НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГОССТРОЯ СССР

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ
ПО РАСЧЕТУ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

НИИСК
КИЕВ 1983

gost.e-ecolog.ru

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГОССТРОЯ СССР

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Одобрены секцией № 1 Научно-технического совета
НИИСК Госстроя СССР
Протокол № 14 от 18 мая 1983 года

НИИСК
КИЕВ 1983

УДК 624.012.4:624.93

Даны рекомендации по расчету прочности, трещиностойкости и деформативности внецентренно сжатых, внецентренно растянутых и изгибаемых сборно-монолитных стержневых конструкций. В качестве иллюстрации даны примеры расчета. Проведено сопоставление расчетных данных, полученных по предлагаемым формулам и нормативной методике, с опытными. Настоящие методические рекомендации распространяются на тяжелый бетон, мелкозернистый бетон и легкий бетон плотной структуры.

Рассчитаны на инженеров-проектировщиков, студентов вузов и факультетов строительного профиля.

Разработаны д-ром техн. наук А.Б.Голышевым (НИИСК Госстроя СССР) и кандидатами техн.наук В.П.Полищуком (Курский ПИ), Я.Г.Сунгатуллиным (Казанский ИСИ), В.Ф.Усмановым (СамГАСИ), А.В.Харченко (НИИСК Госстроя СССР).

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

Изд. № 31-83

© Научно-исследовательский институт строительных конструкций (НИИСК) Госстроя СССР, 1983

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. В настоящих методических рекомендациях рассматриваются сборно-монолитные конструкции, состоящие из заранее изготовленных преднапряженных сборных элементов (рассчитаны на восприятие нагрузок, возникающих в период строительства) и дополнительно уложенных на месте использования конструкции монолитного бетона и арматуры (рис. I).

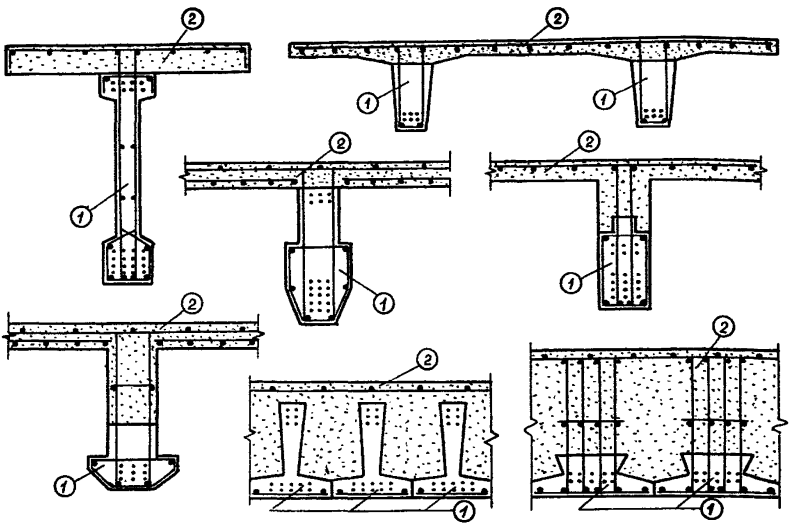


Рис. I. Поперечные сечения конструкций
I - преднапряженные сборные элементы; 2 - монолитный бетон

I.2. Сборно-монолитные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по прочности, по образованию и раскрытию трещин и по деформациям.

Расчет производится для двух стадий работы конструкции:

а) до приобретения монолитным бетоном заданной прочности - на нагрузки, действующие на данном этапе возведения конструкции (в т.ч. нагрузку от собственного веса сборных элементов и монолитного бетона);

б) после приобретения монолитным бетоном заданной прочности - на нагрузки, действующие на этом этапе возведения и эксплуатации конструкции.

До приобретения монолитным бетоном заданной прочности расчет сборно-монолитных конструкций выполняется по [I2], после - в соответствии с настоящими методическими рекомендациями.

2. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ

2.I. Расчет сборно-монолитных конструкций по прочности производится для сечений, нормальных к продольной оси и наклонных наиболее опасного направления, а также для контактного слоя между сборными элементами и монолитным бетоном.

Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси конструкции

2.2. Определение предельных усилий в нормальных сечениях производится исходя из следующих предпосылок:

в расчет вводится "приведенный" бетон с прочностными и деформативными характеристиками, зависящими от предельной сжимаемости исходных бетонов, геометрии и компоновки сечения;

связь между напряжениями и деформациями "приведенного" бетона, а также напряжениями и деформациями арматурной стали принимается в виде диаграмм рис. 2;

для средних деформаций "приведенного" бетона и арматуры считается справедливой гипотеза плоских сечений;

в качестве расчетного принимается сечение со средней высотой сжатой зоны x, соответствующей средним деформациям;

сопротивление расчетного сечения считается исчерпанным, если деформации крайних сжатых волокон "приведенного" бетона или растянутой арматуры достигают предельных значений.

Эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны расчетного сечения имеет вид прямоугольной трапеции с высотой участка постоянных напряжений, равной λx, где (см. рис. 2,а): при $R_{np}/E < \varepsilon < \varepsilon_{np}$

$$\lambda = \frac{\varepsilon E - R_{np}}{\varepsilon E}; \qquad (I)$$

при $\varepsilon = \varepsilon_{пр}$

$$\lambda = \lambda_{пр} = \frac{\varepsilon_{пр} E - R_{пр}}{\varepsilon_{пр} E}; \qquad (2)$$

ε и $\varepsilon_{пр}$ – расчетные значения относительных деформаций крайних сжатых волокон "приведенного" бетона (соответственно промежуточных и предельных);
$\lambda_{пр}$, E и $R_{пр}$ – расчетные значения соответственно коэффициента пластичности, модуля упругости и призменной прочности "приведенного" бетона.

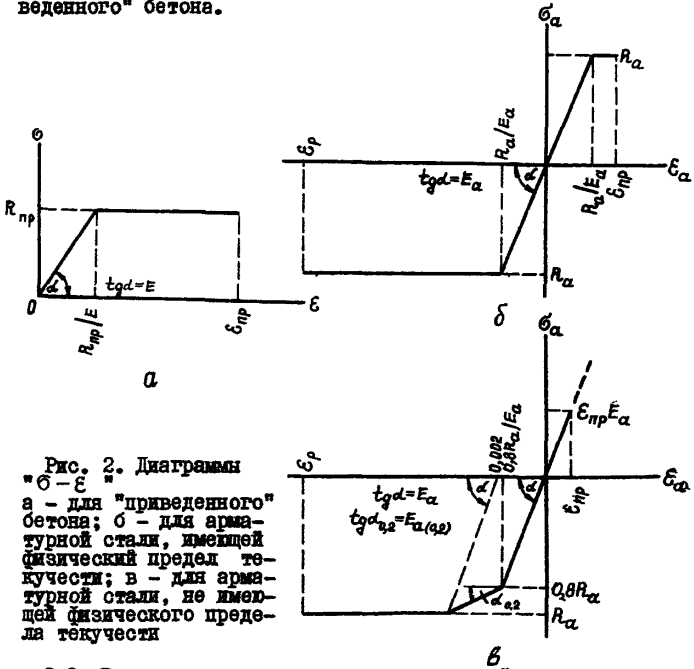


Рис. 2. Диаграммы "$\sigma - \varepsilon$"
а – для "приведенного" бетона; б – для арматурной стали, имеющей физический предел текучести; в – для арматурной стали, не имеющей физического предела текучести

2.3. Расчетные значения прочностных и деформативных характеристик "приведенного" бетона:

призменная прочность в случае внецентренного сжатия при $e_\delta < e_{\delta,я}$

$$R_{пр} = \left[R_{с.пр}\left(1 - \frac{\delta_м}{\delta}\right) + R_{м.пр}\frac{\delta_м}{\delta}\right]\frac{e_\delta}{e_{\delta,я}} + \left(R_{с.пр}\frac{F_c}{F} + R_{м.пр}\frac{F_м}{F}\right)\left(1 - \frac{e_\delta}{e_{\delta,я}}\right); \qquad (3)$$

призменная прочность в случае внецентренного сжатия и растяжения при $e_\delta \geqslant e_{\delta.я}$ и в случае изгиба

$$R_{пр} = R_{с.пр}\left(1 - \frac{S_м}{S}\right) + R_{м.пр}\frac{S_м}{S}; \qquad (4)$$

модуль упругости

$$E = \frac{R_{пр}}{\left[1 - \lambda_{с.пр}\left(1 - \frac{S_м}{S}\right) - \lambda_{м.пр}\frac{S_м}{S}\right]\left[\frac{R_{с.пр}}{E_с(1-\lambda_{с.пр})}\left(1 - \frac{S_м}{S}\right) + \frac{R_{м.пр}}{E_м(1-\lambda_{м.пр})}\cdot\frac{S_м}{S}\right]}; \qquad (5)$$

коэффициент пластичности "приведенного" бетона

$$\lambda_{пр} = \lambda_{с.пр}\left(1 - \frac{S_м}{S}\right) + \lambda_{м.пр}\frac{S_м}{S}, \qquad (6)$$

где S и $S_м$ – статические моменты площади соответственно всей сжатой зоны сечения конструкции и монолитной части указанной зоны относительно нулевой линии при $\xi = \xi_{м.R}$;

e_δ – расстояние от центра тяжести приведенного сечения конструкции (приведение по прочности арматуры и монолитного бетона к бетону сборных элементов) до точки приложения силы N ;

$e_{\delta.я}$ – то же, до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутого (наименее сжатого) края сечения.

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести,

$$\xi_{м.R} = \frac{n_{aм}R_{м.пр}}{n_{aм}R_{м.пр} + (R_a + 0{,}002E_a - \sigma_{1.a})(1-\lambda_{м.пр})}, \qquad (7)$$

а при имеющей физический предел текучести

$$\xi_{м.R} = \frac{n_{aм}R_{м.пр}}{n_{aм}R_{м.пр} + (R_a - \sigma_{1.a})(1-\lambda_{м.пр})}, \qquad (8)$$

где $n_{aм} = E_a/E_м$;

$\sigma_{1.a}$ – полные напряжения в арматуре А на уровне наиболее растянутого ряда к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности с учетом всех потерь [12].

Для определения модулей упругости $E_с$, $E_м$ и E можно пользоваться также табл. 1, а коэффициента $\lambda_{пр}$ – табл. 2.

2.4. Расчетные значения деформаций предельной растяжимости арматурной стали $\varepsilon_р$ допускается принимать равными при:

Проволочной арматуре	0,01
То же, стержневой	0,02

При высокопрочной арматурной стали классов А-IУ, Ат-IУ, А-У, Ат-У, Ат-УI, В-II, Вр-II и К-7 в случае соблюдения условия $\xi < \xi_R$ расчетное сопротивление арматуры R_a умножается на коэффициент условий работы m_{a4} [12], где при арматурной

Таблица I

Вид бетона		Расчетный модуль упругости (E_c, $E_м$, E) 10^{-3} при классе бетона по прочности на сжатие											
		В7,5	В10	В12,5	В15	В20	В25	В30	В35	В40	В45	В50	В55	В60
Тяжелый	Естественного твердения	–	–	13,0	14,5	16,5	18,0	20,0	21,1	21,8	22,8	23,3	23,6	23,9
	Подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	–	–	12,0	13,0	14,5	16,0	18,0	19,0	19,7	20,3	20,8	21,1	21,4
Мелкозернистый	Вида А естественного твердения	–	–	10,7	12,0	13,3	14,5	16,0	17,0	17,7	–	–	–	–
	Вида А, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	–	–	9,7	10,5	12,0	13,0	14,0	14,8	15,5	–	–	–	–
	Вида Б естественного твердения	–	–	9,7	10,5	12,0	13,0	14,0	–	–	–	–	–	–
Легкий	В зависимости от марки по плотности (объемной массе)													
	Д 1400	5,7	6,2	6,6	7,0	7,7	8,4	–	–	–	–	–	–	–
	Д 1800	7,2	7,8	8,4	9,0	10,1	10,8	11,5	12,1	12,6	–	–	–	–
	Д 2200	–	10,5	10,5	11,0	12,2	13,3	14,0	14,5	15,0	–	–	–	–

Таблица 2

Вид бетона	Коэффициент $\lambda_{пр}$ при классе бетона по прочности на сжатие												
	В7,5	В10	В12,5	В15	В20	В25	В30	В35	В40	В45	В50	В55	В60
Тяжелый	–	0,85	0,83	0,81	0,76	0,73	0,68	0,64	0,62	0,60	0,57	0,54	0,51
Мелкозернистый	–	0,75	0,72	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50	0,48	0,45	–	–	–
Легкий (ориентировочно)	0,5	0,47	0,44	0,40	0,33	0,28	0,21	0,15	–	–	–	–	–

стали, не имеющей физического предела текучести,

$$\xi_R = \frac{n_a R_{np}}{n_a R_{np} + (R_a + 0{,}002 E_a - \sigma_{1.a})(1 - \lambda_{np})}, \qquad (9)$$

а при имеющей физический предел текучести

$$\xi_R = \frac{n_a R_{np}}{n_a R_{np} + (R_a - \sigma_{1.a})(1 - \lambda_{np})}; \qquad (10)$$

здесь $n_a = E_a / E$.

Внецентренно сжатые конструкции

2.5. Расчет прочности конструкций произвольного сечения с одной осью симметрии, когда внешняя сила действует в плоскости симметрии (рис. 3,б), производится из условия

$$M_1 + Ne \le R_{np}\left[S_{пл} + \frac{J_{упр} + S_{упр}(h_0 - x)}{(1 - \lambda_{np})x}\right] - \sum_{i=1}^{n} \sigma_{ai} S_{ai}; \qquad (11)$$

высота сжатой зоны и напряжения в арматуре определяются в результате совместного решения уравнений

$$R_{np}\left[F_{пл} + \frac{S_{упр}}{(1 - \lambda_{np})x}\right] - \sum_{i=1}^{n} \sigma_{ai} F_{ai} - N = 0; \qquad (12)$$

$$\sigma_{ai} = \frac{n_{ai} R_{np}(h_{oi} - x)}{(1 - \lambda_{np})x} \pm \sigma_{1.ai}; \qquad (13)$$

$$\sigma_{ai} = K_{ai}\left[\frac{n_{ai} R_{np}(h_{oi} - x)}{(1 - \lambda_{np})x} \pm \sigma_{1.ai} \pm 0{,}008 E_{ai}\right], \qquad (14)$$

где $F_{пл}$ и $S_{пл}$ – соответственно площадь сжатой части сечения, работающей в пластической стадии, и статический момент указанной части относительно центра тяжести сечения стержней наиболее растянутого (наименее сжатого) ряда продольной арматуры;

$S_{упр}$ и $J_{упр}$ – статический момент и момент инерции сжатой части сечения, работающей в упругой стадии, относительно нулевой линии;

S_{ai} – статический момент площади сечения i -го ряда продольной арматуры относительно центра тяжести сечения стержней наиболее растянутого (наименее сжатого) ряда указанной арматуры;

$$K_{ai} = R_{ai} / (R_{ai} + 0{,}01 E_{ai}). \qquad (15)$$

Примечание. При $h_{oi} - x > 0$ в уравнении (14) ставится знак "плюс", при $h_{oi} - x \le 0$ – "минус".

Порядок расчета принимается следующий:

а) задается начальное значение высоты сжатой зоны сечения и при заданном значении x вычисляются характеристики $F_{пл}$ и $S_{упр}$;

б) по формуле (I3) определяются напряжения в арматуре. Если при этом для стержней из стали, не имеющей физического предела текучести, не соблюдается условие $\sigma_{ai} \leq 0,8 R_{ai}$, напряжения в указанных стержнях пересчитываются по формуле (I4). В тех случаях, когда вычисленные по этой формуле напряжения превышают предельное сопротивление R_{ai} , принимается $\sigma_{ai} = R_{ai}$.

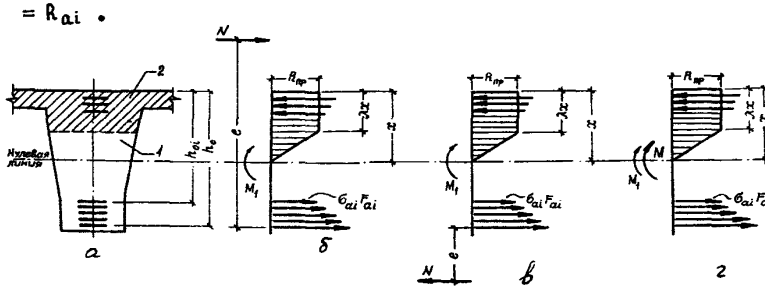


Рис. 3. К расчету прочности нормальных сечений с одной осью симметрии
а – поперечное сечение; б – схема усилий и эпюра напряжений при внецентренном сжатии; в – то же, при внецентренном растяжении; г – то же, при изгибе; I – площадь сжатой части сечения, работающей в упругой стадии; 2 – то же, в пластической

Для стержней из стали, имеющей физический предел текучести, должно соблюдаться условие $\sigma_{ai} \leq R_{ai}$, в противном случае принимается $\sigma_{ai} = R_{ai}$;

в) проверяется условие (I2). Если это условие не выполняется, принимается новое значение x и расчет повторяется до тех пор, пока оно не будет выполняться с заданной точностью;

г) для стержней наиболее напряженного растянутого ряда проверяется условие:

для арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, при $\sigma_{ai} > 0,8 R_{ai}$

$$\frac{R_{np}(h_{oi}-x)}{E(1-\lambda)x}+\frac{\sigma_{1.ai}+0{,}8R_{ai}(k_{ai}-1)}{k_{ai}E_{ai}}\leq\varepsilon_{pi}; \qquad (16)$$

для арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, при $\sigma_{ai}\leq 0{,}8R_{ai}$, а также для стали с физическим пределом текучести

$$\frac{R_{np}(h_{oi}-x)}{E(1-\lambda_{np})x}+\frac{\sigma_{1.ai}}{E_{ai}}\leq\varepsilon_{pi}; \qquad (17)$$

если рассматриваемое условие не выполняется, расчет повторяется с учетом замены в выражениях (II)-(I4) λ_{np} на

$$\lambda=1-\frac{R_{np}(h_{oi}-x)}{\varepsilon_{pi}Ex}; \qquad (18)$$

д) проверяется неравенство (II).

2.6. Расчет прочности конструкций произвольного сечения при любых внешних усилиях (общий случай см. на рис. 4) производится из условия (II), где

e – расстояние от точки приложения силы N до оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр тяжести сечения наиболее растянутого (наименее сжатого) стержня продольной арматуры;

$S_{n\lambda}$ – статический момент площади сжатой части сечения, работающей в пластической стадии, относительно указанной выше оси;

S_{ai} – статический момент площади сечения i-го стержня продольной арматуры относительно той же оси;

β – угол наклона нулевой линии.

Высота сжатой зоны и напряжения в арматуре определяются в результате совместного решения уравнений (I2)-(I4) и дополнительного условия

$$\frac{y_б-y_A}{z_б-z_A}=\frac{y_б-y}{z_б-z}, \qquad (19)$$

обеспечивающего расположение внешней продольной силы и равнодействующих внутренних сжимающих и растягивающих усилий в одной плоскости (см. рис. 4, плоскость I-I).

В формуле (I9):

y и z – координаты точки приложения продольной силы относительно взаимно перпендикулярных осей, проходящих через центр тяжести сечения наиболее растянутого (наименее сжатого) стержня;

y_A и z_A – координаты точки приложения равнодействующей усилий в сжатой арматуре и в бетоне сжатой зоны относительно тех же осей;

$y_б$ и $z_б$ – то же, усилий в растянутой арматуре.

Порядок расчета:

а) задаются начальные значения высоты сжатой зоны сечения x и угла наклона нулевой линии β и при заданных значениях вычисляются характеристики $F_{пл}$ и $S_{упр}$;

б) см. с. 9 ;

в) проверяются условия (I2) и (I4). Если они не выполняются, принимаются новые значения x и β и расчет повторяется до тех пор, пока все указанные выше условия не будут выполняться с заданной точностью;

г и д) см. с. 9 и I0.

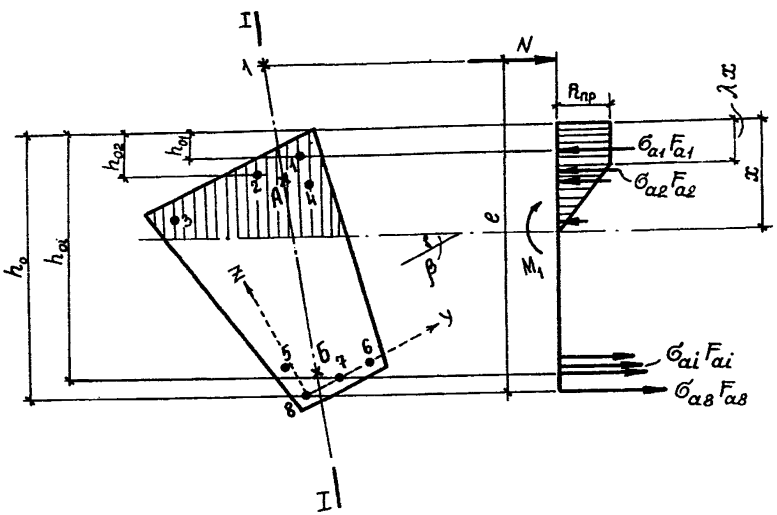


Рис. 4. К расчету прочности нормальных сечений произвольной формы на косое внецентренное сжатие (общий случай)
I – точка приложения продольной силы N ; А – точка приложения равнодействующей усилий в сжатой арматуре и в бетоне сжатой зоны; Б – точка приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре; I–I плоскость, проходящая через точки приложения продольной силы и равнодействующих внутренних сжимающих и растягивающих усилий; 1–8 – арматурные стержни

Внецентренно растянутые конструкции

2.7. Расчет по прочности конструкций произвольного сечения с одной осью симметрии, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии (см. рис. 3,в), производится по формулам (II)-(I5) с учетом замены в уравнении (I2) величины N на $-N$. При этом должно выполняться условие

$$x \geqslant \frac{n_a R_{np} h_o}{n_a R_{np} + \varepsilon_p E_a - \sigma_{1a}}. \qquad (20)$$

Если указанное условие не выполняется, расчет производится по формулам СНиП II-2I-75.

2.8. Расчет прочности конструкций в общем случае производится из условия (II). Высота сжатой зоны и напряжения в арматуре определяются в результате совместного решения уравнений (I2)-(I4) с учетом замены в уравнении (I2) величины N на $-N$, и дополнительного условия (I9).

Порядок расчета изложен в п. 2.6.

Изгибаемые конструкции

2.9. Расчет по прочности конструкций произвольного сечения с одной осью симметрии, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии (см. рис. 3,г), производится по формулам (II)-(I5) с учетом замены в неравенстве (II) величины Ne на M. В уравнении (I2) принимается $N = 0$.

2.I0. Расчет по прочности конструкций в общем случае производится из условия (II) с учетом замены Ne на M. Высота сжатой зоны и напряжения в арматуре определяются в результате совместного решения уравнений (I2)-(I4), полагая в выражении (I2) $N = 0$, и дополнительного условия

$$\frac{y_A - y_B}{z_A - z_B} = \operatorname{tg}\alpha, \qquad (2I)$$

обеспечивающего параллельность плоскости действия моментов внешних и внутренних сил, в котором α - угол наклона плоскости действия изгибающего момента относительно оси z.

Порядок расчета:

а и б) см. п. 2.6.

в) проверяются условия (I2) и (2I). Если эти условия не

выполняются, принимаются новые значения x и β и расчет повторяется до тех пор, пока все указанные выше условия не будут выполняться с заданной точностью;

г и д) см. п. 2.6.

Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси конструкции

2.II. При расчете* по прочности наклонных сечений должно выполняться условие

$$Q \leq 0{,}3 k_{n1} k_{\delta 1} R_{np} b h_0, \qquad (22)$$

где при поперечной арматуре в виде вертикальных стержней (хомутов)

$$k_{n1} = 1 + 5 n_\alpha F_x / b u_x; \qquad (23)$$

при поперечной арматуре в виде наклонных (отогнутых), расположенных под углом 45° к продольной оси конструкции, стержней

$$k_{n1} = 1 + 10 n_\alpha F_{от} / b u_{от}. \qquad (24)$$

Коэффициент $k_{\delta 1}$ определяется по формуле

$$k_{\delta 1} = I - 0{,}006 R_{np}. \qquad (25)$$

Примечание. В формулах (22)–(24) и во всех последующих в разд. 2 принято: b – ширина прямоугольного сечения или ширина ребра таврового и двутаврового сечений конструкции; при переменной величине b по высоте конструкции в формулы вводится ширина конструкции на уровне середины высоты сечения (без учета полок). Для конструкций с поперечной арматурой рабочую высоту сечения h_0 допускается отсчитывать от центра тяжести сечения крайнего продольного ненапрягаемого стержня, анкерующего поперечные стержни (хомуты).

