

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 $a/h_0 > 2,7$ $R_{сд} = 2,2R_p$ (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 λ — 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

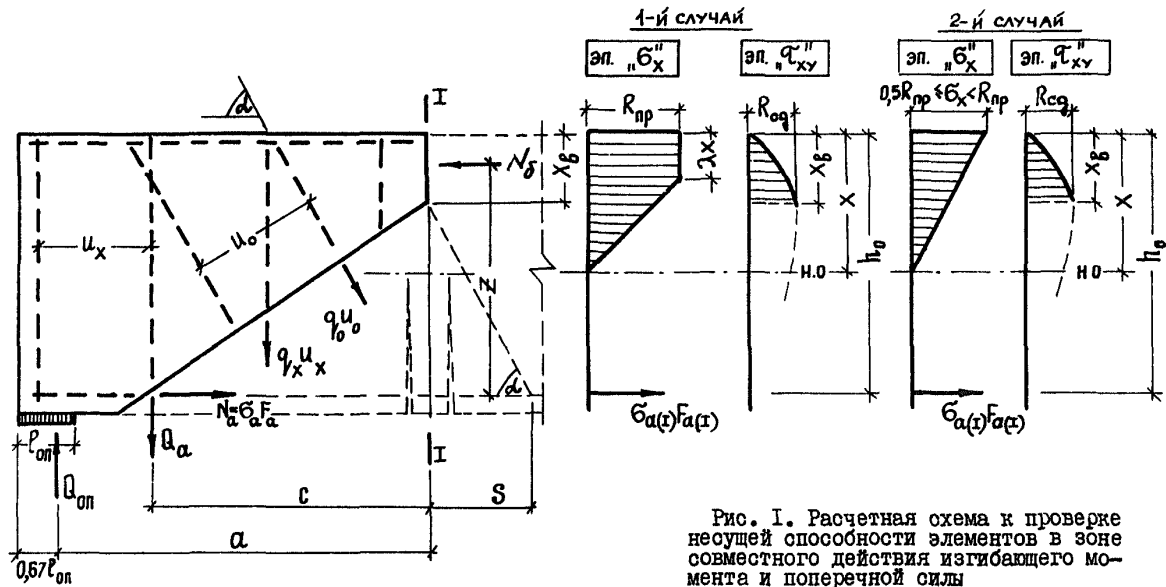


Рис. 1. Расчетная схема к проверке несущей способности элементов в зоне совместного действия изгибающего момента и поперечной силы

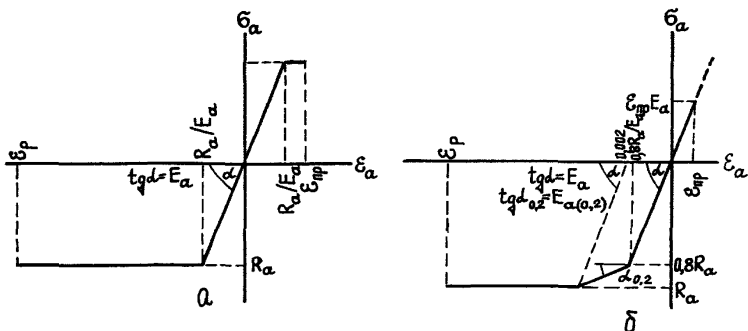


Рис. 2. Диаграммы " $\sigma - \varepsilon$ " для арматурной стали, имеющей физический предел текучести (а) и не имеющей физического предела текучести (б)

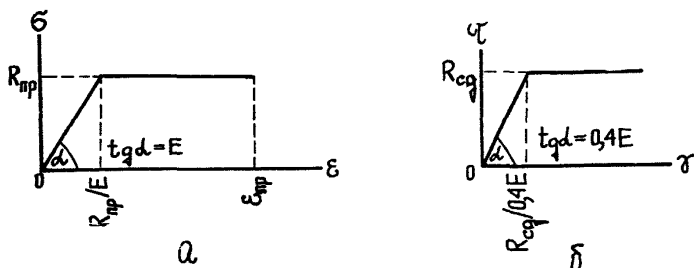


Рис. 3. Диаграммы " $\sigma - \varepsilon$ " (а) и " $\chi - \delta$ " (б) для бетона

