (5) при  $K_a = 1$  и  $0,008E_a = 0$ .

Если условие (41) не выполняется справа,

$$x = \frac{2(1-\lambda_{np})R_a F_a(x)}{KR_{np}b'_n}. \quad (42)$$

Численные значения  $k$  и  $\lambda_{np}$  определяются в соответствии с пп. 3.1–3.3,  $K_a$  – по формуле (6).

Значения  $M_x$  и  $b_{01}$  расшифрованы в п. 2.1.

Высота сжатой зоны сечения I-I над наклонной трещиной определяется по формуле (9), коэффициенты  $B_1 - B_3$  – по формулам (12) и

$$B_1 = \frac{0,7KR_{np}b'_n}{1-\lambda_{np}}; \quad (43)$$

$$B_2 = 0,67R_{c\alpha} b'_n c - \frac{KR_{np}b'_n h_0}{1-\lambda_{np}} - 0,7q_0 \cos \alpha (\sin \alpha d + h_0 \cos \alpha). \quad (44)$$

Усилия в продольной растянутой арматуре в месте пересечения её наклонной трещиной определяются по формулам (13) и

$$N_{\alpha} = \frac{\kappa R_{np} b'_{n} x_{\beta}}{1 - \lambda_{np}} - 0,7 q_0 (c + s) \sin 2\alpha, \quad (45)$$

при этом должны выполняться условия (15) и (16).

При  $x > h_n$  и  $x_{\beta} \leq h_n$  должно выполняться условие

$$M_x \leq M_{p(\alpha)} = \frac{0,7 \kappa R_{np}}{1 - \lambda_{np}} \left[ b'_{n} x (h_0 - 0,77x) - \frac{b'_n - b}{x} (x - h'_n)^2 (h_0 - 0,77x - 0,67h'_n) \right]. \quad (46)$$

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, высота сжатой зоны сечения I-I определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1 - A_2$  - по формулам (24) и

$$A_1 = 0,7 b; \quad (47)$$

$$A_2 = \kappa_{\alpha} \left[ n - \frac{1 - \lambda_{np}}{\kappa R_{np}} (6_{01} + 0,008 E_{\alpha}) \right] F_{\alpha(\alpha)} + (1 - \lambda_{np}) F'_{c\beta}; \quad (48)$$

при этом должно выполняться условие (41).

Если условие (41) не выполняется слева, высота сжатой зоны определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1 - A_2$  - по формулам (47), (48) и (24) при  $\kappa_{\alpha} = 1$  и  $0,008 E_{\alpha} = 0$ .

Если условие (41) не выполняется справа, высота сжатой зоны определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1 - A_2$  - по формулам (47), (26) и

$$A_2 = F'_{c\beta} - \frac{(1 - \lambda_{np}) R_{\alpha} F_{\alpha(\alpha)}}{\kappa R_{np}}. \quad (49)$$

Высота сжатой зоны сечения I-I над наклонной трещиной определяется по формуле (9), коэффициенты  $b_1 - b_2$  - по формулам (43), (12) и

$$b_2 = 0,67 R_{c\beta} b c - \frac{\kappa R_{np} b'_n h_0}{1 - \lambda_{np}} - 0,7 q_0 \cos \alpha (c \sin \alpha + h_0 \cos \alpha). \quad (50)$$

Усилия в продольной растянутой арматуре в месте пересечения её наклонной трещиной определяются по формулам (28) и (45), при этом должны выполняться условия (15) и (16).

При  $x > h'_n$  и  $x_{\beta} > h'_n$  должно выполняться условие (46).

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, высота сжатой зоны сечения I-I определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1 - A_2$  - по формулам (47), (48) и (24), при

этом должно выполняться условие (4I).

Если условие (4I) не выполняется слева, высота сжатой зоны определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1-A_2$  - по формулам (47), (48) и (24) при  $\kappa_\alpha=1$  и  $0,008E_\alpha=0$ .

Если условие (4I) не выполняется справа, высота сжатой зоны определяется по формуле (2), коэффициенты  $A_1-A_2$  - по формулам (47), (49) и (26).