2.I2. При расчете по прочности наклонных сечений предельные усилия определяются исходя из следующих предпосылок:

в расчет вводится "приведенный" бетон (см. п. 2.2);

в качестве расчетной принимается схема рис. 5;

связь между напряжениями и деформациями арматурной стали принимается в виде диаграмм рис. 2,б,в; связь между нормальными напряжениями и продольными деформациями "приведенного" бетона – в виде диаграммы рис. 2,а; между касательными напряжениями и деформациями сдвига – в виде диаграммы рис. 6, где при $a/h_0 \leq 2$ $R_{cg} = 0{,}5 R_{np}$, а при $a/h_0 \geq 2{,}5$ соответ-

* См. Постановление Госстроя СССР от I0 января I983 г. № 3 "Об изменении главы СНиП II-2I-75 "Бетонные и железобетонные конструкции"

ственно $R_{cg} = 2{,}2R_p$ – расчетного сопротивления "приведенного" бетона осевому растяжению (для $2 < a/h_o < 2{,}5$ численные значения R_{cg} находятся по интерполяции):

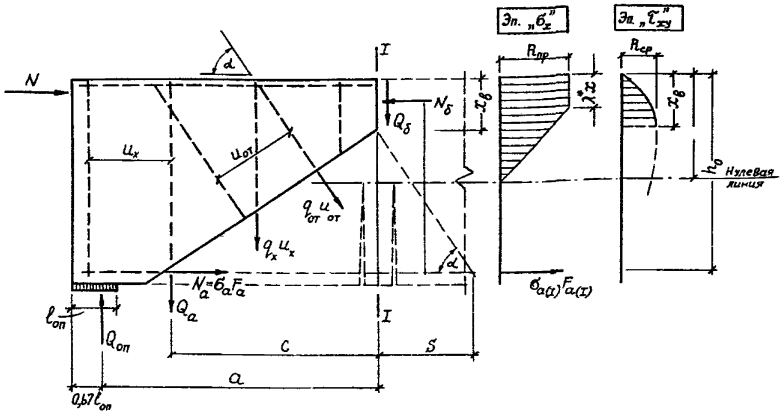


Рис. 5. Расчетная схема к проверке прочности наклонных сечений ($\ell_{оп}$ – длина участка опирания конструкции), λ^* – коэффициент пластичности "приведенного" бетона для плоского напряженного состояния

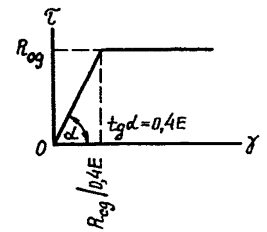


Рис. 6. Диаграмма "$\tau - \gamma$" для приведенного бетона

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

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

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

в расчет вводится поперечное усилие в продольной растянутой арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной (нагельная сила Q_a);

сопротивление расчетного наклонного сечения считается исчер-

панным, если деформации "приведенного" бетона в сечении I–I над наклонной трещиной по направлению главных сжимающих напряжений достигают предельных значений.

2.I3. Расчетные значения коэффициента пластичности "приведенного" бетона λ^* определяются по формуле

$$\lambda^* = 1 - \frac{1-\lambda_{пр}}{k}, \qquad (26)$$

коэффициент k – по графикам рис. 7 при

$$q_п = \frac{R_{ax} F_{от}}{u_{от}} + \frac{R_{ax} F_x}{u_x} \sin\alpha. \qquad (27)$$

Значение $\lambda_{пр}$ расшифровано в п. 2.3.

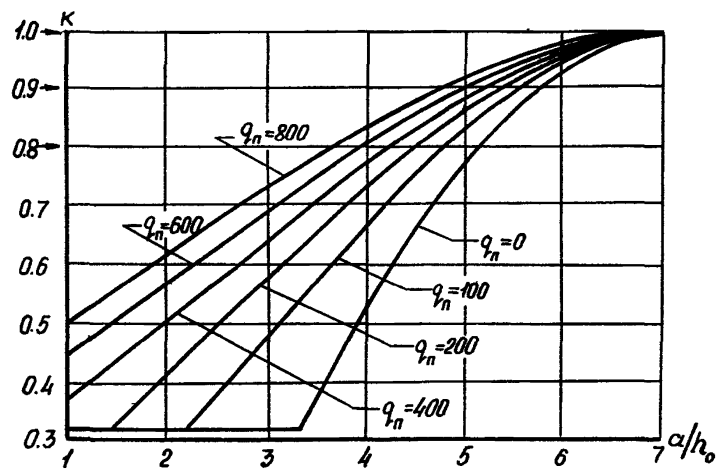


Рис. 7. График зависимости " $k - a/h_0$"

2.I4. При расчете статически определимых конструкций в качестве расчетных наклонных трещин рассматриваются:

при действии равномерно распределенной нагрузки – трещины с вершинами, расположенными на расстоянии от осей опор $a = 0{,}25\ell$ (рис. 8,а);

при действии нагрузки в виде сосредоточенных сил – трещины с вершинами под силами (рис. 8,б);

при совместном действии сосредоточенных сил и равномерно распределенной нагрузки – трещины с вершинами, расположенными

на расстоянии от осей опор $a = 0{,}25\ell$ и трещины с вершинами под силами.

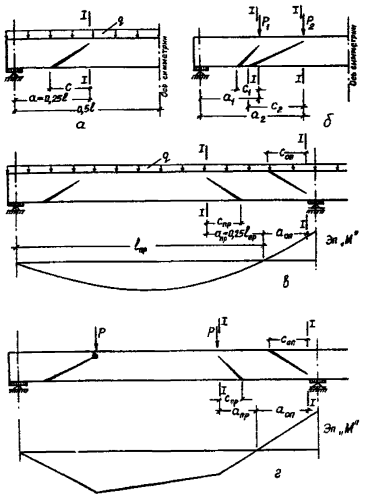


Рис. 8. К определению расчетных наклонных трещин

При расчете пролетных участков статически неопределимых конструкций в качестве расчетных наклонных трещин рассматриваются: при действии равномерно распределенной нагрузки – трещины с вершинами, расположенными на расстоянии от нулевых точек на эпюре изгибающих моментов $a_{пр} = 0{,}25\,\ell_{пр}$ (рис. 8,в);

при действии нагрузки в виде сосредоточенных сил – трещины с вершинами под силами (рис. 8,г);

при совместном действии сосредоточенных сил и равномерно распределенной нагрузки – трещины с вершинами, расположенными на расстоянии от нулевых точек на эпюре изгибающих моментов $a_{пр} = 0{,}25\,\ell_{пр}$ и трещины с вершинами под силами.

При расчете надопорных участков статически неопределимых конструкций независимо от вида нагрузки в качестве расчетных наклонных рассматриваются трещины с вершинами у граней опор (см. рис. 8,в,г).

2.15. Расчет прочности наклонных сечений производится в зависимости от положения нулевой линии и вершины расчетной наклонной трещины относительно нижней грани сжатой полки.

При $x \le h'_п$ должно выполняться условие

$$M_I \le M_{р(I)} = 0{,}5 R_{пр} b'_п x [h_0(1+\lambda^*) - 0{,}33x(1+\lambda^*+\lambda^{*2})], \qquad (28)$$

где $M_I = M + Ne$ – момент внешних сил, расположенных по одну сторону от сечения I–I, относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения продольной растянутой арматуры;

$b'_п$ – ширина сжатой полки сечения конструкции.

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, высота сжатой зоны сечения I–I определяется из уравнения

$$A_1 x^2 + A_2 x + A_3 = 0, \tag{29}$$

где

$$A_1 = 0{,}5(1+\lambda^{*2}) b_n'; \tag{30}$$

$$A_2 = K_a \left[n_a - \frac{1-\lambda^*}{R_{np}} (\sigma_{1.a} + 0{,}008 E_a) \right] F_{a(I)} \mp N \frac{1-\lambda^*}{R_{np}}; \tag{31}$$

$$A_3 = -K_a n_a F_{a(I)} h_0; \tag{32}$$

$$K_a = R_a / (R_a + 0{,}01 E_a); \tag{33}$$

при этом должно выполняться условие

$$0{,}8 R_a < \left\{ \sigma_{a(I)} = K_a \left[\frac{n_a R_{np} (h_0 - x)}{(1-\lambda^*) x} + \sigma_{1.a} + 0{,}008 E_a \right] \right\} \leq R_a. \tag{34}$$

Если условие (34) не выполняется слева, высота сжатой зоны определяется из уравнения (29), коэффициенты A_1–A_3 – по формулам (30)–(32) при $k_a = 1$ и $0{,}008 E_a = 0$.

В случае невыполнения условия (34) справа

$$x = \frac{2[R_a F_{a(I)} \pm N]}{(1+\lambda^*) R_{np} b_n'}. \tag{35}$$

Высота сжатой зоны сечения I–I над наклонной трещиной определяется из уравнения

$$B_1 x_\beta^2 + B_2 x_\beta + B_3 = 0, \tag{36}$$

где

$$B_1 = 0{,}5 R_{np} b_n'; \tag{37}$$

$$B_2 = 0{,}67 R_{cg} b_n' c - R_{np} b_n' h_0 - 0{,}5 q_{ot} \cos\alpha (c \sin\alpha + h_0 \cos\alpha); \tag{38}$$

$$B_3 = M_{p(I)} \mathcal{D} + 0{,}5 [q_x c^2 + q_{ot} (c \sin\alpha + h_0 \cos\alpha)^2] + Ne. \tag{39}$$

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

$$Q_a = M_{p(I)} \frac{1-\mathcal{D}}{c} - 0{,}67 R_{cg} b_n' x_\beta - q_x c - q_{ot} (c+s) \sin^2\alpha; \tag{40}$$

$$N_a = N_\delta - 0{,}5 q_{ot} (c+s) \sin 2\alpha \mp N, \tag{41}$$

где

$$N_\delta = R_{np} b_n' x_\beta. \tag{42}$$

При этом должны выполняться условия

$$Q \le M_{p(I)} \frac{1-\mathcal{D}}{5c}; \tag{43}$$

$$N_a \le R_a F_a. \tag{44}$$

В формулах (38)–(4I):

$$q_x = R_{ax} F_x / u_x; \tag{45}$$

$$q_{от} = R_{ax} F_{от} / u_{от}; \tag{46}$$

$$s = (h_0 - x_\beta) ctg\alpha. \tag{47}$$

В общем случае (совместное действие сосредоточенных сил и равномерно распределенной нагрузки)

$$\mathcal{D} = 1 - \frac{c}{a} + \frac{c}{\frac{2Q_{оп}}{q} - a}. \tag{48}$$

В формулах (3I), (35), (4I) и во всех последующих верхний знак перед силой N ставится, если она сжимающая, нижний – если растягивающая.

При $x > h'_n$ и $x_\beta \le h'_n$ должно выполняться условие

$$M_I \le M_{p(I)} = 0{,}5 R_{пр} \left\{ \beta x \left[(1+\lambda^*) h_0 - 0{,}33 x (1+\lambda^* + \lambda^{*2}) \right] + (2h_0 - h'_n) F'_{c\beta} \right\}. \tag{49}$$

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, высота сжатой зоны сечения I–I определяется из уравнения (29), коэффициенты $A_1 - A_3$ – по формулам (32) и

$$A_1 = 0{,}5 (1 - \lambda^{*2}) \beta; \tag{50}$$

$$A_2 = k_a \left[n_a - \frac{1-\lambda^*}{R_{пр}} (\sigma_{1,a} + 0{,}008 E_a) \right] F_{a(I)} + (1-\lambda^*) \left(F'_{c\beta} \mp \frac{N}{R_{пр}} \right). \tag{5I}$$

При этом должно выполняться условие (34).

Если условие (34) не выполняется слева, высота сжатой зоны определяется из уравнения (36), коэффициенты $A_1 - A_3$ – по формулам (50), (5I) и (32) при $k_a = I$ и $0{,}008 E_a = 0$.

Если условие (34) не выполняется справа, высота сжатой зоны определяется по формуле

$$x = 2 \frac{R_a F_{a(I)} - R_{пр} F'_{c\beta} \pm N}{(1+\lambda^*) R_{пр} \beta}. \tag{52}$$

Высота сжатой зоны сечения I–I над наклонной трещиной определяется по формуле (36), коэффициенты $B_1 - B_3$ – по формулам (37), (39) и

$$B_2 = 0{,}67 R_{cg} \beta c - R_{пр} b'_n h_0 - 0{,}5 q_{от} \cos\alpha (c \sin\alpha + h_0 \cos\alpha). \tag{53}$$

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

$$Q_a = M_{p(I)} \frac{1-\mathcal{D}}{c} - 0{,}67 R_{cg} b x_g - q_x c - q_{от}(c+s)\sin^2\alpha \qquad (54)$$

и (4I) с выполнением условий (43) и (44).

При $x > h'_n$ и $x_g > h'_n$ проверка прочности производится из условия (49).

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, высота сжатой зоны сечения I–I определяется из уравнения (29), коэффициенты $A_1 - A_3$ – по формулам (50), (5I) и (32) с выполнением условия (34).

Если условие (34) не выполняется слева, высота сжатой зоны определяется из уравнения (29), коэффициенты $A_1 - A_3$ – по формулам (50), (5I) и (32) при $k_a = I$ и $0{,}008 E_a = 0$.

Если условие (34) не выполняется справа, высоту сжатой зоны находим по формуле (52).

Высота сжатой зоны сечения I–I над наклонной трещиной вычисляется по формуле (36) при

$$B_1 = 0{,}5 R_{пр} b; \qquad (55)$$

$$B_2 = 0{,}67 R_{cg} b c - R_{пр}(bh_0 - 0{,}5 F'_{cg}) - 0{,}5 q_{от}\cos\alpha(c\sin\alpha + h_0\cos\alpha); \qquad (56)$$

$$B_3 = M_{p(I)}\mathcal{D} - R_{пр} F'_{cg} h_0 + 0{,}5[q_x c^2 + q_{от}(c\sin\alpha + h_0\cos\alpha)^2] + Ne. \qquad (57)$$

Усилия в продольной растянутой арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной определяются по формулам (54) и (4I) при

$$N_g = R_{пр}(b x_g + F'_{cg}) \qquad (58)$$

с выполнением условий (43) и (44).

При арматурной стали, имеющей физический предел текучести, высота сжатой зоны сечения I–I определяется из уравнения (29) с учетом выражений (30)–(32) или (50), (5I) и (32) при $k_a = I$ и $0{,}008 E_a = 0$, а при $\sigma_{a(I)} > R_a$ – по формуле (35) или (52) в зависимости от положения нулевой линии относительно нижней грани сжатой полки.

Величина b'_n, вводимая в расчет, принимается такой же, как и при расчете прочности нормальных сечений.

При невыполнении условия (43) необходимо изменить интенсивность поперечного армирования в виде вертикальных стержней (увеличить, если нагельная сила Q_a больше правой части ука-

занного условия; снизить, если меньше) и уточнить значения x_g и N_a.

Интенсивность q_x^* поперечного армирования в виде вертикальных стержней, удовлетворяющая условию (43), определяется по формуле

$$q_x^* = \frac{q_x c + Q_a - M_{p(I)}\frac{1-D}{c}}{c}. \qquad (59)$$

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

При невыполнении условия (44) необходимо уменьшить количество обрываемой (отгибаемой) арматуры.

При $\lambda^* x \le 0.5 h_n'$ в формулах (30)-(35) и (49)-(52) следует принять $\lambda^* = 0$, а при $\lambda^* x > 0{,}5 h_n'$ – соответственно $\lambda^* x = h_n'$.

При $\lambda^* < 0$ в формулах (28)-(58) следует принять $\lambda^* = 0$, а $R_{пр}$ заменить на $0{,}8 R_{пр}$

2.16. Проверка прочности конструкций прямоугольного сечения производится по формулам (28)-(48) при $b_n' = b$.

2.17. При отсутствии поперечной арматуры расчет прочности по наклонным сечениям производится по формулам п. 2.4 при $q_x = q_{от} = 0$ с соблюдением условий (43) и (44). При невыполнении первого условия необходима постановка поперечной арматуры в виде вертикальных стержней, второго – уменьшение количества обрываемой арматуры.

2.18. Длина проекции наклонной трещины на продольную ось конструкции определяется в зависимости от места расположения вершины рассматриваемой расчетной трещины по длине конструкции. Если ее вершина расположена на расстоянии $0{,}25l$ от оси опоры

$$c = 2a\left(\sqrt{1 - 0{,}75\,\frac{M_T - N(e_0 \mp r_g')}{M_{p(I)} - N(e_0 \mp r_g)}} - 0{,}5\right), \qquad (60)$$

если под силой

$$c = a\,\frac{M_{p(I)} - M_T}{M_{p(I)} - N(e_0 \mp r_g)}. \qquad (61)$$

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

$$h_0 \le c \le 2h_0 \qquad (62)$$

Численные значения M_T находим по формуле (93)с учетом замены $R_{c.p\,II}$ на $R_{c.p}$, численные значения $M_{p(I)}$ – из выражения (28) или (49) в зависимости от положения нулевой линии относительно нижней грани сжатой полки.

Примечание. В формулах (60) и (6I) верхние знаки перед γ_s ставятся, если сила N сжимающая, нижние – если растягивающая.

2.I9. Для поперечной арматуры в виде вертикальных стержней, устанавливаемой по расчету в конструкциях с поперечной нагрузкой, в пределах ее пролета должно выполняться условие

$$\frac{R_{ax} F_x}{u_x} \geqslant \frac{R_p b}{2}. \qquad (63)$$

Расстояние между вертикальными стержнями u_x, между опорой и концом наклонного стержня, ближайшего к опоре, а также между концом предыдущего и началом последующего наклонного стержня должно быть не более величины

$$u_{x.макс} = \frac{1{,}5\, R_p b h_o^2}{Q_1 + Q}. \qquad (64)$$

2.20. В конструкциях, рассчитываемых только на фиксированные, в т.ч. и на сплошные распределенные, нагрузки, расчетную поперечную силу Q следует определять с учетом разгружающего влияния нагрузки, приложенной к конструкции в пределах длины проекции расчетной наклонной трещины, если эта нагрузка приложена на грани конструкции и действует в ее сторону.

Расчет по прочности контактного слоя

2.2I. Определение предельных усилий в контактном слое производится исходя из следующих предпосылок:

контактный слой рассматривается как дисперсная система,состоящая из нормальных и сдвиговых связей; при этом считается, что нормальные связи абсолютно жесткие, а сдвиговые обладают упруго–пластической податливостью;

в качестве критерия исчерпания сопротивления контактного слоя при поликомпонентных контактах, за исключением шпоночных (пронизанных сквозными поперечными шпонками), принимается нарушение сплошности контактного слоя, при шпоночных контактах – срез бетона шпонок на уровне указанного слоя.

Примечание. Поликомпонентными считаются контакты, сопротивление которых определяется двумя или более компонентами (сцепление, зацепление, трение, поперечные шпонки и пр.).

2.22. Расчет по прочности контактного слоя производится из условия

$$Q_{cg} \leq \tau_{cg} b_{cg} l_{cg}, \qquad (65)$$

где Q_{cg} – усилие сдвига;

τ_{cg} – среднее (по длине участка сдвига) суммарное предельное сопротивление сдвигу;

b_{cg} – ширина ожидаемой поверхности сдвига, по которой производится проверка прочности;

l_{cg} – длина участка сдвига.

При расчетѣ статически определимых конструкций (рис. 9)

$$Q_{cg} = N_б - q_{от}(m+n)\cos\alpha, \qquad (66)$$

где

$$m = \frac{h_o - x_в - i}{h_o - x_в} c; \qquad (67)$$

$$n = (h_o - x_в - i)\operatorname{ctg}\alpha. \qquad (68)$$

Численные значения $N_б$, $x_в$, $q_{от}$ и s определяются по формулам п. 2.15, c – по формулам п. 2.18.

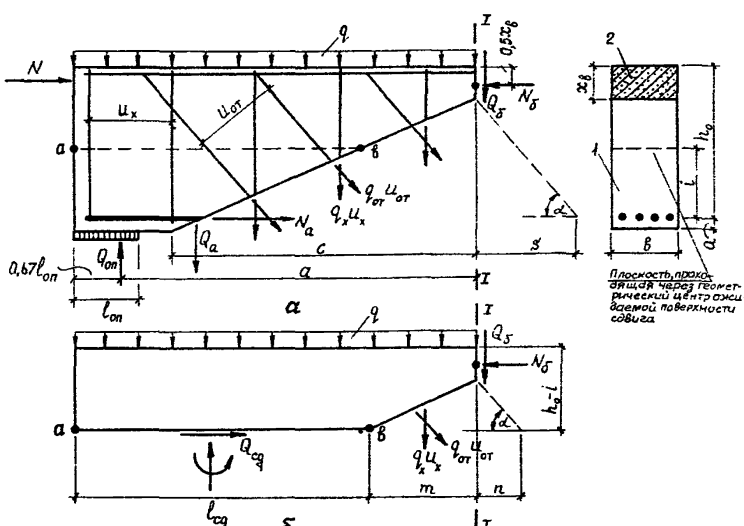


Рис. 9. Расчетные схемы к проверке прочности контактного слоя в статически определимых конструкциях
а – схема для определения $N_б$; б – то же, величины Q_{cg}; I сборный элемент; 2 – монолитный бетон

Если геометрический центр ожидаемой поверхности сдвига расположен над вершиной наклонной трещины (в пределах высоты x_{β}), первую часть формулы (66) необходимо умножить на коэффициент $(h_0-i)/x_{\beta}$.

При расчете статически неопределимых конструкций (рис. 10)

$$Q_{cq}=[N_{\delta.пр}-q_{от.пр}(m_{пр}+n_{пр})\cos\alpha_{пр}]+[N_{\alpha.оп}+q_{от.оп}(m_{оп}+n_{оп})\cos\alpha_{оп}], \quad (69)$$

где

$$N_{\alpha.оп}=N_{\delta.оп}-q_{от.оп}(c_{оп}+s_{оп})\cos\alpha_{оп}; \quad (70)$$

$$m_{пр}=\frac{h_{o.пр}-x_{\beta.пр}-i_{пр}}{h_{o.пр}-x_{\beta.пр}}\,c_{пр}; \quad (71)$$

$$n_{пр}=(h_{o.пр}-x_{\beta.пр}-i_{пр})\,ctg\alpha_{пр}; \quad (72)$$

$$m_{оп}=\frac{i_{оп}\,c_{оп}}{h_{o.оп}-x_{\beta.оп}}; \quad (73)$$

$$n_{оп}=(h_{o.оп}-i_{оп})\,ctg\alpha_{оп}. \quad (74)$$

Численные значения $N_{\delta.пр}$, $N_{\delta.оп}$, $x_{\beta.пр}$, $x_{\beta.оп}$, $q_{от.пр}$, $q_{от.оп}$ и $s_{пр}$, $s_{оп}$ определяются по формулам п. 2.15, $c_{пр}$ и $c_{оп}$ – по формулам п. 2.18.

Если геометрический центр ожидаемой поверхности сдвига расположен над вершиной пролетной наклонной трещины (в пределах высоты $x_{\beta.пр}$), первый член правой части формулы (69) необходимо умножить на коэффициент $(h_{o.пр}-i_{пр})/x_{\beta.пр}$. Если геометрический центр ожидаемой поверхности сдвига расположен над вершиной надопорной наклонной трещины (в пределах высоты $x_{\beta.оп}$), второй член правой части формулы (69) необходимо умножить на коэффициент $(h_{o.оп}-i_{оп})/x_{\beta.оп}$.

2.23. Прочность контактного слоя определяется по ожидаемой поверхности сдвига $\beta_{cq}\,l_{cq}$ (поверхность, обладающая минимальным сопротивлением сдвигу).

Для плоских армированных и неармированных контактов это плоскость сопряжения (рис. II,а), для плоских шпоночных контактов – плоскость, проходящая по бетону более низкого класса (рис.II,б); для армированных и неармированных контактов с выступающими продольными ребрами сдвиг возможен по четырем плоскостям (см. рис. II,в-г) с проверкой для всех четырех случаев.

2.24. В статически определимых конструкциях длина участка сдвига l_{cg} принимается равной расстоянию от торца конструкции до точки, в которой ближайшая к торцу расчетная наклонная трещина пересекает плоскость, проходящую через геометрический центр ожидаемой поверхности сдвига (см. рис. 10)

$$l_{cg} = a - c + 0{,}67 l_{оп} + \frac{ci}{h_0 - x_в}. \qquad (75)$$

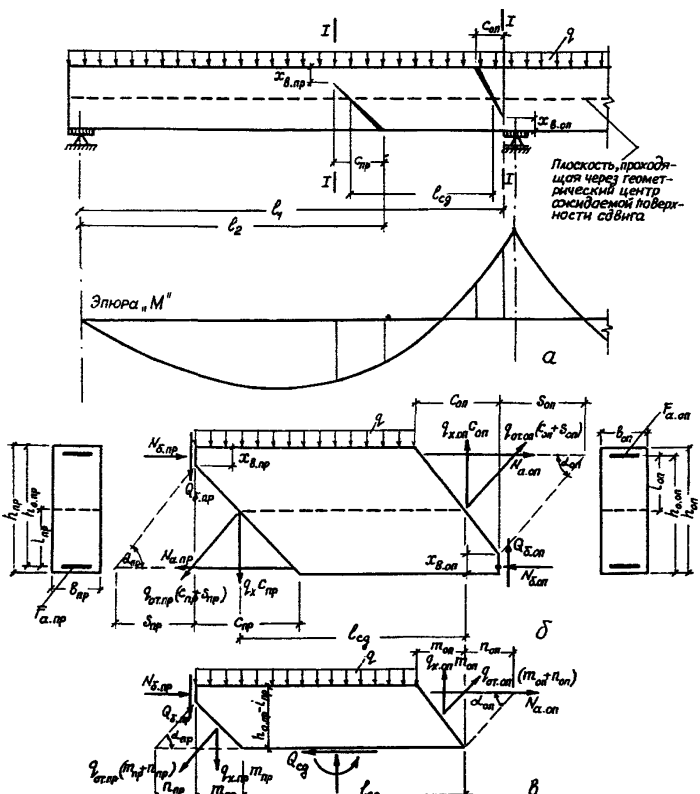


Рис. 10. К расчету прочности контактного слоя статически неопределимых конструкций
а – схема для определения l_{cg} ; б – схема для определения $N_б$ и $N_а$; в – то же, для определения Q_{cg}.