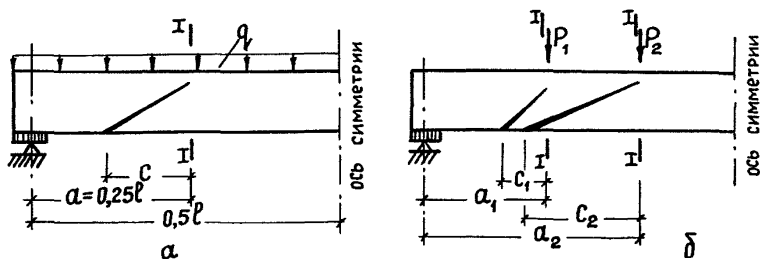


Рис. 4. К определению расчетных наклонных трещин

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

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

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)

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

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

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

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)

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

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

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

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

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 β_1, β_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 $\sigma_{\alpha(x)} > R_\alpha$ - 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_α больше правой части указанного условия - увеличить, если меньше - уменьшить) и уточнить значения x_g и N_α .

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 λ . 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 λ_{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

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

$$B_2 = 0,67R_{c0}b'_n c - \frac{KR_{np}b'_n h_0}{1-\lambda_{np}} - 0,7q_0 \cos \alpha (\sin \alpha + h_0 \cos \alpha). \quad (44)$$

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

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

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

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

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

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

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

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_α больше правой части указанного условия - увеличить, если меньше - уменьшить) и уточнить значения χ_β и N'_α .

Интенсивность поперечного армирования в виде вертикальных стержней, удовлетворяющая условию (I6), - q_{χ}^* - 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) b на b'_n .

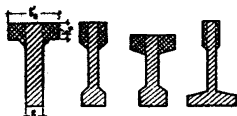


Рис. 5. Поперечные сечения к п. 2.3.

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 $b'_n = b$.

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 λ определяются по формуле

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

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

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

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

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

для мелкозернистых бетонов на плотном заполнителе марок 150-600

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

для бетонов на пористых заполнителях и плотных силикатных бетонов марок 100-400^ж

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

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

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

для мелкозернистых бетонов на плотном заполнителе марок 150-600

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

^ж Ориентировочно.

