НИИЖБ
ГОССТРОЯ СССР

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ
ГОССТРОЯ СССР

РУКОВОДСТВО

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ЖЕСТКОЙ АРМАТУРОЙ

СИ

МОСКВА — 1978

gost.e-ecolog.ru

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ГОССТРОЯ СССР (НИИЖБ)

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ И ПРОЕКТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ГОССТРОЯ СССР (ЦНИИПРОМЗДАНИЙ)

РУКОВОДСТВО

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ЖЕСТКОЙ АРМАТУРОЙ

МОСКВА СТРОЙИЗДАТ 1978

УДК 624.012.454

Рекомендовано к изданию секцией НТС НИИЖБ.

Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой. М., Стройиздат, 1978. 55 с (Науч.-исслед. ин-т бетона и железобетона Госстроя СССР. Центр. науч.-исслед. и проектно-эксперим. ин-т промзданий и сооружений Госстроя СССР)

Руководство содержит основные положения по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой. Приведены данные по материалам, применяемым в указанных конструкциях, рекомендации по расчету, конструктивные требования Даны примеры расчета.

Руководство предназначено для инженерно-технических работников проектных организаций.

Табл. 2, ил. 22.

Р $\frac{30213-290}{047(01)-78}$ Инструкт.-нормат. — IV вып. — 12—76

© Стройиздат, 1978

ПРЕДИСЛОВИЕ

Руководство содержит рекомендации по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой из профильной и листовой стали классов С 38/23 и С 44/29 при проектных марках бетона по прочности на сжатие М 200—500.

В Руководстве приведены основные положения по проектированию, применяемые марки бетона и стали, методы расчета по прочности изгибаемых и сжатых элементов, рекомендации для расчета по деформациям и раскрытию трещин изгибаемых элементов, конструктивные требования.

В Руководстве даны графики для расчета сжатых элементов с жесткой арматурой и примеры расчета, охватывающие наиболее типичные случаи, встречающиеся в практике проектирования.

Руководство разработано НИИЖБ Госстроя СССР (д-р техн. наук, проф. *А. П. Васильев,* кандидаты техн. наук *Н. И. Катин, Н. А. Егоров)* и ЦНИИПромзданий Госстроя СССР (инженеры *Б. Ф. Васильев, И. К. Никитин, Л. Л. Лемыш, А. Г. Королькова).*

Замечания и предложения по содержанию Руководства просьба направлять в НИИЖБ по адресу: 109389, Москва Ж-389, 2-я Институтская ул., д. 6.

1* (0,25) Зак 452

Основные буквенные обозначения

УСИЛИЯ ОТ ВНЕШНИХ НАГРУЗОК В ПОПЕРЕЧНОМ СЕЧЕНИИ ЭЛЕМЕНТОВ

M — изгибающий момент;
N — продольная сила;
Q — поперечная сила.

ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

$R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для предельных состояний первой группы;
$R_р$ и $R_{рII}$ — расчетные сопротивления бетона осевому растяжению соответственно для предельных состояний первой и второй групп;
$R_а$ — расчетное сопротивление гибкой арматуры растяжению;
$R_{ас}$ — расчетное сопротивление гибкой арматуры сжатию;
$R_{ах}$ — расчетное сопротивление гибкой поперечной арматуры при расчете на поперечную силу;
$R_{аж}$ — расчетное сопротивление жесткой арматуры растяжению, сжатию;
$E_б$ — начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;
$E_а$ — модуль упругости гибкой арматуры;
$E_{аж}$ — модуль упругости жесткой арматуры.

ХАРАКТЕРИСТИКИ СЕЧЕНИЯ

b — ширина прямоугольного сечения, ширина ребра таврового сечения;
h — высота прямоугольного и таврового сечения;
$b'_п$ — ширина полки таврового сечения в сжатой зоне;
$h'_п$ — высота полки таврового сечения в сжатой зоне;
$\delta_с$ — толщина стенки профиля жесткой арматуры или сумма толщин стенок при нескольких профилях;
$h_{ст}$ — высота стенки жесткой арматуры;
x — высота сжатой зоны сечения;
F — площадь всего бетона в поперечном сечении элемента;
$F_б$ — площадь сечения сжатой зоны бетона;
A — обозначение гибкой продольной арматуры:
а) при наличии сжатой и растянутой зоны, расположенной в зоне, растянутой от действия внешних усилий;
б) при полностью сжатом сечении, расположенной у менее сжатой стороны сечения;
A' — гибкая арматура:
а) при наличии сжатой и растянутой зоны, расположенная в зоне, сжатой от действия внешних усилий;
б) при полностью сжатом сечении — у более сжатой стороны сечения;
$F_а$ и $F'_а$ — площадь сечения арматуры соответственно A и A';

$F_{аж}$ — площадь сечения жесткой арматуры;

$F^{р}_{аж}$, $F^{сж}_{аж}$ — площади сечения жесткой арматуры, расположенной соответственно в растянутой и сжатой зоне;

$F^{р}_{ап}$, $F^{сж}_{ап}$ — площади сечений полок профилей жесткой арматуры, расположенных соответственно в растянутой и сжатой зоне;

$W_{пл}$ — пластический момент сопротивления жесткой арматуры равный $W_{пл}=2S$, где S — статический момент половины сечения жесткой арматуры относительно геометрической оси;
для прокатных двутавров и швеллеров $W_{пл}=1{,}17W$ (W — момент сопротивления при упругой работе материала);

a и a' — расстояния от равнодействующей усилий в гибкой арматуре соответственно A и A до ближайшего края сечения;

a_1 и a'_1 — расстояние от равнодействующей усилий в гибкой и жесткой арматуре, расположенных соответственно в растянутой и в сжатой зонах сечения до ближайшего края;

a — расстояние от сжатой грани бетона до оси верхней полки жесткой арматуры;

$h_0=h-a_1$ — рабочая высота сечения, равная расстоянию от сжатой грани бетона до равнодействующей усилий в растянутых жесткой и гибкой арматурах;

h' — расстояние от сжатой грани бетона до равнодействующей усилий в арматуре A;

r — расстояние от сжатой грани бетона до центра тяжести жесткой арматуры;

$r_п$ — радиус инерции приведенного поперечного сечения элемента с учетом всей продольной арматуры;

l_0 — расчетная длина элемента;

e_0 — эксцентрицитет продольного усилия относительно центра тяжести бетонного сечения или центра сжатия сечения (см. п. 3.24 настоящего Руководства);

e — расстояние от точки приложения продольной силы до равнодействующей усилий в арматуре A.

1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящее Руководство распространяется на проектирование железобетонных конструкций с жесткой арматурой из профильной или листовой стали, защищенной бетоном.

1.2. При проектировании железобетонных конструкций с жесткой арматурой надлежит соблюдать требования главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции», главы СНиП II-А.10-71 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования» и главы СНиП II-В.3-72 «Стальные конструкции. Нормы проектирования».

1.3. Расчет монолитных конструкций с жесткой арматурой рекомендуется производить для следующих стадий работы конструкций:

а) до приобретения монолитным бетоном кубиковой прочности 100 кгс/см^2 — как металлической конструкции на воздействие транспортных и монтажных нагрузок, веса монолитного бетона и других нагрузок, возникающих в процессе возведения; при расчете металлической изгибаемой конструкции расчетное сопротивление стали принимается с коэффициентом 0,9;

б) после приобретения монолитным бетоном проектной прочности — как железобетонной конструкции с жесткой арматурой на полную нагрузку.

На нагрузки, возникающие в процессе монтажа, при кубиковой прочности бетона более 100 кгс/см^2 конструкцию допускается рассчитывать как железобетонную.

1.4. В целях экономии металла сечение жесткой арматуры рекомендуется подбирать минимальным, за исключением случаев ограничения габарита железобетонных элементов, используя ее как стальную конструкцию только на усилия, возникающие в процессе возведения здания. Работу на полную эксплуатационную нагрузку рекомендуется обеспечивать соответствующим подбором железобетонного сечения с жесткой и добавочной гибкой арматурой.

2. МАТЕРИАЛЫ

2.1. При проектировании железобетонных конструкций с жесткой арматурой из профильной или листовой стали, защищенной бетоном, рекомендуется предусматривать тяжелый бетон проектных марок по прочности на сжатие М 200, М 250, М 300, М 350, М 400, М 450, М 500.

При соответствующем экспериментальном обосновании допускается предусматривать бетоны на пористых заполнителях проектных марок по прочности на сжатие не ниже М200.

Расчетные и нормативные сопротивления бетона следует принимать в соответствии с указаниями главы СНиП II-21-75.

2.2. Для жесткой арматуры следует применять прокатную углеродистую сталь обыкновенного качества класса С 38/23, марки Ст 3, группы В по ГОСТ 380—71 и прокатную низколегированную

сталь класса С 46/33, марок 10Г2С1 и 14Г2 по ГОСТ 19281—73 и ГОСТ 19282—73.

В качестве жесткой арматуры можно применять профильную сталь или сварные элементы из листовой полосовой стали.

Расчетные сопротивления стали следует принимать в соответствии с указаниями главы СНиП II-В 3-72.

2.3. В качестве гибкой арматуры применяется арматура, отвечающая требованиям соответствующих Государственных стандартов и технических условий, следующих видов и классов:

стержневая горячекатаная арматура:

гладкая класса А-I;

периодического профиля классов А-II и А-III;

обыкновенная арматурная проволока:

гладкая класса В-I;

периодического профиля класса Вр-I.

Расчетные сопротивления арматурной стали следует принимать в соответствии с указаниями главы СНиП II-21-75.

3. РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ЖЕСТКОЙ АРМАТУРОЙ

3.1. Расчет по прочности железобетонных элементов с жесткой арматурой следует производить в соответствии с указаниями главы СНиП II-21-75 и с учетом рекомендаций настоящего раздела.

3.2 Расчет по прочности железобетонных элементов с жесткой арматурой производится для сечений, нормальных к их продольной оси, а также для наклонных к ней сечений под углом 45°; при наличии крутящих моментов не учитывается работа жесткой арматуры на кручение.

3.3 Определение предельных усилий в нормальном сечении производится исходя из следующих предпосылок:

сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;

сопротивление бетона сжатию условно представляется напряжениями, равными $R_{пр}$ (умноженными, в необходимых случаях, на коэффициенты условий работы), равномерно распределенными по части сжатой зоны, условно именуемой «сжатой зоной»;

растягивающие напряжения в жесткой и гибкой арматуре принимаются не более расчетных сопротивлений растяжению $R_{аж}$ и $R_а$, умноженных, в необходимых случаях, на коэффициенты условий работы;

сжимающие напряжения в жесткой и гибкой арматуре принимаются не более расчетных сопротивлений сжатию $R_{аж}$ и $R_{ас}$, умноженных, в необходимых случаях, на коэффициенты условий работы.

3.4. Объемный вес железобетона с жесткой арматурой подсчитывается как сумма веса бетона и всей арматуры на единицу объема конструкции.

3.5. При расчете по прочности железобетонных элементов принимается, что предварительное загружение жесткой арматуры до бетонирования в процессе возведения здания не снижает прочности железобетонного элемента.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

3.6. Расчет по прочности нормальных сечений изгибаемых элементов следует производить в соответствии с указаниями главы СНиП II-21-75. При применении жесткой арматуры в виде прокатных профилей (двутавр, швеллер) из стали марки Ст 3 допускается упрощенный расчет нормальных сечений изгибаемых элементов, приведенный в пп. 3.7—3.14. При применении прокатных профилей из низколегированной стали расчет производится согласно пп. 3.7—3.14 с учетом коэффициента условий работы 0,9 при расчетном сопротивлении стали жесткой арматуры.

Относительная высота сжатой зоны ξ определяется отношением высоты сжатой зоны x к рабочей высоте сечения h_0, равной расстоянию от сжатой грани до равнодействующей усилий в растянутых жесткой и гибкой арматурах.

Наибольшее (граничное) значение относительной высоты сжатой зоны ξ_R, при которой прочность последней достаточна для достижения всей арматурой растянутой зоны расчетных сопротивлений, определяется по формуле

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\overline{R}_a}{4000}\left(1 - \frac{\xi_0}{1{,}1}\right)}, \qquad (1)$$

где ξ_0 — характеристика сжатой зоны бетона, определяемая по формуле (2);

$\overline{R}_a$ — наибольшая из величин расчетных сопротивлений гибкой или жесткой арматуры.

Значение ξ_0 для тяжелого бетона определяется по формуле

$$\xi_0 = 0{,}85 - 0{,}0008\,R_{пр}. \qquad (2)$$

Значения ξ_R можно принимать по табл. 1.

Таблица 1

Класс стали	Значения ξ_R при марках бетона						
	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500
А-I и С 38/23	0,67	0,65	0,63	0,62	0,60	0,58	0,56
А-II	0,65	0,63	0,61	0,59	0,57	0,56	0,54
С 46/33	0,64	0,62	0,60	0,58	0,57	0,55	0,53
А-III	0,62	0,60	0,58	0,56	0,55	0,53	0,51

3.7. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов производится в зависимости от трех случаев положения нейтральной оси по отношению к жесткому профилю:

случай 1 — нейтральная ось не пересекает профиль жесткой арматуры;

случай 2 — нейтральная ось пересекает стенку профиля жесткой арматуры;

случай 3 — нейтральная ось пересекает полку профиля жесткой арматуры

РАСЧЕТ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ

3.8. Случай 1 (рис. 1,*а*).

Высота сжатой зоны сечения x определяется по формуле

$$x = \frac{R_{аж} F_{аж} + R_а F_а - R_{ас} F'_а}{b R_{пр}} < \bar{a}. \qquad (3)$$

Если $x \leqslant \xi_R h_0$, то прочность сечения проверяется из условия

$$M \leqslant R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5 x) + R_{ас} F'_а (h_0 - a'). \qquad (4)$$

Если $x > \xi_R h_0$, то прочность сечения проверяется из условия

$$M \leqslant R_{пр} b h_0^2 \xi_R (1 - 0{,}5 \xi_R) + R_{ас} F'_а (h_0 - a'). \qquad (5)$$

3.9. Случай 2 (рис. 1,*б*).

Высота сжатой зоны сечения x при симметричном профиле жесткой арматуры определяется по формуле

$$x = \frac{2 R_{аж} r \delta_с + R_а F_а - R_{ас} F'_а}{b R_{пр} + 2 R_{аж} \cdot \delta_с} > \bar{a}. \qquad (6)$$

Прочность сечения при $x \leqslant \xi_R h_0$ проверяется из условия:

$$M = R_{пр} \frac{b x^2}{2} + R_{ас} F'_а (x - a') + R_{аж} [W_{пл} + (r - x)^2 \delta_с] + \\ + R_а F_а (h' - x). \qquad (7)$$

При несимметричном профиле жесткой арматуры с усиленной растянутой зоной жесткая арматура заменяется при расчете симметричной, а избыток площади жесткой арматуры учитывается в величине $F_а$. Однако при проектировании следует соблюдать условие $x \leqslant \xi_R h_0$.

3.10. Случай 3 (рис 1,*в*).

Если при определении x по формуле (3) окажется, что нейтральная ось пересекает профиль жесткой арматуры, а при проверке по формуле (6) — не пересекает профиля, то расчет следует производить по случаю 3, полагая, что нейтральная ось проходит в пределах толщины верхней полки профиля жесткой арматуры.

Верхняя полка, лежащая на нейтральной оси, должна быть исключена из расчета как нерабочая.

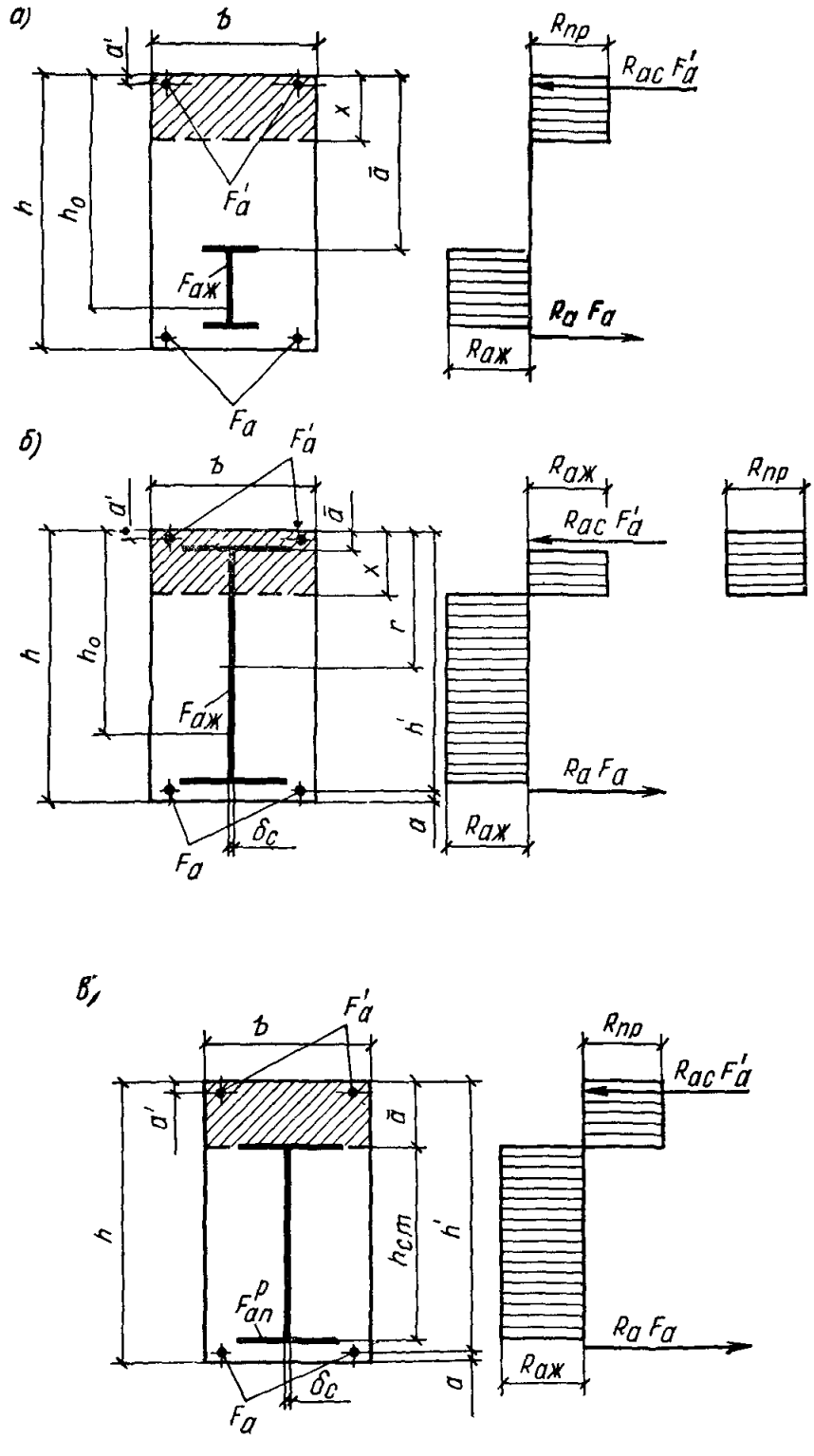


Рис. 1. Случаи расположения нейтральной оси для прямоугольного сечения
а — случай 1, *б* — случай 2, *в* — случай 3

Прочность сечения проверяется из условия.

$$M \leqslant R_{пр} \frac{b\bar{a}^2}{2} + R_{ас} F'_а (\bar{a} - a') + R_{аж} \left(F^{р}_{ап} + \frac{\delta_с h_{ст}}{2} \right) h_{ст} + \\ + R_а F_а (h' - \bar{a}) . \quad (8)$$

При этом, если $\bar{a} > \xi_R h_0$ (где h_0 определено по случаю 1), то прочность сечения проверяется из условия (5).