В статически неопределимых конструкциях наиболее опасны, с точки зрения прочности, участки, заключенные между ближайшими расчетными наклонными трещинами - пролетной и опорной (см.рис. 10,а).

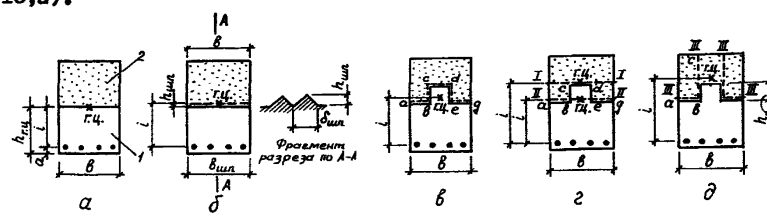


Рис. 11. Расчетные схемы для определения величин b_{cg} и l
а - контакт плоский ($b_{cg}=b$); б - с поперечными шпонками ($b_{cg}=b$); в - с продольным ребром, $b_{cg}=2a+b+c+d$; г - с продольным ребром, проверка прочности производится по плоскостям I-I и II-II ($b_{cg}=b$); д - контакт с продольным ребром, проверка прочности производится по плоскостям III-III, $b_{cg}=2(a+b+c)$; I - сборный элемент; 2 - монолитный бетон

Длина таких участков

$$l_{cg}=l_1-l_2+\frac{i_{пр}+a_{a.пр}}{h_{пр}+x_{в.пр}}c_{пр}-\frac{h_{o.оп}-x_{в.оп}-i_{оп}}{h_{оп}-x_{в.оп}}c_{оп}. \qquad (76)$$

2.25. В общем случае (при расчете шпоночного контакта, пронизанного поперечной арматурой) среднее суммарное расчетное сопротивление сдвигу принимается равным

$$\tau_{cg}=\tau_{сц}+\tau_{шп}\frac{b_г+2h_р}{b_{cg}}+(\tau_{тр}+\tau_a)\frac{b_г}{b_{cg}}, \qquad (77)$$

где $\tau_{сц}$ - сопротивление за счет сцепления и механического зацепления;
$\tau_{шп}$ - то же, за счет работы бетонных шпонок (вертикальных или горизонтальных) на срез;
$\tau_{тр}$ - то же, за счет трения;
τ_a - то же, за счет работы поперечной арматуры на срез;

$$\tau_{сц}=K_1K_2R_{м.р}; \qquad (78)$$

$$\tau_{шп}=2K_2R_{м.р}; \qquad (79)$$

$$\tau_{тр}=K_3M_{р(I)}/(a-0{,}33l_{оп})b_г l_{cg}; \qquad (80)$$

при поперечной арматуре в виде вертикальных стержней

$$\tau_a=300F_x/b_г u_x; \qquad (81)$$

в виде наклонных стержней

$$\tau_a = 300 F_{от} / b_г u_{от} \sin\alpha. \qquad (82)$$

В этих формулах

k_1 – характеристика поверхности контакта, определяемая по табл. 3 (для монолитного бетона с $0{,}65 \leqslant В/Ц \leqslant 0{,}75$);

k_2 – характеристика дисперсности поперечного армирования (табл. 4);

k_3 – коэффициент трения бетона о бетон, принимаемый равным 0,63;

$b_г$ – ширина горизонтального участка ожидаемой поверхности сдвига (на рис. II,а-г значение $b_г = b$; на рис. II,в – соответственно $b_г = 2a + c$).

Таблица 3

Состояние поверхности контакта сборных элементов	Значение k_1 для класса монолитного бетона				
	В3,5	В7,5	ВI2,5	ВI5	В30
Гладкая, сухая; контакт между бетонами по нескольким плоскостям	0,4	0,6	0,9	I,2	I,0
То же, контакт плоский	0,3	0,5	0,6	0,6	0,5
Шероховатая, сухая; контакт по нескольким плоскостям	0,5	0,8	I,2	I,6	I,3
То же, контакт плоский	0,4	0,7	0,8	0,8	0,6

Таблица 4

Диаметр поперечных стержней, мм	3	4	5	6	7	8	I0	I2	I6	25
k_2	2,2	2,0	I,8	I,6	I,5	I,4	I,3	I,2	I,I	I,0

При бесшпоночном контакте в формуле (I3) $\tau_{шп} = 0$.

При отсутствии поперечной арматуры, пронизывающей контакт, в формуле (77) $\tau_a = 0$, а в формулах (78) и (79) $k_2 = I$.

При расчете прочности контактного слоя статически неопределимых конструкций на участках у промежуточных опор независимо от схемы нагружения следует принимать $\tau_{тр} = 0$.

2.26. Если в плоском шпоночном контакте (рис. I2) усилия сдвига воспринимаются только шпонками (контакт сухой, полученный как отпечаток от металлической опалубки, поперечная

арматура отсутствует), прочность контактного слоя проверяется из условия

$$Q_{cg} \leq b_{шп}\, \delta_{шп}\, n_{шп} (2R_p + \tau_{тр}), \qquad (83)$$

где $b_{шп}$ – ширина шпонки;
$\delta_{шп}$ – длина одной шпонки;
$n_{шп}$ – число срезов, вводимое в расчет.

Высота шпонки проверяется из условия

$$h_{шп} \leq \frac{Q_{cg}}{R_{пр}\, b_{шп}\, n_{шп}}. \qquad (84)$$

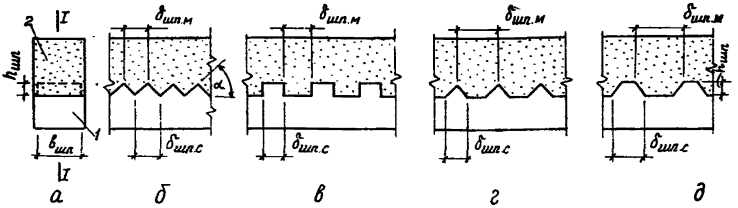


Рис. 12. К расчету плоского шпоночного контакта
а – поперечное сечение конструкции; б,в и д – треугольные, прямоугольные и трапецоидальные шпонки; г – треугольные шпонки (сборный элемент) и трапецоидальные (монолитный бетон); I – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

При $\delta_{шп.с} < \delta_{шп.м}$ по условиям (83) и (84) прозеряются как шпонки сборных элементов, так и шпонки монолитного бетона (в первом случае $R_p = R_{с.р}$ и $R_{пр} = R_{с.пр}$, во втором $R_p = R_{м.р}$ и $R_{пр} = R_{м.пр}$); при $\delta_{шп.с} \geq \delta_{шп.м}$ проверяются только шпонки монолитного бетона ($R_p = R_{м.р}$ и $R_{пр} = R_{м.пр}$).

Для треугольных шпонок число срезов, вводимое в расчет, должно быть не более 6, для прямоугольных и трапецоидальных – не более 3.

3. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

3.I. Сборно-монолитные конструкции в зависимости от предъявляемых к ним требований по трещиностойкости рассчитываются по

8–1882

образованию трещин в сборных элементах, нормальных к продольной оси конструкции и наклонных – в зоне действия наибольших главных растягивающих напряжений.

Расчет производится в наиболее опасных местах по длине пролета в зависимости от вида эпюры изгибающих моментов, поперечных сил и изменения сечения конструкции.

3.2. При расчете по образованию трещин вводятся сечения, приведенные (по модулю упругости) к более прочному бетону.

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси конструкции

3.3. Усилия, вызывающие появление нормальных трещин, определяются исходя из следующих предпосылок:

для деформаций бетона и арматуры считается справедливой гипотеза плоских сечений;

напряжения в бетоне сжатой зоны определяются с учетом упругих, а в необходимых случаях неупругих, деформаций бетона;

напряжения в бетоне растянутой зоны распределяются равномерно и принимаются равными $R_{c.p\,II}$;

наибольшие относительные удлинения крайних растянутых волокон бетона принимаются равными $2R_{c.p\,II}/E_{c\,II}$.

3.4. Расчет по образованию нормальных трещин производится из условия

$$M_g^я \leq M_т, \qquad (85)$$

где $M_g^я$ – момент приложенных к конструкции внешних сил относительно оси, проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется;

для изгибаемых конструкций (рис. I3,а)

$$M_g^я = M + M_1; \qquad (86)$$

для внецентренно сжатых конструкций (рис. I3,б)

$$M_g^я = N(e_0 - r_y) + M_1; \qquad (87)$$

для внецентренно растянутых конструкций (рис. I3,в)

$$M_g^я = N(e_0 + r_y) + M_1; \qquad (88)$$

r_y – расстояние от центра тяжести приведенного сечения конструкции до ядровой (условной) точки указанного сечения, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой определяется.

Для внецентренно сжатых и изгибаемых конструкций

$$r_y = k_я \frac{W_o}{F_п} = k_я r_я, \qquad (89)$$

где

$$k_я = 1{,}6 - \sigma'_м / R_{м.пр\,II}; \qquad (90)$$

$\sigma'_м$ – напряжения в крайних сжатых волокнах монолитного бетона;

при этом должно выполняться условие $0{,}7 \leq k_я \leq 1$.

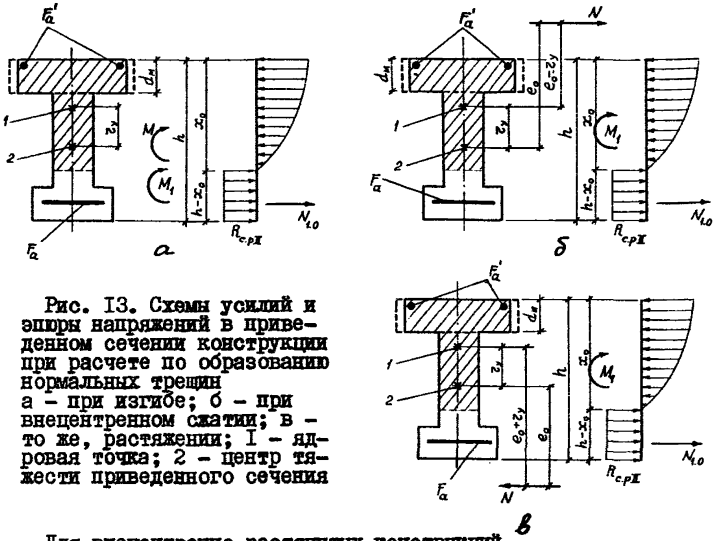


Рис. 13. Схемы усилий и эпюры напряжений в приведенном сечении конструкции при расчете по образованию нормальных трещин
а – при изгибе; б – при внецентренном сжатии; в – то же, растяжении; 1 – ядровая точка; 2 – центр тяжести приведенного сечения

Для внецентренно растянутых конструкций

$$r_y = \frac{W_0}{F_п} = r_я. \qquad (91)$$

Численные значения $\sigma'_м$ определяются по формуле

$$\sigma'_м = \frac{n_{мс} y'_к}{y_к} (\sigma_1 + 2R_{с.р\,II}), \qquad (92)$$

где σ_1 – напряжения в наиболее обжатых волокнах сборных элементов к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности [12].

Момент, воспринимаемый сечением конструкции при образовании нормальных трещин, определяется по формуле

$$M_т = N_{1.0}(e_{1.0н} + r_{1.y}) \frac{r_y F_п}{W_{1.0}} + M_1 \left(1 - \frac{r_y F_п}{W_{1.0}}\right) + \sigma_{с(п+у)} W_0 + R_{с.р\,II} W_т, \qquad (93)$$

где $r_{1,y}$ – расстояние от центра тяжести приведенного сечения сборных элементов до ядровой (условной) точки указанного сечения, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой определяется;

$\sigma_{c(n+y)}$ – потери предварительного напряжения в наиболее обжатых волокнах сборных элементов после приобретения монолитным бетоном заданной прочности [7].

Если сборные элементы попадают в сжатую зону конструкции,

$$r_{1,y} = k_{1,я} \frac{W_{1,o}}{F_{1,n}} = k_{1,я} r_{1,я}, \qquad (94)$$

где

$$k_{1,я} = 1{,}6 - \sigma_c' / R_{c.пр\,II}; \qquad (95)$$

σ_c' – напряжения в крайних сжатых волокнах сборных элементов, равные алгебраической сумме напряжений, действующих к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности и после; при этом должно выполняться условие $0{,}75 \leq k_{1,я} \leq 1$.

Если сборные элементы не попадают в сжатую зону конструкции,

$$r_{1,y} = r_{1,я}. \qquad (96)$$

Численные значения σ_c' определяются по формуле

$$\sigma_c' = \sigma_1' + \frac{y'}{y_k}(\sigma_1 + 2R_{c.пр\,II}), \qquad (97)$$

где σ_1' – напряжения в наименее обжатых волокнах сборных элементов к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности [12];

y' – расстояние от центра тяжести приведенного сечения конструкции до крайних сжатых волокон сечения сборных элементов.

При возрасте бетона сборных элементов к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности 3 мес. и более в формуле (93) допускается принимать $\sigma_{c(n+y)} = 0$.

3.5. Величина W_T определяется по формуле

$$W_T = \frac{2(J_{б.o} + n_{ac} J_{a.o} + n_{ac} J'_{a.o})}{h - x_o} + S_{б.p}. \qquad (98)$$

Положение нулевой линии приведенного сечения конструкции определяется из условия

$$S_{б.o} + n_{ac} S'_{a.o} - n_{ac} S_{a.o} - 0{,}5(h - x_o) F_{б.p} = 0, \qquad (99)$$

где $J_{б.o}$ – момент инерции площади сжатой зоны сечения конструкции относительно его нулевой линии;

$J_{a.o}$ и $J'_{a.o}$ – моменты инерции площадей сечения соответственно арматуры A и A′ относительно нулевой линии;

$S_{б.p}$ – статический момент площади растянутой зоны сечения конструкции относительно нулевой линии;

$S_{б.o}$ – статический момент площади сжатой зоны сечения конструкции относительно нулевой линии;

$S_{a.o}$ и $S'_{a.o}$ – статические моменты площадей сечения соответственно арматуры A и A′ относительно нулевой линии;
$F_{б.р}$ – площадь растянутого бетона в сечении конструкции.

Если монолитный бетон попадает в растянутую зону конструкции и не выполняется условие

$$h-h_м \geqslant y_к\left(1-\frac{2n_{мс}R_{м.р\,II}}{\sigma_1+2R_{с.р\,II}}\right), \qquad (100)$$

численные значения $S_{б.р}$ и $F_{б.р}$ определяются без учета монолитного бетона.

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси конструкции

3.6. Расчет по образованию наклонных трещин производится из условий:

при $\sigma_{с.г.с} \leqslant m_1 R_{с.пр\,II}$ $\qquad \sigma_{с.г.р} \leqslant R_{с.р\,II}$; $\qquad (101)$

при $\sigma_{с.г.с} > m_1 R_{с.пр\,II}$ $\qquad \sigma_{с.г.р} \leqslant \frac{1}{1-m_1} R_{с.р\,II}\left(1-\frac{\sigma_{с.г.с}}{R_{с.пр\,II}}\right)$, $\qquad (102)$

где m_1 – коэффициент условий работы, определяемый по табл. 5.

Таблица 5

Класс бетона		B15 и ниже	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Значение m_1 для бетона	тяжелого и мелкозернистого	0,5	0,5	0,5	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3	0,25	0,2
	легкого	0,5	0,4	0,3	0,2	0,2	0,2	–	–	–	–

Если сборные элементы попадают в сжатую зону конструкции, проверка по образованию трещин производится на уровне центра тяжести приведенного сечения сборных элементов и центра тяжести приведенного сечения конструкции, а при тавровых и двутавровых элементах и по линии примыкания сжатой полки к ребру. Если сборные элементы не попадают в сжатую зону конструкции, проверка по образованию трещин производится на уровне центра тяжести приведенного сечения сборных элементов.

3.7. Величины главных растягивающих и главных сжимающих напряжений в бетоне сборных элементов $\sigma_{с.г.р}$ и $\sigma_{с.г.с}$ определяются по

формуле

$$\sigma_{\substack{c.r.p\\c.r.c}}=0{,}5(\sigma_{1.x}+\sigma_{c.x}+\sigma_{1.y}+\sigma_{c.y})\mp 0{,}5\sqrt{(\sigma_{1.x}+\sigma_{c.x}-\sigma_{1.y}-\sigma_{c.y})^2+4(\tau_1+\tau_c)^2}\,, \quad (103)$$

где $\sigma_{1.x}$ – нормальные напряжения в бетоне сборных элементов на площадке, перпендикулярной к продольной оси конструкции, от сил предварительного обжатия и внешних нагрузок, действующих к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности [12];

$\sigma_{c.x}$ – то же, от внешних нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности;

$\sigma_{1.y}$ – местные сжимающие напряжения в бетоне сборных элементов на площадке, параллельной продольной оси конструкции, от сил предварительного обжатия криволинейной напрягаемой арматуры и внешних нагрузок (опорной реакции), действующих к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности [12];

$\sigma_{c.y}$ – то же, от внешних нагрузок (опорной реакции), приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности (рис. 14);

τ_1 – касательные напряжения в бетоне сборных элементов от сил предварительного обжатия криволинейной напрягаемой арматуры и внешних нагрузок, действующих к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности [12];

τ_c – то же, от внешних нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности.

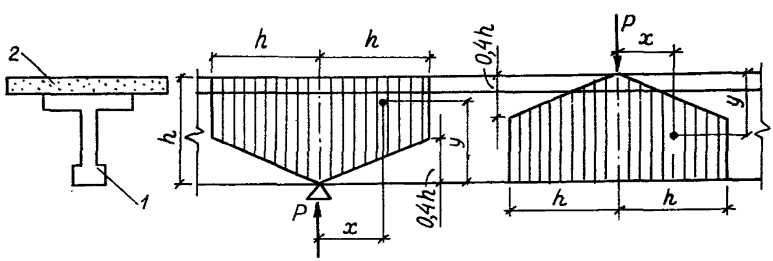


Рис. 14. Схема распределения сжимающих напряжений $\sigma_{c.y}$ на площадках, параллельных продольной оси конструкции
1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

Для уровня центра тяжести приведенного сечения сборных элементов

$$\sigma_{c.x}=\frac{N}{F_п}\mp\frac{M}{J_п}y_0\,, \quad (104)$$

где y_0 – расстояние от центра тяжести приведенного сечения конструкции до центра тяжести приведенного сечения сборных элементов.

Для уровня центра тяжести приведенного сечения конструкции

$$\sigma_{c.x}=N/F_{п}. \qquad (105)$$

При $y<0{,}4h$ и $x\leq 2{,}5y$

$$\sigma_{c.y}=\frac{0{,}4P}{bh}\left(\frac{h}{y}-1\right)\left(1-0{,}4\frac{x}{y}\right); \qquad (106)$$

при $y>0{,}4h$ и $x\leq h$

$$\sigma_{c.y}=\frac{P}{bh}\left(1-\frac{y}{h}\right)\left(1-\frac{x}{h}\right). \qquad (107)$$

Касательные напряжения

$$\tau_{c}=\frac{Q\,S_{п}}{b\,J_{п}}, \qquad (108)$$

где $S_{п}$ – статистический момент части приведенного сечения конструкции, расположенной выше уровня, на котором производится проверка по образованию трещин, относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

b – ширина приведенного сечения конструкции на уровне, для которого производится проверка по образованию трещин.

При тавровых и двутавровых сборных элементах при наличии в месте примыкания к ребру скосов следует также проверять $\sigma_{с.г.р}$ на уровне примыкания к ребру скоса.

3.8. Если сборные элементы попадают в сжатую зону приведенного сечения конструкции, а монолитный бетон – как в сжатую, так и растянутую зоны указанного сечения, расчету по образованию наклонных трещин на уровне центра тяжести приведенного сечения конструкции предшествует проверка условий:

при $\sigma_{м.г.с}\leq m_1 R_{м.пр\,II}$

$$\sigma_{м.г.р}\leq R_{м.р\,II}; \qquad (109)$$

при $\sigma_{м.г.с}>m_1 R_{м.пр\,II}$

$$\sigma_{м.г.р}\leq \frac{1}{1-m_1}R_{м.р\,II}\left(1-\frac{\sigma_{м.г.с}}{R_{м.пр\,II}}\right). \qquad (110)$$

Величины главных растягивающих и главных сжимающих напряжений в монолитном бетоне $\sigma_{м.г.р}$ и $\sigma_{м.г.с}$ определяются по формуле

$$\sigma^{м.г.р}_{м.г.с}=0{,}5\left(\sigma_{м.у}\mp\sqrt{\sigma^{2}_{м.у}+4\tau^{2}_{м}}\right), \qquad (111)$$

где $\sigma_{м.у}$ – местные сжимающие напряжения в монолитном бетоне на площадке, параллельной продольной оси конструкции, от внешних нагрузок (опорной реакции), приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности (см. рис. 14);

$\tau_м$ – касательные напряжения в монолитном бетоне от внешних нагрузок, приложенных после приобретения бетоном заданной прочности;

при $y < 0{,}4h$ и $x \le 2{,}5y$

$$\sigma_{мy} = \frac{0{,}4 n_{мс} P}{bh}\left(\frac{h}{y} - 1\right)\left(1 - 0{,}4\frac{x}{y}\right); \qquad (II2)$$

при $y \ge 0{,}4h$ и $x \le h$

$$\sigma_{мy} = \frac{n_{мс} P}{bh}\left(1 - \frac{y}{h}\right)\left(1 - \frac{x}{h}\right); \qquad (II3)$$

$$\tau_м = \frac{n_{мс} Q S_п}{b J_п}. \qquad (II4)$$

При невыполнении условий (II2) и (II3) расчет по образованию трещин производится в соответствии с пп. 3.6 и 3.7 при $b = b_c$.

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

3.9. Сборно-монолитные конструкции рассчитываются по раскрытию трещин в сборных элементах, нормальных к продольной оси конструкции, и наклонных – в зоне действия наибольших главных растягивающих напряжений.

Расчет производится для конструкций, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории (ограниченное по ширине кратковременное раскрытие трещин при условии их последующего надежного закрытия), и для конструкций, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории.

Полная ширина раскрытия трещин определяется по формулам:

для конструкций, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории,

$$a_т = a_{т1}; \qquad (II5)$$

для конструкций, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории,

$$a_т = a_{т1} - a_{т2} + a_{т3}, \qquad (II6)$$

где $a_{т1}$ – ширина раскрытия трещин от кратковременного действия всех нагрузок;

$a_{т2}$ – ширина раскрытия трещин от постоянных и длительных нагрузок при их кратковременном действии;

$a_{т3}$ – то же, длительном.

3.10. В основу расчета по раскрытию трещин положены следующие предпосылки:

раскрытие трещин есть накопление относительных взаимных смещений арматуры и бетона на участках активного сцепления, распо-

ложенных по обе стороны от трещины (рис. I5), т.е.

$$a_т = 2\int_0^{l_a} [\varepsilon_a(u) - \varepsilon(u)]\,du; \qquad (II7)$$

напряжения сцепления по поверхности контакта бетона и растянутой арматуры на участках между трещинами изменяются пропорционально относительным взаимным смещениям арматуры и бетона;

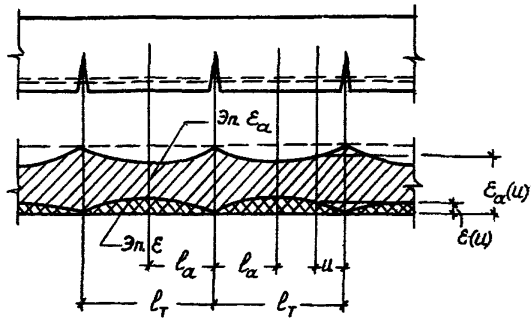


Рис. I5. Расчетная схема к уравнению (II7)

относительное удлинение бетона $\varepsilon(u)$ на уровне растянутой арматуры в сечении " u " принимается равным отношению напряжений в бетоне на указанном уровне к его модулю упругопластичности ($0{,}5\,E_c$).