Высота сжатой зоны сечения I-I над наклонной трещиной определяется по формуле (9), где:

$$B_1 = \frac{0,7 \kappa R_{np} \beta}{1 - \lambda_{np}}; \quad (51)$$

$$B_2 = 0,67 R_{c\beta} \beta c - \frac{\kappa R_{np} (\beta h_0 - 0,7 F'_{c\beta})}{1 - \lambda_{np}} - 0,7 q_0 \cos \alpha (c \sin \alpha + h_0 \cos \alpha); \quad (52)$$

$$B_3 = M_{P(x)} D - \frac{\kappa R_{np} F'_{c\beta} h_0}{1 - \lambda_{np}} + 0,7 [q_x c^2 + q_0 (c \sin \alpha + h_0 \cos \alpha)^2]. \quad (53)$$

Усилия в продольной растянутой арматуре в месте пересечения её наклонной трещиной определяются по формулам (28) и

$$N'_\alpha = \frac{\kappa R_{np} (\beta \chi_\beta + F'_{c\beta})}{1 - \lambda_{np}} - 0,7 q_0 (c + s) \sin 2\alpha; \quad (54)$$

при этом должны выполняться условия (I5) и (I6).

При арматурной стали, имеющей физический предел текучести, высота сжатой зоны сечения I-I определяется по формуле (2) с учетом (39), (40) и (5) или (47), (48) и (24) при  $\kappa_\alpha=1$  и  $0,008E_\alpha=0$ , а при  $\beta_{\alpha(x)} > R_\alpha$  - по формуле (42) или по формуле (2) с учетом (47), (49) и (26) в зависимости от положения нейтральной оси относительно нижней грани сжатой полки.

При невыполнении условия (I5) необходимо изменить интенсивность поперечного армирования в виде вертикальных стержней (если нагельная сила  $Q_\alpha$  больше правой части указанного условия - увеличить, если меньше - уменьшить) и уточнить значения  $\chi_\beta$  и  $N'_\alpha$ .

Интенсивность поперечного армирования в виде вертикальных стержней, удовлетворяющая условию (I6), -  $q_{\chi}^*$  - определяется по формуле (37). Изменение интенсивности достигается за счет изменения шага вертикальных стержней или площади их поперечного сечения (или того и другого одновременно).

При невыполнении условия (I6) необходимо уменьшить количество обрываемой (отгибаемой) арматуры.

**П р и м е ч а н и е .** При отсутствии обрывов (отгибов) продольной растянутой арматуры на участке длиной  $c$  условие (I6) не проверяется.

В заключение расчета следует при полученной по формуле (37) интенсивности поперечного армирования уточнить (по графикам рис. 6) значение коэффициента  $K$ . При значительной разнице в начальной и уточненной величине указанного коэффициента необходимо произвести полный перерасчет элемента.

2.3. При расчете элементов тавровых и двутавровых сечений с слабо развитой высокой полкой в сжатой зоне (рис.5) допускается учитывать сопротивление бетона свесов сжатой полки сдвигу. Несущая способность таких элементов проверяется в соответствии с пп. 2.1 и 2.2 с учетом замены в первых членах правой части формул (27), (34), (50), (52) и во втором члене правой части формулы (28)  $\beta$  на  $\beta'_n$ .

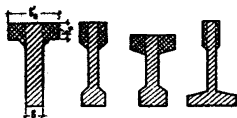


Рис. 5. Поперечные сечения к п. 2.3.

2.4. При отсутствии поперечной арматуры проверка несущей способности элементов производится по формулам пп. 2.1 и 2.2 при  $q_x = q_o = 0$ . При этом должны выполняться условия (I5) и (I6). При невыполнении первого условия необходима поставка поперечной арматуры в виде вертикальных стержней; при невыполнении второго условия необходимо уменьшить количество обрываемой арматуры.

2.5. Проверка несущей способности элементов прямоугольного сечения производится по формулам (I)-(4) или (38)-(45) при  $\beta'_n = \beta$ .

2.6. Длина проекции расчетной наклонной трещины на продоль-



ную ось элемента определяется в зависимости от места расположения рассматриваемой трещины по длине элемента (см. п.1.3).