РАСЧЕТ ТАВРОВЫХ СЕЧЕНИЙ

3.11. Проверка прочности тавровых сечений с полкой в сжатой зоне производится следующим образом:

а) если нейтральная ось проходит в полке, то расчет производится, как для прямоугольных сечений с шириной, равной ширине полки $b'_п$;

б) если нейтральная ось проходит в ребре, то расчет производится с учетом сжатия в ребре, согласно пп 3 12—3 14.

Вводимая в расчет ширина полки принимается как для элементов с гибкой арматурой в соответствии с указаниями главы СНиП II-21-75

3.12. Случай 1 (рис 2,*а*).

Высота сжатой зоны сечения x определяется по формуле

$$x = \frac{R_{аж} F_{аж} + R_а F_а - R_{ас} F'_а - R_{пр} (b'_п - b) h'_п}{R_{пр} b} < \bar{a} . \quad (9)$$

Расчет сечения при $x \leqslant \xi_R h_0$ производится из условия:

$$M \leqslant R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5 x) + R_{пр} (b'_п - b) h'_п (h_0 - 0{,}5 h'_п) + \\ + R_{ас} F'_а (h_0 - a') . \quad (10)$$

Если $x > \xi_R h_0$, то прочность сечения проверяется из условия (10), принимая $x = \xi_R h_0$

3.13. Случай 2 (рис. 2,*б*).

Положение нейтральной оси при симметричном профиле жесткой арматуры определяется по формуле

$$x = \frac{2 R_{аж} r \delta_с + R_а F_а - R_{ас} F'_а - R_{пр} (b'_п - b) h'_п}{R_{пр} b + 2 R_{аж} \delta_с} > \bar{a} . \quad (11)$$

Прочность сечения при $x \leqslant \xi_R h_0$ проверяется из условия

$$M \leqslant \left[(b'_п - b) h'_п \left(x - \frac{h'_п}{2} \right) + \frac{b x^2}{2} \right] R_{пр} + R_{ас} F'_а (x - a') + \\ + R_{аж} [W_{пл} + (r - x)^2 \delta_с] + R_а F_а (h' - x) . \quad (12)$$

При несимметричном профиле жесткой арматуры следует учитывать рекомендации п 3.9.

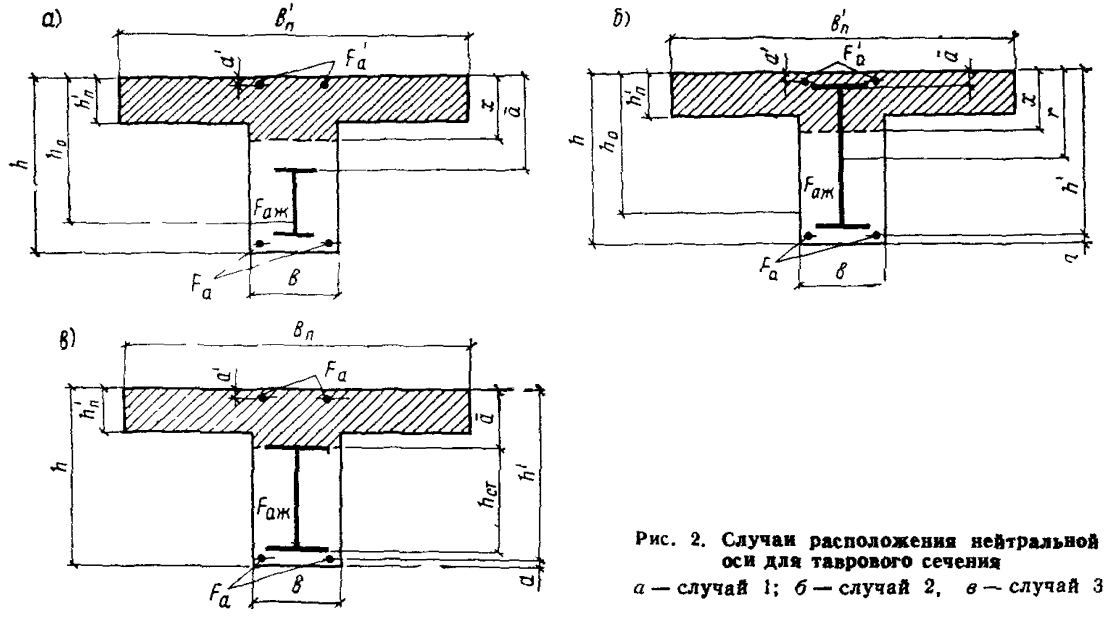


Рис. 2. Случаи расположения нейтральной оси для таврового сечения

а — случай 1; *б* — случай 2, *в* — случай 3

3.14. Случай 3 (рис 2,*в*).

Если значение x, определенное по формуле (9), больше $\bar{a}$, а значение x, определенное по формуле (11), меньше $\bar{a}$, то прочность сечения проверяется из условия.

$$M \leqslant \left[(b'_{\text{п}} - b)\, h'_{\text{п}} \left(\bar{a} - \frac{h'_{\text{п}}}{2} \right) + \frac{b\,\bar{a}^2}{2} \right] R_{\text{пр}} +$$

$$+ R_{\text{ас}}\, F'_{\text{а}}\, (\bar{a} - a') + R_{\text{аж}}\, h_{\text{ст}} \left(F^{\text{р}}_{\text{ап}} + \frac{\delta_{\text{с}}\, h_{\text{ст}}}{2} \right) + R_{\text{а}}\, F_{\text{а}}\, (h' - \bar{a}). \quad (13)$$

При этом, если $\bar{a} > \xi_R h_0$ (где h_0 определено по случаю 1), то прочность сечения проверяется по условию (10), принимая $x = \xi_R h_0$.

Примеры расчета

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ИЗГИБАЕМОГО ЭЛЕМЕНТА

Пример 1. Дано размеры сечения по рис. 3; изгибающий момент $M = 16$ тс·м, бетон марки М 300 ($R_{\text{пр}} = 135$ кгс/см², $m_{б1} = 1$, где $m_{б1}$ — коэффициент условий работы бетона, учитывающий длительность действия нагрузки и принимаемый по табл. 15 СНиП II-21-75); жесткая арматура из стали класса *С* 38/23 — двутавр № 20 ($R_{\text{аж}} = 2100$ кгс/см²) площадью сечения $F_{\text{аж}} = 26{,}8$ см²; гибкая растянутая арматура стали класса А-III ($R_{\text{а}} = 3400$ кгс/см²) площадью сечения $F_{\text{а}} = 1{,}57$ см² (2Ø10).

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Определяем высоту сжатой зоны сечения применительно к первому случаю расчета по формуле (3):

$$x = \frac{R_{\text{аж}} F_{\text{аж}} + R_{\text{а}} F_{\text{а}}}{b R_{\text{пр}}} = \frac{2100 \cdot 26{,}8 + 3400 \cdot 1{,}57}{25 \cdot 135} =$$

$$= 18{,}2 < \bar{a} = 25{,}4 \text{ см},$$

т. е. действительно имеет место 1-й случай расчета.

Определяем a_1 — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до крайнего растянутого волокна по формуле

$$a_1 = \frac{F_{\text{аж}}\, a_{\text{ж}} + F_{\text{а}}\, a}{F_{\text{аж}} + F_{\text{а}}} = \frac{26{,}8 \cdot 15 + 1{,}57 \cdot 3{,}5}{26{,}8 + 1{,}57} = 14{,}4 \text{ см}.$$

Отсюда $h_0 = h - a_1 = 50 - 14{,}4 = 35{,}6$ см.

Из табл. 1 имеем $\xi_R = 0{,}58$.

Так как $x = 18{,}2$ см $< \xi_R h_0 = 0{,}58 \cdot 35{,}6 = 20{,}6$ см, прочность сечения проверяем из условия (4):

$$R_{\text{пр}}\, b\, x\, (h_0 - 0{,}5\, x) = 135 \cdot 25 \cdot 18{,}2\, (35{,}6 - 0{,}5 \cdot 18{,}2) =$$

$$= 16{,}3 \text{ тс·м} > M = 16 \text{ тс·м},$$

т е. прочность сечения обеспечивается.

Рис 3 К примеру расчета 1

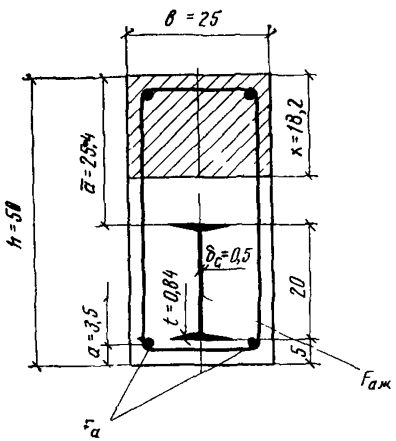
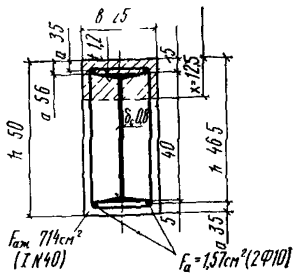


Рис 4 К примеру расчета 2



Пример 2. Дано: размеры сечения по рис. 4; изгибающий момент $M=29$ тс·м; бетон марки М300 ($R_{пр}=135$ кгс/см², $m_{б1}=1$); гибкая растянутая и сжатая арматура из стали класса А-III ($R_a=R_{ac}=3400$ кгс/см²) площадью сечения $F'_a=1{,}57$ см² (2Ø10), жесткая арматура из стали класса С 38/23 — двутавр № 40 ($R_{аж}=2100$ кгс/см²) площадью сечения $F_{аж}=71{,}4$ см².

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Высоту сжатой зоны сечения x определяем применительно ко 2-му случаю расчета по формуле (6) при $r=5+\frac{40}{2}=25$ см:

$$x=\frac{[2\,R_{аж}\,r\,\delta_c}{b\,R_{пр}+2\,R_{аж}\,\delta_c}=\frac{2\cdot2100\cdot25\cdot0{,}8}{25\cdot135+2\cdot2100\cdot0{,}8}=12{,}5\text{ см}>$$

$$>\overline{a}=5{,}6\text{ см},$$

т е действительно имеет место 2-й случай расчета.

Прочность сечения проверяем из условия (7) при

$$W_{пл}=1{,}17\cdot947=1110\text{ см}^3;$$

$$R_{пр}\,\frac{b\,x^2}{2}+R_{ac}\,F'_a\,(x-a')+R_{аж}\,[W_{пл}+(r-x)^2\,\delta_c]+$$

$$+R_a\,F_a\,(h'-x)=135\,\frac{25\cdot12{,}5^2}{2}+3400\cdot1{,}57\,(12{,}5-3{,}5)+$$

$$+2100\,[1110+(25-12{,}5)^2\,0{,}8]+3400\cdot1{,}57\,(46{,}5-12{,}5)=$$

$$=30{,}9\text{ тс·м}>M=29\text{ тс·м},$$

т е прочность сечения обеспечивается

Пример 3. Дано размеры сечения по рис 5; изгибающий момент $M=19$ тс·м, бетон марки М 300 ($R_{пр}=135$ кгс/см², $m_{б1}=1$); жесткая арматура из стали класса С 38/23 — двутавр № 30 ($R_{аж}=2100$ кгс/см²) площадью сечения $F_{аж}=46{,}5$ см²; гибкая растянутая арматура из стали класса А-III ($R_а=3400$ кгс/см²) площадью сечения $F_а=1{,}57$ см² (2Ø10). Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Определяем высоту сжатой зоны бетона x применительно к 1-му случаю расчета по формуле (3):

$$x=\frac{R_{аж}F_{аж}+R_а F_а}{b R_{пр}}=\frac{2100\cdot 46{,}5+3400\cdot 1{,}57}{25\cdot 135}=$$

$$=30{,}5\text{ см}>\bar{a}=15{,}5\text{ см},$$

т. е. расчет по 1-му случаю исключается.

Определяем значение x применительно ко 2-му случаю расчета по формуле (6) при

$$r=15+\frac{30}{2}=30\text{ см:}$$

$$x=\frac{2R_{аж}r\,\delta_c+R_а F_а}{2R_{аж}\delta_c+bR_{пр}}=\frac{2\cdot 2100\cdot 30\cdot 0{,}65+3400\cdot 1{,}57}{2\cdot 2100\cdot 0{,}65+25\cdot 135}=$$

$$=14{,}3<\bar{a}=15{,}5\text{ см},$$

т. е. расчет по 2-му случаю исключается, и имеет место 3-й случай расчета.

Определим рабочую высоту h_0 исходя из 1-го случая Расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до крайнего растянутого волокна a_1 равно:

$$a_1=\frac{F_{аж}\left(5+\frac{30}{2}\right)+F_а a}{F_{аж}+F_а}=\frac{46{,}5\cdot 20+1{,}57\cdot 3{,}5}{46{,}5+1{,}57}=19{,}5\text{ см};$$

$$h_0=h-a_1=50-19{,}5=30{,}5\text{ см}.$$

Из табл. 1 имеем $\xi_R=0{,}58$.

Так как $\bar{a}=15{,}5$ см $<\xi_R h_0=0{,}58\cdot 30{,}5=17{,}7$ см, прочность сечения проверяем из условия (8), при

$$F^{р}_{ап}=13{,}5\cdot 1{,}02=13{,}8\text{ см}^2\text{ и }h_{ст}=30-1{,}02=29\text{ см}$$

$$R_{пр}\frac{b\bar{a}^2}{2}+R_а F_а\,(h'-\bar{a})+R_{аж}\left(F^{р}_{ап}+\frac{\delta_c h_{ст}}{2}\right)h_{ст}=$$

$$=135\,\frac{25\cdot 15{,}5^2}{2}+3400\cdot 1{,}57\,(46{,}5-15{,}5)+2100\times$$

$$\times\left(13{,}8+\frac{0{,}65\cdot 29}{2}\right)29=19{,}8\text{ тс·м}>M=19\text{ тс·м},$$

т е прочность сечения обеспечивается

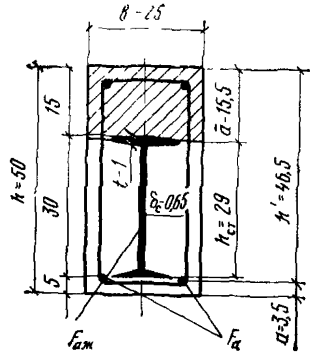
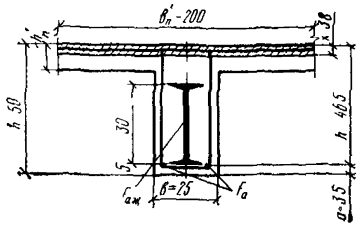


Рис. 5. К примеру расчета 3

Рис. 6. К примеру расчета 4



Пример 4. Дано: размеры сечения по рис. 6; изгибающий момент $M=28$ тс·м; бетон марки М 300 ($R_{пр}=135$ кгс/см², $m_{б1}=1$); жесткая арматура из стали класса С 38/23 — двутавр № 30 ($R_{аж}=2100$ кгс/см²) площадью сечения $F_{аж}=46{,}5$ см²; гибкая растянутая арматура из стали класса А-III ($R_а=3400$ кгс/см²) площадью сечения $F_а=1{,}57$ см² (2⌀10).

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Определяем положение нейтральной оси применительно к 1-му случаю по формуле (3) как для прямоугольного сечения шириной $b' = b'_п = 200$ см:

$$x = \frac{R_{аж} F_{аж} + R_а F_а}{b'_п R_{пр}} = \frac{2100 \cdot 46{,}5 + 3400 \cdot 1{,}57}{200 \cdot 135} =$$

$$= 3{,}8 \text{ см} < h'_п = 10 \text{ см},$$

т. е. нейтральная ось проходит в полке и сечение рассчитываем как прямоугольное. Так как $x=3{,}8<\bar{a}=15{,}5$ см, имеет место 1-й случай расчета.