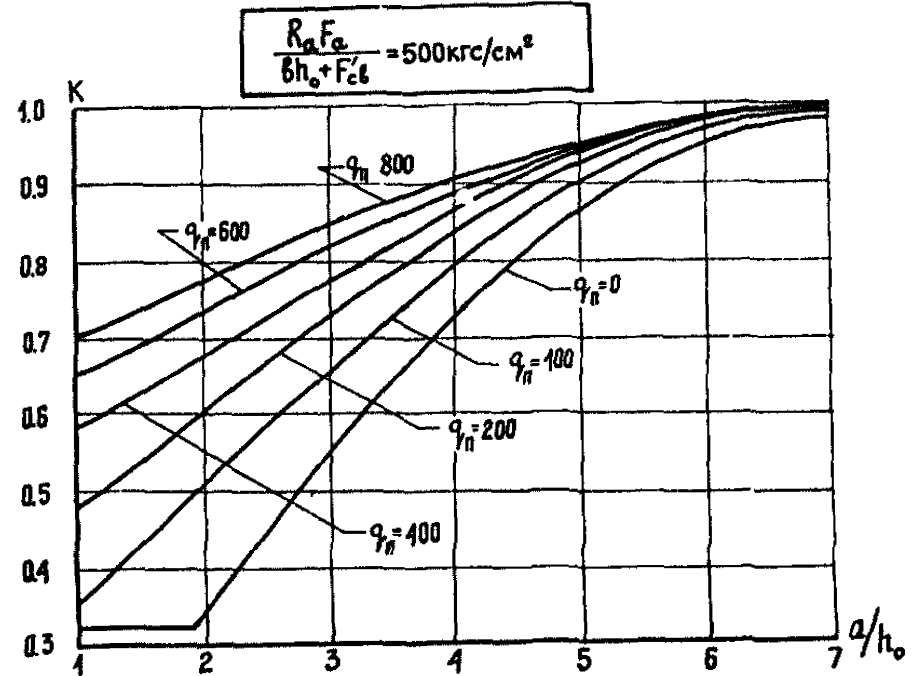
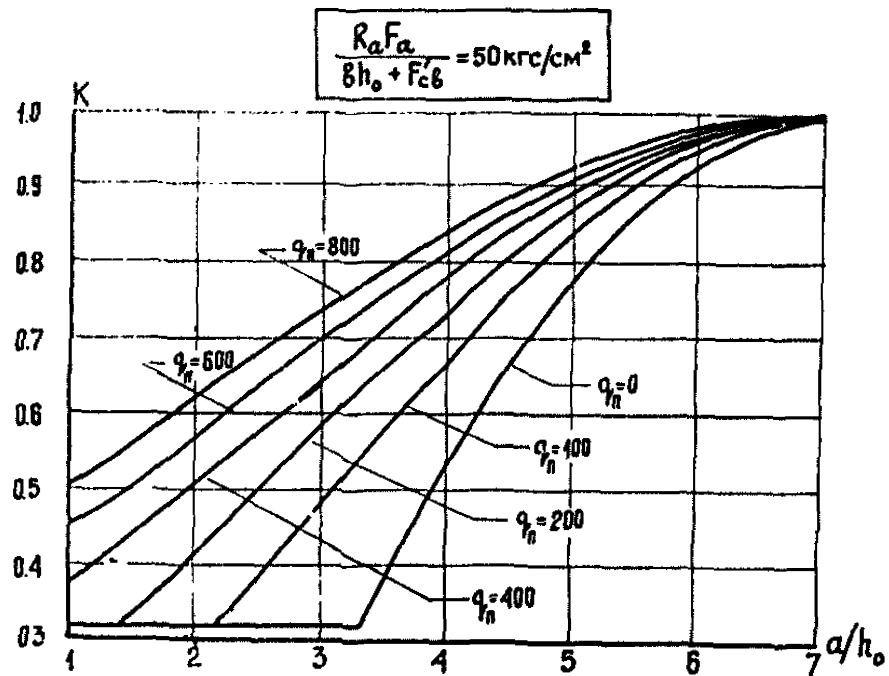
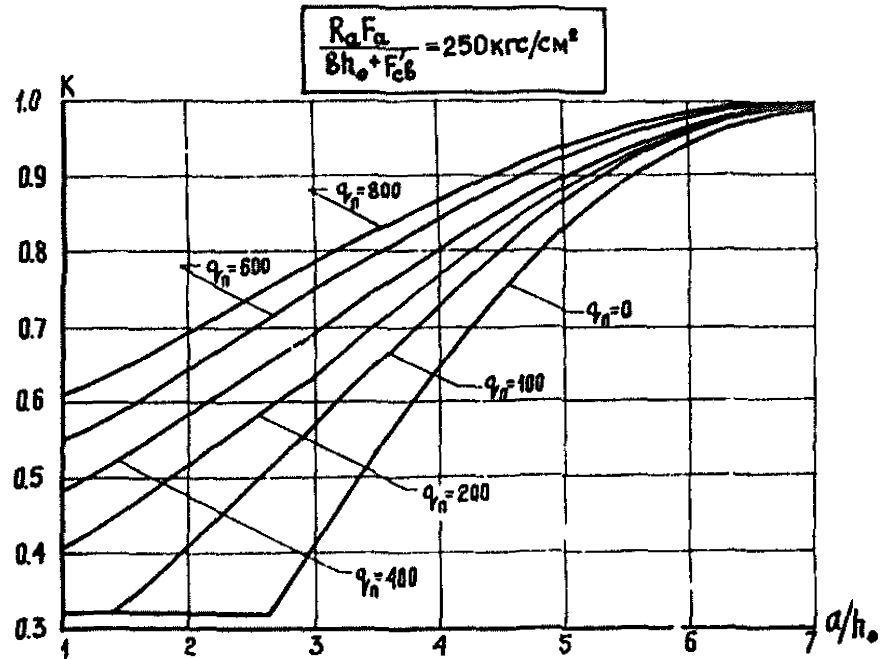
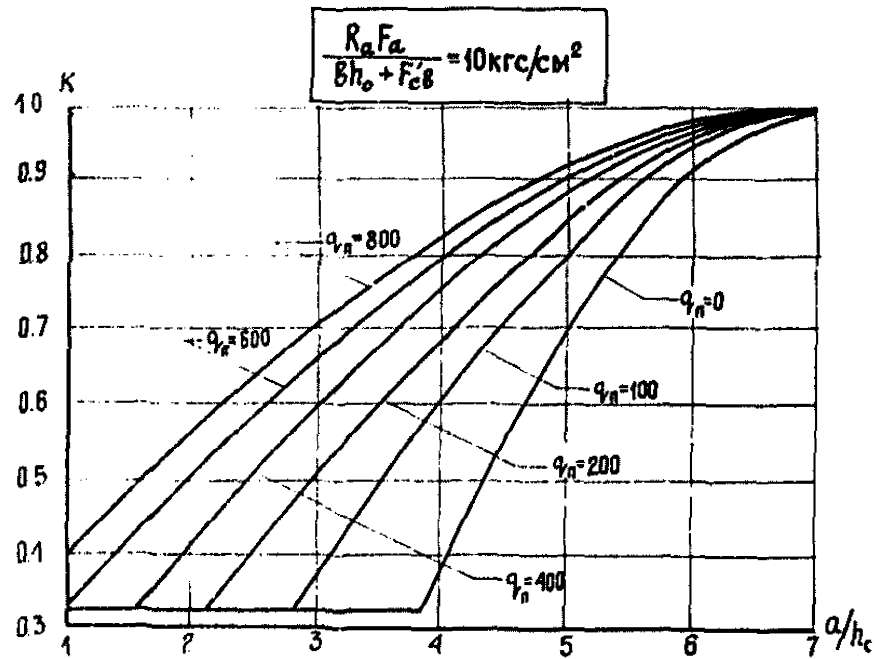