3.II. При расчете по раскрытию трещин вводятся сечения, приведенные (по модулю упругости) к более прочному бетону.

Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси конструкции

3.I2. Ширина раскрытия нормальных трещин определяется по формуле

$$a_т = 3{,}2\,C_g \eta k k_a \frac{\sigma_a F_a}{p_a G_a}, \text{мм}, \qquad (II8),$$

где C_g – коэффициент, принимаемый равным:

при учете кратковременных нагрузок и кратковременном действии постоянных и длительных нагрузок	I,0
многократно повторяющейся нагрузки, а также длительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из бетона:	
тяжелого естественного твердения	I,5
тяжелого в водонасыщенном состоянии	I,2
мелкозернистого вида А(Б)	I,75(2,0)
легкого	I,5

η – коэффициент, принимаемый равным при арматуре:

стержневой периодического профиля	1,0
гладкой	1,3
проволочной периодического профиля и канатах	1,2
гладкой	1,4

$$k = 1 + \frac{\Delta y}{h_0 - x_0}; \qquad (II9)$$

$$k_a = \frac{F - b x_0}{F - b x_0 + 2{,}2 n_{ac} F_a}; \qquad (I20)$$

σ_a – напряжения в арматуре А на уровне центра тяжести указанной арматуры от внешних нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности;

G_a – модуль взаимного смещения арматуры и бетона сборных элементов на участках между трещинами, принимаемый равным $k_{сц} E_c$, где $k_{сц}$ – коэффициент, определяемый по табл. 6 в зависимости от вида, класса бетона и степени его обжатия;

Δy – расстояние от центра тяжести сечения арматуры А до центра тяжести сечения наиболее растянутого ряда указанной арматуры;

F – площадь бетона в приведенном сечении конструкции высотой h_0 без учета свесов сжатой полки;

b – ширина ребра указанного сечения;

x_0 – высота сжатой зоны приведенного сечения конструкции, определяемая по формуле (I9I)

Таблица 6

Вид бетона	$\frac{\sigma_1}{R_{c0}}$	Значение $k_{сц}$ при классе бетона							
		В7,5	В10	В15	В20	В30	В40	В50	В60
Тяжелый (Обычный)	0	–	0,58	0,51	0,48	0,42	0,40	0,38	0,37
	0,2	–	–	0,50	0,47	0,41	0,39	0,37	0,36
	0,4	–	–	0,44	0,41	0,35	0,33	0,31	0,30
	0,6	–	–	0,35	0,31	0,27	0,25	0,23	0,22
	0,8	–	–	0,20	0,18	0,16	0,14	0,12	0,11
Мелкозернистый и легкий (Ориентировочно)	0	0,7	0,64	0,57	0,51	0,43	0,36	–	–
	0,2	–	–	0,55	0,49	0,41	0,34	–	–
	0,4	–	–	0,48	0,34	0,38	0,32	–	–
	0,6	–	–	0,37	0,35	0,30	0,27	–	–

Примечания. I. Здесь σ_1 – сжимающие напряжения в бетоне сборных элементов на уровне центра тяжести сечения арматуры наиболее растянутого ряда в стадии предварительного обжатия [I2]. 2. Численные значения $k_{сц}$ для промежуточных классов бетонов и уровней предварительного обжатия определяются по интерполяции.

Напряжения в растянутой арматуре

$$\sigma_a = \frac{M_1}{F_a z_0} - \frac{N_c}{F_a}, \qquad (I2I)$$

где для изгибаемых конструкций (рис. I6,а)

$$M_{з}=M_{1}+M+N_{1.0}e_{1.ан}+C_{0}+\mathcal{D}_{0}(h_{0}-y'_{м}); \quad (I22)$$

$$N_{c}=N_{1.0}+\mathcal{D}_{0}; \quad (I23)$$

для внецентренно сжатых конструкций (рис. I6,б)

$$M_{з}=M_{1}+Ne_{a}+N_{1.0}e_{1.ан}+C_{0}+\mathcal{D}_{0}(h_{0}-y'_{м}); \quad (I24)$$

$$N_{c}=N+N_{1.0}+\mathcal{D}_{0}; \quad (I25)$$

для внецентренно растянутых конструкций (рис. I6,в)

$$M_{з}=M_{1}+Ne_{a}+N_{1.0}e_{1.ан}+C_{0}+\mathcal{D}_{0}(h_{0}-y'_{м}); \quad (I26)$$

$$N_{c}=-N+N_{1.0}+\mathcal{D}_{0}. \quad (I27)$$

В формуле (I2I)

$$z_{0}=h_{0}-x_{0}+0{,}67\frac{x_{0}^{3}b'_{п}-(b'_{п}-b)(x_{0}-h'_{п})^{3}}{x_{0}^{2}b'_{п}-(b'_{п}-b)(x_{0}-h'_{п})^{2}}; \quad (I28)$$

$b'_{п}$ – ширина сжатой полки приведенного сечения конструкции. Значения C_{0} и $\mathcal{D}_{0}$ расшифрованы в п. 3.24.

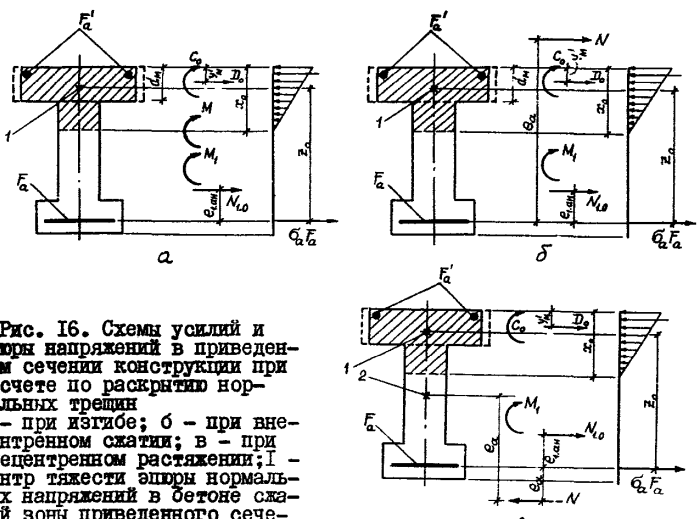


Рис. I6. Схемы усилий и эпюры напряжений в приведенном сечении конструкции при расчете по раскрытию нормальных трещин
а – при изгибе; б – при внецентренном сжатии; в – при внецентренном растяжении; I – центр тяжести эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны приведенного сечения; 2 – центр тяжести площади приведенного сечения

Значения напряжений $\sigma_{1.a}+\sigma_a$ для напрягаемой и $\sigma_a-\sigma_{1.n}$ для ненапрягаемой арматуры (см. п. 3.16) не должны превышать $R_{a\,II}$ для стержневой и $0{,}8\,R_{a\,II}$ для проволочной.

При $d_м/h_{1.0}\le 1$ и $n_{мс}\beta_м/\beta_c\le 3$ напряжения в арматуре допускается определять по формуле

$$\sigma_a=M_з/0{,}8F_a h_o, \qquad (129)$$

где для изгибаемых конструкций

$$M_з=M_1+M-(M_т-R_{c.p\,II}W_т); \qquad (130)$$

для внецентренно сжатых

$$M_з=M_1+N(e_a-0{,}8h_o)-(M_т-R_{c.p\,II}W_т) \qquad (131)$$

и внецентренно растянутых конструкций

$$M_з=M_1+N(e_a+0{,}8h_o)-(M_т-R_{c.p\,II}W_т). \qquad (132)$$

3.13. При приложении внешних нагрузок до приобретения монолитным бетоном заданной прочности со стороны растянутых волокон допускается образование нормальных трещин в сборных элементах. Ширина их раскрытия при наличии начальных трещин в сборных элементах определяется по формуле

$$a_т=a_{1.т}+1{,}6\,c_g\eta k k_a\frac{\sigma_a}{E_a}l_т\,,\ мм, \qquad (133)$$

где $a_{1.т}$ – ширина раскрытия начальных трещин к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности [12];
$l_т$ – расстояние между начальными трещинами;

$$l_т=2E_a F_a/\psi_o P_a G_a. \qquad (134)$$

Напряжения в растянутой арматуре определяются по формулам:
для изгибаемых конструкций

$$\sigma_a=(M+m_м)/0{,}8F_a h_o; \qquad (135)$$

для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых конструкций

$$\sigma_a=(Ne_a+m_м)/0{,}8F_a h_o\,, \qquad (136)$$

где $$m_м=C_o-\mathcal{D}_o(y'_м-0{,}2h_o)+(M_1+N_{1.o}e_{1.aн})(1-h_o/h_{1.o}). \qquad (137)$$

Значения C_g, η, k, k_a и G_a расшифрованы в п. 3.11, ψ_o, C_o и $\mathcal{D}_o$ – в п. 3.25.

При $d_м/h_{1.o}\le 1$ и $n_{мс}\beta_м/\beta_c\le 3$ в формуле (137) допускается принимать $C_o=\mathcal{D}_o=0$.

Определение ширины раскрытия трещин, наклонных к продольной оси конструкции

3.I4. В общем случае (при комбинированном армировании) ширина раскрытия наклонных трещин определяется по формулам:

для вертикальных стержней

$$a_т = 4{,}0\, C_g\, \eta\, k_x\, \frac{\sigma_x F_x}{P_x G_x}; \qquad (I38)$$

для наклонных стержней

$$a_т = 5{,}5\, C_g\, \eta\, k_{от}\, \frac{\sigma_{от} F_{от}}{P_{от} G_{от}}, \qquad (I39)$$

где

$$k_x = b u_x / (b u_x + 2 n_{ac} F_x); \qquad (I40)$$

$$k_{от} = b u_{от} / (b u_{от} + 2 n_{ac} F_{от}); \qquad (I4I)$$

σ_x и $\sigma_{от}$ – напряжения в поперечной арматуре в виде соответственно вертикальных и наклонных стержней от внешних нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности;

G_x – модуль взаимного смещения вертикальных стержней и бетона сборных элементов, принимаемый равным $0{,}55\, G_a$;

$G_{от}$ – модуль взаимного смещения наклонных стержней и бетона сборных элементов, принимаемый при $\alpha = 45^0$ равным G_a, при $\alpha = 30^0$ и 60^0 – соответственно $0{,}75\, G_a$.

Напряжения в вертикальных и наклонных стержнях определяются по формулам (рис. I7)

$$\sigma_x = \frac{(Q_I - Q_{\delta\ell} - Q_{\delta н} - N_{1.0}^{кр} \sin\alpha) E_x u_x u_{от}}{(E_a F_{от} u_x + E_a F_x u_{от}) c}; \qquad (I42)$$

$$\sigma_{от} = \frac{(Q_I - Q_{\delta\ell} - Q_{\delta н} - N_{1.0}^{кр} \sin\alpha) E_a u_x u_{от}}{(E_a F_{от} u_x + E_a F_x u_{от}) c \sin\alpha}, \qquad (I43)$$

где Q_I – поперечная сила в сечении I–I;

$N_{1.0}^{кр}$ – равнодействующая усилий предварительного напряжения наклонных стержней (криволинейной напрягаемой арматуры), пересекаемых наклонной трещиной, с учетом потерь, проявившихся к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности [I2];

$Q_{\delta\ell}$ – усилие сдвига в бетоне сечения I–I над наклонной трещиной;

$$Q_{\delta\ell} = \frac{0{,}67\, Q_I\, x_{o.\ell}}{z_o} \sqrt{\frac{x_{o.\ell}}{x_o}}\, k_\ell; \qquad (I44)$$

$Q_{\delta н}$ – усилие сдвига в бетоне сечения II–II под наклонной трещиной;

$$Q_{\delta н} = 0{,}67\, Q_{II}\, S_н\, x_{o.н}\, k_н / J_п; \qquad (I45)$$

В формулах (I44) и (I45):

x_0 и z_0 – высота сжатой зоны сечения I–I и расстояние от центра тяжести сечения арматуры A до центра тяжести эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны; определяются по формулам соответственно (I9I) и (I28), причем при равномерно распределенной нагрузке рассматривается сечение на расстоянии $0{,}25\,l$ от оси опоры, а при сосредоточенной – сечение под первой силой;

$x_{0.в}$ – высота сжатой зоны сечения I–I над наклонной трещиной;

при $a < 1{,}6h_0$

$$x_{0.в} = \frac{x_0^2}{h_п + 2x_0 - h + (a - в_{1.т})tg\beta}; \qquad (I46)$$

при $a \geqslant 1{,}6h_0$

$$x_{0.в} = \frac{2x_0^2 z_0 (J_п - 0{,}67 S_н x_{0.н})}{[x_0(4h - 0{,}5x_{0.н}) - в_1 z_0]J_п tg\beta}; \qquad (I47)$$

Q_{II} – поперечная сила в сечении II–II;

$x_{0.н}$ – высота части сечения II–II под наклонной трещиной;

$$x_{0.н} = \frac{h_п^2}{h_п + (в_{1.т} - в_1)tg\beta}; \qquad (I48)$$

$$tg\beta = \frac{1}{\sqrt{1 + \sigma_{1x}/R_{с.пII}}}; \qquad (I49)$$

σ_{1x} – нормальные напряжения в бетоне сборных элементов на площадке, перпендикулярной к продольной оси конструкции, на уровне центра тяжести сечения, расположенного по средине между сечениями I–I и II–II, от сил предварительного обжатия [I2];

$$в_1 = 0{,}7R_{с.пII} J_п / Q_{оп}(y_к - h_п); \qquad (I50)$$

$$в_{1.т} = 0{,}7R_{с.пII} J_п / Q_т(y_к - h_п); \qquad (I5I)$$

$$Q_т = R_{с.пII} J_п в / S_п tg\beta; \qquad (I52)$$

$S_н$ – статический момент части приведенного сечения II–II высотой $x_{0.н}$ относительно оси, проходящей через центр тяжести указанного сечения;

$S_п$ – статический момент части приведенного сечения конструкции, расположенной по одну сторону от оси, проходящей через центр тяжести указанного сечения;

$в$ и $h_п$ – ширина ребра и высота растянутой полки приведенного сечения конструкции;

$k_в$ и $k_н$ – коэффициенты, учитывающие влияние местных сжимающих напряжений в бетоне;

при действии сосредоточенных сил и при пролете среза $a \leqslant 2h_0$

$$k_в = 1 + \frac{4Q_т}{R_{с.прII} вh}; \qquad (I53)$$

$$k_н = 1 + \frac{3Q_{оп}}{R_{с.прII} вh}; \qquad (I54)$$

при действии равномерно распределенной нагрузки

$$k_в = 1 + \frac{4q}{R_{с.прII} в}; \qquad (I55)$$

$k_н$ – см. формулу (I54).

При действии сосредоточенных сил и пролете среза $a > 2h_0$ коэффициенты $k_ℓ$ и $k_н$ принимаются равными единице.

При действии сосредоточенных сил и пролете среза $a < I,6h_0$ расстояние от оси опоры до сечения I–I – a_1, которое необходимо иметь при вычислении длины проекции наклонной трещины на продольную ось конструкции c, принимается равным a – расстоянию до первой сосредоточенной силы, а при пролете среза $a \geqslant I,6h_0$ и при действии равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле

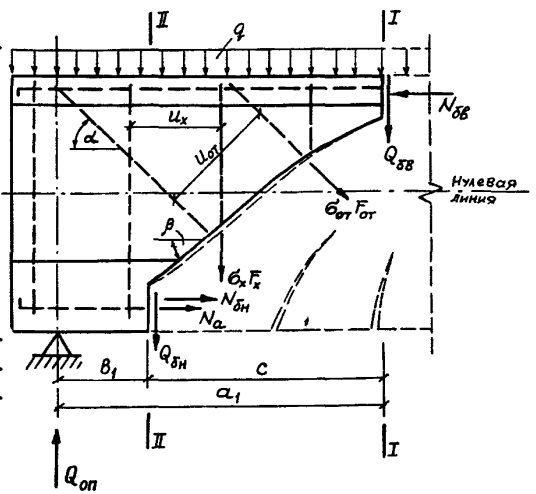


Рис. I7. Расчетная схема к определению напряжений в поперечной арматуре

$$a_1 = \frac{x_0^2 - x_{0.в}(2x_0 + h_п - h - b_{1.т} tg\beta)}{x_{0.в} tg\beta}. \qquad (I56)$$

При расчете конструкций двутаврового сечения или таврового сечения с полкой в сжатой зоне в формулы (I47), (I50) и (I5I) вводится момент инерции полного приведенного сечения. Если же в результате определения $x_{0.ℓ}$ окажется, что $x_{0.в} > h'_п$ – высоты сжатой полки, – производится перерасчет $x_{0.ℓ}$, при этом в указанные выше формулы вводится момент инерции приведенного сечения без учета свесов сжатой полки.

При поперечной арматуре только в виде вертикальных стержней

$$\sigma_x = \frac{Q_I - Q_{бв} - Q_{бн} - N^{кр}_{1.0} \sin\alpha}{F_x c} u_x. \qquad (I57)$$

При расчете конструкций таврового сечения с полкой в сжатой зоне или прямоугольного сечения в формулах (I46), (I48),(I50), (I5I) и (I56) принимается $h_п = 0{,}25h$.

При невыполнении условий (II2) и (II3) расчет по раскрытию трещин производится при $b = b_c$.

С предельной величиной раскрытия трещин, установленной нормами, сравнивается большее из значений $a_т$, полученных по формулам (I38) и (I39).

РАСЧЕТ ПО ЗАКРЫТИЮ ТРЕЩИН

3.I5. Сборно-монолитные конструкции рассчитываются по закрытию трещин в сборных элементах, нормальных к продольной оси конструкции, и наклонных - в зоне действия наибольших главных растягивающих напряжений.

Расчет производится для зон конструкции, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории, если в этих зонах при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f > I$ трещины образуются.

Расчет по закрытию трещин, нормальных к продольной оси конструкции

3.I6. Для обеспечения надежного закрытия нормальных трещин при действии постоянных и длительных нагрузок должны соблюдаться следующие требования:

а) сечение конструкции с трещинами в растянутой зоне от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок должно оставаться обжатым при действии постоянных и длительных нагрузок, вводимых в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = I$, с нормальными напряжениями сжатия

$$\sigma_c = \frac{M}{J_п} y_к \pm \frac{N}{F_п} \qquad (I58)$$

на растягиваемой внешними нагрузками грани конструкции не менее 0,5 МПа.

П р и м е ч а н и е . Верхний знак перед силой N ставится, если она сжимающая, нижний - если растягивающая.

Данное требование соблюдается, если выполняется условие

$$M_g^q \le M_{з.т} \qquad (159)$$

где M_g^q – момент внешних сил, определяемый по формулам (86)–(88) при $r_y = r_я$;

$M_{з.т}$ – момент, воспринимаемый сечением конструкции при закрытии трещин и определяемый по формуле

$$M_{з.т} = N_{1.0}(e_{1.0н} + r_y)\frac{W_o}{W_{1.0}} + M_1\left(1 - \frac{W_o}{W_{1.0}}\right) + \sigma_{c(n+y)}W_o - 0{,}5W_o; \qquad (160)$$

б) в напрягаемой арматуре А от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок (при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$) не должны возникать необратимые деформации, что обеспечивается соблюдением условия

$$\sigma_{1.a} + \sigma_a \le 0{,}8R_{a\text{ II}}, \qquad (161)$$

где $\sigma_{1.a}$ – полные напряжения в напрягаемой арматуре к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности с учетом всех потерь [12];

в ненапрягаемой арматуре А не должны возникать необратимые деформации, что обеспечивается соблюдением условия

$$\sigma_a - \sigma_{1.n} \le R_{a\text{ II}}, \qquad (162)$$

где $\sigma_{1.n}$ – напряжения в ненапрягаемой арматуре от усадки и ползучести бетона сборных элементов, проявившихся к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности [12].

Численные значения σ_a определяются по формуле (121) или (129).

При возрасте бетона сборных элементов к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности 3 мес. и более в формуле (160) допускается принимать $\sigma_{c(n+y)} = 0$.

Расчет по закрытию трещин, наклонных к продольной оси конструкции

3.17. Наклонные трещины считаются надежно закрытыми, если оба главных напряжения, определяемые по формуле (103), сжимающие и меньшее из них составляет не менее 0,5 МПа, т.е. если выполняется условие

$$\sigma_{1.y} + \sigma_{c.y} - \frac{(\tau_1 + \tau_c)^2}{\sigma_{1.x} + \sigma_{c.x} - 0{,}5} \ge 0{,}5 \text{ МПа}. \qquad (163)$$

Значения $\sigma_{1.y}$, τ_1, $\sigma_{1.x}$ и $\sigma_{c.y}$, τ_c, $\sigma_{c.x}$ расшифрованы в п. 3.6.

РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

3.I8. Деформации (прогибы, углы поворота) сборно-монолитных конструкций вычисляются по формулам строительной механики, определяя входящие в них величины кривизн в соответствии с настоящими методическими рекомендациями.

Величины деформаций сборно-монолитных конструкций отсчитываются от их начального состояния (до обжатия сборных элементов).

3.I9. При расчете по деформациям в расчет вводятся сечения, приведенные (по модулю упругости) к более прочному бетону.

3.20. Для участков конструкций, где в растянутой зоне не образуются трещины, нормальные к продольной оси конструкции, либо они закрыты, величины кривизн определяются как для сплошного тела.

Для участков конструкций, где в растянутой зоне имеются трещины, нормальные к продольной оси конструкции, величины кривизн определяются на основе следующих предпосылок:

для средних деформаций арматуры и бетона считается справедливой гипотеза плоских сечений;

напряжения в бетоне сжатой зоны (в сечениях с трещинами) определяются с учетом упругих, а в необходимых случаях неупругих, деформаций бетона.

Конструкции или участки конструкций рассматриваются без трещин в растянутой зоне, если трещины не образуются при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок или они закрыты при действии постоянных и длительных нагрузок; при этом нагрузки вводятся в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = I$.

Определение кривизн конструкций на участках без трещин в растянутой зоне

3.2I. На участках, где не образуются нормальные трещины, полная величина кривизны изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых конструкций определяется по формуле

$$\frac{1}{\rho} = -\frac{1}{\rho_{1.N}} + \frac{1}{\rho_{1.M}} - \frac{1}{\rho_{1.N.п}} + \frac{1}{\rho_{1.M.п}} + \frac{1}{\rho_к} + \frac{1}{\rho_g} + \frac{1}{\rho_у}, \qquad (I64)$$

где $1/\rho_{1.N}$ и $1/\rho_{1.M}$ – кривизны соответственно от действия усилий $N_{1.0}$ и M_1 к моменту приобретения монолитным бетоном задан-

ной прочности [I2];

$1/\rho_{1.N.n}$ и $1/\rho_{1.M.n}$ – то же, после приобретения монолитным бетоном заданной прочности;

$1/\rho_K$ и $1/\rho_g$ – кривизны соответственно от кратковременной нагрузки и длительного действия постоянных и длительных нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности;

$1/\rho_y$ – кривизна от усадки бетонов;

$$\frac{1}{\rho_{1.N.n}}=\frac{N_{1.0}e_{1.0H}}{E_c J_{1.n}}\cdot\frac{J_I F_{1.n}e_{1.0H}+S_I J_{1.n}}{J F_{1.n}e_{1.0H}}; \qquad (I65)$$

$$\frac{1}{\rho_{1.M.n}}=\frac{M_1}{E_c J_{1.n}}\cdot\frac{J_I}{J}; \qquad (I66)$$

$$\frac{1}{\rho_K}=\frac{\bar{M}}{0{,}85E_c J_n}; \qquad (I67)$$

$$\frac{1}{\rho_g}=\frac{\bar{M}}{E_c J_n}\left(1{,}18+\frac{J_{\underline{IV}}F_n e_o+S_{\underline{III}}J_n}{J F_n e_o}\right); \qquad (I68)$$

$$\frac{1}{\rho_y}=\varepsilon_{My}E_{\bar{M}}F_M i_M\frac{\gamma_c}{\gamma_M}+\varepsilon_{cy}E_c F_c i_c. \qquad (I69)$$

В общем случае:

$\bar{M}$ – момент от соответствующей внешней нагрузки, приложенной после приобретения монолитным бетоном заданной прочности, относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения конструкции;

$$J=n_{Mc}(J_M+F_M i_M^2)\frac{\gamma_c}{\gamma_M}+J_c+F_c i_c^2; \qquad (I70)$$

$$J_{\underline{I}}=(J_c-F_c i_1 i_c)\varphi_c; \qquad (I71)$$

$$J_{\underline{IV}}=n_{Mc}(J_M+F_M i_{Mo} i_M)\varphi_M\frac{\gamma_c}{\gamma_M}+(J_c+F_c i_{co} i_c)\varphi_c; \qquad (I72)$$

$$S_{\underline{I}}=F_c i_c \varphi_c; \qquad (I73)$$

$$S_{\underline{III}}=n_{Mc}F_M i_M\varphi_M\frac{\gamma_c}{\gamma_M}-F_c i_c\varphi_c; \qquad (I74)$$

$$i_M=h-y'_M-\frac{n_{Mc}F_M(h-y'_M)\gamma_c+F_c y_c\gamma_M}{n_{Mc}F_M\gamma_c+F_c\gamma_M}; \qquad (I75)$$

$$i_c=\frac{n_{Mc}F_M(h-y'_M)\gamma_c+F_c y_c\gamma_M}{n_{Mc}F_M\gamma_c+F_c\gamma_M}-y_c. \qquad (I76)$$

При внешней нагрузке в виде изгибающего момента $S_{\underline{III}}=0$ и $\bar{M}=M$.