Если вершина трещины расположена на расстоянии от оси опоры, равном  $0,27l$ ,

$$c = 2a \left( \sqrt{1 - \frac{0,77 M_T}{M_{p(x)}}} - 0,7 \right); \quad (55)$$

если под силой -

$$C_1 = \frac{M_{1p(x)} - M_T}{M_{1p(x)}} a_1 \quad (56)$$

и

$$C_2 = \frac{M_{2p(x)} - M_T}{M_{2p(x)}} a_2. \quad (57)$$

Как в том, так и в другом случае должно выполняться условие

$$h_0 \leq c \leq 2h_0. \quad (58)$$

Если условие (58) не выполняется слева, величина  $C$  принимается равной  $h_0$ , если справа -  $2h_0$ .

Численные значения  $M_T$  определяются в соответствии со СНИП II-2I-75, численные значения  $M_{p(x)}$  - по формулам (1), (2I), (29), (38) или (46) в зависимости от рассматриваемого случая и положения нейтральной оси относительно нижней грани сжатой полки.

2.7. При проверке несущей способности должно соблюдаться условие (6I) СНИП II-2I-75, обеспечивающее сопротивление ребра элемента между наклонными трещинами действию главных сжимающих напряжений.

2.8. Проверка несущей способности в соответствии с пп. 2.1 и 2.2 не производится, если соблюдается условие (62) СНИП II-2I-75, обеспечивающее сопротивление ребра элемента образованию наклонных трещин.

### 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАТИВНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК БЕТОНА И АРМАТУРЫ

3.1. Численные значения коэффициента пластичности  $\lambda$  определяются по формуле

$$\lambda = 1 - \frac{1 - \lambda_{ap}}{K}, \quad (59)$$

где  $\lambda_{пр}$  - предельное значение  $\lambda$  (см. пп. 3.2 и 3.3) коэффициента  $k$  - по графикам рис. 6, где:

$$q_{\text{в}} = \frac{R_{\text{ак}} F_{\text{о}}}{u_{\text{о}}} + \frac{R_{\text{ак}} F_{\text{х}}}{u_{\text{х}}} \sin \alpha. \quad (60)$$

**Примечание.** На рис. 6 величины  $k$  для промежуточных значений  $\frac{R_{\text{ак}} F_{\text{о}}}{8n_{\text{о}} + F_{\text{сб}}}$  находятся по интерполяции.

3.2. При обработке результатов экспериментальных исследований и натурных испытаний численные значения модулей упругости бетона и арматурной стали ( $E$  и  $E_{\text{а}}$ ), предельных сопротивлений бетона осевому сжатию и растяжению ( $R_{\text{пр}}$  и  $R_{\text{р}}$ ) и предельных сопротивлений продольной и поперечной арматуры ( $R_{\text{а}}$  и  $R_{\text{ак}}$ ) определяются из опыта, коэффициента  $\lambda_{пр}$  - из опыта, а при отсутствии надежных опытных данных - по формулам:

для трехкомпонентных бетонов на плотных заполнителях марок 150-800

$$\lambda_{\text{пр}} = 0,97 - 0,00077 R_{\text{пр}}; \quad (61)$$

для мелкозернистых бетонов на плотном заполнителе марок 150-600

$$\lambda_{\text{пр}} = 0,88 - 0,0008 R_{\text{пр}}; \quad (62)$$

для бетонов на пористых заполнителях и плотных силикатных бетонов марок 100-400<sup>ж</sup>

$$\lambda_{\text{пр}} = 0,71 - 0,001 R_{\text{пр}}. \quad (63)$$

3.3. При проектировании конструкций численные значения модуля упругости бетона ( $E$ ) определяются по таблице, модуля упругости арматурной стали ( $E_{\text{а}}$ ) и предельных сопротивлений бетона и арматуры ( $R_{\text{пр}}$ ,  $R_{\text{р}}$  и  $R_{\text{а}}$ ,  $R_{\text{ак}}$ ) - по табл. 29, 13, 22 и 23 СНиП II-21-75, коэффициента  $\lambda_{пр}$  - по формулам:

для трехкомпонентных бетонов на плотных заполнителях марок 150-800

$$\lambda_{\text{пр}} = 0,97 - 0,0014 R_{\text{пр}}; \quad (64)$$

для мелкозернистых бетонов на плотном заполнителе марок 150-600

$$\lambda_{\text{пр}} = 0,87 - 0,0017 R_{\text{пр}}; \quad (65)$$

<sup>ж</sup> Ориентировочно.