Определяем рабочую высоту сечения h_0, при

$$a_1 = \frac{F_{аж}\left(5 + \frac{30}{2}\right) + F_а a}{F_{аж} + F_а} = \frac{46{,}5 \cdot 20 + 1{,}57 \cdot 3{,}5}{46{,}5 + 1{,}57} = 19{,}5 \text{ см};$$

$$h_0 = h - a_1 = 50 - 19{,}5 = 30{,}5 \text{ см}.$$

Из табл. 1 имеем $\xi_R = 0{,}58$.

Так как $x=3{,}8$ см $< \xi_R h_0 = 0{,}58 \cdot 30{,}5 = 17{,}7$ см, то прочность сечения проверяем из условия (4):

$$R_{пр} b'_п x (h_0 - 0{,}5 x) = 140 \cdot 200 \cdot 3{,}8 (30{,}5 - 0{,}5 \cdot 3{,}8) =$$

$$= 29{,}3 \text{ тс·м} > M = 28 \text{ тс·м},$$

т. е. прочность сечения обеспечивается.

Пример 5. Даны размеры сечения по рис 7; изгибающий момент $M=35$ тс·м; бетон марки М 300 ($R_{пр}=135$ кгс/см², $m_{б1}=1$); гибкая растянутая арматура из стали класса А-III ($R_a=3400$ кгс/см²) площадью сечения $F_a=6{,}28$ см² (2Ø20), жесткая арматура из стали класса С 38/23 — двутавр № 40 ($R_{аж}=2100$ кгс/см²) площадью сечения $F_{аж}=71{,}4$ см².

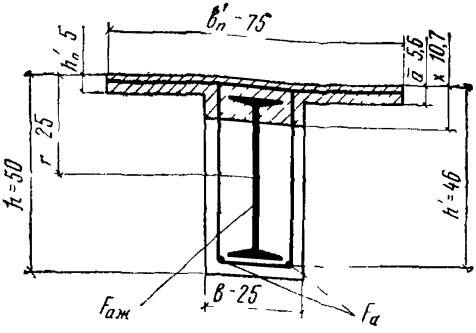


Рис. 7. К примеру расчета 5

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Определяем положение нейтральной оси применительно к 1-му случаю расчета по формуле (3) как для прямоугольного сечения шириной $b=b_п'=75$ см:

$$x=\frac{R_{аж}F_{аж}+R_aF_a}{b_п'R_{пр}}=\frac{2100\cdot 71{,}4+3400\cdot 6{,}28}{75\cdot 135}=$$

$$=16{,}9>h_п'=5\text{ см},$$

т. е. нейтральная ось пересекает ребро и жесткий профиль, и сечение рассчитываем как тавровое по 2-му случаю

Вычисляем высоту сжатой зоны x таврового сечения по формуле

$$x=\frac{2R_{аж}r\delta_c+R_aF_a-R_{пр}(b_п'-b)h_п'}{R_{пр}b+2R_{аж}\delta_c}=$$

$$=\frac{2\cdot 2100\cdot 25\cdot 0{,}8+3400\cdot 6{,}28-135\ (75-25)\cdot 5}{135\cdot 25+2\cdot 2100\cdot 0{,}8}=$$

$$=10{,}7>\bar{a}=5{,}6\text{ см},$$

т. е. действительно имеет место 2-й случай расчета.

Прочность сечения проверяем из условия (12), определив

$$W_{пл}=1{,}17W=1{,}17\cdot 947=1110\text{ см}^3;$$

$$R_{пр}\left[(b_п'-b)h_п'\left(x-\frac{h_п'}{2}\right)+\frac{bx^2}{2}\right]+R_{аж}[W_{пл}+(r-x)^2\delta_c]+$$

$$+R_aF_a(h'-x)=135\left[(75-25)\cdot 5\cdot(10{,}7-0{,}5\cdot 5)+\frac{25\cdot 10{,}7^2}{2}\right]+$$

$$+2100\ [1110+(25-10{,}7)^2\cdot 0{,}8]+3400\cdot 6{,}28\ (46-10{,}7)=$$

$$=39{,}4\text{ тс·м}>35\text{ тс·м},$$

т е. прочность сечения обеспечивается.

Пример 6. Дано: размеры сечения по рис. 8; изгибающий момент $M=29$ тс·м; бетон марки М 300 ($R_{пр}=135$ кгс/см², $m_{б1}=1$); жесткая арматура из стали класса С 38/23 — двутавр № 30 ($R_{аж}=2100$ кгс/см²) площадью сечения $F_{аж}=46{,}5$ см²; гибкая растянутая арматура из стали класса А-III ($R_а=3400$ кгс/см²) площадью сечения $F_а=6{,}28$ см² (2∅20).

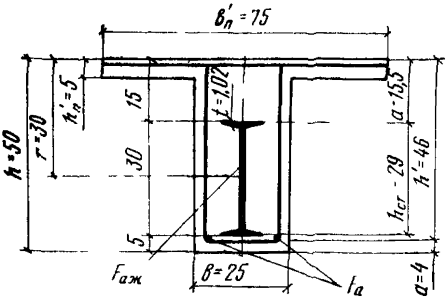


Рис. 8. К примеру расчета 6

Расчет. Определяем высоту сжатой зоны сечения x применительно к 1-му случаю расчета как прямоугольного сечения шириной

$$b=b'_п=75 \text{ см}:$$

$$x=\frac{R_{аж}F_{аж}+R_а F_а}{b'_п R_{пр}}=\frac{2100\cdot 46{,}5+3400\cdot 6{,}28}{75\cdot 135}=$$

$$=11{,}8 \text{ см} > h'_п=5 \text{ см},$$

т. е. нейтральная ось проходит в ребре, и сечение рассчитываем как тавровое. Так как $x=11{,}8$ см $<\bar{a}=15{,}5$ см, то имеет место 1-й случай расчета.

Вычисляем высоту сжатой зоны x по 1-му случаю по формуле (9):

$$x=\frac{R_{аж}F_{аж}+R_а F_а-R_{пр}(b'_п-b)h'_п}{R_{пр}b}=$$

$$=\frac{2100\cdot 46{,}5+3400\cdot 6{,}28-135\ (75-25)\ 5}{135\cdot 25}=25{,}2 \text{ см} > \bar{a}=15{,}5 \text{ см},$$

т. е. 1-й случай расчета исключается.

Вычисляем высоту сжатой зоны x по 2-му случаю по формуле (11) при

$$r=15+\frac{30}{2}=30 \text{ см}:$$

$$x=\frac{2R_{аж}r\delta_c+R_а F_а-(b'_п-b)h'_п R_{пр}}{R_{пр}b+2R_{аж}\delta_c}=$$

$$=\frac{2\cdot 2100\cdot 30\cdot 0{,}65+3400\cdot 6{,}28-(75-25)\cdot 5\cdot 135}{135\cdot 25+2\cdot 2100\cdot 0{,}65}=$$

$$=11{,}4 \text{ см} < \bar{a}=15{,}5 \text{ см},$$

т. е. 2-й случай исключается и имеет место 3-й случай расчета. Определим рабочую высоту h_0, исходя из 1-го случая расчета. Рас-

стояние от центра тяжести растянутой арматуры до крайнего растянутого волокна a_1 равно:

$$a_1 = \frac{F_{аж}\left(5 + \frac{30}{2}\right) + F_a a}{F_{аж} + F_a} = \frac{46{,}5 \cdot 20 + 6{,}28 \cdot 4}{46{,}5 + 6{,}28} = 18{,}1 \text{ см};$$

$$h_0 = h - a_1 = 50 - 18{,}1 = 31{,}9 \text{ см}.$$

Из табл. 1 имеем $\xi_R = 0{,}58$.

Так как $\bar{a} = 15{,}5$ см $< \xi_R h_0 = 0{,}58 \cdot 31{,}9 = 18{,}5$ см, то прочность сечения проверяем из условия (13) при

$$F_{ап}^{р} = 13{,}5 \cdot 1{,}02 = 13{,}8 \text{ см}^2 \quad \text{и} \quad h_{ст} = 30 - 1{,}02 = 29 \text{ см};$$

$$R_{пр}\left[(b_п' - b)\, h_п' (\bar{a} - 0{,}5 h_п') + \frac{b \bar{a}^2}{2}\right] + R_{аж}\left(F_{ап}^{р} + \frac{\delta_с h_{ст}}{2}\right) h_{ст} +$$
$$+ R_a F_a (h' - \bar{a}) = 135\left[(75 - 25) \cdot 5 \cdot (15{,}5 - 0{,}5 \cdot 5) +\right.$$
$$\left. + \frac{25 \cdot 15{,}5^2}{2}\right] + 2100\left(13{,}8 + \frac{0{,}65 \cdot 29}{2}\right) 29 +$$
$$+ 3400 \cdot 6{,}28\ (46 - 15{,}5) = 29{,}2 \text{ тс·м} > 29 \text{ тс·м},$$

т. е. прочность сечения обеспечивается.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ИЗГИБАЕМОГО ЭЛЕМЕНТА

3.15. Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси изгибаемых элементов, производится по поперечной силе и по изгибающему моменту.

Расчет наклонных сечений по поперечной силе

3.16. При расчете элементов должна быть обеспечена прочность бетона на действие наклонных сжимающих усилий из условия

$$Q \leqslant 0{,}35 R_{пр} b h_0, \qquad (14)$$

при этом значение $R_{пр}$ для бетонов проектных марок по прочности выше М 400 принимается как для бетона марки М 400.

3.17. Расчет наклонных сечений по поперечной силе допускается не производить, если соблюдается одно из условий:

а) $Q \leqslant R_р b h_0$; (15)

б) $Q \leqslant 0{,}8 h_{ст} \delta_с R_{аж}$. (16)

В этом случае поперечная гибкая арматура определяется в соответствии с требованиями главы СНиП II-21-75.

3.18. При расчете наклонных сечений на действие поперечной силы предельные усилия определяются из следующих предпосылок:

расчетное наклонное сечение принимается под углом 45° к продольной оси изгибаемого элемента;

в расчет вводится вся поперечная гибкая арматура и стенка профиля жесткой арматуры, пересекаемые рассматриваемым наклонным сечением, с растягивающими напряжениями, равными соответственно расчетным сопротивлениям R_{ax} и 0,8 $R_{аж}$. При применении составных (сварных) профилей при переменной по высоте толщине стенки (утолщение в местах приварки профильной стали) в расчет вводится минимальная по высоте толщина стенки. Жесткая арматура должна иметь надежную анкеровку по концам, при которой не может произойти среза бетона по горизонтальной плоскости над профилем. Такая анкеровка имеет место в каркасных конструкциях, когда жесткая арматура ригеля присоединяется к жесткой арматуре колонн. На свободных же опорах балок потребуется специальная анкеровка в соответствии с рекомендациями пп. 3.23 и 5.12 настоящего Руководства;

поперечное усилие в бетоне над наклонной трещиной определяется в зависимости от его расчетного сопротивления растяжению $R_р$, рабочей высоты и размеров сечения.

3.19. Расчет наклонных сечений элементов по поперечной силе производится в следующих местах по длине элемента:

а) в сечениях, проходящих через грань опоры;

б) в сечениях, проходящих через точки изменения интенсивности поперечного армирования на уровне растянутой гибкой арматуры;

в) в сечениях, проходящих через расположенные в растянутой зоне начала отгибов.

3.20. Расчет наклонных сечений по поперечной силе (рис. 9,*а*) производится из условия:

$$Q \leqslant 0{,}8\, h_{ст}\, \delta_c\, R_{аж} + \Sigma\, R_{ax}\, F_x + \Sigma\, R_{ax}\, F_0 \sin\alpha + Q_б, \qquad (17)$$

где Q — поперечная сила от внешней нагрузки, действующая в наклонном сечении, т. е. равнодействующая всех поперечных сил от внешней нагрузки, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; $\Sigma R_{ax}F_x$, $\Sigma R_{ax}F_0\sin\alpha$ — сумма поперечных усилий, воспринимаемых соответственно поперечной F_x и отогнутой F_0 арматурой, пересекающей наклонное сечение; F_x — площадь сечения поперечных стержней (хомутов), расположенных в одной, нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей рассматриваемое наклонное сечение; F_0 — площадь сечения отогнутых стержней, расположенных в одной, наклонной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей рассматриваемое наклонное сечение; α — угол наклона отогнутых стержней к продольной оси элемента в рассматриваемом наклонном сечении; $Q_б$ — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном в наклонном сечении и принимаемое.

$$Q_б = R_р\, b\, h_0\,. \qquad (18)$$

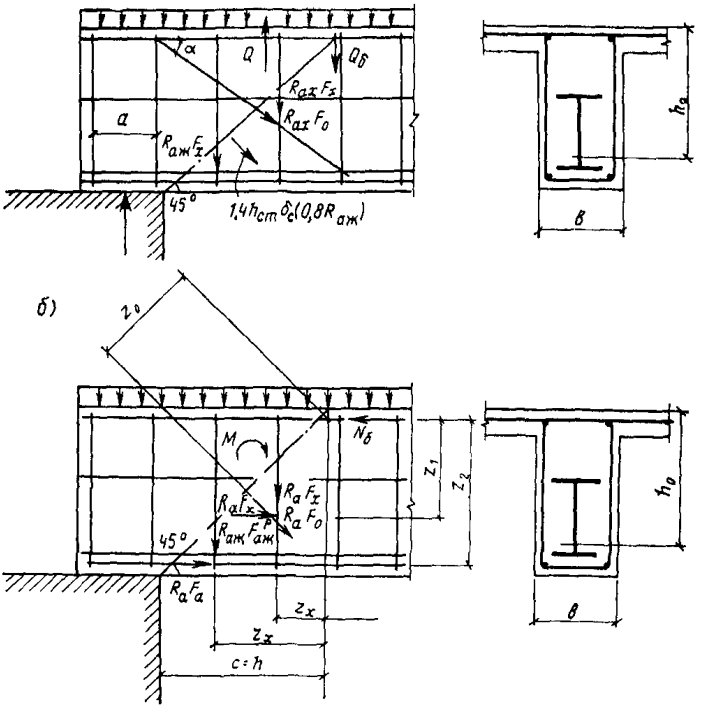


Рис. 9. Схемы усилий при расчете наклонного сечения по прочности
а — по поперечной силе; *б* — по изгибающему моменту

Расчет наклонных сечений по изгибающему моменту

3.21. При расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента предельные усилия определяются исходя из общих положений, приведенных в п. 3.6 настоящего Руководства. Расчетное наклонное сечение принимается под углом 45° к продольной оси изгибаемого элемента.

3.22. Расчет наклонных сечений элементов по изгибающему моменту производится в местах по длине элемента, указанных в п. 3.19 и в сечениях, где площадь продольной арматуры в растянутой зоне изменяется по длине элемента.

3.23. Расчет наклонных сечений по изгибающему моменту (рис. 9,*б*) производится из условия:

$$M \leqslant N_{aж} z_1 + R_a F_a z_2 + \Sigma R_a F_o z_o + \Sigma R_a F_x z_x , \qquad (19)$$

где M — момент всех внешних сил, действующих по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне и перпендикулярной плоскости действия изгибающего момента;

$N_{а ж}z_1$, $R_а F_а z_2$, $\Sigma R_а F_о z_о$, $\Sigma R_а F_х z_х$ — сумма моментов относительно той же оси соответственно от усилий в растянутой жесткой арматуре, в гибкой продольной, отогнутой и поперечной арматуре, пересекающей растянутую зону рассматриваемого сечения;

z_1 — расстояние от равнодействующей усилий в растянутой жесткой арматуре до указанной выше оси;

z_2, $z_о$, $z_х$ — расстояние от плоскостей расположения соответственно гибкой продольной, отогнутой и поперечной арматуры до указанной выше оси.

Высота сжатой зоны в наклонном сечении, измеренная по нормали к продольной оси элемента в конце наклонного сечения, определяется из условия равновесия проекций усилий в бетоне и арматуре наклонного сечения на продольную ось элемента согласно рекомендациям пп. 3.8—3.14.

Усилие $N_{а ж}$ в растянутой жесткой арматуре определяется следующим образом:

а) для жестких узлов при обеспечении равнопрочной приварки жесткой арматуры ригеля к жесткой арматуре колонны $N_{а ж} = R_{а ж}F^{р}_{а ж}$. При применении прокатных профилей из низколегированной стали к расчетному сопротивлению стали жесткой арматуры вводится коэффициент условий работы 0,9;

б) для шарнирных узлов при анкерах в виде арматурных стержней, приваренных к жесткой арматуре ригеля (см. п. 5.12), усилие $N_{а ж}$ принимается равным предельному сдвигающему усилию, определенному как для закладных деталей согласно главе СНиП II-21-75, но не более усилия, указанного в подпункте «а». При жестких упорах, приваренных к жесткой арматуре ригеля (см. п. 5.12), $N_{а ж} = F_{уп}R_{пр}$, но не более усилия, указанного в подпункте «а». $F_{уп}$ — площадь жестких упоров (площадь смятия бетона) Жесткие упоры рассчитываются как металлические конструкции на давление, равномерно распределенное по площади жестких упоров и равное $R_{пр}$. Швы приварки жестких упоров к жесткой арматуре балки допускается рассчитывать только на срез Допускается на свободных опорах балок не предусматривать анкеры, если при прямоугольном сечении балки профиль заходит в сжатую зону бетона не менее чем на половину ее высоты, а при тавровом сечении балки не менее чем на половину толщины плиты и располагается не менее чем на 5 см выше низа плиты. В этом случае усилие $N_{а ж}$ принимается в соответствии с подпунктом «а».

Если не обеспечивается полной анкеровки гибкой продольной арматуры, то расчетное сопротивление ее принимается сниженным согласно главе СНиП II-21-75.