3.22. Численные значения параметров $\varepsilon_{му}$, $\varphi_м$, $\varepsilon_{су}$ и $\varphi_с$ определяются в соответствии с рекомендациями [6] или [7].

За *начало отсчета времени при определении* $\varepsilon_{му}$, $\varphi_м$, $\varepsilon_{су}$ и $\varphi_с$ в формулах (I65), (I66) и (I69) принимается момент приобретения монолитным бетоном заданной прочности, за начало отсчета времени при определении $\varphi_м$ и $\varphi_с$ в формуле (I68) – момент нагружения конструкции после приобретения монолитным бетоном заданной прочности.

Численные значения коэффициентов $\gamma_м$ и $\gamma_с$ соответственно в зависимости от $\varphi_м$ и $\varphi_с$, а также возраста бетона к началу отсчета времени τ_1 определяются по табл. 7.

Таблица 7

$\varphi_м$ и $\varphi_с$	$\gamma_м$ и $\gamma_с$ при возрасте бетона к началу отсчета времени τ_1, сут.								
	3	7	I4	28	45	60	90	I80	365 и более
0	I,0	I,0	I,0	I,0	I,0	I,0	I,0	I,0	I,0
0,5	I,34	I,35	I,36	I,38	I,4	I,4I	I,43	I,45	I,5
I,0	I,68	I,7I	I,73	I,75	I,79	I,82	I,86	I,9I	2,0
I,5	2,02	2,06	2,09	2,I3	2,I9	2,24	2,29	2,36	2,5
2,0	2,36	2,42	2,46	2,5	2,58	2,65	2,72	2,82	3,0
2,5	2,7	2,77	2,82	2,88	2,98	3,06	3,I4	3,27	3,5
3,0	3,04	3,I2	3,I8	3,25	3,37	3,47	3,57	3,73	4,0

3.23. При отсутствии необходимых данных для определения параметров $\varepsilon_{му}$, $\varphi_м$, $\varepsilon_{су}$ и $\varphi_с$ (сорт цемента, состав бетона, условия изготовления и эксплуатации конструкции и т.п.) в формулах (I70)-(I76) рекомендуется принимать $\varphi_м = \varphi_с = C$, где C – коэффициент, принимаемый для тяжелого и легкого бетонов, а также мелкозернистого видов А и Б при влажности воздуха, %, соответственно равным:

более 40 % 2,0; 2,6; 3,0
40 % и ниже 3,0; 3,9; 4,5

Кривизна от усадки бетона принимается равной нулю.

Определение кривизн конструкций на участках с трещинами в растянутой зоне

3.24. На участках, где образуются нормальные трещины, полная величина кривизны изгибаемых внецентренно сжатых и внецентренно растянутых конструкций определяется по формуле

$$\frac{1}{\rho}=\frac{1}{\rho_1}+\frac{1}{\rho_2}-\frac{1}{\rho_3}+\frac{1}{\rho_4}, \qquad (I77)$$

где $1/\rho_1$ – кривизна (см. п. 3.2I) от длительного действия усилий $N_{1.0}$ и M_1 к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности [I2];

$$\frac{1}{\rho_1}=\frac{1}{\rho_{1.N}}+\frac{1}{\rho_{1.M}}; \qquad (I78)$$

$1/\rho_2$ – кривизна от кратковременного действия всей нагрузки, приложенной после приобретения монолитным бетоном заданной прочности;
$1/\rho_3$ – то же, постоянных и длительных нагрузок;
$1/\rho_4$ – кривизна от длительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$$\frac{1}{\rho}=\frac{\bar{M}}{0{,}85E_c J_{0.T}}\left(1+m_{0.T}-m_{1.\Pi}\frac{J_{0.T}}{J_{1.\Pi}}\right); \qquad (I79)$$

$$\frac{1}{\rho_4}=\frac{\bar{M}}{E_c J_{0.T}}(1{,}18+\varphi); \qquad (I80)$$

$\bar{M}$ – момент от соответствующей внешней нагрузки, приложенной после приобретения монолитным бетоном заданной прочности, относительно нулевой линии приведенного сечения конструкции в начальный момент времени (высота сжатой зоны x_0);

$$\varphi=\frac{J_{1.\Pi}(1+m_T)(1+\varphi_c)-J_T m_{1.\Pi}}{J_{1.\Pi}(1+m_{0.T})-J_{0.T}m_{1.\Pi}}\cdot\frac{J_{0.T}}{J_T}-1; \qquad (I8I)$$

$$m_{0.T}=\frac{M_1-N_{1.0}e_{1.0x}+C_0+\mathfrak{D}_0(x_0-y'_M)}{\bar{M}}; \qquad (I82)$$

$$m_T=\frac{M_1-N_{1.0}e_{1.x}+C+\mathfrak{D}(x-y'_M)}{\bar{M}}; \qquad (I83)$$

$$m_{1.\Pi}=\frac{M_1-N_{1.0}e_{1.0H}}{\bar{M}}; \qquad (I84)$$

$$C_0=0{,}85E_c n_{MC}J_M\frac{1}{\rho_1}; \qquad (I85)$$

$$C=\frac{E_c n_{MC}J_M}{(1+\varphi_M)\rho_1}; \qquad (I86)$$

$$\mathfrak{D}_0=0{,}85E_c n_{MC}F_M(h-y'_M)\frac{1}{\rho_1}+\sigma_1 n_{MC}F_M; \qquad (I87)$$

$$\mathfrak{D}=\frac{E_c n_{MC}}{1+\varphi_M}F_M(h-y'_M)\frac{1}{\rho_1}+\sigma_1\frac{n_{MC}F_M}{1+\varphi_M}; \qquad (I88)$$

$$J_{0.T}=J_{0.T.C}+n_{MC}J_{0.T.M}+\frac{n_{ac}}{0{,}85\psi_0}F_a(h_0-x_0)^2; \qquad (I89)$$

$$J_T=J_{T.C}+n_{MC}J_{T.M}\frac{1+\varphi_c}{1+\varphi_M}+\frac{n_{ac}}{\psi}F_a(h_0-x)^2(1+\varphi_c); \qquad (I90)$$

$J_{o.т.с}$ и $J_{т.с}$ – моменты инерции площади сечения сжатой зоны бетона сборных элементов относительно нулевой линии соответственно в начальный и рассматриваемый момент времени t ;
$J_{o.т.м}$ и $J_{т.м}$ – то же, сжатой зоны монолитного бетона;
$e_{1.ox}$ и $e_{1.x}$ – расстояния от точки приложения силы $N_{1.o}$ до нулевой линии приведенного сечения конструкции соответственно в начальный и рассматриваемый момент времени t ;
σ_1 – напряжения в наиболее обжатых волокнах сборных элементов к моменту приобретения монолитнмы бетоном заданной прочности [I2].

Высота сжатой зоны приведенного сечения конструкции в начальный момент времени — x_o и в рассматриваемый момент времени t — x отыскивается из уравнений

$$\frac{S_{o.т}}{J_{o.т}} = \frac{\pm N + \mathfrak{D}_o + N_{1.o}}{M + C_o + \mathfrak{D}_o(x_o - y'_M) + M_1 + N_{1.o} e_{1.ox}} \qquad (I9I)$$

и

$$\frac{S_т}{J_т} = \frac{\pm N + \mathfrak{D} + N_{1.o}}{M + C + \mathfrak{D}(x - y'_M) + M_1 + N_{1.o} e_{1.x}}, \qquad (I92)$$

где

$$S_{o.т} = S_{o.т.с} + n_{мс} S_{o.т.м} - \frac{n_{ac}}{0{,}85\varphi_o} F_a (h_o - x_o); \qquad (I93)$$

$$S_т = S_{т.с} + n_{мс} S_{т.м} \frac{1+\varphi_c}{1+\varphi_м} - \frac{n_{ac}}{\psi} F_a (h_o - x)(1+\varphi_c); \qquad (I94)$$

$S_{o.т.с}$ и $S_{т.с}$ – статические моменты площади сечения сжатой зоны бетона сборных элементов относительно нулевой линии соответственно в начальный и рассматриваемый момент времени t ;
$S_{o.т.м}$ и $S_{т.м}$ – то же, сжатой зоны монолитного бетона.

П р и м е ч а н и е . Знак "плюс" перед силой N в формулах (I89) и (I90) ставится, если она сжимающая, "минус" – если растягивающая.

В формулах (I89), (I90) и (I93), (I94): ψ_o и ψ – коэффициенты, учитывающие неравномерность распределения деформаций растянутой арматуры на длине участка с трещинами соответственно в начальный и рассматриваемый момент времени t ;

$$\psi_o = 1 - \frac{(F - \beta x_o) m}{F - \beta x_o + 2{,}2 n_{ac} F_a}; \qquad (I95)$$

$$\psi = \psi_o \left[1 + (2 - 3\psi_o + \psi_o^2) \frac{\varphi_c}{\varphi_c(\infty)}\right] \text{*)}; \qquad (I96)$$

F – площадь бетона в приведенном сечении конструкции высотой h_o без учета свесов сжатой полки;
β – ширина ребра указанного сечения;

$$m = 0{,}65 \sqrt{R_{c.p\,II} W_т / M_з}. \qquad (I97)$$

*) Упрощенная нами формула работы В.М.Бондаренко "Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона" (Харьков: Харьк. университет , I968, 323 с.)

Высота сжатой зоны x_0 отыскивается из уравнения (I9I) при $\varphi_0 = I$.

Момент M_3 допускается определять по формулам (I30)-(I32).

При $d_M/h_{10} \leq 1$ и $n_{mc} b_M/b_c \leq 3$ в формулах (I82), (I83) и (I9I), (I92) допускается принимать $C_0 = C = 0$ и $\mathcal{D}_0 = \mathcal{D} = 0$.

При расчете изгибаемых конструкций (при $\bar{M} = M$) для определения $\frac{1}{\rho}$ допускается пользоваться формулой

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1,18}{E_c}\left(\frac{M_T}{J_n} + \frac{M - M_T}{J_{0.T}}\right); \qquad (I98)$$

а для определения $\frac{1}{\rho_4}$ – формулой

$$\frac{1}{\rho_4} = \frac{M_T}{E_c J_n}(1,18 + \frac{J_{\bar{V}}}{J}) + \frac{M - M_T}{E_c J_T}(1,18 + \varphi_c). \qquad (I99)$$

Значение M_T расшифровано в п. 3.4, значения J и $J_{\bar{V}}$ – в п. 3.2I.

3.25. При приложении внешней нагрузки до приобретения монолитным бетоном заданной прочности со стороны растянутых волокон допускается образование нормальных трещин в сборных элементах.

Полная величина кривизны изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых конструкций при наличии начальных трещин в сборных элементах определяются по формуле (I77), где $\frac{1}{\rho_1}$ – кривизна от совместного действия усилий $N_{1.0}$ и M_1 к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности [I2]

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\bar{M}}{0,85 E_c J_{0.T}}\left(1 + m_{0.T} - m_{1.T}\frac{J_{0.T}}{J_{1.0.T}}\right); \qquad (200)$$

$$\frac{1}{\rho_4} = \frac{\bar{M}}{E_c J_{0.T}}(1 + \varphi^*); \qquad (20I)$$

$$m_{1.T} = \frac{M_1 - N_{1.0}(d_{1.0H} - x_1)}{\bar{M}}, \qquad (202)$$

где $J_{1.0.T}$ – момент инерции приведенного сечения сборных элементов относительно нулевой линии при высоте сжатой зоны x_1 ; x_1 – высота сжатой зоны приведенного сечения сборных элементов к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности [I2].

Численные значения $m_{0.T}$, m_T и x_0 , x определяются по формулам соответственно (I82), (I83) и (I9I), (I92) при

$$C_0 = 0,85 E_c n_{mc} J_M \frac{1}{\rho_1}; \qquad (203)$$

$$C = \frac{E_c n_{mc}}{1+\varphi_M} J_M \frac{1}{\rho_1}; \qquad (204)$$

$$\mathfrak{D}_0 = 0{,}85 E_c n_{mc} F_M (x_1 + d_M - y'_M) \frac{1}{\rho_1}; \qquad (205)$$

$$\mathfrak{D} = \frac{E_c n_{mc}}{1+\varphi_M} F_M (x_1 + d_M - y'_M) \frac{1}{\rho_1}. \qquad (206)$$

В формулах (I89), (I90) и (I93), (I94)

$$\varphi_0 = 1 - \frac{n_1 (F_1 - b_c x_1) m_1}{F_1 - b_c x_1 + 2{,}2 n_{ac} F_a}, \qquad (207)$$

где
$$n_1 = \frac{M_1 - (M_{1.T} - R_{c.p\,II} W_{1.T})}{M_1 - (M_{1.T} - R_{c.p\,II} W_{1.T}) + M h_{1.0}/h_0}; \qquad (208)$$

$$m_1 = 0{,}65 \sqrt{\frac{R_{c.p\,II} W_{1.T}}{M_1 - (M_{1.T} - R_{c.p\,II} W_{1.T})}}; \qquad (209)$$

$M_{1.T}$ – сопротивление сборных элементов образованию нормальных трещин [I2].

При отсутствии нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности ($\bar{M} = 0$), кривизна равна $\frac{1}{\rho_1}\varphi^{**}$ при

$$\varphi^{**} = \frac{M_1 - N_{1.0} e_{1.x} + C}{M_1 - N_{1.0}(d_{1.0H} - x_1)} \cdot \frac{J_{1.0.T}}{J_T}(1+\varphi_c) - 1. \qquad (2I0)$$

Высота сжатой зоны x отыскивается из уравнения (I92) при $\bar{M} = 0$, коэффициент φ_0 – по формуле (207) при $n_1 = I$.

При $\frac{d_M}{h_{1.0}} \le 1$ и $\frac{n_{mc} b_M}{b_c} \le 3$ в формулах (I82), (I83) и (I9I), (I92) допускается принимать $C_0 = C = 0$ и $\mathfrak{D}_0 = \mathfrak{D} = 0$.

3.26. Численные значения φ_M и φ_c определяются в соответствии с рекомендациями [6] или [7].

За начало отсчета времени при вычислении φ_M и φ_c в формулах п. 3.24 принимается момент нагружения конструкции после приобретения монолитным бетоном заданной прочности, а при $\bar{M} = 0$ – момент приобретения монолитным бетоном заданной прочности.

3.27. При отсутствии необходимых данных для расчета параметров φ_M и φ_c (сорт цемента, состав бетона, условия изготовления и эксплуатации конструкции и пр.) кривизны определяются по формулам (I77)–(2I0) с учетом $\varphi_M = \varphi_c = C$.

Приложение I

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример I. Определить прочность расчетного нормального сечения конструкции (рис. I), работающей в условиях косого изгиба. Сборный элемент выполнен без предварительного напряжения.

Исходные данные. Бетон сборного элемента класса В30; $E_c = 2{,}0 \cdot 10^4$ МПа; $R_{c.пр} = 17{,}0$ МПа; монолитный бетон класса В12,5; $E_м = 1{,}2 \cdot 10^4$ МПа; $R_{м.пр} = 7{,}3$ МПа; арматура класса А-III; $E_a = 2 \cdot 10^5$ МПа; $R_a = 375$ МПа; $F_{a1} = F_{a2} = F_{a3} = F_{a4} = F_{a8} = 1{,}13$ см^2 (1Ø12 А-III); $F_{a5} = F_{a6} = F_{a7} = 8{,}04$ см^2 (1Ø32 А-III); $z_{a1} = z_{a2} = z_{a3} = 3$ см; $z_{a4} = 6$ см; $z_{a5} = 42$ см; $z_{a6} = z_{a7} = z_{a8} = 46$ см; $y_{a1} = y_{a5} = y_{a6} = 4$ см; $y_{a2} = 27$ см; $y_{a3} = y_{a4} = y_{a8} = 31$ см; $y_{a7} = 17{,}5$ см. Угол наклона плоскости действия моментов внешних сил $\alpha = 15^0$.

Решение. По табл. 2 настоящих методических рекомендаций для заданных классов бетонов находим:

$\lambda_{м.пр} = 0{,}83$;
$\lambda_{с.пр} = 0{,}68$.

По формуле (8) при $n_{ам} = \frac{2 \cdot 10^5}{1{,}2 \cdot 10^4} = 16{,}7$ имеем

$$\xi_{м.R} = \frac{16{,}7 \cdot 7{,}3}{16{,}7 \cdot 7{,}3 + 375(1 - 0{,}83)} = 0{,}657.$$

Угол наклона нулевой линии по "упругому" расчету

$$tg\beta_{упр} = \frac{b h^3/12}{h b^3/12} \times tg\alpha \left(\frac{h}{b}\right)^2 tg 15^\circ = \left(\frac{50}{35}\right)^2 \cdot 0{,}27 = 0{,}55,$$

откуда $\beta_{упр} = 28^0 40'$

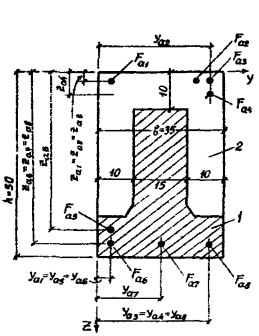


Рис. I. К примеру I (размеры в см)
I – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

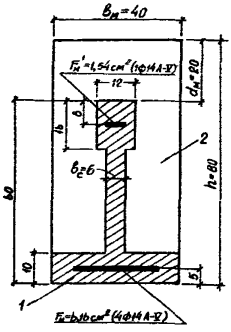


Рис. 2. К примеру 2 (размеры в см)
I – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

Расстояние h_0 от крайнего сжатого волокна сечения до прямой, параллельной нулевой линии и проходящей через центр тяжести наиболее растянутого стержня, вычисляем по формуле

$h_0 = z_{a_6} \cdot \cos\beta_{упр} + (\beta - y_{a_6}) \sin\beta_{упр} = 46 \cdot 0{,}876 + (35-4) \cdot 0{,}479 = 55{,}1$ см.

Далее находим $S_м = 25180$ см^3; $S = 31870$ см^3; $S_м / S = \frac{25180}{31870} = 0{,}79$.

По формуле (4) вычисляем

$R_{пр} = 17{,}0\,(1-0{,}79) + 7{,}3 \cdot 0{,}79 = 9{,}34$ МПа,

а по формулам (5) и (6) – соответственно

$$E = \frac{9{,}34}{[1-0{,}68\cdot(1-0{,}79)-0{,}83\cdot 0{,}79]} \times$$

$$\times \frac{1}{\left[\frac{17{,}0}{2{,}0\cdot 10^4\cdot(1-0{,}68)}(1-0{,}79) + \frac{7{,}3}{1{,}2\cdot 10^4\cdot(1-0{,}83)}\cdot 0{,}79\right]} =$$

$= 1{,}38 \cdot 10^4$ МПа; $\lambda_{пр} = 0{,}68\cdot(1-0{,}79)+0{,}83\cdot 0{,}79 = 0{,}8$.

Теперь можем приступить к расчету сопротивления сечения. Задаемся начальными значениями высоты сжатой зоны сечения и углом наклона нулевой линии: $x_1 = 35$ см; $\beta_1 = \beta_{упр} = 28^0 40'$.

Так как $\frac{\lambda_{пр} x_1}{\sin\beta_1} = \frac{0{,}8\cdot 35}{0{,}479} = 58{,}5$ см $> b = 35$ см и

$\frac{x_1}{\cos\beta_{упр}} = \frac{35}{0{,}876} = 40{,}0$ см $< h = 50$ см, значения $F_{пл}$ и $S_{упр}$ вычисляем по формулам:

$$F_{пл} = \frac{b}{\cos\beta_1}(\lambda_{пр} x_1 - 0{,}5 b \cdot \sin\beta_1) = \frac{35}{0{,}876}\cdot(0{,}8\cdot 35 - 0{,}5\cdot 35\cdot 0{,}479) =$$

$= 784$ см^2;

$$S_{упр} = \frac{0{,}5(1-\lambda_{пр})^2 x_1^2 b}{\cos\beta_1} = \frac{0{,}5\,(1-0{,}8)^2\, 35^2 \cdot 35}{0{,}876} = 979 \text{ см}^3.$$

По формуле (13) определяем напряжения в арматурных стержнях. Для случая косого изгиба

$$h_{0i} = (\beta - y_{ai})\sin\beta + z_{ai}\cos\beta,$$

тогда при $n_a = \frac{2\cdot 10^5}{1{,}38\cdot 10^4} = 14{,}5$ по формуле (13) находим

$$\sigma_{a1} = \frac{14{,}5\cdot 9{,}34}{(1-0{,}8)\cdot 35}\,[(35-4)\cdot 0{,}479 + 3\cdot 0{,}876 - 35] = -339 \text{ МПа}.$$

Аналогичным образом для стержней A_2–A_8 получим: $\sigma_{a2} = -552$ Мпа; $\sigma_{a3} = -590$ МПа; $\sigma_{a4} = -538$ МПа; $\sigma_{a5} = 322$ МПа; $\sigma_{a6} = 389$ МПа; $\sigma_{a7} = 265$ МПа; $\sigma_{a8} = 140$ МПа.

Для стержней A_2–A_4 принимаем $\sigma_{a2} = \sigma_{a3} = \sigma_{a4} = -R_a = -375$ МПа, а для стержня A_6 – $\sigma_{a6} = R_a = 375$ МПа.

Проверяем условие (12):

$$9{,}34\left[784 + \frac{979}{(1-0{,}8)\cdot 35}\right] - [(-339)\cdot 1{,}13 + (-375)\cdot 3\cdot 1{,}13 + 322 \times$$

$\times\, 8{,}04 + 375\cdot 8{,}04 + 265\cdot 8{,}04 + 140\cdot 1{,}13] = 2390$ МПа$\cdot$см^2.

Так как указанное условие явно не выполняется, принимаем новые величины параметров сжатой зоны: $x_2 = 25$ см; $\beta_2 = 15^0$; $\sin 15^0 = 0{,}259$; $\cos 15^0 = 0{,}966$.

С учетом этого:

$$F_{пл} = \frac{35}{0,966}(0,8\cdot25-0,5\cdot35\cdot0,259) = 560 \text{ см}^2;$$

$$S_{упр} = \frac{0,5\cdot(I-0,8)^2\cdot25^2\cdot35}{0,966} = 453 \text{ см}^3.$$

Напряжения в арматурных стержнях:

$$\sigma_{a1} = \frac{I4,5\cdot9,34}{(I-0,8)\cdot25}\left[(35-4)\cdot0,259+3\cdot0,966-25\right] = -38I \text{ МПа};$$

$\sigma_{a2} = -543$ МПа; $\sigma_{a3} = -570$ МПа; $\sigma_{a4} = -492$ МПа; $\sigma_{a5} =$ $= 639$ МПа; $\sigma_{a6} = 744$ МПа; $\sigma_{a7} = 649$ МПа; $\sigma_{a8} = 555$ МПа.

Проверяем условие (I2):

$$9,34\left[560 + \frac{453}{(I-0,8)\cdot25}\right] - \left[(-375)\cdot4\cdot I,I3+375\cdot3\cdot8,04 + 375\cdot I,I3\right] = -I697 \text{ МПа}\cdot\text{см}^2.$$

Так как указанное условие вновь не выполняется, расчет повторяем в прежней последовательности.

Принимаем: $x_3 = 28,5$ см; $\beta_3 = 8^0$; $\sin 8^0 = 0,I40$; $\cos 8^0 = 0,99$. Тогда:

$$F_{пл} = \frac{35}{0,99}(0,8\cdot28,5-0,5\cdot35\cdot0,I4) = 7I9 \text{ см}^2;$$

$$S_{упр} = \frac{0,5\cdot(I-0,8)\cdot28,5^2\cdot35}{0,99} = 574 \text{ см}^3.$$

Напряжения в арматуре:

$$\sigma_{a1} = \frac{I4,5\cdot9,34}{(I-0,8)\cdot28,5}\left[(35-4)\cdot0,I4+3\cdot0,99-28,5\right] = -504 \text{ МПа};$$

$\sigma_{a2} = -580$ МПа; $\sigma_{a3} = -593$ МПа; $\sigma_{a4} = -523$ МПа; $\sigma_{a5} =$ $= 4I3$ МПа; $\sigma_{a6} = 508$ МПа; $\sigma_{a7} = 463$ МПа; $\sigma_{a8} = 4I8$ МПа.