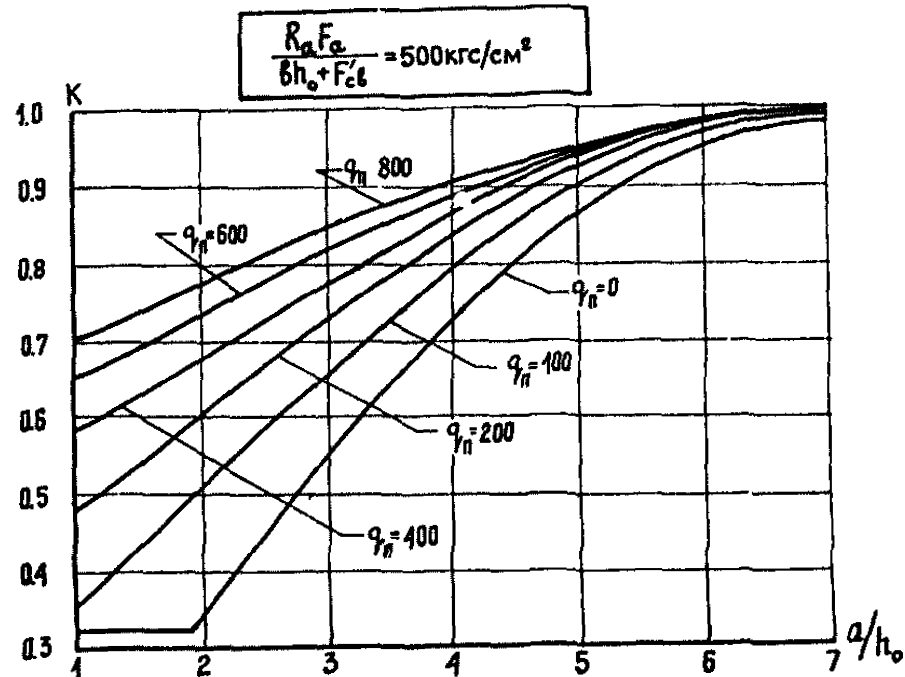
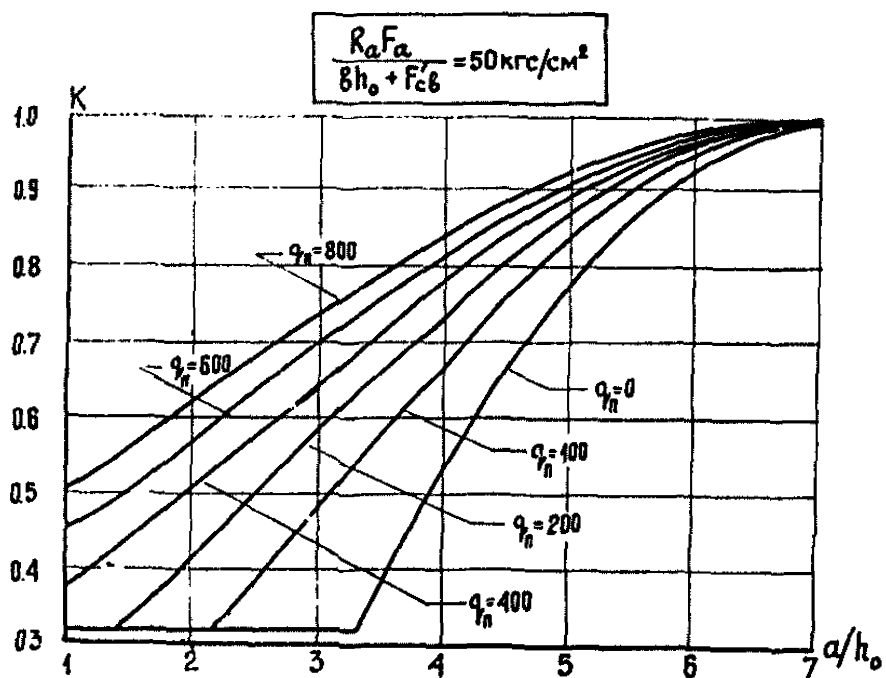