Пример расчета

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ИЗГИБАЕМОГО ЭЛЕМЕНТА

Пример 7. Дано: размеры поперечного сечения шарнирно-опертой балки по рис. 10; бетон марки М 300 ($R_{пр}$=135 кгс/см², $m_{б1}$=1, $R_р$=10 кгс/см²); жесткая арматура из стали класса

С 38/23 — двутавр № 20 ($F_{аж}=26{,}8$ см², $R_{аж}=2100$ кгс/см²) с толщиной стенки $\delta_с=0{,}5$ см; гибкая продольная арматура из стали класса А-III ($R_а=3400$ кгс/см²) площадью сечения $F_а=1{,}57$ см² (Ø 10) заведена за грань опоры на длину 20 см; поперечная гибкая арматура — двухветвевые хомуты из стали класса А-I ($R_а=2100$ кгс/см²), диаметром 10 мм с шагом 25 см; расчетная поперечная сила на опоре $Q=20$ т.

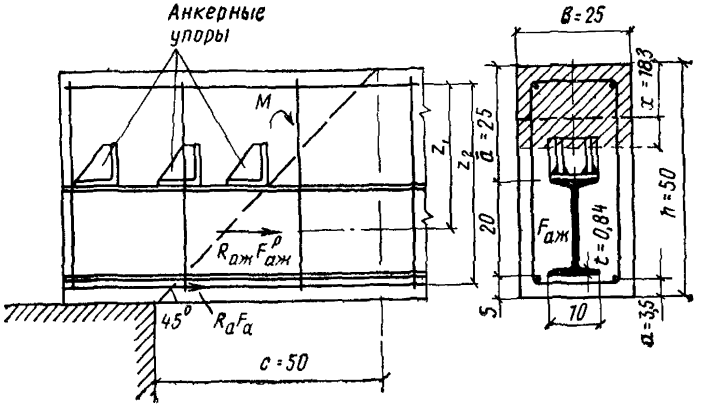


Рис. 10. К примеру расчета 7

Требуется проверить прочность наклонного сечения по поперечной силе и по изгибающему моменту и рассчитать жесткие анкерные упоры.

Расчет по поперечной силе

Проверяем требования пп. 3.16 и 3.17.

Для этого вычисляем величину h_0 исходя из 1-го случая расчета

$$a_1=\frac{F_{аж}\left(5+\frac{20}{2}\right)+F_а\,a}{F_{аж}+F_а}=\frac{26{,}8\cdot 15+1{,}57\cdot 3{,}5}{26{,}8+1{,}57}=14{,}4\ \text{см};$$

$$h_0=h-a_1=50-14{,}4=35{,}6\ \text{см};$$

$$0{,}35\,R_{пр}\,b\,h_0=0{,}35\cdot 135\cdot 25\cdot 35{,}6=42{,}1\ \text{т}>Q=20\ \text{т}.$$

Высота стенки двутавра равна

$$h_{ст}=20-2\cdot 0{,}84=18{,}3\ \text{см}.$$

Так как $R_рbh_0=10\cdot 25\cdot 35{,}6=8{,}9$ т $<Q=20$ т, а $0{,}8h_{ст}\delta_с R_{аж}=0{,}8\cdot 18{,}3\cdot 0{,}5\cdot 2100=15{,}4$ т $<Q=20$ т, то проверку сечения по поперечной силе производим из условия (17).

Для этого определяем усилие, воспринимаемое бетоном, по формуле (18)

$$Q_б=R_р\,b\,h_0=10\cdot 25\cdot 35{,}6=8{,}9\ \text{т}.$$

Усилие, воспринимаемое стенкой двутавра, равно $0{,}8\,h_{ст}\delta_с R_{аж}=0{,}8\cdot 18{,}3\cdot 0{,}5\cdot 2100=15{,}4$ т

Так как $Q=20$ т $<Q_б+0{,}8\,h_{ст}\delta_с R_{аж}=8{,}9+15{,}4=24{,}3$ т, то прочность сечения по поперечной силе достаточна без учета хомутов

Расчет по изгибающему моменту

Принимаем длину проекции наклонного сечения $c=h=50$ см
Момент в конце наклонного сечения $M=Q\,c=20\cdot 0{,}5=10$ тс·м

Определяем высоту сжатой зоны бетона применительно к 1-му случаю расчета по формуле (3) исходя из полного расчетного сопротивления жесткой арматуры·

$$x=\frac{R_{аж}\,F_{аж}+R_а\,F_а}{b\,R_{пр}}=\frac{2100\cdot 26{,}8+3400\ 1{,}57}{25\cdot 135}=$$

$$=18{,}3\text{ см}<\overline{a}=25\text{ см},$$

т е действительно имеет место 1-й случай расчета

Значения z_1 и z_2 равны (см рис 10).

$$z_1=50-5-20/2-18{,}3/2=25{,}85\text{ см};$$

$$z_2=50-3{,}5-18{,}3/2=37{,}35\text{ см}$$

Вычисляем усилие в поперечном армировании на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения, при шаге $u=25$ см

$$q_х=\frac{R_а\,F_х}{u}=\frac{2100\cdot 1{,}57}{25}=132\text{ кгс/см}.$$

Момент от усилия, воспринимаемого хомутами, относительно центра тяжести сжатой зоны бетона представляем в виде:

$$\Sigma\,R_а\,F_х\,z_х=q_х\,\frac{c\,(c-u)}{2}=132\ \frac{50\ (50-25)}{2}=82\,400\ \text{кгс·см}.$$

Проверим анкеровку гибкой арматуры

Длина анкеровки $l_{ан}$ согласно главе СНиП II-21-75 равна·

$$l_{ан}=\left(0{,}5\ \frac{R_а}{R_{пр}}+8-10\ \frac{\sigma_б}{R_{пр}}\right)d=$$

$$=\left(0{,}5\ \frac{3400}{135}+8-10\cdot 0{,}296\right)1=17{,}64\text{ см},$$

где

$$\frac{\sigma_б}{R_{пр}}=\frac{Q}{b\,l_{оп}\,R_{пр}}=\frac{20\,000}{25\cdot 20\cdot 135}=0{,}296<0{,}5$$

Поскольку значение $l_{ан}$ меньше длины заведения гибкой арматуры за грань опоры $l_{оп}$ в расчете учитываем полное расчетное сопротивление гибкой арматуры

Определяем усилие в жесткой арматуре $N_{аж}$ в наклонном сечении исходя из условия (19):

$$N_{аж} = \frac{M - R_а F_а z_2 - \Sigma R_а F_а z_х}{z_1} =$$

$$= \frac{1\,000\,000 - 3400 \cdot 1{,}57 \cdot 37{,}2 - 82\,400}{25{,}85} = 27\,800 \text{ кгс} < R_{аж} F_{аж} =$$

$$= 2100 \cdot 26{,}8 = 56\,300 \text{ кгс}.$$

Поскольку жесткая арматура не приварена к жесткой арматуре колонны, определяем необходимую площадь жестких упоров:

$$F_{уп} = \frac{N_{аж}}{R_{пр}} = \frac{27\,800}{135} = 206 \text{ см}^2.$$

Принимаем три упора из уголков ∟ 70·70·5 длиной 10 см, усиленных ребрами жесткости Фактическая площадь упоров будет равна:

$$F'_{уп} = 10 \cdot 7 \cdot 3 = 210 \text{ см}^2 > 206 \text{ см}^2.$$

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

3.24. При расчете прочности сжатых железобетонных элементов с жесткой арматурой должен приниматься во внимание случайный эксцентрицитет продольного усилия $e_0^{сл}$ в двух направлениях, обусловленный не учтенными в расчете факторами (неоднородностью свойств бетона по сечению элементов и др.). Значение этого эксцентрицитета следует принимать не менее $^1/_{600}$ длины элемента между точками закрепления его в расчетном направлении не менее $^1/_{30}$ высоты сечения элемента и не менее 1 см

Для сжатых элементов статически неопределимых конструкций величина эксцентрицитета продольного усилия относительно центра сжатия сечения e_0 принимается равной эксцентрицитету $e_0^р$, определяемому из статического расчета конструкции, но не менее случайного начального эксцентрицитета $e_0^{сл}$. Для сжатых элементов статически определимых конструкций эксцентрицитет продольного усилия e_0 находится как сумма эксцентрицитетов продольного усилия, определенного из статического расчета конструкции и случайного $e_0^{сл}$.

При симметричном расположении жесткой арматуры допускается эксцентрицитет e_0 находить относительно центра тяжести сечения.

Примечание. Центром сжатия сечения считается точка приложения равнодействующей сжимающих усилий в бетоне и во всей продольной арматуре, подсчитанных исходя из расчетных сопротивлений материалов

3.25. Расчет сжатых элементов производится как в плоскости расчетного эксцентрицитета продольного усилия, так и в нормальной к ней плоскости, в которой e_0 принимается равным величине случайного эксцентрицитета При этом в обоих случаях учитывается влияние прогиба.

Расчет на косое внецентренное сжатие производится при расчетных эксцентрицитетах продольной силы e_0 в двух направлениях

Если расчет конструкции произведен по недеформированной схеме, то в элементах при $\frac{l_0}{r_n} > 14$ (r_n — радиус инерции приведенного поперечного сечения элемента в соответствующей плоскости с учетом всей продольной арматуры) влияние прогибов на ее несущую способность как в плоскости расчетного эксцентрицитета продольного усилия, так и в нормальной к ней плоскости, следует учитывать путем умножения e_0 на коэффициент η, определяемый по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}}, \qquad (20)$$

где $N_{кр}$ — условная критическая сила, равная

$$N_{кр} = \frac{6{,}4\, E_б}{l_0^2} \left[\frac{I}{k_{дл}} \left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + t} + 0{,}1 \right) + n_{аж} I_{аж} + n_а I_а \right]; \qquad (21)$$

l_0 — расчетная длина элемента, принимаемая согласно указаниям главы СНиП II-21-75;

I_0 — момент инерции бетонного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения и нормальной к плоскости расчетного эксцентрицитета, с учетом вытеснения бетона сечением арматуры;

$I_{аж}$ — момент инерции жесткой арматуры относительно той же оси;

$I_а$ — момент инерции арматурного каркаса относительно той же оси;

$$n_{аж} = \frac{E_{аж}}{E_б}; \qquad n_а = \frac{E_а}{E_б};$$

t — коэффициент, принимаемый равным $\frac{e_0}{h}$, но не менее величины

$$t_{min} = 0{,}5 - 0{,}01 \frac{l_0}{h} - 0{,}001 R_{пр}; \qquad (22)$$

$k_{дл}$ — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии, определяемый по формуле

$$k_{дл} = 1 + \frac{M_{1\,дл}}{M_1}, \qquad (23)$$

здесь $M_{1дл}$ и M_1 — моменты относительно оси, нормальной к плоскости расчетного эксцентрицитета и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня арматуры, соответственно от постоянных и длительных нагрузок и от всех нагрузок.

При наличии расчетных эксцентрицитетов в двух направлениях коэффициент η определяется отдельно для каждого направления

3.26. Проверка прочности нормальных сечений сжатых железобетонных элементов с жесткой арматурой производится из условия

$$N e \leqslant R_{\text{пр}} S_{\text{б}} - \Sigma \sigma_{\text{a}\,i} F_{\text{a}\,i} y_{\text{a}\,i}, \qquad (24)$$

где e — расстояние от точки приложения продольной силы до оси, проходящей через центр тяжести наиболее растянутого (наименее сжатого) стержня гибкой арматуры параллельно прямой, ограничивающей сжатую зону;

$S_{\text{б}}$ — статический момент площади сечения бетона сжатой зоны относительно той же оси;

$\sigma_{\text{a}\,i}$ — напряжение в каждом участке жесткой арматуры и в каждом стержне гибкой арматуры, определяемое согласно рекомендациям п. 3.27;

$F_{\text{a}\,i}$ — площадь участков жесткой арматуры и стержней гибкой арматуры, расположенных на различных расстояниях от указанной выше оси;

$y_{\text{a}\,i}$ — расстояние от центра тяжести сечения участка жесткой арматуры и сечения гибкого стержня до рассматриваемой оси.

Положение прямой, ограничивающей сжатую зону, определяется из условия

$$N = R_{\text{пр}} F_{\text{б}} - \Sigma \sigma_{\text{a}\,i} F_{\text{a}\,i} \qquad (25)$$

и, кроме того, из условия, чтобы точка приложения равнодействующей сжимающих усилий в бетоне и арматуре, находилась на прямой, соединяющей точки приложения внешней продольной силы и равнодействующей растягивающих усилий в арматуре (силовая линия).

3.27. Напряжения $\sigma_{\text{a}\,i}$ в жесткой и гибкой арматуре определяются по формуле

$$\sigma_{\text{a}\,i} = \frac{3400}{1 - \frac{\xi_0}{h} h_{0\,i}} \left(\frac{\xi_0}{x} h_{0\,i} - 1 \right), \qquad (26)$$

где ξ_0 — см. определение к формуле (2);

h — размер сечения по силовой линии;

$h_{0\,i}$ — расстояние от оси, проходящей через центр тяжести сечения рассматриваемого стержня гибкой арматуры или участка жесткой арматуры и параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, до наиболее удаленной точки сжатой зоны сечения элемента.

Напряжение $\sigma_{\text{a}\,i}$ вводится в формулы (24) и (25) со своим знаком, полученным при расчете по формуле (26).

Если абсолютные значения напряжений в арматуре, определенные по формуле (26), превышают расчетные сопротивления растяжению или сжатию, то в формулы (24) и (25) подставляются расчетные сопротивления растяжению (со знаком «плюс») или расчетные сопротивления сжатию (со знаком «минус»).

3.28 При расчете сжатых элементов учитывается вытеснение бетона сжатой зоны сечением жесткой арматуры

РАСЧЕТ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ПРИ ПРОДОЛЬНОЙ СИЛЕ В ПЛОСКОСТИ СИММЕТРИИ

3.29. Расчет прочности прямоугольных сечений сжатых элементов с жесткой и гибкой арматурой, сосредоточенной у растянутой (или менее сжатой) и у сжатой гранях (рис. 11), производится в зависимости от высоты сжатой зоны x, величина которой определяется по формуле

$$x = \frac{N - R_{ac} F'_a - (R_{аж} - R_{пр}) F^{сж}_{аж} + R_{аж} F^{р}_{аж} + R_a F_a}{R_{пр} b} . \quad (27)$$

При $x \leqslant \xi_R h_0$ (ξ_R определяется в соответствии с рекомендациями п.3 6) прочность сечения элемента допускается проверять из условия

$$N e_1 \leqslant R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5 x) + R_{ac} F'_a (h_0 - a') + (R_{аж} - R_{пр}) \times \\ \times F^{сж}_{аж} (h_0 - a'_{ж}) , \quad (28)$$

где e_1 — эксцентрицитет продольного усилия относительно равнодействующей усилий в растянутых жесткой и гибкой арматурах;

$a'_{ж}$ — расстояние от центра тяжести сжатой жесткой арматуры до сжатой грани элемента.

При $x > \xi_R h_0$ и марке бетона М 400 и ниже расчет сечений производится из условия (28), принимая высоту сжатой зоны по формуле

$$x = h_0 \frac{[N - (R_{аж} - R_{пр}) F^{сж}_{аж} - R_{ac} F'_a] (1 - \xi_R) + }{R_{пр} b h_0 (1 - \xi_R) + 2 (R_{аж} F^{р}_{аж} + F_a R_a)} \rightarrow \\ \rightarrow + (R_{аж} F^{р}_{аж} + R_a F_a) \cdot (1 + \xi_R) \quad (29)$$

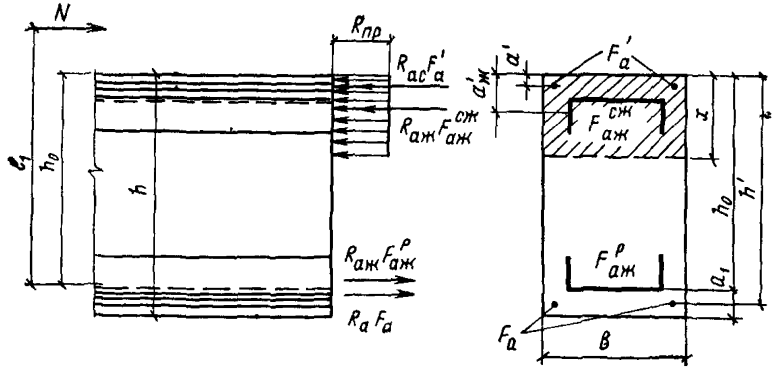


Рис. 11. Схема усилий в прямоугольном сечении сжатого элемента с жесткой и гибкой арматурой, сосредоточенной у растянутой и у сжатой граней

В случае симметричной жесткой и гибкой арматуры допускается проверку прочности сечений при $\frac{h_0}{h} \geqslant 0{,}85$ производить при помощи графиков, приведенных на рис 12 При этом проверяется условие

$$N e_0 \eta \leqslant m R_{пр} b h_0^2 , \qquad (30)$$

где m определяется по графику на рис. 12 в зависимости от значений

$$n = \frac{N}{R_{пр} b h_0} \quad \text{и} \quad \alpha = \frac{R_a F_a + R_{аж} F'_{аж}}{R_{пр} b h_0} .$$

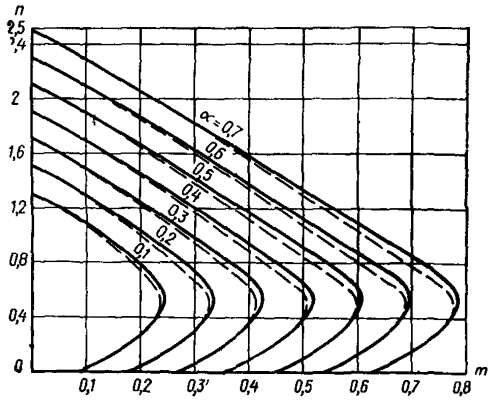


Рис. 12. График несущей способности прямоугольного сечения с жесткой и гибкой арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней
(сплошные линии — марка бетона 300, пунктирные — то же, 500)

3.30. Расчет прочности прямоугольных сечений элементов с жесткой арматурой из симметричных профилей, стенки которых расположены параллельно плоскости действия изгибающего момента, а полки и гибкая арматура расположены у граней элемента (рис. 13), производится в зависимости от высоты сжатой зоны x

$$x = \frac{N - R_{ас} F'_a + 2 R_{аж} \delta_c r + R_a F_a + R_{пр} F^{сж}_{ап}}{R_{пр} b + 2 R_{аж} \delta_c} . \qquad (31)$$

При $\bar{a} < x \leqslant \xi_R h_0$ прочность сечения элемента допускается проверять из условия

$$N e \leqslant R_{пр} b x (h' - 0{,}5 x) + R_{ас} F'_a (h' - a') +$$

$$+ R_{аж} [W_{пл} - \delta_c (r - x) (2 h' - r - x)] - R_{пр} \frac{W_{пл}}{2} . \qquad (32)$$

При расчетах сечений элементов с жесткой арматурой из низколегированной стали к расчетному сопротивлению этой стали вводится коэффициент условий работы 0,9 в формулы (31) и (32).