Проверяем условие (I2):

$$9,34\left[7I9 + \frac{574}{(I-0,8)\cdot28,5}\right] - \left[(-375)\cdot4\cdot I,I3+375\cdot3\cdot8,04 + 375\cdot I,I3\right] = -II7 \text{ МПа}\cdot\text{см}^2,$$

т.е. можно считать, что условие (I2) практически выполняется. Теперь проверяем условие (2I). Для этого находим положение равнодействующей усилий в растянутой арматуре:

$$y_б = \frac{\Sigma\sigma_{ai}F_{ai}y_{ai}}{\Sigma\sigma_{ai}F_{ai}} = \frac{\sigma_{a5}F_{a5}y_{a5}+\sigma_{a6}F_{a6}y_{a6}+\sigma_{a7}F_{a7}y_{a7}+\sigma_{a8}F_{a8}y_{a8}}{\sigma_{a5}F_{a5}+\sigma_{a6}F_{a6}+\sigma_{a7}F_{a7}+\sigma_{a8}F_{a8}} =$$

$$= \frac{375\cdot8,04\cdot4+375\cdot8,04\cdot4+375\cdot8,04\cdot I7,5+375\cdot I,I3\cdot3I}{375\cdot(8,04+8,04+8,04+I,I3)} = 9,5I \text{ см};$$

$$z_б = \frac{\Sigma\sigma_{ai}F_{ai}z_{ai}}{\Sigma\sigma_{ai}F_{ai}} =$$

$$= \frac{375\cdot8,04\cdot42+375\cdot8,04\cdot46+375\cdot8,04\cdot46+375\cdot I,I3\cdot46}{375\cdot(8,04+8,04+8,04+I,I3)} = 44,7 \text{ см}.$$

Аналогичным образом вычисляем положение равнодействующей усилий в сжатом бетоне и сжатой арматуре: $y_A = I8,9$ см; $z_A = I0,7$ см.

Окончательно по формуле (2I) имеем

$$tg\alpha = \frac{I8,9-9,5I}{4,47-I0,7} = 0,276, \text{ т.е. } \alpha = I5^0 40'.$$

Таким образом, условие (2I) практически выполняется. Завершается задача оценкой прочности сечения (см.ф-лу (II)).

Для этого находим:

$S_{пл}=F_{пл}r_{пл}$ = 719·36,2 = 26000 см^3;

$J_{упр}=0{,}5S_{упр}(1-\lambda_{пр})x$ = 0,5·574·(1–0,8)·28,5 = 1636 см^4;

$h_0=z_{a6}\cos\varphi+(\beta-\gamma_{a6})\sin\varphi$ = 46·0,99+(35–4)·0,14 = 49,9 см;

$S_{a1}=F_{a1}r_{a1}$ = 1,13·42,6 = 48,1 см^3;

$S_{a2}=F_{a2}r_{a2}$ = 1,13·39,7 = 44,9 см^3;

$S_{a3}=F_{a3}r_{a3}$ = 1,13·38,8 = 43, 8 см^3;

$S_{a4}=F_{a4}r_{a4}$ = 1,13·35,8 = 40,5 см^3;

$S_{a5}=F_{a5}r_{a5}$ = 8,04·3,96 = 31,8 см^3; S_{a6} = 0;

$S_{a7}=F_{a7}r_{a7}$ = 8,04·1,9 = 15,3 см^3;

$S_{a8}=F_{a8}r_{a8}$ = 1,13·3,8 = 4,3 см^3.

Здесь $r_{пл}$ – расстояние от центра тяжести бетона, работающего в пластической стадии, до прямой, параллельной нулевой линии и проходящей через центр тяжести сечения наиболее растянутого стержня (A_6);

r_{ai} – расстояние от центра тяжести сечения арматуры A_i до той же линии.

Сопротивление сечения:

$$M_p = 9{,}34\left[26000+\frac{1636+574\cdot(49{,}9-28{,}5)}{(1-0{,}8)\cdot 28{,}5}\right]-(-375)(48{,}1+44{,}9+43{,}8+40{,}5)-375\cdot(31{,}8+15{,}3+4{,}3)=3{,}13\cdot10^5\ \text{МПа}\cdot\text{см}^3=313\ \text{кН}\cdot\text{м}.$$

Пример 2. Определить "кратковременный" прогиб однопролетной свободно опертой сборно-монолитной конструкции (рис. 2) в середине пролета с учетом предварительного загружения сборного элемента.

Через месяц после укладки монолитного бетона конструкция загружена равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью q_1 = 31 кН/м.

Исходные данные. Бетон сборного элемента класса В40; E_c = 3,6·10^4 МПа; $R_{c.p.II}$ = 2 МПа; монолитный бетон класса В15; $E_м$ = 2,4·10^4 МПа; $n_{мс}$ = 0,7; E_a = 1,9·10^5 МПа; n_{ac} = 5,3; $W_{1.т}$ = 27750 см^3; $r_{1.я}$ = 18,6 см; расчетный пролет ℓ = 600 см; $N_{1.0}$ = 400 кН; $e_{1.0н}$ = 7,2 см; $e_{1.ан}$ = 9,4 см; M_1 = 180 кН·м; $\bar{M}$ = 140 кН·м.

Решение. Проверяем трещиностойкость сборного элемента:

$M_{1.т}=N_{1.0}(e_{1.0н}+r_{1.я})+R_{c.p.II}W_{1.т}$ = 40000·(7,2+18,6)+20·27750 = 15,9·10^5 кгс·см = 159 кН·м.

Так как $M_{1.т} < M_1$ = 180 кН·м, в сборном элементе со стороны растянутых волокон имеются трещины. С учетом этого по формулам [4] находим x_1 = 31,7 см; $J_{1.т}$ = 1,4·10^5 см^4; $\frac{1}{\rho_1}$ = 29 x x 10^{-6} 1/см,

Полный прогиб сборного элемента до укладки монолитного бетона

$$f_1=f_{1M}+f_{1N} = 1{,}09-0{,}13 = 0{,}96\ \text{см}.$$

Площадь монолитного бетона при высоте $x_1+d_м$ — $F_м$ = 1781,8 см^2, статический момент указанной площади относительно нулевой линии при высоте сжатой зоны $x_1+d_м$ — $S_м$ = 48,2·10^3 см^3, расстояние от центра тяжести площади сечения монолитного бетона до его наиболее сжатого края $y'_м=x_1+d_м-S_м/F_м$ = 31,7 + 20 – 48,2·10^3/1781,8 = 24,65 см. Собственный момент инерции площади монолитного бетона $J_м$ = 4,18·10^5 см^4.

По формулам (203) и (205) определяем

$$C_0 = 0{,}85 \cdot 3{,}6 \cdot 10^6 \cdot 0{,}7 \cdot 4{,}18 \cdot 10^5 \cdot 29 \cdot 10^{-6} = 25{,}96 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

$$D_0 = 0{,}85 \cdot 3{,}6 \cdot 10^6 \cdot 0{,}7 \cdot 1781{,}8 \cdot (31{,}7 + 20 - 24{,}65) \cdot 29 \cdot 10^{-6} = 3 \cdot 10^6 \text{ Н},$$

а по формуле (207)

$$\psi_0 = 1 - \frac{0{,}427 \cdot (500 - 6 \cdot 31{,}7) \cdot 0{,}527}{500 - 6 \cdot 31{,}7 + 2{,}2 \cdot 5{,}3 \cdot 6{,}16} = 0{,}82,$$

где $n_1 = \dfrac{18 \cdot 10^6 - (15{,}9 \cdot 10^6 - 200 \cdot 27750)}{18 \cdot 10^6 - (15{,}9 \cdot 10^6 - 200 \cdot 27750) + 14 \cdot 10^6} = \dfrac{55}{75} = 0{,}427;$

$$m_1 = 0{,}65 \sqrt{\frac{200 \cdot 27750}{18 \cdot 10^6 - (15{,}9 \cdot 10^6 - 200 \cdot 27750)}} = 0{,}527.$$

По формуле (193) находим

$$S_{0.T} = \frac{6(x_0 - 20)^2}{2} + 6 \cdot 16 \cdot (x_0 - 20 - 8) + 0{,}7 \left[\frac{40 x_0^2}{2} - \frac{6 (x_0 - 20)^2}{2} - 6 \cdot 16 \cdot (x_0 - 20 - 8) \right] - \frac{5{,}3}{0{,}85 \cdot 0{,}82} \cdot 6{,}16 (75 - x_0) =$$

$$= 15 x_0^2 + 39{,}64 x_0 - 3960,$$

а по формуле (189)

$$J_{0.T} = \frac{6 (x_0 - 20)^3}{3} + \frac{6 \cdot 16^3}{12} + 6 \cdot 16 \cdot (x_0 - 20 - 8)^2 + 0{,}7 \left[\frac{40 x_0^3}{3} - \frac{6 \cdot 16^3}{12} - \frac{6 (x_0 - 20)^3}{3} - 6 \cdot 16 (x_0 - 20 - 8)^2 \right] + \frac{5{,}3}{0{,}85 \cdot 0{,}82} \times$$

$$\times 6{,}16 (75 - x_0)^2 = 9{,}93 x_0^3 + 39{,}64 x_0^2 - 8219 x_0 + 28187 2.$$

В соответствии с (191)

$$\frac{15 x_0^2 + 39{,}64 x_0 - 3960}{9{,}93 x_0^3 + 39{,}64 x_0^2 - 8219 x_0 + 28187 2} = \frac{3 \cdot 10^6 + 0{,}4 \cdot 10^6}{14 \cdot 10^6 + 25{,}96 \cdot 10^6 + 18 \cdot 10^6 - 0{,}4 \cdot 10^6 \cdot (75 - 9{,}4 - x_0) + 3 \cdot 10^6 (x_0 - 24{,}65)}.$$

После некоторых преобразований получим $5{,}07 x_0^3 - 186{,}30 x_0^2 + 3767 x_0 - 232689{,}0 = 0$, откуда $x_0 = 43{,}7$ см.

$$J_{0T} = 9{,}93 (43{,}7)^3 + 39{,}64 (43{,}7)^2 - 8219 \cdot 43{,}7 + 28187 2 = 8{,}31 \cdot 10^5 \text{ см}^4;$$

$e_{1.0x} = h_0 - e_{1.0H} - x_0 = 75 - 9{,}4 - 43{,}7 = 21{,}9$ см.

По формулам (182) и (202) определяем:

$$m_{0.T} = \frac{18 \cdot 10^6 - 0{,}4 \cdot 10^6 \cdot 21{,}9 + 25{,}96 \cdot 10^6 + 3 \cdot 10^6 \cdot (43{,}7 - 24{,}65)}{14 \cdot 10^6} = 6{,}6;$$

$$m_{1.T} = \frac{18 \cdot 10^6 - 0{,}4 \cdot 10^6 \cdot 13{,}9}{14 \cdot 10^6} = 0{,}89.$$

Кривизна конструкции от нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности, равна (см. формулу (179)):

$$\frac{1}{\rho_2} = \frac{14 \cdot 10^6}{0{,}85 \cdot 3{,}6 \cdot 10^6 \cdot 8{,}31 \cdot 10^5} \left(1 + 6{,}6 - 0{,}89 \frac{8{,}31 \cdot 10^5}{1{,}4 \cdot 10^5}\right) =$$

$$= 1{,}28 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см};$$

прогиб $f_2 = \frac{5}{48} 1{,}28 \cdot 10^{-5} (600)^2 = 0{,}48$ см.

Полный прогиб конструкции с учетом пригрузки сборного элемента $f = f_{1M} - f_{1N} + f_2 = 1{,}09 - 0{,}13 + 0{,}48 = 1{,}44$ см.

Приложение 2

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОБОСНОВАНИЕ

На диаграммах рис. I–I4 сопоставлены опытные значения прочности (по нормальным сечениям, по контактному слою), трещиностойкости (по образованию и раскрытию нормальных трещин) и деформативности (прогиб) сборно-монолитных конструкций в широком диапазоне изменения основных факторов с теоретическими, подсчитанными по формулам настоящих методических рекомендаций и, по возможности, формулам [II].

В качестве источников опытных данных использовались, помимо приведенных в списке литературы:

диссертации на соискание ученой степени канд. техн. наук Абдель-Кадера Гасана Юсефа "Исследование трещиностойкости и деформативности сборно-монолитных балок"/ КИСИ, Киев, I980 (I); Белавина С.Ф. "Исследование трещиностойкости, жесткости и прочности сборно-монолитных конструкций"/ ВНИИ железобетон, Москва, I964 (II); Городецкого Б.Л. "Экспериментально-теоретические исследования прочности контакта в сборно-монолитных преднапряженных железобетонных конструкциях"/ КИСИ, Киев-Свердловск, I969 (III); Кривошеева П.И. "Исследование трещиностойкости комбинированных предварительно напряженных железобетонных изгибаемых конструкций"/ НИИСК; Киев, I97I (IУ); Ковтунова Б.П. "Исследование прочности сборно-монолитных балочных конструкций из обычных и преднапряженных сборных элементов"/ НИИЖБ, Москва, I966 (У); Корякина В.П. "Исследование работы внецентренно растянутых сборно-монолитных железобетонных конструкций, армированных преднапряженными элементами"/ КуИСИ, Куйбышев, I963 (УI); Купермана И.Ш. "Исследование железобетонных преднапряженных плит типа Т и ТТ пролетом I2–24 м для покрытий одноэтажных производственных зданий"/ ВНИИмонтажспецстрой, Москва, I968 (УII); Медведева С.Н. "Исследование сборно-монолитных преднапряженных железобетонных конструкций"/ Горький, I965 (УIII); Мехди аль Шейх Али "Исследования трещиностойкости сборно-монолитных преднапряженных железобетонных элементов"/ НИИЖБ, Москва, I964 (IX); Мирзаева П.Т. "Исследование деформативности преднапряженных сборно-монолитных керамзитобетонных балок при длительном действии постоянных и переменных нагрузок"/ КИСИ, Киев, I975 (X); Михайлова О.В. "Особенности работы сборно-монолитных конструкций гидротехнических сооружений, армированных преднапряженными элементами"/ МИСИ, Москва, I963 (XI); Нуртаева М.К. "Исследование влияния усадки бетона омоноличивания на напряженно-деформированное состояние и трещиностойкость балочных сборно-монолитных конструкций с преднапряженными элементами"/ НИИЖБ, Москва, I970 (XII); Портянко В.К. "Экспериментально-теоретические исследования прочности статически неопределимых сборно-монолитных балочных конструкций"/ Москва, I967 (XIII); Питулько С.М. "Исследование трещиностойкости и деформативности изгибаемых сборно-монолитных конструкций при кратковременном и длительном действии нагрузок"/ НИИЖБ, Москва, I972 (XIУ); Савченко-Бельского В.Г. "Исследование прочности двухслойных преднапряженных железобетонных балок"/ НИИСК, Киев, I960 (XУ); Стулия Н.Г. "Исследование несущей способности, трещиностойкости и жесткости двухслойных железобетонных изгибаемых элементов с преднапряженной арматурой"/ Харьков, I953 (XУI); Сунгатулли-

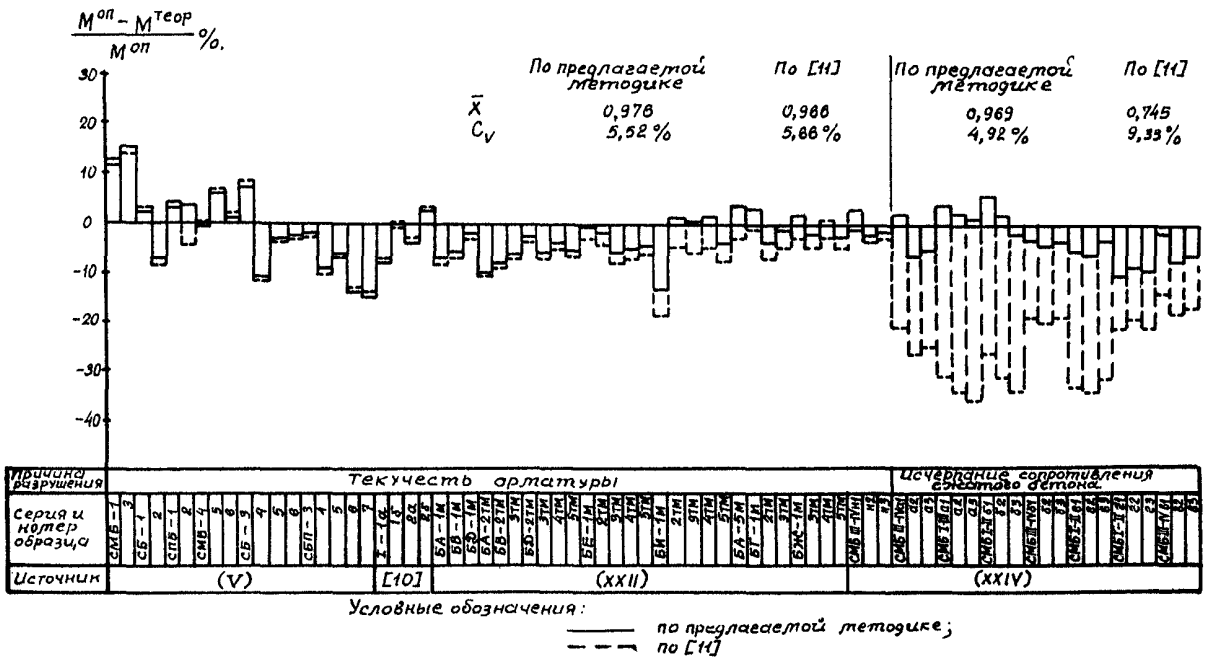


Рис. I. Отношение теоретической прочности по нормальным сечениям к опытной

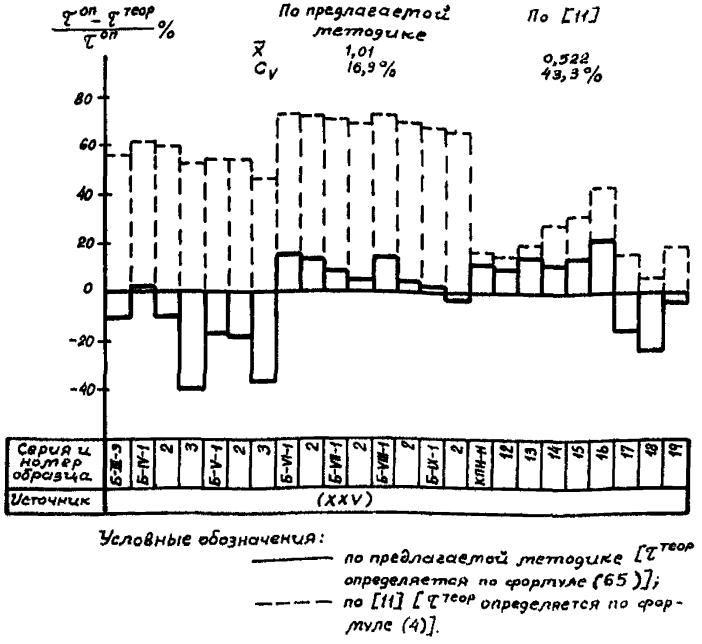


Рис. 2. Отношение теоретической величины действующих в контактном слое напряжений сдвига к опытной

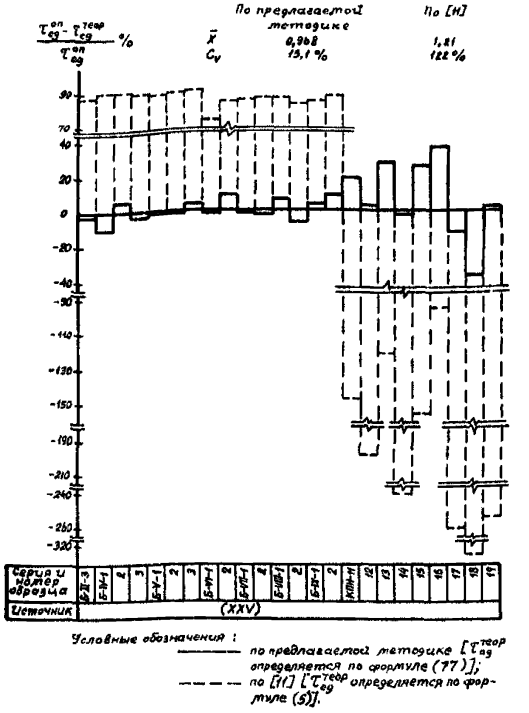
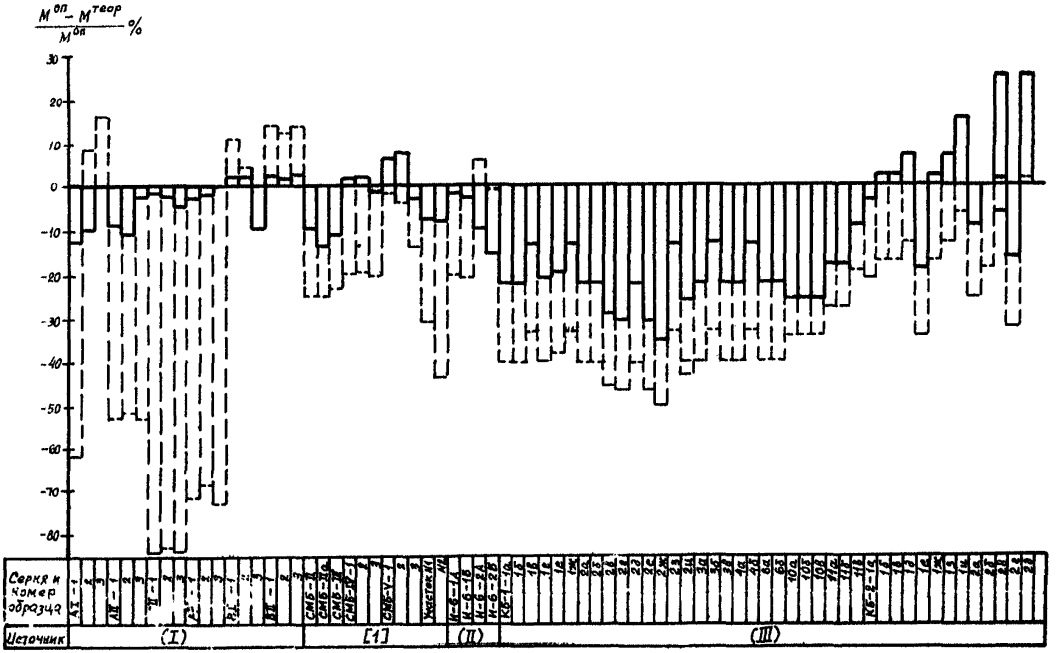


Рис. 3. Отношение теоретической величины среднего (по длине участка сдвига) суммарного предельного сопротивления сдвигу к опытной



Условные обозначения:

——— по предлагаемой методике;

– – – по [11]

Рис. 4. Отношение теоретического момента образования нормальных трещин к опытному (то же на рис. 5-12)