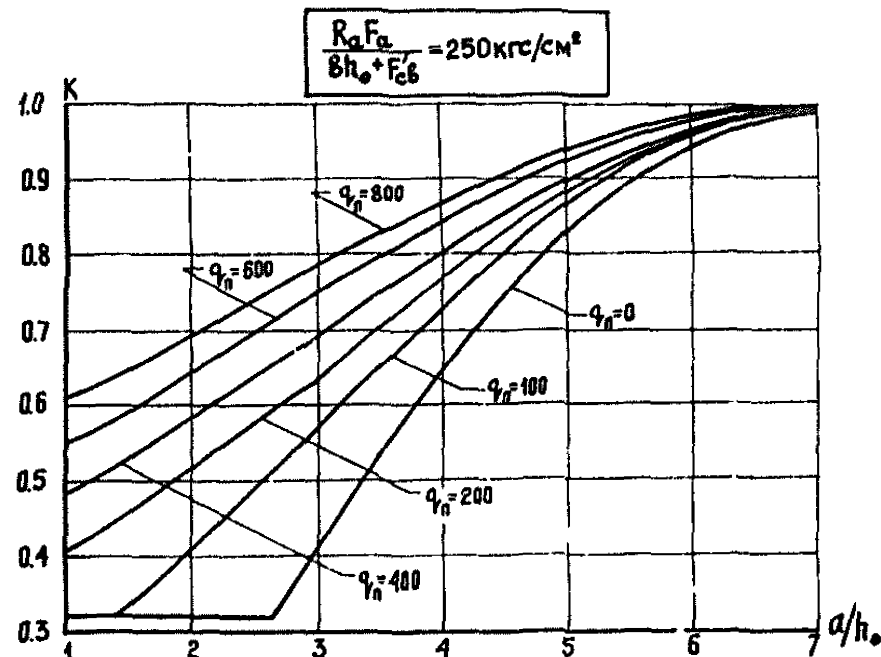
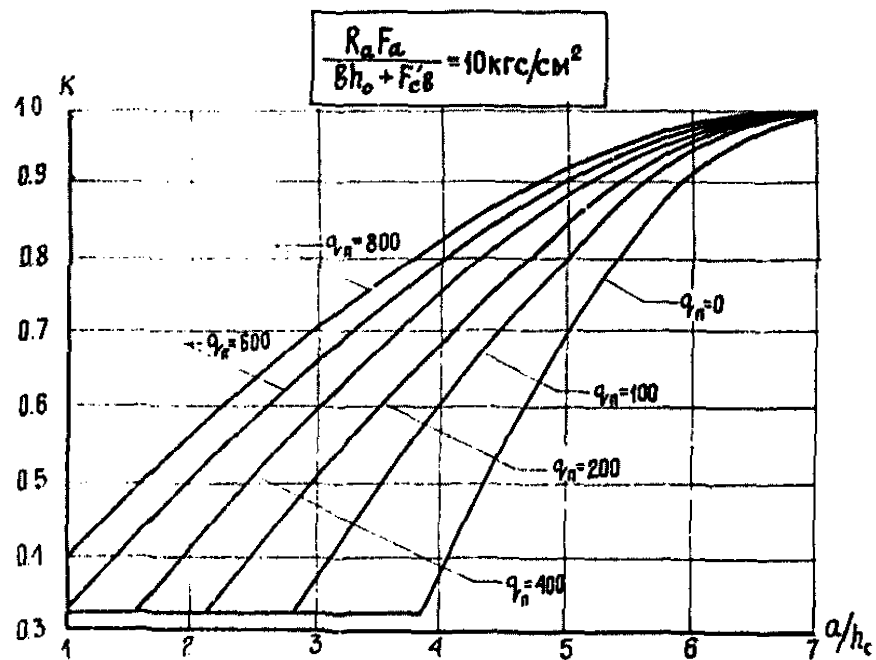