В случае несимметричного профиля жесткой арматуры он заменяется на симметричный, а избыток площади рассматривается как

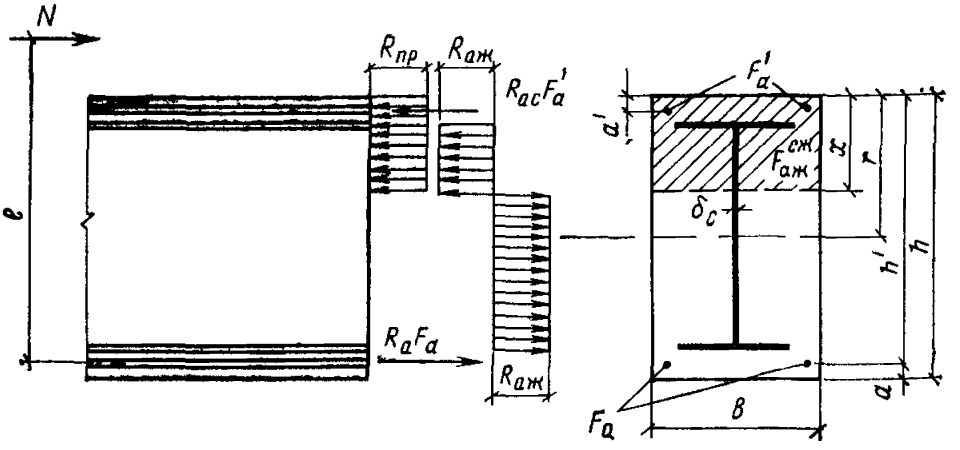


Рис. 13. Схема усилий в прямоугольном сечении сжатого элемента с жесткой арматурой в виде симметричного профиля, стенка которого расположена параллельно плоскости действия изгибающего момента

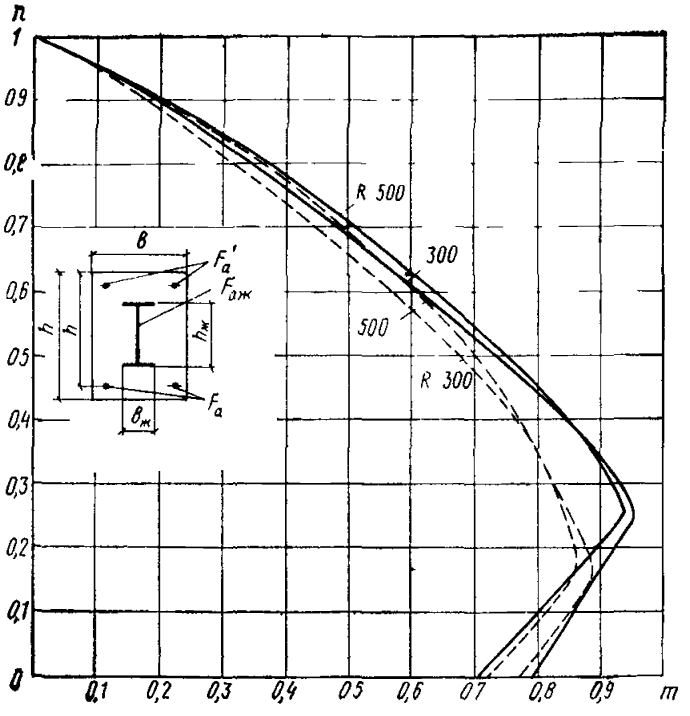


Рис. 14. График несущей способности прямоугольного сечения с жесткой арматурой в виде симметричного профиля, стенка которого расположена параллельно плоскости действия изгибающего момента

(сплошные линии — сталь класса С 38/29; пунктирные — сталь класса С 48/33)

гибкая арматура. В случае симметричной жесткой и гибкой арматуры допускается проверку прочности сечений производить при помощи графиков, приведенных на рис. 14 При этом проверяется условие

$$N \leqslant n N_{пр}, \qquad (33)$$

где

$$N_{пр} = b\,h\,R_{пр} + F_{аж}\,(R_{аж} - R_{пр}) + 2\,R_a\,F_a\,; \qquad (34)$$

n определяется по графику на рис. 14 в зависимости от

$$m = \frac{N\,e_0\,\eta}{M_{пр}}\,,$$

где

$$M_{пр} = R_{пр}\,\frac{b\,h^2}{8} + (2\,R_{аж} - R_{пр})\,\frac{W_{пл}}{2} + R_a\,F_a\,(h' - a'). \qquad (35)$$

3.31. Расчет прочности внецентренно сжатых элементов прямоугольных сечений с арматурой из профилей, расположенных в центральной зоне, или с арматурой крестового, крестово-диагонального и коробчатого сечений, а также с арматурой в виде сердечника (ядровое армирование) из полосы либо из пакета полос (рис. 15,*а—е*), в случае симметричной жесткой и гибкой арматуры допускается производить из условия

$$N \leqslant \frac{k\,N_{пр}}{1 + \dfrac{e_0\,\eta\,h}{2{,}5\,r_п^2}}\,, \qquad (36)$$

где

$$N_{пр} = R_{пр}\,b\,h + (R_{аж} - R_{пр})\,F_{аж} + 2\,R_{ас}\,F_a\,; \qquad (37)$$

$k = 1$ — при жесткой арматуре из стали класса С 46/33;
$k = 1{,}1$ — при жесткой арматуре из стали класса С 38/23.

При этом отношение $\frac{h_ж}{h}$ должно быть не менее 0,3, за исключением жесткой арматуры из профиля, стенка которого расположена перпендикулярно плоскости действия изгибающего момента (рис. 15,*а*), где отношение должно быть не менее 0,2. Кроме того, должно выполняться условие

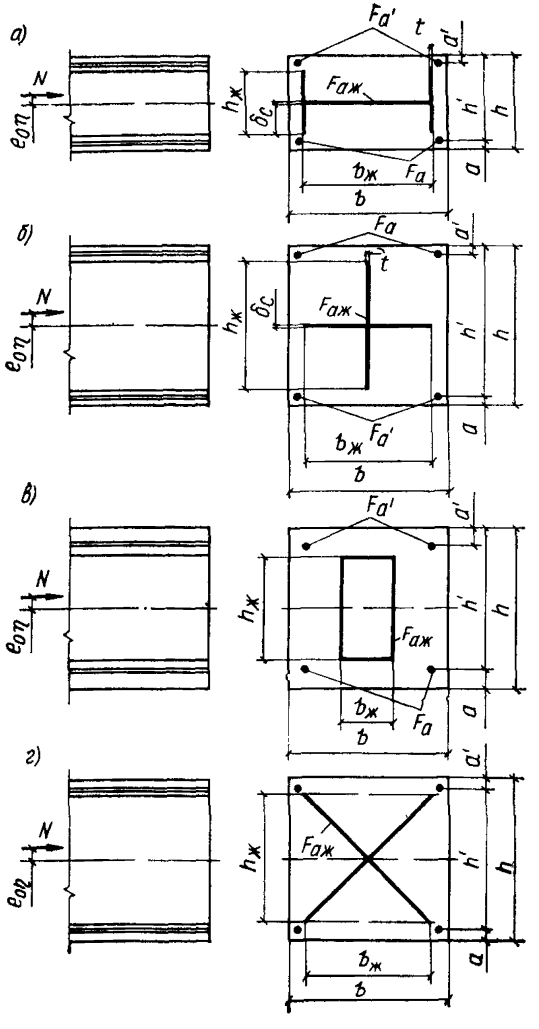
$$\frac{e_0\,\eta\,h}{r_п^2} \leqslant k_1\,, \qquad (38)$$

где $k_1 = 2$ при жесткой арматуре в виде сердечника (рис. 15,*в*);

$k_1 = 3$ при остальной жесткой арматуре, указанной в настоящем пункте (рис. 15,*а, б, г, д, е*).

3.32. Расчет прочности прямоугольных сечений элементов с жесткой арматурой, работающих на косое внецентренное сжатие, производится в общем случае согласно рекомендациям, приведенным в пп. 3.24—3.28, при этом определяется положение прямой, ограничивающей сжатую зону, при помощи последовательных приближений.

3.33. Проверку прочности при косом внецентренном сжатии элементов прямоугольного сечения с симметричной гибкой и жесткой арматурой типа двутавра при $\frac{h_ж}{h} \geqslant 0{,}5$ и $\frac{b_ж}{b} \geqslant 0{,}2$, а также в виде уголков (рис. 15,*ж*) допускается выполнять при помощи гра-



фиков, приведенных на рис. 16. Прочность сечения считается обеспеченной, если точка с координатами $\frac{M_x}{M_x^0}$ и $\frac{M_y}{M_y^0}$ находится внутри области, ограниченной кривой, отвечающей параметру n, и осями координат.

Значения M_x и M_y характеризуют величины изгибающих моментов от внешней нагрузки, относительно центра тяжести сечения, действующих соответственно в плоскостях симметрии x и y. Влияние прогиба элемента учитывается путем умножения моментов M_x и M_y на коэффициенты η_x и η_y, определяемые соответственно для плоскостей x и y согласно рекомендациям п. 3.25.

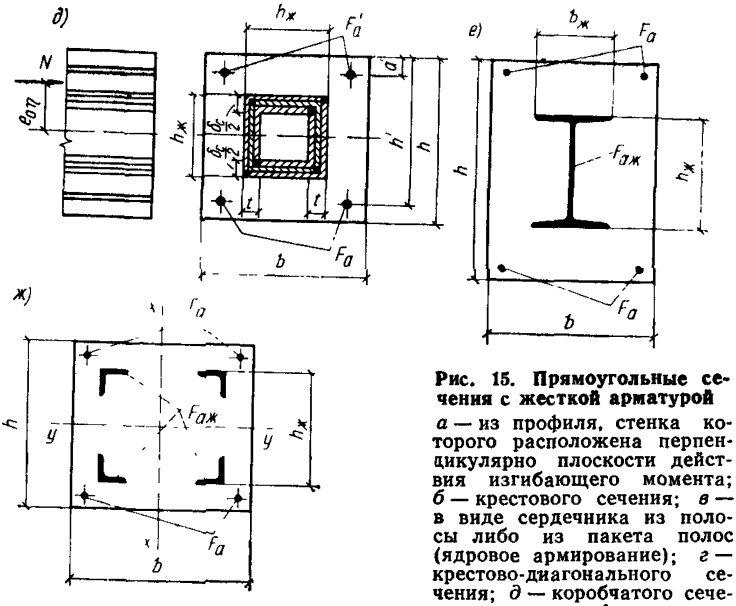


Рис. 15. Прямоугольные сечения с жесткой арматурой

а — из профиля, стенка которого расположена перпендикулярно плоскости действия изгибающего момента; *б* — крестового сечения; *в* — в виде сердечника из полосы либо из пакета полос (ядровое армирование); *г* — крестово-диагонального сечения; *д* — коробчатого сечения; *е* — из профиля, стенка которого расположена параллельно плоскости действия изгибающего момента; *ж* — в виде уголков

Значения M_x^0 и M_y^0 характеризуют величины предельных изгибающих моментов, которые могут восприниматься сечением в плоскости симметрии x и y с учетом действующей продольной силы N в центре тяжести сечения.

Значения M_x^0 и M_y^0 определяются с помощью графиков на рис. 12, 14 и 17. При жесткой арматуре в виде уголков значения M_x^0 и M_y^0 принимаются равными $m R_{пр} b h_0^2$, где b и h_0 — размеры сторон сечений, перпендикулярных и параллельных рассматриваемой плоскости; m — определяется по графику на рис. 12. При жесткой арматуре в виде двутавра значения M_x^0 и M_y^0 принимаются равными $mM_{пр}$ (где m — определяется по графикам на рис. 14, если стенка двутавра параллельна рассматриваемой плоскости, и по рис. 17, если стенка двутавра перпендикулярна рассматриваемой плоскости).

Параметр n определяется по формуле

$$n = \frac{N}{R_{пр} b h + (R_{аж} - R_{пр}) F_{аж} + 2 R_{ас} F_a}. \qquad (39)$$

3.34. Расчет прочности при косом внецентренном сжатии элементов прямоугольного сечения с симметричной гибкой и жесткой

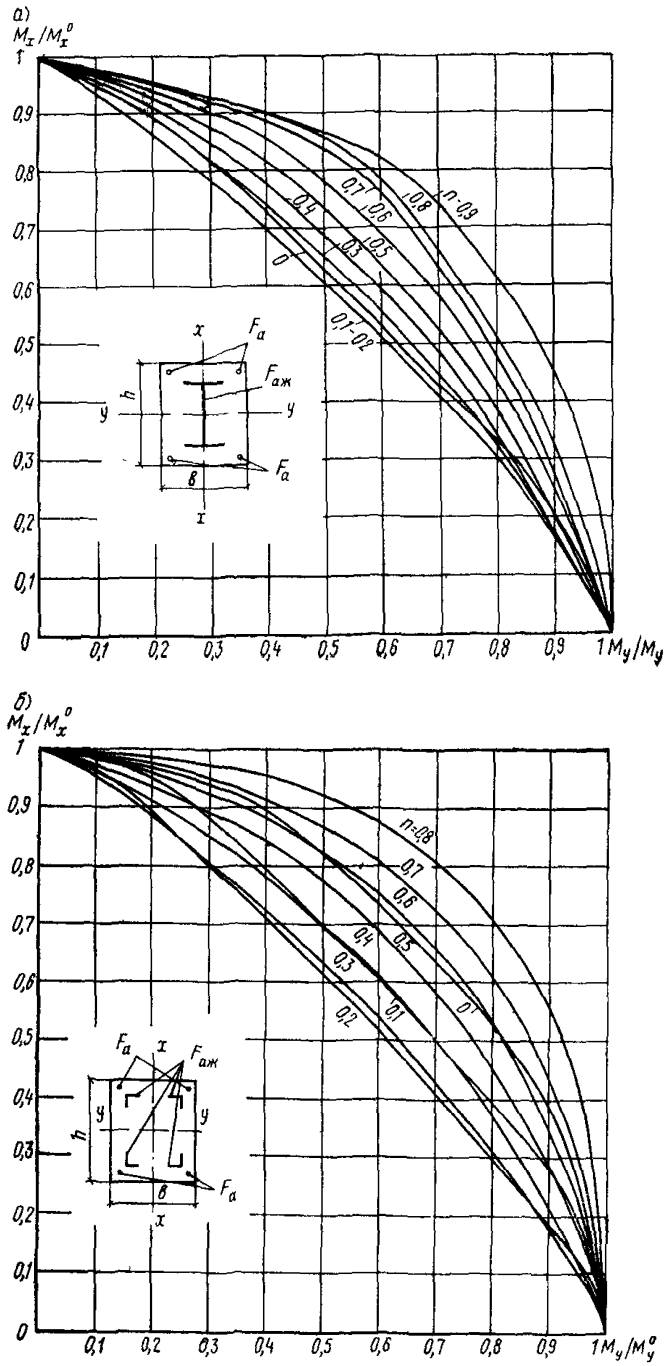


Рис. 16. График несущей способности прямоугольного сечения при косом внецентренном сжатии с жесткой арматурой

а — в виде двутавра; *б* — в виде уголков

арматурой, указанной в п. 3.31, и выполнении условия (38) в каждой плоскости симметрии допускается производить из условия

$$N \leqslant \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_ц}}, \qquad (40)$$

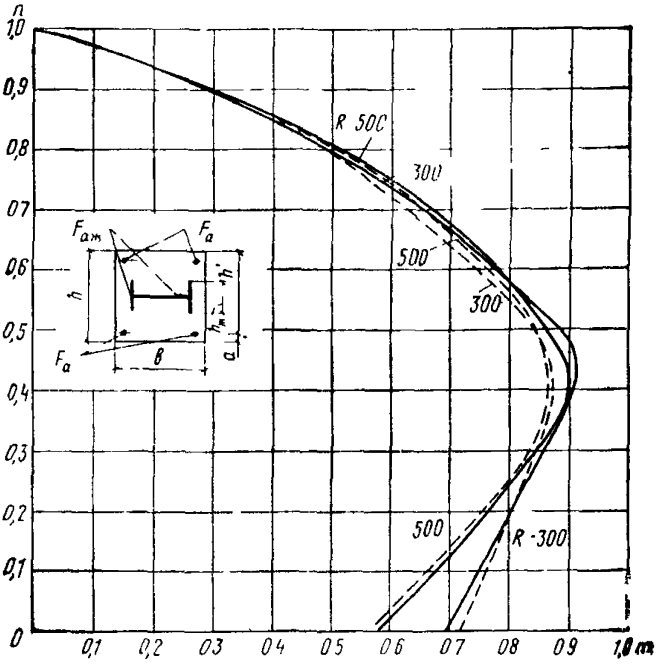


Рис. 17. График несущей способности прямоугольного сечения с жесткой арматурой в виде двутавра, стенка которого расположена перпендикулярно плоскости действия изгибающего момента.
(сплошные линии — сталь класса С 38/23, пунктирные — то же, С 46/33).