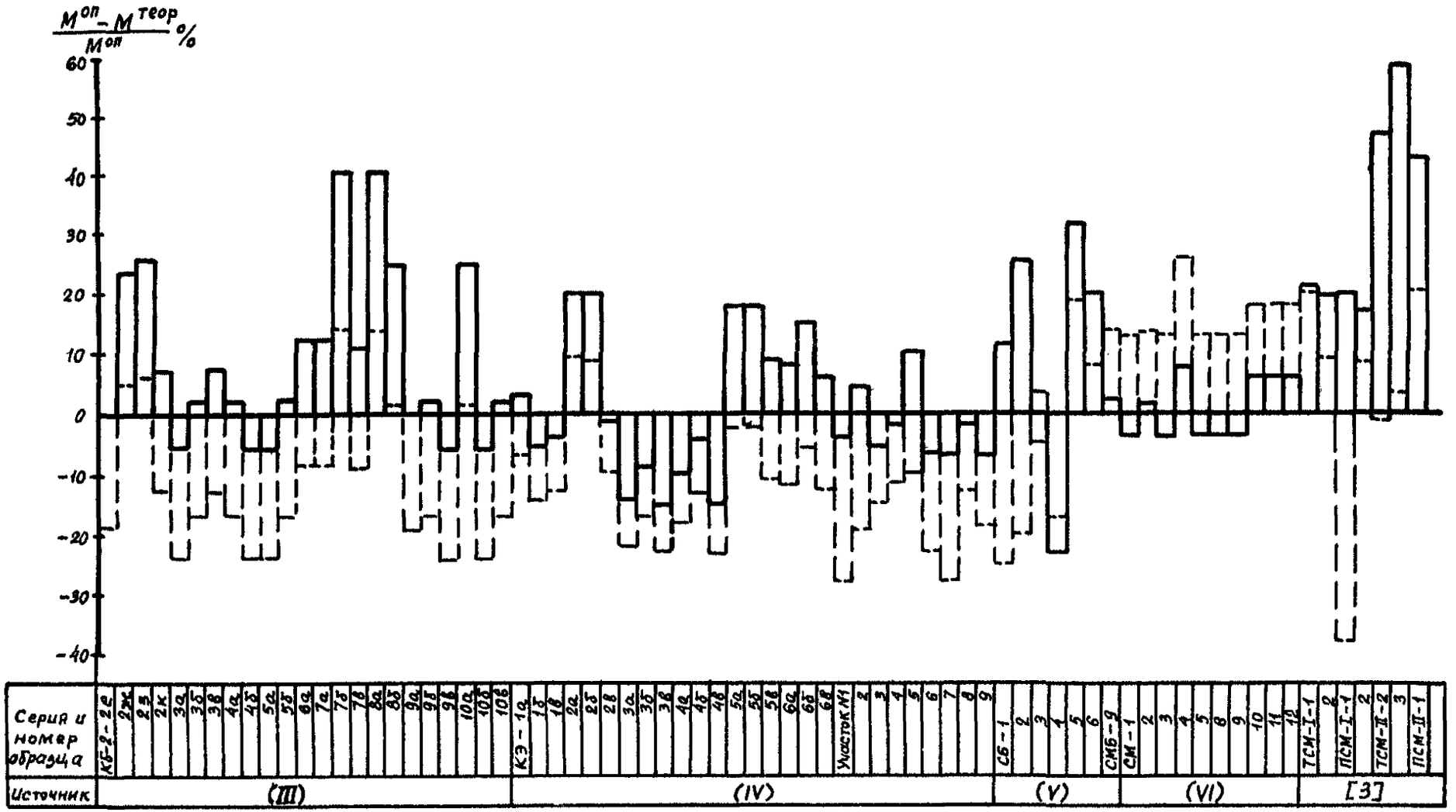
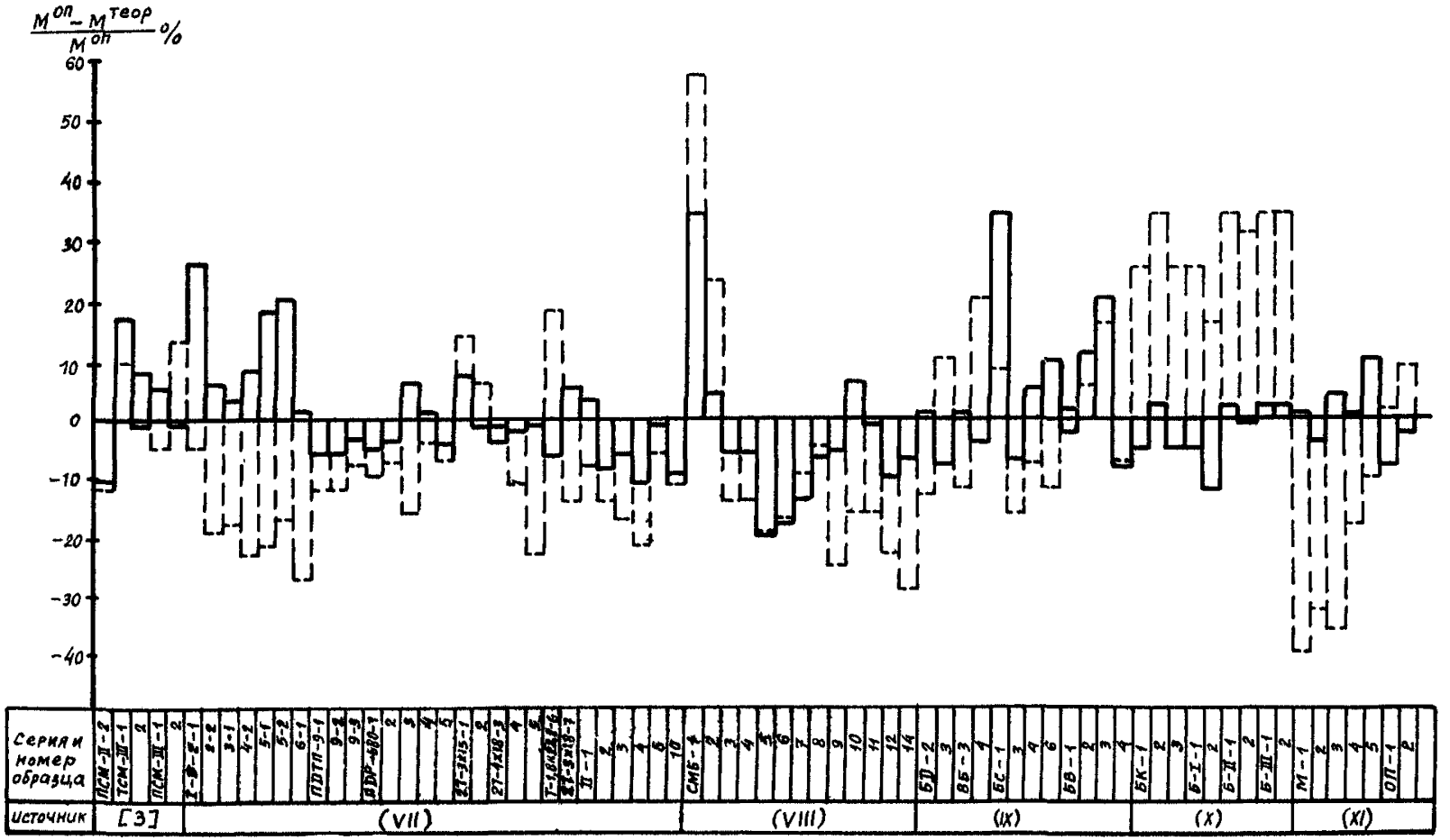

$\frac{M^{оп} - M^{теор}}{M^{оп}}$ %
60
50
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
-40
Серия и номер образца
Источник
(III)
(IV)
(V)
(VI)
[3]

Рис. 5



$\frac{M^{оп} - M^{теор}}{M^{оп}}$ %
60
50
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
-40
Серия и номер образца
ПСМ-II-2
ТСМ-III-1
ПСМ-III-1
ПДТП-9-1
ПДР-480-1
СМБ-1
БД-2
ВБ-3
БС-1
БВ-1
БК-1
Б-I-1
Б-II-1
Б-III-1
М-1
ОП-1
Источник
[3]
(VII)
(VIII)
(IX)
(X)
(XI)

Рис. 6

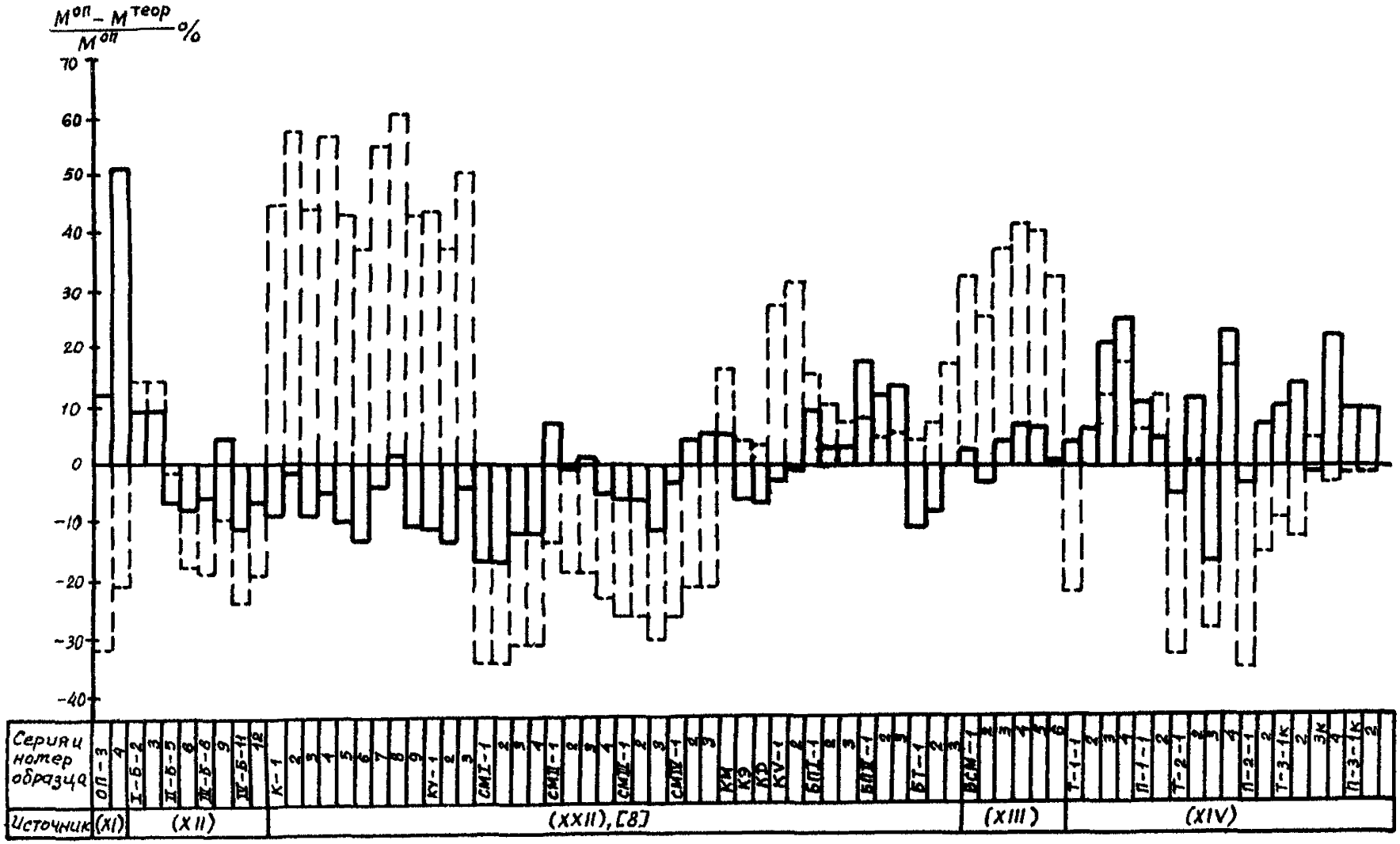

$\frac{M^{оп} - M^{теор}}{M^{оп}}$ %
70
60
50
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
-40
Серия и номер образца
ОП-3
4
I-Б-2
3
II-Б-5
6
III-Б-8
9
IV-Б-11
12
К-1
2
3
4
5
6
7
8
9
КУ-1
2
3
СМЦ-1
2
3
4
СМЦ-1
2
3
4
СМЦ-1
2
3
СМЖ-1
2
3
КМ
КЭ
КФ
КУ-1
2
БПС-1
2
3
БПЖ-1
2
3
БТ-1
2
3
ВСМ-1
2
3
4
5
6
Т-1-1
2
3
4
П-1-1
2
Т-2-1
2
3
4
П-2-1
2
Т-3-1к
2
3к
4
П-3-1к
2
Источник
(XI)
(XII)
(XXII), [8]
(XIII)
(XIV)

Рис. 7

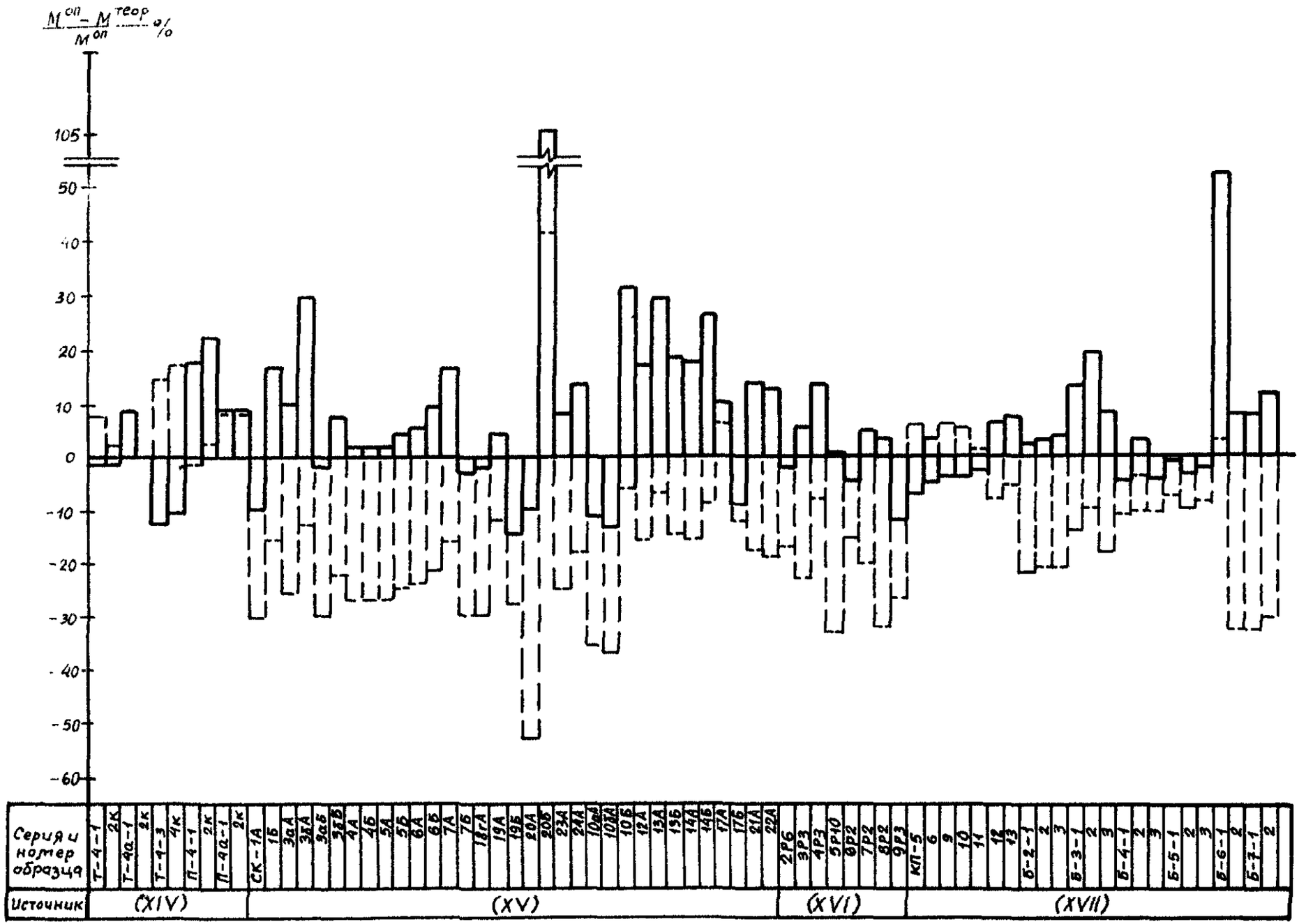

$\frac{M^{оп} - M^{теор}}{M^{оп}}$ %
105
50
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
Серия и номер образца
Источник
Т-4-1
2К
Т-4а-1
2к
Т-4-3
4к
П-4-1
2к
П-4а-1
2к
СК-1А
1Б
3аА
3бА
3аБ
3бВ
4А
4Б
5А
5Б
6А
6Б
7А
7Б
18гА
19А
19Б
20А
20Б
23А
24А
10аА
10бА
10Б
12А
13А
15Б
14А
14Б
17А
17Б
21А
22А
2Р6
3Р3
4Р3
5Р10
6Р2
7Р2
8Р2
9Р3
КП-5
6
9
10
11
12
13
Б-2-1
2
3
Б-3-1
2
3
Б-4-1
2
3
Б-5-1
2
3
Б-6-1
2
Б-7-1
2
(XIV)
(XV)
(XVI)
(XVII)

Рис. 8

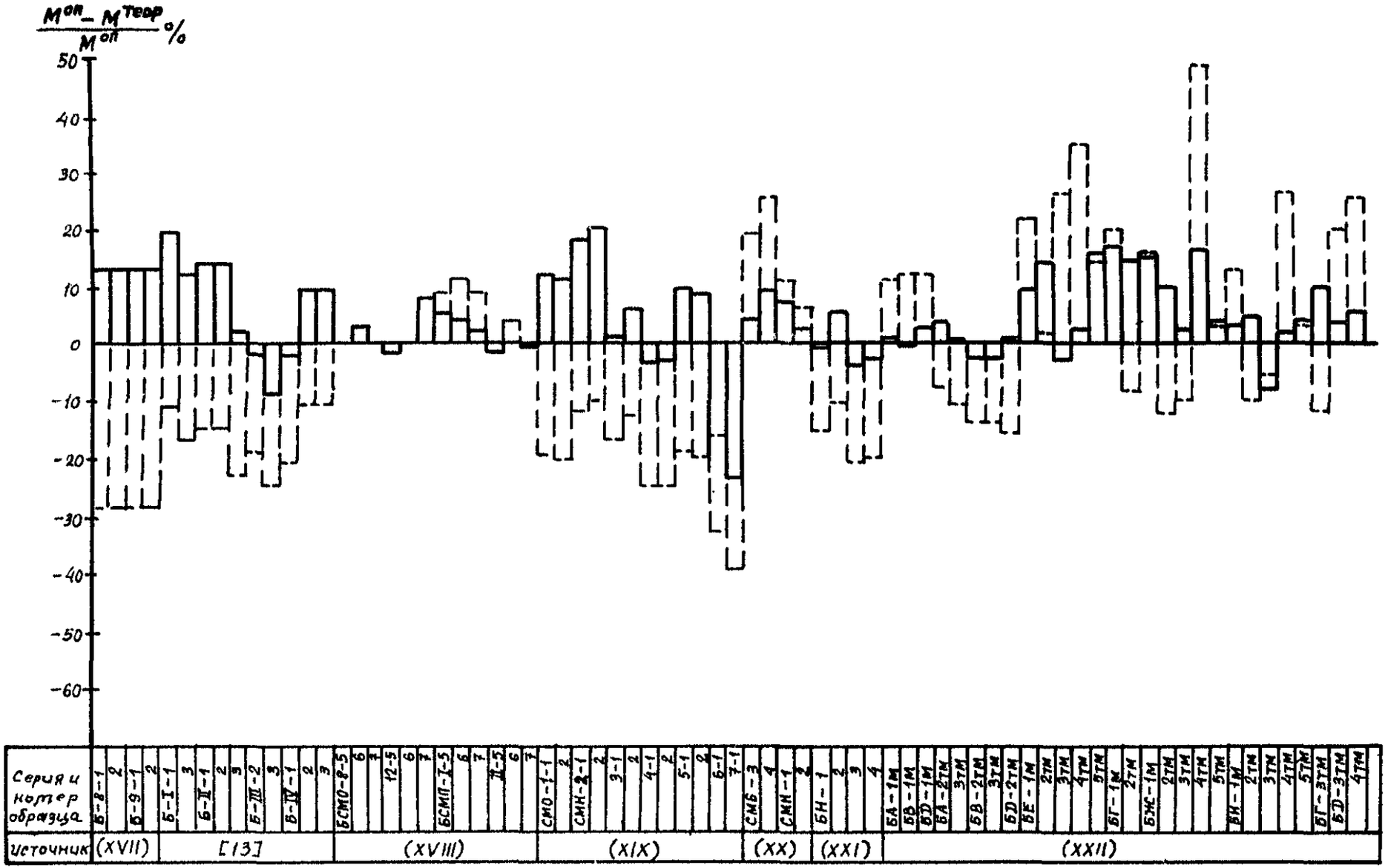
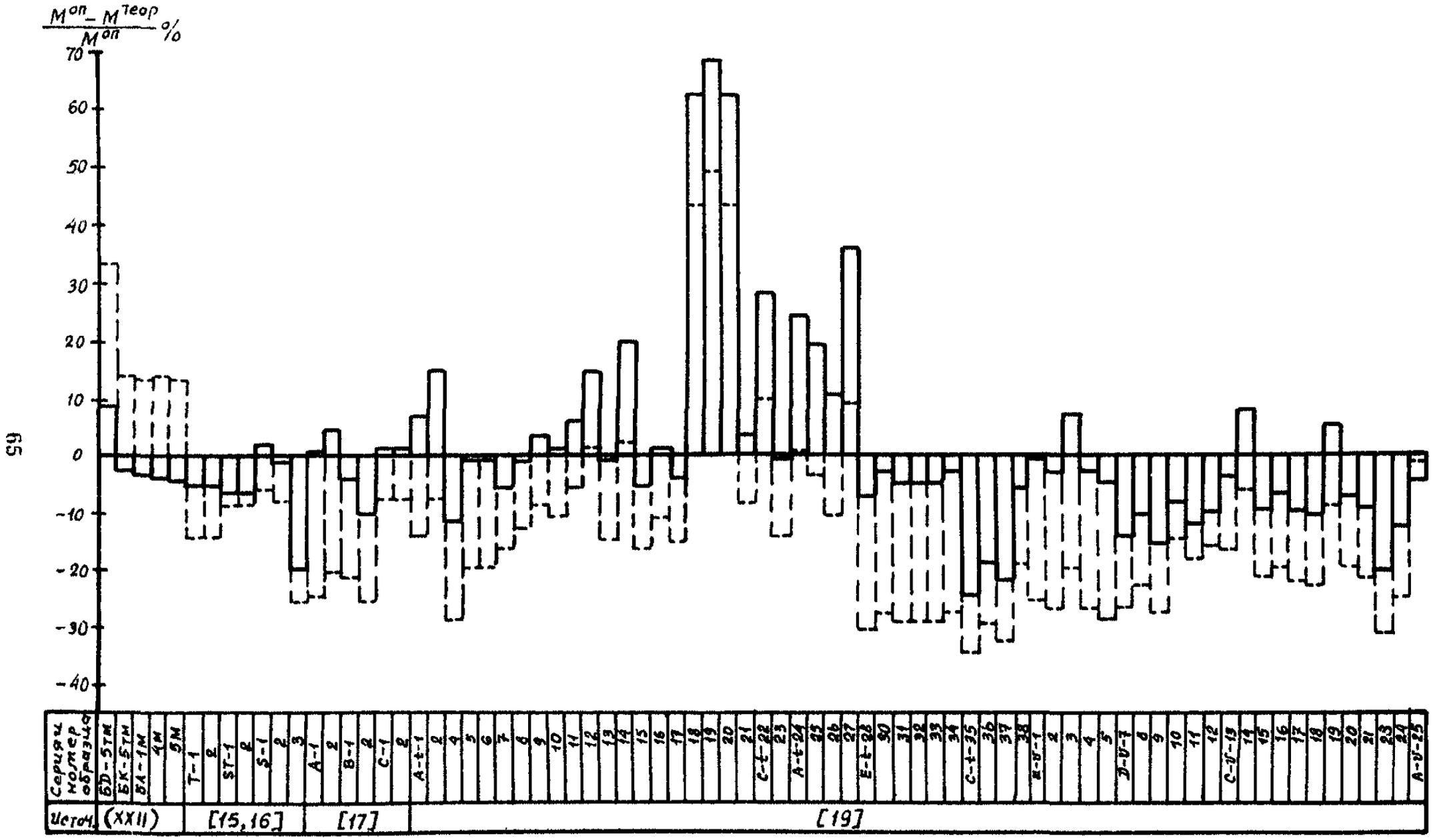

$\frac{M^{оп} - M^{теор}}{M^{оп}}$ %
50
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
Серия и номер образца
Б-8-1
2
Б-9-1
2
Б-I-1
3
Б-II-1
2
3
Б-III-2
3
Б-IV-1
2
3
БСМО-8-5
6
7
12-5
6
7
БСМП-7-5
6
7
7-5
6
7
СМО-1-1
2
СМН-2-1
2
3-1
2
4-1
2
5-1
2
6-1
7-1
СМБ-3
4
СМН-1
2
БН-1
2
3
4
БА-1М
ББ-1М
БД-1М
БА-2ТМ
3ТМ
ББ-2ТМ
3ТМ
БД-2ТМ
БЕ-1М
2ТМ
3ТМ
4ТМ
5ТМ
БГ-1М
2ТМ
БЖ-1М
2ТМ
3ТМ
4ТМ
5ТМ
БИ-1М
2ТМ
3ТМ
4ТМ
5ТМ
БГ-3ТМ
БД-3ТМ
4ТМ
Источник
(XVII)
[13]
(XVIII)
(XIX)
(XX)
(XXI)
(XXII)

Рис. 9



$\frac{M^{оп} - M^{теор}}{M^{оп}}$ %
70
60
50
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
-40
Серия и номер образца
БD-5тм
БК-5тм
БА-1м
4м
5м
T-1
2
ST-1
2
S-1
2
3
A-1
2
B-1
2
C-1
2
A-t-1
2
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
C-t-22
23
A-t-24
25
26
27
E-t-28
30
31
32
33
34
C-t-35
36
37
38
u-v-1
2
3
4
5
D-v-7
8
9
10
11
12
C-v-13
14
15
16
17
18
19
20
21
23
24
A-v-25
Источ.
(XXII)
[15,16]
[17]
[19]