Рис. 6. Графики зависимости „ $K - a/h_0$ ”

для бетонов на пористых заполнителях и плотных силикатных бетонов марок 100-400\*

$$\lambda_{пр} = 0,60 - 0,0022 R_{пр}. \quad (66)$$

РАСЧЕТНЫЕ ПУСКОВЫЕ НАЧАЛЬНЫЕ МОДУЛИ ТВЕРДОСТИ БЕТОНОВ ПРИ СЖАТИИ  $E_{10}^*$ , кгс/см<sup>2</sup>, ПРИ ВРОЖДОСТИ НА СЖАТИЕ

ВИА БЕТОНА		МАРКА	МАРКА											
			100	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
НА БЛОТНЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЯХ	ТЯЖЕЛЫЕ	ЕСТЕСТВЕННОГО ТВЕРДЕНИЯ	-	125	149	160	177	189	200	208	219	230	239	240
		ПОДВЕРЖЕННЫХ ТЕПЛОМОРСКОМУ ВОЗДЕЙСТВИЮ ПРИ КРИОТЕРМНОМ ДАВЛЕНИИ	-	117	130	145	157	168	180	189	199	209	210	219
	СРЕДНЕПОРИСТЫЕ	ЕСТЕСТВЕННОГО ТВЕРДЕНИЯ	-	102	120	132	140	150	160	-	-	-	-	-
		ПОДВЕРЖЕННЫХ ТЕПЛОМОРСКОМУ ВОЗДЕЙСТВИЮ ПРИ КРИОТЕРМНОМ ДАВЛЕНИИ	-	93	105	117	125	132	140	-	-	-	-	-
НА ПОРИСТЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЯХ		1,4	77	65	70	75	81	87	-	-	-	-	-	
В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ОБЪЕМНОГО ВЕСА БЕТОНА, тс/м <sup>3</sup>		1,8	72	81	90	100	105	111	117	-	-	-	-	
		2,2	-	102	111	120	130	135	141	-	-	-	-	
БЛОТНЫМИ СЖАТЫМИ	НА КРИОТЕРМНО-ТЕПЛОМОРСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ	-	60	75	85	100	110	119	-	125	130	-	-	
	НА КРИОТЕРМНО-ТЕПЛОМОРСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ	-	70	85	100	115	119	135	-	145	150	-	-	

## Приложение I

**ПРИМЕР РАСЧЕТА.** Определить несущую способность однопролетной свободно лежащей железобетонной балки (см. рисунок), загруженной в четвертях пролета двумя равными сосредоточенными силами, на участках совместного действия изгибающего момента и поперечной силы.

### Исходные данные

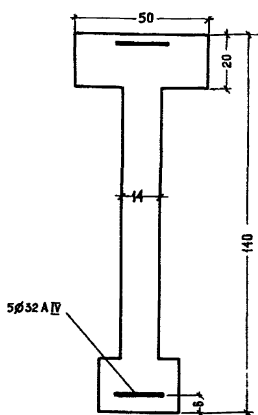
Расчетный пролет балки  $l = 1200$  см. Бетон тяжелый естественного твердения марки 400;  $R_{пр} = 175$  кгс/см<sup>2</sup>;  $R_p = 12$  кгс/см<sup>2</sup>;  $E = 2,05 \cdot 10^5$  кгс/см<sup>2</sup>. Продольная арматура А - предварительно напряженная площадью  $F_a = 40,2$  см<sup>2</sup>;  $R_a = 5000$  кгс/см<sup>2</sup>;  $E_a = 2 \cdot 10^6$  кгс/см<sup>2</sup>; предварительное напряжение (с учетом первых потерь)  $\sigma_{01} = 4000$  кгс/см<sup>2</sup>. Поперечная арматура в виде сварных хомутов из стали класса А-III диаметром 12 мм, шагом 10 см, по два в сечении (т.е.  $F_x = 2,26$  см<sup>2</sup>);  $R_{ax} = 2700$  кгс/см<sup>2</sup>;  $E_x = 2 \cdot 10^6$  кгс/см<sup>2</sup>;  $M_T = 18,7 \cdot 10^6$  кгс.см.

### Решение

По формуле (64) находим

$$\lambda_{пр} = 0,82 - 0,00075 \cdot 175 = 0,69.$$

\* Ориентировочно.



Поперечное сечение  
балки (см)

По графикам рис. 6 при  $\alpha/h_0 = 2,24$ ;  
 $R_a F_a / (8h_0 + F_{cb}') = 77,4 \text{ кгс/см}^2$  и  $q_n =$   
 $= 2700 \cdot 2,26 / 10 = 610 \text{ кгс/см}$  имеем  $K =$   
 $= 0,61$ . С учетом сказанного /см. формулу (59)/  $\lambda = 1 - (1 - 0,69) / 0,61 =$   
 $= 0,49$ .