где N_x — предельная продольная сила, действующая в плоскости оси x, которая может быть воспринята сечением при заданном эксцентрицитете в этой плоскости;

N_y — то же, в плоскости оси y;

$N_ц$ — предельная продольная сила, которая может быть воспринята сечением при эксцентрицитете $\frac{1}{30} h$ в направлении минимальной жесткости.

N_x, N_y и $N_ц$ определяются из условия (36). Для жесткой арматуры типа «сердечник» $N_ц$ определяется без учета случайного эксцентрицитета, т. е. по формуле (37).

Условием (40) можно пользоваться при следующих отношениях $\frac{h_ж}{h}$ и $\frac{b_ж}{b}$ для различных типов жесткой арматуры:

в виде сердечника $\frac{h_ж}{h} \geqslant 0{,}3$ и $\frac{b_ж}{b} \geqslant 0{,}3$; крестового и крестово-диагонального сечения $\frac{h_ж}{h} = \frac{b_ж}{b} \geqslant 0{,}5$; коробчатого сечения $\frac{h_ж}{h} = \frac{b_ж}{b} \geqslant 0{,}3$, но не более 0,75; двутаврового сечения $\frac{h_ж}{h} \geqslant 0{,}5$ и $\frac{b_ж}{b} \geqslant 0{,}2$.

Примеры расчета

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Пример 8. Дано: железобетонная колонна с размерами поперечного сечения по рис. 18; жесткая арматура в виде сердечника из пакета полос низколегированной стали класса С 46/33 ($R_{а ж}$ = =2900 кгс/см²; $E_{а ж}=2{,}1\cdot10^6$ кгс/см²), сечением 12×26 см; гибкая арматура из стали класса А-III ($R_а=3400$ кгс/см²; $E_а=2\cdot10^6$ кгс/см²) площадью сечения $F_а=F_а'=16{,}09$ см² (2Ø32); марка бетона М 500 ($R_{пр}=185$ кгс/см² с учетом $m_{б1}=0{,}85$; $E_б=3{,}25\cdot10^5$ кгс/см²); расчетная длина колонны $l_0=l=3{,}6$ м; расчетная продольная сила $N=815$ тс, длительно действующая ее часть $N_{дл}=$ =570 тс.

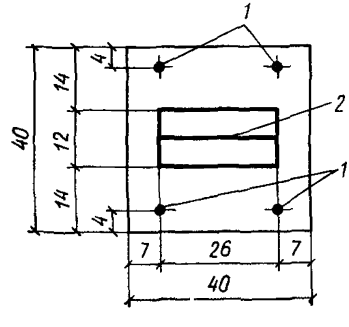


Рис. 18. К примеру расчета 8
1 — продольная арматура 2Ø32 А-III; *2* — стальной сердечник

Требуется проверить прочность сечения колонны.

Расчет. Эксцентрицитет принимаем равным случайному эксцентрицитету (см. п. 3.24) и располагаем его в плоскости наименьшего размера стального сердечника, т. е. $b_ж=26$ см, $h_ж=12$ см. Так как

$$\frac{h}{30}=\frac{40}{30}=1{,}33 \text{ см и,}$$

кроме того,

$$\frac{h}{30}=1{,}33 \text{ см} > \frac{l}{600}=\frac{360}{600}=0{,}6 \text{ см,}$$

принимаем

$$e_0=e_0^{сл}=1{,}33 \text{ см.}$$

Учитываем влияние прогиба колонны согласно п. 3.25.
По формулам (22) и (23) вычисляем $k_{дл}$ и t_{min}

$$k_{дл} = 1 + \frac{M_{1\,дл}}{M_1} = 1 + \frac{N_{дл}}{N} = 1 + \frac{570}{815} = 1{,}7;$$

$$t = t_{min} = 0{,}5 - 0{,}01\ \frac{l_0}{h} - 0{,}001\ R_{пр} = 0{,}5 - 0{,}01\ \frac{360}{40} -$$

$$- 0{,}001 \cdot 185 = 0{,}225.$$

Вычисляем моменты инерции:
а) жесткой арматуры

$$J_{аж} = \frac{b_ж\ h^3_ж}{12} = \frac{26 \cdot 12^3}{12} = 3740\ \text{см}^4;$$

б) гибкой арматуры

$$J_а = 2\ F_а \left(\frac{h' - a'}{2}\right)^2 = 2 \cdot 16{,}09 \left(\frac{36 - 4}{2}\right)^2 = 8238\ \text{см}^4;$$

в) бетонного сечения, учитывая вытеснение бетона арматурой

$$J = \frac{b\ h^3}{12} - J_{аж} - J_а = \frac{40 \cdot 40^3}{12} - 3740 - 8238 = 201\,355\ \text{см}^4;$$

$$n_{аж} = \frac{E_{аж}}{E_б} = \frac{2{,}1 \cdot 10^6}{3{,}25 \cdot 10^5} = 6{,}47; \qquad n_а = \frac{E_а}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^6}{3{,}25 \cdot 10^5} = 6{,}16.$$

По формуле (21) определяем $N_{кр}$:

$$N_{кр} = \frac{6{,}4\ E_б}{l_0^2}\left[\frac{J}{k_{дл}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + t} + 0{,}1\right) + J_{аж}\ n_{аж} + J_а\ n_а\right] =$$

$$= \frac{6{,}4 \cdot 3{,}25 \cdot 10^5}{360^2}\left[\frac{201355}{1{,}7}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}225} + 0{,}1\right) +\right.$$

$$\left. + 3740 \cdot 6{,}47 + 8238 \cdot 6{,}16\right] = 2035\ \text{тс}.$$

Тогда коэффициент η равен

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{815}{2035}} = 1{,}67.$$

Определяем радиус инерции приведенного сечения $r_п$.
Для этого вычислим площадь $F_п$ и момент инерции $J_п$ приведенного сечения

$$F_п = b\ h + b_ж\ h_ж\ (n_{аж} - 1) + 2\ F_а\ (n_а - 1) = 40 \cdot 40 +$$

$$+ 26 \cdot 12 \cdot 5{,}47 + 2 \cdot 16{,}09 \cdot 5{,}16 = 3473\ \text{см}^2;$$

$$J_п = J + J_{ажп}\ n_{аж} + J_{ап}\ n_а = 201\,355 + 3740 \cdot 6{,}47 + 8238 \cdot 6{,}16 =$$

$$= 276\,299\ \text{см}^4;$$

$$r^2_п = \frac{J_п}{F_п} = \frac{276\,299}{3473} = 79{,}56\ \text{см}^2.$$

Поскольку $\frac{e_0 \eta h}{r_{\text{п}}^2} = \frac{1{,}33 \cdot 1{,}67 \cdot 40}{79{,}56} = 1{,}18 < 2$, а также $\frac{h_{\text{ж}}}{h} = \frac{12}{40} = 0{,}3$, согласно п. 3.31 прочность колонны можно проверить из условия (36).

Определяем значение $N_{\text{пр}}$ по формуле (37)

$$N_{\text{пр}} = \bar{R}_{\text{пр}} (b h - F_{\text{аж}}) + R_{\text{аж}} F_{\text{аж}} + 2 R_{\text{а}} F_{\text{а}} =$$

$$= 185 (40 \cdot 40 - 12 \cdot 26) + 2900 \cdot 12 \cdot 26 + 2 \cdot 3400 \cdot 16{,}09 = 1246 \text{ тс};$$

$$k = 1;$$

$$\frac{k N_{\text{пр}}}{1 + \frac{e_0 \eta h}{2{,}5 r_{\text{п}}^2}} = \frac{1 \cdot 1246}{1 + \frac{1{,}18}{2{,}5}} = 846 \text{ тс} > N = 815 \text{ тс},$$

т. е. прочность колонны обеспечена.

Пример 9. Дано: колонна рамного каркаса с размерами сечения и расположением арматуры по рис. 19, бетон марки М 300 ($R_{\text{пр}} = 150$ кгс/см² при $m_{б1} = 1{,}1$; $E_б = 2{,}9 \cdot 10^5$ кгс/см²); жесткая арматура в виде двутавра № 50 из стали класса С 38/23 ($R_{\text{аж}} = 2100$ кгс/см², $E_{\text{аж}} = 2{,}1 \cdot 10^6$ кгс/см²) площадью сечения $F_{\text{аж}} = 97{,}8$ см²; гибкая арматура из стали класса А-III ($R_{\text{а}} = R_{\text{ас}} = 3400$ кгс/см², $E_{\text{а}} = 2 \cdot 10^6$ кгс/см²) площадью сечения $F_{\text{а}} = F'_{\text{а}} = 2{,}26$ см² (2Ø12), расчетные продольные силы и изгибающие моменты от полной нагрузки $N = 150$ тс; $M = 63$ тс·м; от длительных постоянных нагрузок $N_{\text{дл}} = 131$ тс; $M_{\text{дл}} = 30$ тс·м; все усилия определены из расчета по недеформированной схеме; $l_0 = 6$ м — расчетная длина, равная фактической длине колонны.

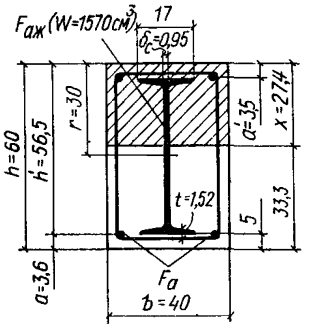


Рис. 19. К примерам расчета 9 и 10

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Определяем величину эксцентрицитета e_0:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6300}{150} = 42 \text{ см}.$$

Вычисляем площадь $F_{\text{п}}$ и момент инерции $J_{\text{п}}$ приведенного сечения при

$$n_{\text{аж}} = \frac{E_{\text{аж}}}{E_б} = \frac{2{,}1 \cdot 10^6}{2{,}9 \cdot 10^5} = 7{,}24 \quad \text{и} \quad n_{\text{а}} = \frac{E_{\text{а}}}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^6}{2{,}9 \cdot 10^5} = 6{,}9;$$

$$F_{\text{п}} = b\,h + F_{\text{аж}}\,(n_{\text{аж}} - 1) + 2\,F_{\text{а}}\,(n_{\text{а}} - 1) = 40 \cdot 60 + 97{,}8 \cdot 6{,}24 + \\ + 2 \cdot 2{,}6 \cdot 5{,}9 = 3037 \text{ см}^2;$$

$$J_{\text{аж}} = J_{\text{дв}} = 39\,290 \text{ см}^4; \quad J_{\text{а}} = 2\,F_{\text{а}} \left(\frac{h' - a'}{2} \right)^2 =$$

$$= 2 \cdot 2{,}26 \left(\frac{56{,}5 - 3{,}5}{2} \right)^2 = 3174 \text{ см}^4;$$

$$J = \frac{b\,h^3}{12} - J_{\text{аж}} - J_{\text{а}} = \frac{40 \cdot 60^3}{12} 39\,290 - 3174 = 677\,540 \text{ см}^4;$$

$$J_{\text{п}} = J + J_{\text{аж}}\,n_{\text{аж}} + J_{\text{а}}\,n_{\text{а}} = 677\,540 + 39\,290 \cdot 7{,}24 \cdot 3174 \cdot 6{,}9 = \\ = 677\,540 + 284\,500 + 21\,900 = 983\,940 \text{ см}^4.$$

Откуда радиус инерции приведенного сечения равен

$$r_{\text{п}} = \sqrt{\frac{J_{\text{п}}}{F_{\text{п}}}} = \sqrt{\frac{983\,940}{3037}} = 18 \text{ см}.$$

Так как $\frac{l_0}{r_{\text{п}}} = \frac{600}{18} = 33{,}3 > 14$, учитываем влияние прогиба согласно п 3.25 настоящего Руководства

По формулам (22) и (23) вычисляем $k_{\text{дл}}$ и $t_{\min}$

$$k_{\text{дл}} = 1 + \frac{M_{1\,\text{дл}}}{M_1} = 1 + \frac{M_{\text{дл}} + N_{\text{дл}} \dfrac{h' - a'}{2}}{M + N \dfrac{h' - a'}{2}} =$$

$$= 1 + \frac{30 + 131 \cdot \dfrac{0{,}53}{2}}{63 + 150 \cdot \dfrac{0{,}53}{2}} = 1{,}625;$$

$$t_{\min} = 0{,}5 - 0{,}01\,\frac{l_0}{h} - 0{,}001\,R_{\text{пр}} = 0{,}5 - 0{,}01\,\frac{600}{60} - \\ - 0{,}001 \cdot 150 = 0{,}25.$$

Так как $\frac{e_0}{h} = \frac{42}{60} = 0{,}7 > t_{\min} = 0{,}25$, принимаем $t = 0{,}7$.

Определяем величину критической силы $N_{\text{кр}}$ по формуле (21)

$$N_{\text{кр}} = \frac{6{,}4\,E_{\text{б}}}{l_0^2} \left[\frac{J}{k_{\text{дл}}} \left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + t} + 0{,}1 \right) + J_{\text{аж}}\,n_{\text{аж}} + J_{\text{а}}\,n_{\text{а}} \right] =$$

$$= \frac{6{,}4 \cdot 2{,}9 \cdot 10^5}{600^2} \left[\frac{677\,540}{1{,}625} \left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}7} + 0{,}1 \right) + 284\,590 + 21\,900 \right] = \\ = 2091 \text{ тс}.$$

Коэффициент η находим по формуле (20)

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{150}{2091}} = 1{,}08.$$

Эксцентрицитет e_1 с учетом продольного изгиба

$$e_1 = e_0 \eta + \frac{h' - a'}{2} = 42 \cdot 1{,}08 + \frac{56{,}5 - 3{,}5}{2} = 71{,}9 \text{ см}.$$

Проверку прочности сечения производим согласно п. 3.30 настоящего Руководства.

Определяем высоту зоны x по формуле (31)

$$x = \frac{N + 2 R_{аж} \delta_c r + R_{пр} F_{ап}^{сж}}{R_{пр} b + 2 R_{аж} \delta_c} =$$

$$= \frac{150\,000 + 2 \cdot 2100 \cdot 0{,}95 \cdot 30 + 150 \cdot 17 \cdot 1{,}52}{150 \cdot 40 + 2 \cdot 2100 \cdot 0{,}95} = 27{,}38 \text{ см}.$$

Расстояние a_1 от точки приложения равнодействующей усилия в растянутой арматуре до растянутой грани сечения равно

$$a_1 = \frac{[26{,}1 \cdot 0{,}95 (32{,}6 - 0{,}5 \cdot 26{,}1) + 1{,}5 \cdot 17 \cdot 5{,}76]\, 2100 + 2{,}26 \cdot 3{,}5 \cdot 3400}{(26{,}1 \cdot 0{,}95 + 1{,}52 \cdot 17)\, 2100 + 2{,}26 \cdot 3400} =$$

$$= 12 \text{ см}.$$

Отсюда $h_0 = h - a_1 = 60 - 12 = 48$ см.

Так как $x = 27{,}38$ см $< \xi_R h_0 = 0{,}58 \cdot 48 = 27{,}8$ см (где значение ξ_R найдено из табл. 1), прочность сечения проверяется из условия (32) при

$$W_{пл} = 1{,}17 W = 1{,}17 \cdot 1570 = 1837 \text{ см}^3,$$

$$R_{пр} b x (h' - 0{,}5 x) + R_{ас} F_a' (h' - a') +$$

$$+ R_{аж} [W_{пл} - \delta_c (r - x) (2 h' - r - x)] - R_{пр} \frac{W_{пл}}{2} =$$

$$= 150 \cdot 40 \cdot 27{,}38 (56{,}5 - 0{,}5 \cdot 27{,}38) + 3400 \cdot 2{,}26 \cdot (56{,}5 - 3{,}5) +$$

$$+ 2100 [1837 - 0{,}95 (30 - 27{,}38) \cdot (2 \cdot 56{,}5 - 30 - 27{,}38)] -$$

$$- 150 \frac{1837}{2} = 108{,}7 \text{ тс·м} > N e_1 = 150 \cdot 0{,}719 = 107{,}8 \text{ тс·м},$$

т. е. прочность сечения обеспечивается

Пример 10. Дано: размеры сечения колонны и расположение арматуры по рис. 19, бетон марки М 300 ($R_{пр} = 150$ кгс/см² при $m_{б1} = 1{,}1$; $E_б = 2{,}9 \cdot 10^5$ кгс/см²); жесткая арматура в виде двутавра № 50 из стали класса С 38/23 ($R_{аж} = 2100$ кгс/см²; $E_{аж} = 2{,}1 \times 10^6$ кгс/см²) площадь сечения $F_{аж} = 97{,}8$ см², гибкая арматура из стали класса класса А-III ($R_а = R_{ас} = 3400$ кгс/см²; $E_а = 2 \times 10^6$ кгс/см²) площадью сечения $F_а = F_а' = 2{,}26$ см² (2Ø12); продольные силы: от всех нагрузок $N = 180$ тс, от постоянных и длительных нагрузок $N_{дл} = 150$ тс; изгибающий момент в плоскости оси x: от всех нагрузок $M_x = 19{,}6$ тс·м, от постоянных и длительных нагрузок.

$M_{x\,дл}=12$ тс·м, изгибающий момент в плоскости оси y от кратковременной нагрузки $M_y=M_{y\,кр}=8$ тс·м; расчетная длина равна фактической $l=l_{0x}=l_{0y}=6$ м.

Требуется проверить прочность сечения

Расчет Определим радиусы инерции $r_{пx}$ и $r_{пy}$ в плоскостях осей x и y.

В плоскости оси x $r_{пx}=18$ см (см пример 9).