Рис. 6. Графики зависимости „ $K - a/h_0$ ”

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 $E_{10^3}, \text{кгс/см}^2$, ПРИ ВЛОЖНОСТИ НА СЖАТИИ
МАРКЕ ВО ВЛОЖНОСТИ НА СЖАТИИ

Вид бетона		МАРКА	МАРКА											
			100	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
НА БЛОТНЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЯХ ТЯЖЕЛОМЕРНЫЕ	ЕСТЕСТВЕННОГО ТВЕРДЕНИЯ		-	125	149	160	177	189	200	208	219	230	239	240
		ПОДВЕРЖЕННЫМ ТЕПЛОМОР-ОСЛАБЛЕНИЕ ПРИ КРИОС-ФЕЗИОН ДАВЛЕНИИ	-	117	130	145	157	168	180	189	199	209	210	219
	МЕДЛОМЕР-НЕСТИИ	ЕСТЕСТВЕННОГО ТВЕРДЕНИЯ	-	102	120	132	140	150	160	-	-	-	-	-
		ПОДВЕРЖЕННЫМ ТЕПЛОМОР-ОСЛАБЛЕНИЕ ПРИ КРИОС-ФЕЗИОН ДАВЛЕНИИ	-	93	105	117	125	132	140	-	-	-	-	-
НА ПОРИСТЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЯХ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ОБЪЕМНОГО ВЕСА БЕТОНА, тс/м^3		1,4	77	65	70	75	81	87	-	-	-	-	-	
		1,8	72	81	90	100	105	111	117	-	-	-	-	
		2,2	-	102	111	120	130	135	141	-	-	-	-	
БЛОТНЫМ СЖАТИЕМ	НА КРИОТЕПЛОМОР-ОСЛАБЛЕНИЕ ВНЕШНИМ	-	60	75	85	100	110	119	-	125	130	-	-	
	НА КРИОТЕПЛОМОР-ОСЛАБЛЕНИЕ ВНУТРИ	-	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

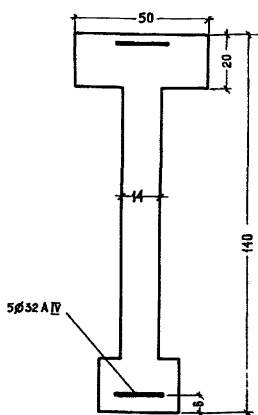
Расчетный пролет балки $l = 1200$ см. Бетон тяжелый естественного твердения марки 400; $R_{пр} = 175$ кгс/см²; $R_p = 12$ кгс/см²; $E = 2,05 \cdot 10^5$ кгс/см². Продольная арматура А - предварительно напряженная площадью $F_a = 40,2$ см²; $R_a = 5000$ кгс/см²; $E_a = 2 \cdot 10^6$ кгс/см²; предварительное напряжение (с учетом первых потерь) $\sigma_{01} = 4000$ кгс/см². Поперечная арматура в виде сварных хомутов из стали класса А-III диаметром 12 мм, шагом 10 см, по два в сечении (т.е. $F_x = 2,26$ см²); $R_{ax} = 2700$ кгс/см²; $E_x = 2 \cdot 10^6$ кгс/см²; $M_T = 18,7 \cdot 10^6$ 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 χ 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; σ_{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; $\mu = E_a/E$; ϵ_{np} и ϵ_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 60x84¹/₁₆. 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