Так как  $\lambda > 0$ , имеет место I-й случай. Допустим, что нейтральная ось проходит в ребре и что  $\lambda x < h'_n$ , тогда /см. формулы (6), (22)-(24) и (2)/:  
 $K_a = 5000 / (5000 + 0,01 \cdot 2 \cdot 10^6) = 0,2$ ;  $A_1 =$   
 $= 0,5(14 - 0,49^2 \cdot 50) = 0,997$ ;

$$A_2 = 0,2 \left[ 9,8 - \frac{1 - 0,49}{175} (4000 + 0,008 \cdot 2 \cdot 10^6) \right] 40,2 + 720 = 330,2;$$

$$A_3 = -(0,2 \cdot 9,8 \cdot 40,2 \cdot 134 + 0,5 \cdot 720 \cdot 20) = -17760;$$

$$x = \frac{330,2}{2 \cdot 0,997} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{4 \cdot 0,997 \cdot 17760}{330,2^2}} \right) = 47,1 \text{ см}$$

Так как  $\lambda x = 0,49 \cdot 47,1 = 23,1 > h'_n$  (т.е. условие  $\lambda x < h'_n$  не выполняется), необходимо пересчитать значение  $x$  /см. формулы (30), (31), (5) и (2)/. В результате:  $A_1 = 0,5(1 - 0,49^2)14 = 5,32$ ;

$$A_2 = 0,2 \left[ 9,8 - \frac{1 - 0,49}{175} (4000 + 0,008 \cdot 2 \cdot 10^6) \right] 40,2 + (1 - 0,49)720 = -22,63;$$

$$A_3 = -0,2 \cdot 9,8 \cdot 40,2 \cdot 134 = -10560;$$

$$x = \frac{-22,63}{2 \cdot 5,32} \left( -1 - \sqrt{1 + \frac{4 \cdot 5,32 \cdot 10560}{22,63^2}} \right) = 46,7 \text{ см}$$

Напряжения в арматуре в сечении I-I равны /см. неравенство (7)/:

$$\sigma_{a(I)} = 0,2 \left[ \frac{9,8 \cdot 175(134 - 46,7)}{(1 - 0,49)46,7} + 4000 + 0,008 \cdot 2 \cdot 10^6 \right] =$$

$$= 5257 \text{ кгс/см}^2 > R_a$$

Так как условие (7) не выполняется, пересчитываем высоту

сжатой зоны  $\chi$  по формуле (32)

$$\chi = 2 \frac{5000 \cdot 40 \cdot 2 - 175 \cdot 720}{(1+0,49)175 \cdot 14} = 41,1 \text{ см}$$

и определяем несущую способность элемента [правая часть неравенства (20)] :  $0,5 \cdot 175 \{ 14 \cdot 41,1 [(1+0,49)134 - 0,33 \cdot 41,1 \chi (1+0,49+0,49^2)] + (2 \cdot 134 - 20)720 \} = 24495000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 245 \text{ тс} \cdot \text{м}$ .

Так как длина проекции наклонной трещины на продольную ось конструкции [см. формулу (56)]

$$c = \frac{(24495000 - 18700000)300}{24495000} = 71 \text{ см} < h_0.$$

принимается  $c = h_0 = 134 \text{ см}$ .

Допустим теперь, что вершина наклонной трещины расположена в полке, т.е., что  $\chi_g \leq h'_n$ . В этом случае высота сжатой зоны бетона сечения I-I над наклонной трещиной вычисляется по формуле (9) с учетом (20), (10), (27) и (12):

$$\eta = 1 - \frac{134}{300} = 0,55;$$

$$B_1 = 0,5 \cdot 175 \cdot 50 = 4375;$$

$$B_2 = 0,67 \cdot 58 \cdot 14 \cdot 134 - 175 \cdot 50 \cdot 134 = -1099600;$$

$$B_3 = 24495000 \cdot 0,55 + 0,5 \cdot 610 \cdot 134^2 = 18948800;$$

$$\chi_g = \frac{-1099600}{2 \cdot 4375} \left( -1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 4375 \cdot 18948800}{1099600^2}} \right) = 18,6 \text{ см} < h'_n.$$