В плоскости оси y

$$J_{аж\,y}=J_{дв\,y}=1040\ \text{см}^4;$$

$$I_{a\,y}=2F_a\left(\frac{b}{2}-a'\right)^2=2\cdot2{,}26\left(\frac{40}{2}-3{,}5\right)^2=1230\ \text{см}^4;$$

$$I_y=\frac{hb^3}{12}-J_{аж\,y}-J_{a\,y}=\frac{60\cdot40^3}{12}-1040-1230=317\,730\ \text{см}^4;$$

$$J_{п\,y}=J_y+J_{аж}\,n_{аж}+J_{a\,y}\,n_a=317\,730+1040\cdot7{,}24+1230\cdot6{,}9=$$
$$=317\,730+7531+8488=333\,749\ \text{см}^4.\quad\text{(см. пример 9)}$$

$$F_п=3037\ \text{см}^2$$

$$r_{п\,y}=\sqrt{\frac{J_{п\,y}}{F_п}}=\sqrt{\frac{333\,749}{3037}}=10{,}48\ \text{см}.$$

Поскольку $\dfrac{l_{0\,x}}{r_{п.\,x}}=\dfrac{600}{18}=33{,}3>14$ и $\dfrac{l_{0\,y}}{r_{п\,y}}=\dfrac{600}{10{,}48}=$ $=57{,}25>14$, расчет производим с учетом прогиба в плоскостях осей x и y.

В плоскости оси x

По формуле (22) вычисляем $t_{min\,x}$

$$t_{min\,x}=0{,}5-0{,}01\ \frac{l_{0\,x}}{h}-0{,}001\,R_{пр}=0{,}5-0{,}01\ \frac{600}{60}-$$
$$-0{,}01\cdot150=0{,}25.$$

Эксцентрицитет e_0 продольной силы в плоскости оси x равен

$$e_{0\,x}=\frac{M_x}{N}=\frac{1\,960\,000}{180\,000}=10{,}89\ \text{см},$$

так $\dfrac{e_{0\,x}}{h}=\dfrac{10{,}89}{60}=0{,}182<t_{min\,x}=0{,}25$, применяем $t_x=0{,}25$.

Коэффициент $k_{дл\,x}$ равен:

$$k_{дл\,x}=1+\frac{M_{1\,x\,дл}}{M_{1\,x}}=1+\frac{M_{x\,дл}+N_{дл}\left(\dfrac{h'-a'}{2}\right)}{M_x+N\left(\dfrac{h'-a'}{2}\right)}=$$

$$=1+\frac{1200000+150000\cdot\dfrac{56{,}5-3{,}5}{2}}{160000+180000\cdot\dfrac{56{,}5-3{,}5}{2}}=1{,}812.$$

Величину критической силы $N_{кр\,x}$ определяем по формуле (21), принимая из примера 9 $J_x = J = 677\,540$ см^4; $J_{аж\,x}\,n_{аж} = 284\,500$ см^4.

$$J_{a\,x}\,n_a = 21900 \text{ см}^4.$$

$$N_{кр\,x} = \frac{6{,}4\,E_б}{l_{0\,x}^2}\left[\frac{J_x}{k_{дл\,x}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+t_x}+0{,}1\right)+J_{аж\,x}\,n_{аж}+J_{a\,x}\,n_a\right] =$$

$$= \frac{6{,}4\cdot 2{,}9\cdot 10^5}{600^2}\left[\frac{677\,540}{1{,}812}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+0{,}25}+0{,}1\right)+284\,500+21\,900\right] =$$

$$= 2378 \text{ тс}.$$

Отсюда коэффициент η_x равен:

$$\eta_x = \frac{1}{1-\dfrac{N}{N_{кр\,x}}} = \frac{1}{1-\dfrac{180}{2378}} = 1{,}082.$$

Аналогично определяем коэффициент η_y

$$t_{\min} = 0{,}5 - 0{,}01\,\frac{l_{0\,y}}{b} - 0{,}001\,R_{пр} = 0{,}5 - 0{,}01\,\frac{600}{40} -$$

$$- 0{,}001\cdot 150 = 0{,}2.$$

$$e_{0\,y} = \frac{M_y}{N} = \frac{800000}{180000} = 4{,}44 \text{ см}.$$

Так как $\dfrac{e_{0\,y}}{b} = \dfrac{4{,}44}{40} = 0{,}11 < t_{\min} = 0{,}2$, принимаем $t_y = 0{,}2$.

$$k_{дл\,y} = 1 + \frac{N_{дл}\,\dfrac{b'-a'}{2}}{M_y + N\,\dfrac{b'-a'}{2}} =$$

$$= 1 + \frac{150\,000\,\dfrac{36{,}5-3{,}5}{2}}{800\,000 + 180\,000\,\dfrac{36{,}5-3{,}5}{2}} = 1{,}713;$$

$$N_{кр\,y} = \frac{6{,}4\,E_б}{l_{0\,y}^2}\left[\frac{J_y}{k_{дл\,y}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+t}+0{,}1\right)+J_{аж\,y}\,n_{аж}+J_{a\,y}\,n_a\right] =$$

$$= \frac{6{,}4\cdot 2{,}9\cdot 10^5}{600^2}\left[\frac{317\,730}{1{,}713}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+0{,}2}+0{,}1\right)+7531+8488\right] =$$

$$= 529 \text{ тс};$$

отсюда коэффициент η_y равен:

$$\eta_y = \frac{1}{1-\dfrac{N}{N_{кр\,y}}} = \frac{1}{1-\dfrac{180}{529}} = 1{,}515.$$

Проверяем условие (38) для каждой плоскости симметрии

$$\frac{e_{0x}\,\eta_x\,h}{r^2_{\text{п}\,x}} = \frac{10{,}89\cdot 1{,}082\cdot 60}{18^2} = 2{,}182 < 3;$$

$$\frac{e_{0y}\,\eta_y\cdot b}{r^2_{\text{п}\,y}} = \frac{4{,}44\cdot 1{,}515\cdot 40}{(10{,}48)^2} = 2{,}45 < 3.$$

Так как это условие выполняется для каждой плоскости и при этом

$$\frac{h_{\text{ж}}}{h} = \frac{50}{60} > 0{,}5 \quad \text{и} \quad \frac{b_{\text{ж}}}{b} = \frac{17}{40} > 0{,}2,$$

расчет производим из условия (40) настоящего Руководства.

Из формулы (37) имеем $N_{\text{пр}}$:

$$N_{\text{пр}} = R_{\text{пр}}\,(b\,h - F_{\text{аж}} - 2\,F_{\text{а}}) + R_{\text{аж}}\,F_{\text{аж}} + 2\,R_{\text{ас}}\,F_{\text{а}} -$$

$150\ (40\cdot 60 - 97{,}8 - 4{,}52) + 2100\cdot 97{,}8 + 2\cdot 2{,}26\cdot 3400 = 565{,}4$ тс.

$k = 1{,}1$ (для стали класса С 38/23).

По формуле (36) определяем значения N_x, N_y и $N_{\text{ц}}$.

$$N_x = \frac{k\,N_{\text{пр}}}{1 + \dfrac{e_{0x}\,\eta_x\,h}{2{,}5\,r^2_{\text{п}\,x}}} = \frac{1{,}1\cdot 565{,}4}{1 + \dfrac{2{,}182}{2{,}5}} = 332 \text{ тс};$$

$$N_y = \frac{k\,N_{\text{пр}}}{1 + \dfrac{e_{0y}\,\eta_y\cdot b}{2{,}5\,r^2_{\text{п}\,y}}} = \frac{1{,}1\cdot 565{,}4}{1 + \dfrac{2{,}45}{2{,}5}} = 314{,}1 \text{ тс}.$$

Значение $N_{\text{ц}}$ определяем при эксцентрицитете $e_0\eta$, равном $\frac{b}{30} = \frac{40}{30} = 1{,}33$ см в плоскости оси y (т. е. в направлении минимальной жесткости):

$$N_{\text{ц}} = \frac{1{,}1\cdot 565{,}4}{1 + \dfrac{1{,}33\cdot 40}{2{,}5\cdot 10{,}48^2}} = 520{,}89 \text{ тс}.$$

Проверяем условие (40)

$$\frac{1}{\dfrac{1}{N_x} + \dfrac{1}{N_y} - \dfrac{1}{N_{\text{ц}}}} = \frac{1}{\dfrac{1}{332} + \dfrac{1}{314{,}1} - \dfrac{1}{520{,}89}} =$$

$$= 234{,}2 \text{ тс} > N = 180 \text{ тс},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

4. РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ЖЕСТКОЙ АРМАТУРОЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

4.1. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента с жесткой арматурой, производится:

для выявления необходимости проверки ширины раскрытия трещин;

для выбора способа расчета по деформациям (см. п. 4.7).

В обоих случаях в расчет вводятся нагрузки с коэффициентом перегрузки $n=1$.

4.2. Для изгибаемых элементов усилия, вызывающие появление трещин, нормальных к продольной оси, определяются исходя из следующих положений:

сечение после деформаций остается плоским;

наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна бетона равно $\frac{2R_{p\,II}}{E_б}$;

эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны треугольная, напряжения в бетоне растянутой зоны распределены равномерно и равны по величине R_{pII}.

4.3. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси изгибаемых элементов, производится из условия

$$M \leqslant M_т, \tag{41}$$

где $M_т$ — момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин и определяемый по формуле

$$M_т = R_{p\,II}\, W_т, \tag{42}$$

где $W_т$ — момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна, определяемый с учетом неупругих деформаций растянутого бетона $W_т$ определяется в соответствии с указаниями главы СНиП II-21-75, с учетом жесткой арматуры.

Для элементов с $\mu = \frac{F_а + F'_а + F_{аж}}{b\,h} > 0{,}02$ условие (41) можно не проверять, принимая, что при нагрузках, соответствующих стадии определения ширины раскрытия трещин и деформаций, трещины в растянутой зоне имеются.

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

4.4. Проверка ширины раскрытия трещин не требуется, если при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок трещины не образуются (см. п. 4.3)

Расчет по ширине раскрытия трещин в общем случае производится два раза: при проверке длительного раскрытия трещин и при проверке кратковременного раскрытия трещин.

Для изгибаемых элементов, эксплуатируемых в неагрессивной среде, допускается расчет производить только один раз:

если $\frac{M_{дл}}{M_п} > \frac{2}{3}$, проверяется длительное раскрытие трещины от действия момента $M_{дл}$,

если $\frac{M_{дл}}{M_п} \leqslant \frac{2}{3}$, проверяется кратковременное раскрытие трещины от действия момента $M_п$.

Здесь $M_{дл}$ и $M_п$ — соответственно моменты от постоянных и длительных нагрузок и от полной нагрузки.

Для монолитных конструкций ширина раскрытия трещин определяется при действии нагрузок без учета собственного веса.

4.5 Ширина раскрытия трещин $a_т$, мм, нормальных к продольной оси изгибаемого элемента, на уровне наиболее растянутых стержней гибкой арматуры определяется по формуле

$$a_т = c_д \frac{\sigma_а}{E_а} 25\,(3{,}5 - 100\,\mu)\sqrt[3]{d_{пр}}, \qquad (43)$$

где $c_д$ — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки и принимаемый равным:

а) при расчете на действие постоянных и длительных нагрузок $c_д = 1{,}5$;

б) при расчете на действие полной нагрузки

$$c_д = 1 + 0{,}5 \frac{M_{дл}}{M_п};$$

$\sigma_а$ — напряжение в стержнях крайнего ряда растянутой арматуры, вычисляемое по формуле

$$\sigma_а = \frac{M n_а}{J_п} y, \qquad (44)$$

$$n_а = \frac{E_а}{E'_б} \quad (E'_б \text{ см. п. 4.7}),$$

где $J_п$ — момент инерции приведенного сечения, определяемого в соответствии с указаниями пп 4.7 и 4.9, относительно его центра тяжести;

y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести наиболее растянутого ряда стержней арматуры;

μ — коэффициент армирования сечения, принимаемый равным отношению площади всей растянутой арматуры к площади бетона без учета сжатых свесов полок

$$\left(\mu = \frac{F^р_{аж} + F_а}{b h + (b_ш - b) h_п}\right), \text{ но не более } 0{,}02;$$

$F^р_{аж}$ и $F_а$ — определяются с учетом указаний пп. 4.7 и 4.9.

$d_{пр}$ — приведенный диаметр жесткой и гибкой арматуры, расположенной в растянутой зоне, определяемый по формуле

$$d_{пр} = \frac{4\,(F^{р}_{аж} + F_а)}{П_а};$$

$П_а$ — периметр жесткой и гибкой арматуры, расположенной в растянутой зоне.

В формулу (43) $d_{пр}$ подставляется в мм.

РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

4 6 Деформации (прогибы, углы поворота) железобетонных элементов с жесткой арматурой вычисляются по формулам строительной механики, при этом определяются входящие в них кривизны по рекомендациям настоящего раздела.

Если при нагрузках, соответствующих стадии определения деформаций, прогиб жесткой арматуры как металлической конструкции окажется меньше установленного в главе СНиП II-21-75, то допускается не проверять прогиб железобетонного элемента.

4 7. Кривизны подсчитываются:

а) для элементов, в которых не образуются в растянутой зоне трещины, нормальные к продольной оси элемента (см. п. 4 3), как для сплошного упругого тела; при этом в расчет вводят полное сечение бетона и площадь сечения всей продольной арматуры, умноженной на отношение модуля упругости арматуры $E_{аж}$ ($E_а$) к модулю упругости бетона $E'_б = E_б \nu$, где ν — см. п. 4.8;

б) для элементов, в которых образуются в растянутой зоне трещины, нормальные к продольной оси элемента, кривизны вычисляются так же, как по подпункту «а», но в расчет не вводится площадь растянутого бетона.

4 8 Кривизны изгибаемых элементов $\frac{1}{\rho}$ определяются по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{J_п E_б \bar{\nu}}, \qquad (45)$$

где $J_п$ — момент инерции приведенного сечения, определяемого в соответствии с указаниями пп 4.7 и 4.9, относительно его центра тяжести; $\bar{\nu}$ — коэффициент упругости бетона, принимаемый равным $\bar{\nu}=0{,}85$ при кратковременном, $\bar{\nu}=0{,}4$ при длительном действии нагрузки.

4 9. Расстояние x от нейтральной линии (центра тяжести приведенного сечения) до сжатой грани определяется по формулам:

а) для элементов без трещин в растянутой зоне:

$$x = \frac{S'_п}{F_п}, \qquad (46)$$

где $S'_п$ и $F_п$ — статический момент приведенного сечения относительно сжатой грани бетона и площадь приведенного сечения, определяемые в соответствии с указаниями п. 4.7а;

б) для элементов с трещинами в растянутой зоне:

$$x = -\frac{\overline{F}_{\text{п}}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\overline{F}_{\text{п}}}{b}\right)^2 + \frac{2\,S_{\text{п}}}{b}}, \qquad (47)$$

где $\overline{F}_{\text{п}}$ — сумма приведенных площадей жесткой и гибкой арматуры, а также площади сжатых свесов бетона;

$S_{\text{п}}$ — статический момент площади $\overline{F}_{\text{п}}$ относительно сжатой грани сечения.

4.10. При одновременном действии кратковременной и длительной нагрузок полная кривизна $\frac{1}{\rho}$ определяется по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_{\text{к}}} + \frac{1}{\rho_{\text{д}}}, \qquad (48)$$

где $\frac{1}{\rho_{\text{к}}}$ и $\frac{1}{\rho_{\text{д}}}$ — соответственно кривизны от кратковременных нагрузок и от длительного действия постоянных и длительных нагрузок.

4.11. По найденным значениям кривизны прогиб элементов определяется в соответствии с указаниями главы СНиП II-21-75

Для элементов постоянного сечения допускается прогиб f определять по формуле

$$f = \frac{1}{\rho_{\text{с}}}\, s\, l^2, \qquad (49)$$

где $\frac{1}{\rho_{\text{с}}}$ — кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом от нагрузки, при которой определяется прогиб;

s — коэффициент, определяемый по табл 2;

l — пролет элемента

Если расчет ведется для случая загружения, не указанного в табл 2, то прогиб f может быть вычислен по правилам сопромата, принимая жесткость на участках, в пределах которых изгибающий момент не меняет знака, постоянной и равной

$$M_{\max} \Big/ \frac{1}{\rho_{\max}}.$$

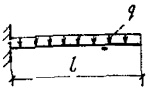
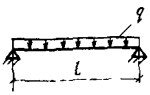
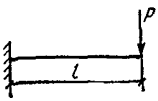
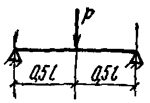
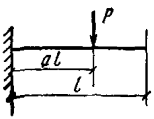
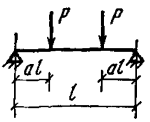
4.12 В монолитных конструкциях с жесткой арматурой прогиб f определяется по формуле

$$f = f_{\text{ж}} + f_{\text{с}}, \qquad (50)$$

где $f_{\text{ж}}$ — прогиб железобетонного элемента, вычисленный согласно пп. 4 7—4 11 от действия нагрузки, соответствующей стадии определения деформаций без учета собственного веса;

$f_{\text{с}}$ — прогиб жесткой арматуры от постоянно действующей нагрузки до приобретения бетоном кубиковой прочности 100 кг/см² (с учетом собственного веса конструкции и веса опалубки).

Таблица 2

Схема загружения консоли	s	Схема загружения свободно опертой балки	s
	$\frac{1}{4}$		$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{3}$		$\frac{1}{12}$
	$a\left(\frac{1}{2}-\frac{a}{6}\right)$		$\frac{1}{8}-\frac{a^2}{6}$

Примеры расчета

РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

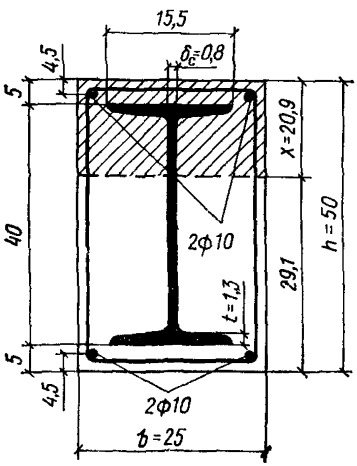


Рис. 20. К примерам расчета 11и 12

Пример 11. Дано: железобетонная монолитная балка с размерами поперечного сечения по рис. 20; бетон марки М 300 ($E_б=2{,}9\cdot10^5$ кг/см²) жесткая арматура — двутавр № 40 из стали класса С 38/23 ($E_{аж}=2{,}1\cdot10^6$ кг/см²; $F_{аж}=72{,}6$ см²; $J_{аж}=19\,062$ см⁴); гибкая арматура растянутая и сжатая 2⌀10 из стали класса А-III ($F_а=F'_а=1{,}57$ см²; $E_а=2\cdot10^6$ кг/см²); момент от полной нагрузки без учета собственного веса $M_п=24{,}7$ тс·м, в том числе момент от постоянных и длительных нагрузок $M_{дл}=18$ тс·м; влажностный режим нормальный (влажность воздуха выше 40%).