Рис. 10

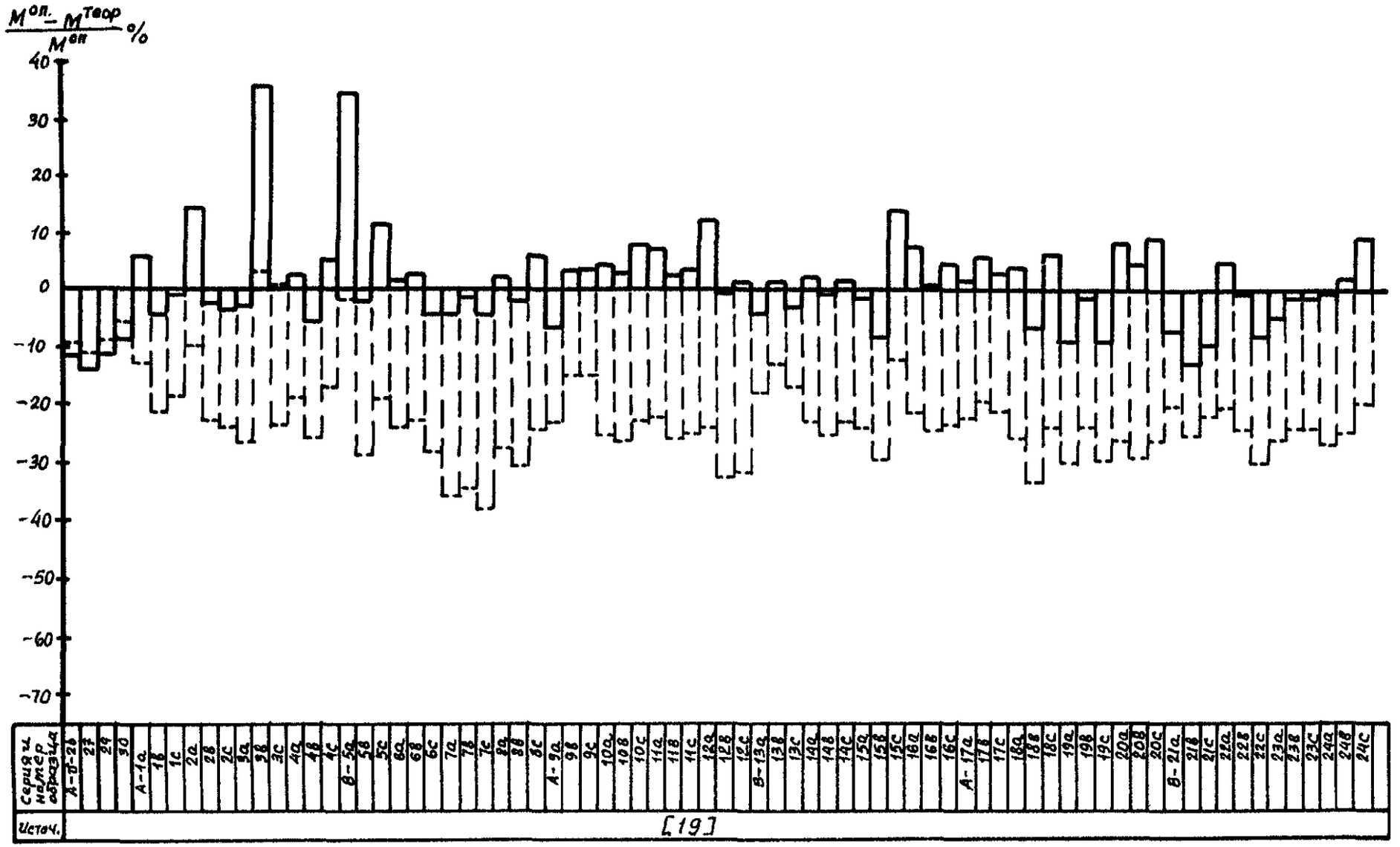
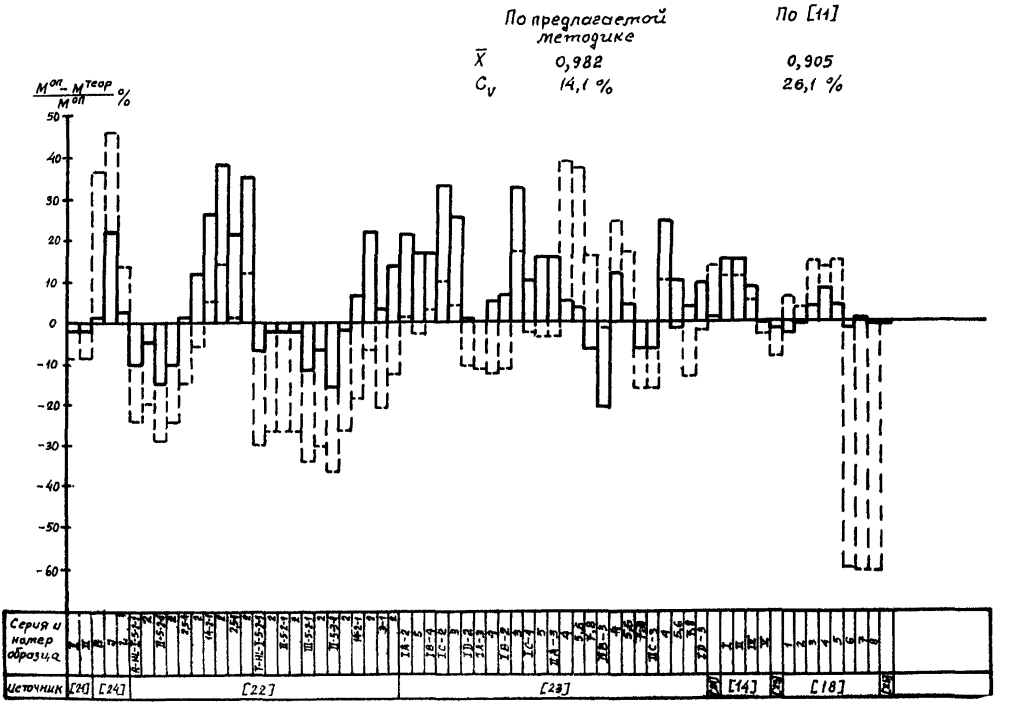
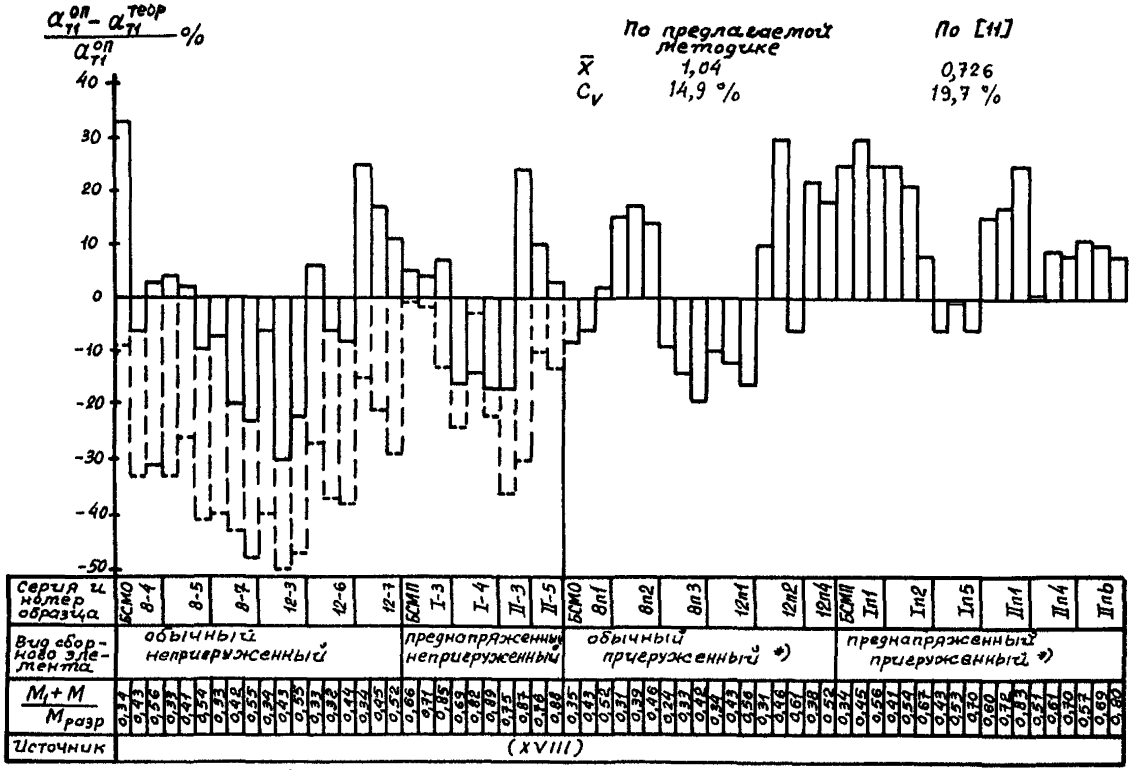

$\frac{M^{эл.} - M^{теор}}{M^{эл}}$ %
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
-70
Серия и номер образца
Источ.
[19]

Рис. II

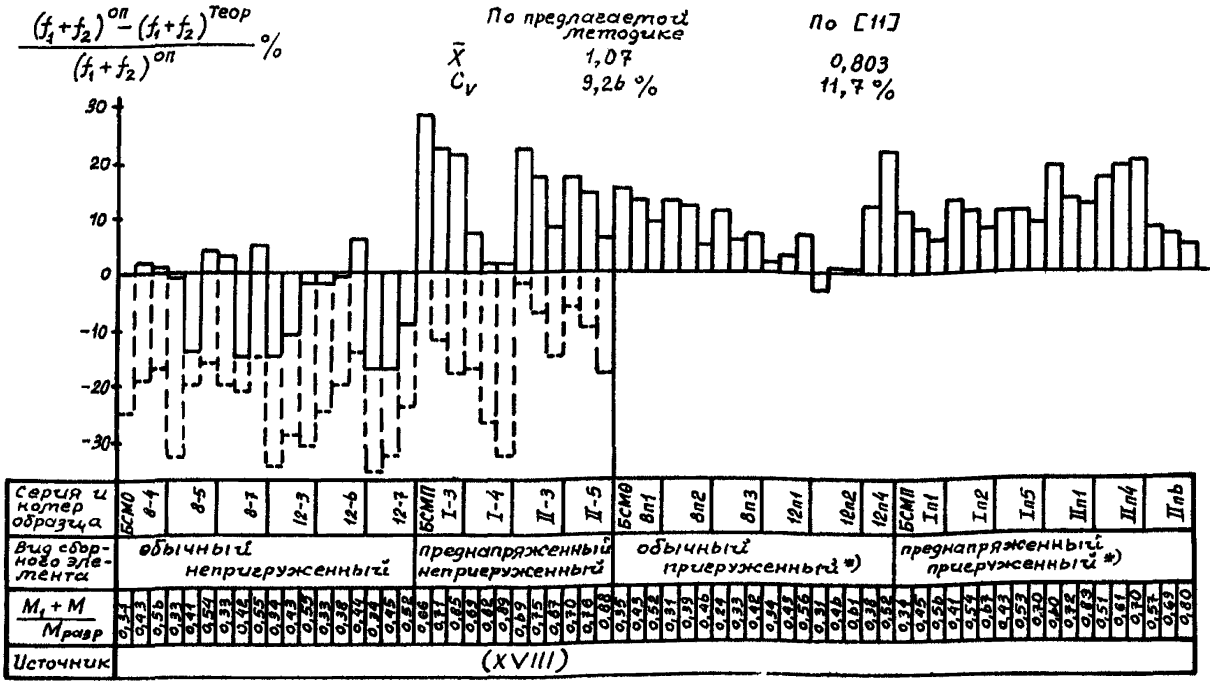

По предлагаемой методике
По [11]
$\bar{X}$ 0,982 0,905
C_v 14,1 % 26,1 %
$\frac{M^{оп} - M^{теор}}{M^{оп}}$ %
50
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
Серия и номер образца
Источник
[21]
[24]
[22]
[23]
[14]
[18]



Условные обозначения: ——— по предлагаемой методике; – – – – по [11].

*) В [11] расчет отсутствует.

Рис. I3. Отношение теоретической ширины раскрытия нормальных трещин к опытной



Условные обозначения: _____ по предлагаемой методике;
_ _ _ _ _ по [11].

*) В [11] расчет отсутствует.

Рис. I4. Отношение теоретических прогибов к опытным (без учета выгибов от предварительного напряжения)

на Я.Г. "Экспериментальное исследование совместной работы преднапряженных железобетонных элементов с керамзитобетоном"/ НИИЖБ, Москва-Свердловск, 1960 (XVII); Усманова В.Ф. "Влияние предварительного загружения сборных элементов на трещиностойкость и деформативность сборно-монолитных конструкций"/ НИИСК, Киев, 1980 (XVIII); Фатхуллина В.Ш. "Исследование трещиностойкости по наклонному сечению и прочности по контакту сборно-монолитных балок, армированных поперечными преднапряженными железобетонными элементами"/ КазИСИ, Казань, 1972 (XIX); Ху Ли-вэня "Перераспределение усилий в сборно-монолитных преднапряженных железобетонных элементах перекрытий многоэтажных промзданий"/ МИСИ, Москва, 1960 (XX); Цалалихина М.С. "Исследование сборно-монолитных конструкций плоских покрытий производственных зданий с укрупненной сеткой колонн из преднапряженных элементов механизированного изготовления"/ Москва, 1963 (XXI); Юркши А.Б. "Исследование работы преднапряженных сборно-монолитных железобетонных балок при кратковременных статических и многократно повторных нагрузках"/ ВИСИ, Вильнюс, 1971 (XXII); Полищука В.П. "Исследование длительных деформаций изгибаемых сборно-монолитных конструкций, работающих без трещин в растянутой зоне"/ Уралниистромпроект, Челябинск, 1965 (XXIII); Харченко А.В. "Исследование прочности сборно-монолитных изгибаемых конструкций по нормальным сечениям"/ НИИСК, Киев, 1978 (XXIV);

научно-технический отчет "Исследовать прочность и деформативность изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых сборно-монолитных конструкций"/ КазИСИ, рег. №81071097, - Казань, 1983 (XXV).

Приложение 3

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Усилия

P – сосредоточенная нагрузка, приложенная после приобретения монолитным бетоном заданной прочности

q – интенсивность равномерно распределенной нагрузки, приложенной после приобретения монолитным бетоном заданной прочности

P и $Q_{оп}$ – опорные реакции от внешних нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности

M, Q и N – изгибающий момент, поперечная сила и продольная сила в сечении конструкций от внешних нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности

$N_{1.0}$ – равнодействующая сил предварительного обжатия сборных элементов с учетом всех потерь, проявившихся до приобретения монолитным бетоном заданной прочности [12]

M_1 и Q_1 – изгибающий момент и поперечная сила от постоянных нагрузок, действующих в процессе возведения конструкции (в т.ч. от собственного веса сборных элементов и монолитного бетона)

Характеристики материалов

$R_{с.пр}$ и $R_{с.пр.II}$ – расчетные сопротивления бетона сборных элементов осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй групп

$R_{с.р}$ и $R_{с.рII}$ – то же, осевому растяжению

$R_{с.о}$ – передаточная прочность бетона сборных элементов

$E_с$ и $E_{сII}$ – расчетные значения начального модуля упругости бетона сборных элементов при сжатии и растяжении для предельных состояний соответственно первой и второй групп

$\lambda_{с.пр}$ – расчетное значение коэффициента пластичности бетона сборных элементов для предельных состояний первой группы

$\varphi_с$ и $\varepsilon_{с.у}$ – характеристика ползучести и относительные деформации усадки бетона сборных элементов

$R_{м.пр}$ и $R_{м.пр.II}$ – расчетные сопротивления монолитного бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй групп

$R_{м.р}$ и $R_{м.р.II}$ – то же, осевому растяжению

$E_м$ и $E_{мII}$ – расчетные значения начального модуля упругости монолитного бетона при сжатии и растяжении для предельных состояний соответственно первой и второй групп

$\lambda_{м.пр.}$ – расчетное значение коэффициента пластичности монолитного бетона для предельных состояний первой группы

$\varphi_м$ и $\varepsilon_{му}$ – характеристика ползучести и относительные деформации усадки монолитного бетона

$R_а$ и $R_{а.II}$ – расчетные сопротивления арматуры сжатию и растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп

$E_а$ – модуль упругости арматурной стали

$n_{ас}=E_а/E_{сII}$; $n_{мс}=E_{мII}/E_{сII}$

Геометрические характеристики

$F_{1.п}$ и $J_{1.п}$ – площадь приведенного сечения сборных элементов и момент инерции указанной площади относительно оси, проходящей через его центр тяжести

$W_{1.о}$ и $W_{1.т}$ – моменты сопротивления приведенного сечения сборных элементов относительно растянутого края указанного сечения, определяемые соответственно как для упругого материала и с учетом неупругих деформаций растянутого бетона

$e_{1.он}$ и $e_{1.ан}$ – расстояния от точки приложения силы $N_{1.о}$ до соответственно центра тяжести приведенного сечения сборных элементов и центра тяжести сечения арматуры А

$d_{1.он}$ – то же, до менее обжатых (растянутых) волокон сборных элементов

i_1 – расстояние от центра тяжести приведенного сечения сборных элементов до центра тяжести бетона в указанном сечении

F_c и J_c – площадь всего бетона в поперечном сечении сборных элементов и собственный момент инерции указанной площади

$h_{1.0}$ – рабочая высота поперечного сечения сборных элементов

b_c – суммарная ширина ребер сборных элементов (при элементах таврового или двутаврового сечений) или ширина сечения сборных элементов на уровне его центра тяжести (при других видах сечений)

$F_п$ и $J_п$ – площадь приведенного сечения конструкции и момент инерции указанной площади относительно оси, проходящей через его центр тяжести

W_o и $W_т$ – моменты сопротивления приведенного сечения конструкции относительно растянутого края указанного сечения, определяемые соответственно как для упругого материала с учетом неупругих деформаций растянутого бетона

e_o и e_a – расстояния от точки приложения силы N до соответственно центра тяжести приведенного сечения конструкции и центра тяжести сечения арматуры А

h, h_o и $h'_п$ – полная высота поперечного сечения конструкции, рабочая высота и высота сжатой полки указанного сечения

$F_м$ и $J_м$ – площадь монолитного бетона в поперечном сечении конструкции и собственный момент инерции указанной площади

$y'_к$ и $y_к$ – расстояния от центра тяжести приведенного сечения конструкции до соответственно сжатого и растянутого края указанного сечения

$i_{c.o}$ – то же, до центра тяжести бетона в приведенном сечении сборных элементов

$i_{мo}$ – то же, монолитного бетона

$d_м$ – высота слоя монолитного бетона над сборными элементами

$y'_м$ – расстояние от центра тяжести сечения монолитного бетона до наиболее сжатых волокон указанного сечения

$h_м$ и $b_м$ – высота сечения монолитного бетона и ширина указанного сечения на уровне его центра тяжести

F_a и F'_a – площадь сечения арматуры А и А'

p_a – периметр сечения арматуры А

F_x и p_x – площадь сечения поперечной арматуры в виде вертикальных стержней (хомутов), расположенной в одной, нормальной к продольной оси конструкции, плоскости, и периметр указанного сечения

$F_{от}$ и $p_{от}$ – то же, поперечной арматуры в виде наклонных (отогнутых) стержней, расположенных в одной, наклонной к продольной оси конструкции, плоскости

u_x и $u_{от}$ – шаг вертикальных стержней (хомутов) и расстояние между наклонными (отогнутыми) стержнями, измеренное по нормали к ним

ЛИТЕРАТУРА

I. Буракас А.И. Комбинированные преднапряженные перекрытия промышленных зданий . – Киев: Будівельник, 1964. – 113 с.

2. СН 165-76. Инструкция по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из плотного силикатного бетона. – М.: Стройиздат, 1977. – 48 с.

3. Кузьмичев А.Е., Магометов Р.О. К расчету элементов сборно-монолитных конструкций по предельным состояниям второй группы. – Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 14-16.

4. Методические рекомендации по расчету несущей способности сборно-монолитных конструкций по нормальным сечениям. – Киев: НИИСК, 1980. – 39 с.

5. Методические рекомендации по определению ширины раскрытия трещин в железобетонных элементах. – Киев: НИИСК, 1982. – 27 с.

6. Методические рекомендации по учету влияния ползучести бетонов при расчете железобетонных стержней и стержневых систем. – Киев: НИИСК, 1981. – 73с.

7. Методические рекомендации по учету влияния ползучести бетонов при расчете сборно-монолитных стержневых конструкций. – Киев: НИИСК, 1983. – 51 с.

8. Полищук В.П. Поведение сборно-монолитных конструкций во времени. – В кн.: Железобетонные конструкции/ Уралниистромпроект.– Челябинск, 1969, вып. IУ, с. 10-28.

9. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций. – Киев: Будівельник, 1982. – 152 с.

10. Рокач В.С. Деформации железобетонных изгибаемых элементов. – Киев: Будівельник, 1968. – 96 с.

11. Руководство по проектированию железобетонных сборно-монолитных конструкций. – М.: Стройиздат, 1977. – 62 с.

12. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции.Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1975. – 89 с.

13. Сунгатуллин Я.Г. Экспериментально-теоретические основы расчета сопротивления сдвигу армированного и неармированного контактов сборно-монолитных конструкций. – В кн.: Сборные и сборно-монолитные конструкции. – Казань-Ленинград, 1975. – с. 7-24.

14. Честелли-Гуиди К. Предварительно напряженный железобетон. – М.: Госстройиздат, 1960. – 467 с.

15. Abeles P.W Breaking Tests on Three Size Prestressed Concrete Bridge Beams. „Structural Engineer", Vol. 29, 1951, N5 (p.p. 149-160).

16. Abeles P.W. Strain and Fatique Tests on Partially Prestressed Concrete Constructions. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 26 (Proc. Vol. 51), December 1954, N4 (p.p. 361-376).

17. Bryson J.O., Skoda L.F., Watstein D. Flexural behaviour of prestressed split-beam composite concrete sections. Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol. 10, 1965, N3.

18. Evans R.H., Parker A.S. Behaviour of Prestressed Concrete Composite Beams. Journal of the American Concrete Institute,

vol. 26 (Proc. vol. 51), May 1955, N9 (p.p. 861–878).

19. Grzegorzewski W. Obliczanie zelbetowych construkcij zginanych deskami strunobetonowymi. Wydawnictwo „Arkady", Warszawa, 1963.

20. Lyse J. Tests of full-sized prestressed concrete bridge beams. Journal of the American Concrete Institute, vol. 29 (proc. vol. 54), May 1958, N11.

21. Okada K., Jochioka J. Study on the Differential Shrinkage of Composite Prestressed Concrete Beams. Memories of the Faculty of Engineering Kyoto University. Vol. 30, part 4, October 1968 (p.p. 359–370).

22. Ozell A.M. Behaviour of simple-span and continuous composite prestressed concrete beams. Journal of the Prestressed Concrete Institute, vol. 2, June 1957, N1 (p.p. 18–31, 42–74).

23. Revesz S. The cracking Load of a Composite Pre-tensioned T-Beam. „Civil Engineering and Public Works-Review." Vol. 47, September 1952, N555 (p.p. 733–735).

24. Khan F.P., Brawn A.J. Load tests of 120-ft precast prestressed bridge girder. Journal of the American Concrete Institute, vol. 30 (proc. vol. 55), July 1958, N1.

25. Soutter P. Die Verbundwirkung zwischen vorgespannten und nicht vorgespannten Beton und ihre Anwendung aus den Platten-balken mit vorgespannten Steig. „Scheizerische Bauzeitung" Bd 124, 26. August 1944, N9 (s.s. 103–108).

26. Stanger R.H. A Test of a Prestressed Concrete Railway Bridge Girder. „Concrete and Constructional Engineering", vol. 45, August 1950, N8 (p.p 296–299).

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
I. Общие положения	3
2. Рекомендации по расчету сборно-монолитных конструкций по предельным состояниям первой группы	4
Расчет по прочности	4
Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси конструкции	4
Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси конструкции	I3
Расчет по прочности контактного слоя	2I
3. Рекомендации по расчету сборно-монолитных конструкций по предельным состояниям второй группы	27
Расчет по образованию трещин	27
Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси конструкции	28
Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси конструкции	3I
Расчет по раскрытию трещин	34
Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси конструкции	35
Определение ширины раскрытия трещин, наклонных к продольной оси конструкции	39
Расчет по закрытию трещин	42
Расчет по закрытию трещин, нормальных к продольной оси конструкции	42
Расчет по закрытию трещин, наклонных к продольной оси конструкции	43
Расчет по деформациям	44
Определение кривизн конструкций на участках без трещин в растянутой зоне	44
Определение кривизн конструкций на участках с трещинами в растянутой зоне	46
Приложение I. Примеры расчета	5I
Приложение 2. Экспериментальное обоснование	56
Приложение 3. Основные буквенные обозначения	70
Литература	73

Научно-исследовательский институт строительных конструкций
Госстроя СССР

Александр Борисович ГОЛЫШЕВ
Виталий Петрович ПОЛИЩУК
Ярулла Гениятович СУНГАТУЛЛИН
Валиахмат Файзуллаевич УСМАНОВ
Александр Владимирович ХАРЧЕНКО

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Редактор Л.П.Фурманская
Корректор С.А.Куприенко

Передано в произв. 22.08.83. Подп. к печ. 16.08.83 .
БФ 41886 . Формат бум. 60х84 1/16. Бумага для множ. ап.
Офсетная печать. 4,42 усл.п.л., 5,25 уч.-изд.л., 4,75п.л.
Тираж 295 экз. Зак. 1882. Цена 50 к.

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

ЦП Госстроя УССР 252180 Киев, И.Клименко,5/2

gost.e-ecolog.ru