По формуле (28) определяем

$$Q_a = 24495000 \frac{1-0,55}{134} - 0,67 \cdot 58 \cdot 14 \cdot 18,6 - 610 \cdot 134 = -9600 \text{ кгс}$$

Так как условие (15) не выполняется, необходимо изменить интенсивность поперечного армирования. По формуле (37) находим

$$q_x^* = \frac{610 \cdot 134 - 9600 - 24495000(1-0,55)/(10 \cdot 134)}{134} = 477 \text{ кгс/см}.$$

Если поставить хомуты через 12,5 см, то  $q_x = 488 \text{ кгс/см}$ .

Уточняем высоту сжатой зоны сечения I-I над наклонной трещиной. Численные значения коэффициентов  $B_1$  и  $B_2$  не изменяются, а

$$B_3 = 24495000 \cdot 0,55 + 0,5 \cdot 488 \cdot 134^2 = 17853500.$$

В результате [см. формулу (9)]:

$$\chi_g = \frac{-1099600}{2 \cdot 4375} \left( -1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 4375 \cdot 17853500}{1099600^2}} \right) = 17,4 \text{ см}.$$

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ. Усилия (напряжения):  $q$  – интенсивность равномерно-распределенной нагрузки;  $M$  – изгибающий момент;  $M_T$  – изгибающий момент, вызывающий разрыв крайних растянутых волокон элемента в рассматриваемом сечении;  $\sigma_{a0}$  – предварительное напряжение продольной растянутой арматуры с учетом первых потерь. Характеристики материалов:  $R_{np}$ ,  $R_p$  и  $R_{сж}$  – предельные сопротивления бетона ссевому сжатию, осевому растяжению и сдвигу;  $R_a$  и  $R_{ax}$  – предельные сопротивления продольной и поперечной арматуры;  $E$  и  $E_a$  – модули упругости бетона и арматурной стали;  $\mu = E_a/E$ ;  $\epsilon_{np}$  и  $\epsilon_p$  – относительные деформации предельной сжимаемости бетона и предельной растяжимости арматурной стали. Геометрические характеристики:  $F_{сж}$  – площадь свесов сжатой полки элемента;  $b$ ,  $b'_n$  и  $h'_n$  – ширина ребра элемента и, соответственно, ширина и высота сжатой полки;  $F_{a(x)}$  и  $F_a$  – площади поперечных сечений продольной растянутой арматуры в сечении I-I и в месте пересечения ее наклонной трещиной;  $F_x$  – площадь поперечного сечения поперечной арматуры в виде вертикальных стержней (хомутов), расположенной в одной, нормальной к оси элемента, плоскости, пересекающей наклонную трещину;  $F_o$  – то же, поперечной арматуры в виде наклонных стержней (отгибов), расположенной в одной, наклонной к продольной оси элемента, плоскости.

## О г л а в л е н и е

	стр.
1. Общие положения . . . . .	3
2. Проверка несущей способности железобетонных элементов . . . . .	6
3. Определение прочностных и деформативных характеристик бетона и арматуры . . . . .	16
Приложение 1. Пример расчета . . . . .	19
Приложение 2. Условные обозначения . . . . .	22



Научно-исследовательский институт строительных конструкций  
Госстроя СССР

Владимир Иванович Колчунов,  
Ирина Валентиновна Руденко,

Александр Борисович Голышев

Методические рекомендации по расчету несущей способности  
железобетонных изгибаемых элементов при совместном действии  
изгибающего момента и поперечной силы

Редактор А.И.Капитоненко

Передано в произв. 25/II 1980 г. Подписано в печать 20/II 1980 г.  
БЭ 1987З. Формат бумаги 60x84<sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага для множитель-  
ных аппаратов. Офсетная печать. 1,5 п.л., 1,869 усл. печ. л., 2,0  
уч.-изд. л. Тираж 295 экз.  
Зак. № 122. Цена 20 коп.

---

Научно-исследовательский институт строительных конструкций  
Госстроя СССР  
252180, Киев-180, ул. И.Клименко, 5/2

---

Фотопечатная лаборатория НИИСИ Госстроя УССР, 252180, Киев-180,  
И.Клименко, 5/2