Требуется рассчитать балку по раскрытию трещин.

Расчет. Поскольку

$$\mu = \frac{F_{аж} + F_а + F'_а}{b\,h} = \frac{72{,}6 + 1{,}57 + 1{,}57}{25 \cdot 50} = 0{,}06 > 0{,}02,$$

в соответствии с п. 4.3 в растянутой зоне бетона образуются трещины, проверка ширины раскрытия которых необходима.

Так как

$$\frac{M_{дл}}{M_п} = \frac{18}{24{,}7} = 0{,}73 > \frac{2}{3} = 0{,}67,$$

согласно п. 4.4 расчет по раскрытию трещин производится только на действие момента $M_{дл}$.

Определяем момент инерции $J_п$ приведенного сечения, не вводя в расчет площадь бетона растянутой зоны. Для этого вычисляем коэффициенты приведения площади арматуры к бетону $n_{аж}$, $n_а$, а также величины $\overline{F}_п$, $\overline{S}_п$ и $\overline{x}$.

$$E'_б = E_б \overline{\nu} = 2{,}9 \cdot 10^5 \cdot 0{,}4 = 1{,}16 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2;$$

$$n_{аж} = \frac{E_{аж}}{E'_б} = \frac{2{,}1 \cdot 10^6}{1{,}16 \cdot 10^5} = 18{,}1;$$

$$n_а = \frac{E_а}{E'_б} = \frac{2 \cdot 10^6}{1{,}16 \cdot 10^5} = 17{,}2;$$

$$\overline{F}_п = F_{аж}\, n_{аж} + F_а \cdot n_а + F'_а\, n_а = 72{,}6 \cdot 18{,}1 + 1{,}57 \cdot 17{,}2 + 1{,}57 \cdot 17{,}2 = 1315 + 27 + 27 = 1369 \text{ см}^2;$$

$$\overline{S}_п = F_{аж}\, n_{аж}\, \frac{h}{2} + F_а\, n_а\, (h - a) + F'_а\, n_а\, a' = 1315 \cdot \frac{50}{2} + 27\ (50 - 4{,}5) + 27 \cdot 4{,}5 = 34\,380 \text{ см}^3;$$

$$x = -\frac{\overline{F}_п}{b} + \sqrt{\left(\frac{\overline{F}_п}{b}\right)^2 + \frac{2\,\overline{S}_п}{b}} = -\frac{1369}{25} + \sqrt{\left(\frac{1369}{25}\right)^2 + \frac{2 \cdot 34\,380}{25}} = 20{,}9 \text{ см};$$

$$J_п = \frac{b\,x^3}{3} + J_{аж}\, n_{аж} + F_{аж}\, n_{аж} \left(\frac{h}{2} - x\right)^2 + F_а\, n_а \times (h - a - x)^2 + F'_а\, n_а\, (x - a')^2 = \frac{25 \cdot 20{,}9^3}{3} + 19\,062 \cdot 18{,}1 + 1315 \left(\frac{50}{2} - 20{,}9\right)^2 + 27\ (50 - 4{,}5 - 20{,}9)^2 + 27\ (20{,}9 - 4{,}5)^2 = 469\,000 \text{ см}^4.$$

Определяем напряжение в крайних растянутых стрежнях арматуры

$$\sigma_a = \frac{M \cdot n_a}{J_п} y = \frac{1\,800\,000 \cdot 17{,}2}{469\,000} (50 - 4{,}5 - 20{,}9) = 1640 \text{ кг/см}^2.$$

Находим значение приведенного диаметра $d_{пр}$.
Для этого определяем площадь арматуры, расположенной в растянутой зоне, $F^р_{аж} + F_a$ и ее периметр $П_a$.

$$F^р_{аж} = (50 - 20{,}9 - 5 - 1{,}3)\ 0{,}8 + 15{,}5 \cdot 1{,}3 = 38{,}4 \text{ см}^2;$$

$$П_a = (50 - 20{,}9 - 5 - 1{,}3) \cdot 2 + 15{,}5 + (15{,}5 - 0{,}8) + 2 \cdot 3{,}14 \cdot 1 = 82 \text{ см};$$

$$d_{пр} = \frac{4\ (F^р_{аж} + F_a)}{П_a} = \frac{4\ (38{,}4 + 1{,}57)}{82} = 1{,}95 \text{ см} = 19{,}5 \text{ мм}.$$

Вычисляем ширину раскрытия трещин $a_т$. Для этого определяем μ

$$\mu = \frac{F^р_{аж} + F_a}{b\,h} = \frac{38{,}4 + 1{,}57}{25 \cdot 50} = 0{,}032 > 0{,}02.$$

Принимаем $\mu = 0{,}02$.

$$a_т = c_д \frac{\sigma_a}{E_a} 25\ (3{,}5 - 100\,\mu) \sqrt[3]{d_{пр}} = 1{,}5 \cdot \frac{1640}{2 \cdot 10^6} \times$$

$$\times 25\ (3{,}5 - 100 \cdot 0{,}02) \sqrt[3]{19{,}5} = 0{,}125 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого значения $a_{т\,дл} = 0{,}3$ мм.

Пример 12. По данным примера 11 необходимо определить прогиб балки от постоянной и длительной нагрузок $M_{дл} = 18$ тс·м; нагрузка от собственного веса и веса опалубки $q = 1300$ кг/м; вся нагрузка равномерно распределенная; расчетный пролет 6 м, перекрытие с ребристым потолком.

Расчет. Полный прогиб балки определяем согласно указаниям п. 4.12.

Вычисляем значение прогиба $f_ж$. Из примера 11 известно, что момент инерции $J_п$ приведенного сечения, определяемый без учета бетона растянутой зоны, равен $J_п = 469\,000$ см^4, а $E_б\nu = 1{,}16 \cdot 10^5$ кг/см^2.

Кривизну $\frac{1}{\rho}$ от действия постоянных и длительных нагрузок без учета собственного веса определяем по формуле (45)

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_{дл}}{J_п E_б \nu} = \frac{1\,800\,000}{469\,000 \cdot 1{,}16 \cdot 10^5} = 3 \cdot 34 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{см}}.$$

Прогиб $f_ж$ находим по формуле (49). Согласно табл. 2 коэффициент $S = \frac{5}{48}$.

$$f_{ж} = \frac{1}{\rho_в} s l^2 = 3 \cdot 34 \cdot 10^{-5} \frac{5}{48} \cdot 600^2 = 1{,}25 \text{ см}.$$

Прогиб f_c определяем по формуле

$$f_c = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E_{аж} J_{аж}} = \frac{5}{384} \frac{13 \cdot 600^4}{2{,}1 \cdot 10^6 \ 19\,062} = 0{,}55 \text{ см}.$$

Полный прогиб балки равен:
$f = f_{ж} + f_c = 1{,}25 + 0{,}55 = 1{,}8$ см $< 2{,}5$ см (2,5 см — предельно допустимый прогиб согласно главе СНиП II-21-75)

5. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

МИНИМАЛЬНЫЕ РАЗМЕРЫ СЕЧЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ

5.1 Минимальные размеры сечения железобетонных элементов с жесткой арматурой, определяемые из расчета по действующим усилиям и соответствующим предельным состояниям, рекомендуется назначать с учетом экономических требований, унификации опалубки и армирования, а также технологии изготовления конструкций.

5.2. Принятые размеры сечения железобетонных элементов должны обеспечивать соблюдение требований по расположению арматуры в сечении (в части защитных слоев и т. п.) и по анкеровке арматуры.

5.3. Размеры сечений сжатых железобетонных элементов с жесткой арматуры рекомендуется принимать такими, чтобы их гибкость $\lambda = \frac{l_0}{r_п}$ в любом направлении не превышала 80.

Минимальную толщину монолитных плит следует принимать в соответствии с главой СНиП II-21-75.

ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ БЕТОНА

5.4. Толщина защитного слоя для жесткой арматуры должна быть не менее 50 мм.

5.5. Для конструкций, работающих в агрессивных средах, толщину защитного слоя следует назначать с учетом требований главы СНиП II-28-73 «Защита строительных конструкций от коррозии».

При назначении толщины защитного слоя бетона следует также учитывать требования главы СНиП II-А.5-70 «Противопожарные нормы проектирования здания и сооружений».

РАССТОЯНИЯ МЕЖДУ ОТДЕЛЬНЫМИ ВЕТВЯМИ ЖЕСТКОЙ АРМАТУРЫ И ОТДЕЛЬНЫМИ СТЕРЖНЯМИ ГИБКОЙ АРМАТУРЫ

5.6. Расстояния в свету между отдельными ветвями жесткой арматуры и между отдельными стержнями гибкой арматуры назначаются с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси.

5.7. При армировании двумя швеллерами, обращенными стенками друг к другу, расстояние между последними рекомендуется принимать не менее 80 мм. При армировании двумя двутаврами или двумя швеллерами, обращенными друг к другу полками, зазор между полками рекомендуется принимать не менее 50 мм

Расстояния в свету между гибкими стержнями следует принимать в соответствии с указаниями главы СНиП II-21-75.

Если гибкая арматура не приваривается к жесткой, то расстояние между ними принимается как расстояние между гибкими стержнями в соответствии с требованиями главы СНиП II-21-75.

ПРОДОЛЬНОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ

5.8. Наибольший процент армирования колонн продольной жесткой и гибкой арматурой рекомендуется не более 15, за исключением ядрового армирования, где процент армирования рекомендуется не более 25.

5.9. При выборе типа жесткой арматуры рекомендуется ориентироваться на более полное использование в работе ее сечения.

Жесткую арматуру типа сердечник, крестового и крестово-диагонального и коробчатого сечения рекомендуется применять при малых эксцентрицитетах с соблюдением рекомендаций п. 3.31 настоящего Руководства.

5.10. Гибкую продольную арматуру следует устанавливать во всех случаях.

Диаметр продольных гибких рабочих стержней сжатых элементов монолитных конструкций должен быть не менее 12 мм, и, как правило, не более 40 мм. Должны соблюдаться и другие требования к продольной гибкой арматуре, приведенные в главе СНиП II-21-75.

ПОПЕРЕЧНОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ

5.11. Поперечная гибкая арматура должна устанавливаться либо по расчету в соответствии пп. 3.15—3.23 настоящего Руководства, либо согласно конструктивным требованиям, приведенным в главе СНиП II-21-75. Кроме того, в сжатых элементах диаметр хомутов рекомендуется принимать не менее 8 мм и приваривать их к продольной гибкой арматуре с шагом не более половины меньшего размера сечения, но не более 200 мм.

АНКЕРОВКА АРМАТУРЫ

5.12. Анкеровка жесткой арматуры ригеля обеспечивается либо жестким присоединением ее к жесткой арматуре колонн, либо устройством специальной анкеровки на свободных концах ригеля. Специальная анкеровка жесткой арматуры ригеля осуществляется приваркой к верхней полке профилей анкеров на участке от торца жесткой арматуры до места пересечения верхней полки с расчетным наклонным сечением.

Анкеровку можно применять из арматурных стержней, приваренных к жесткой арматуре втавр или внахлестку или из уголков, пластин, подкрепленных ребрами жесткости (жесткий упор). Возможно также сочетание анкерных стержней, приваренных втавр с жесткими упорами.

Конструктивные требования к анкерам из арматурных стержней аналогичны требованиям к анкерам закладных деталей, приведенных в главе СНиП II-21-75.

Конструкция жестких упоров должна обладать достаточной жесткостью для равномерной передачи сжимающих усилий на бетон. Расстояния в свету между жесткими упорами на уровне

площадки смятия бетона должны быть не менее 3,5-кратной расчетной высоты этой площадки. Конструкции жестких упоров можно применять различных видов, но площадка смятия бетона упором не должна иметь выступов, способствующих раскалыванию бетона. Общая высота стальной балки с жесткими упорами должна быть не менее $^2/_3$ высоты сечения железобетонной балки.

5.13. Анкеровка гибкой арматуры должна приниматься согласно указаниям главы СНиП II-21-75.

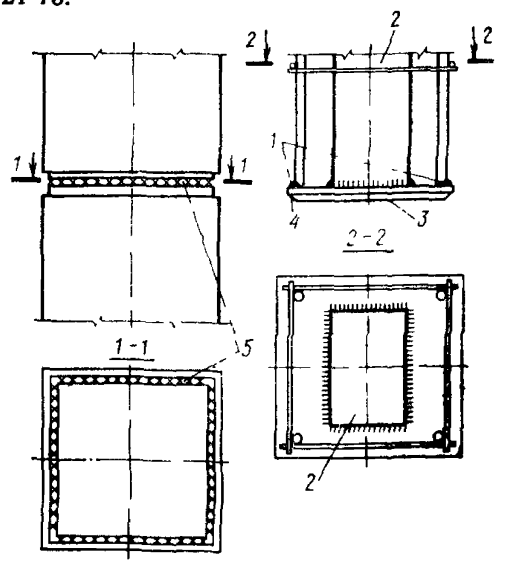
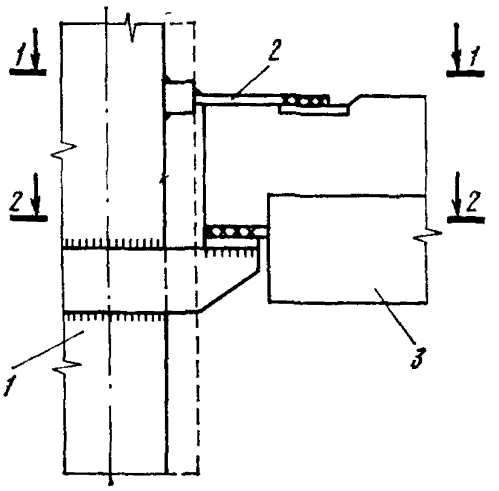


Рис. 21. Стык железобетонных колонн с жесткой арматурой типа сердечник

1 — полуавтоматическая сварка гибкой арматуры; *2* — жесткая *арматура типа сердечник; 3* — линия пристрожки; *4* — срез для сварки торцовых листов; *5* — монтажная сварка



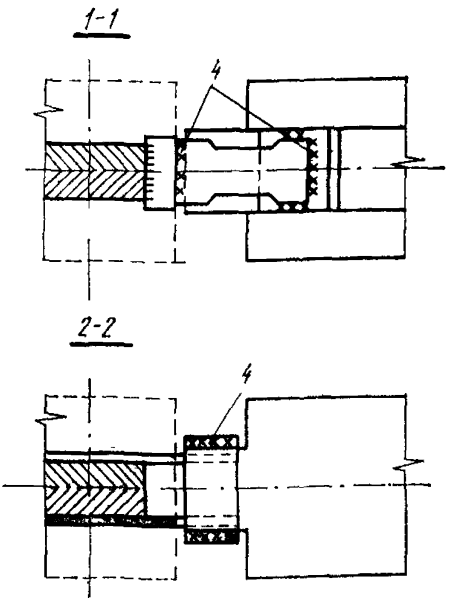


Рис. 22. Стык ригеля с железобетонной колонной с жесткой арматурой

1 — жесткая арматура типа сердечник, *2*— стальная накладка; *3* — ригель; *4* — монтажная сварка

СТЫКИ ЭЛЕМЕНТОВ

5.14. Стыки жесткой арматуры должны обеспечивать передачу расчетных усилий в местах соединения элементов.

Конструкция соединения элементов жесткой арматуры между собой выполняется в соответствии с требованиями, предъявляемыми к соединениям металлических конструкций с учетом технологии обетонирования.

5.15. Стыки гибкой арматуры должны приниматься в соответствии с указаниями главы СНиП II-21-75.

5.16. Стык железобетонных колонн с жесткой арматурой типа сердечник и стык сборного ригеля с колонной рекомендуется выполнять в соответствии с рис. 21 и 22.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Предисловие	3
Основные буквенные обозначения	4
1. Основные положения	6
2. Материалы	6
3. Расчет по прочности железобетонных элементов с жесткой арматурой	7
4. Расчет изгибаемых железобетонных элементов с жесткой арматурой по предельным состояниям второй группы	44
5. Конструктивные требования	51

НАУЧНО ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ИНСТИТУТ БЕТОНА
И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА
ГОССТРОЯ СССР (НИИЖБ)

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО
ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
И ПРОЕКТНО ЭКСПЕРИМЕН
ТАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ
И СООРУЖЕНИЙ ГОССТРОЯ
СССР (ЦНИИПРОМЗДАНИЙ)

РУКОВОДСТВО
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
С ЖЕСТКОЙ АРМАТУРОЙ

Редакция инструктивно нормативной литературы
Зав редакцией Г А Жигачева
Редактор Л Т Калачева
Мл редактор Л Н Козлова
Технические редакторы Р Т Никишина, Н Г Бочкова
Корректоры Г А Кравченко, Л П Бирюкова

Сдано в набор 4/VIII 1977 г Подписано в печать 29/XII 1977 г
Т 21166 Формат 84×108¹/₃₂ д л Бумага типографская № 3
2,94 усл печ л (3,16 уч -изд л) Тираж 40 000 экз
Изд № XII—7030 Зак № 452 Цена 15 коп

Стройиздат
103006, Москва, Каляевская, 23а

Подольский филиал ПО «Периодика» Союзполиграфпрома
при Государственном комитете Совета Министров СССР
по делам издательств полиграфии и книжной торговли
г Подольск, ул Кирова, д 25

gost.e-ecolog.ru