Государственный комитет СССР
по делам строительства
(Госстрой СССР)

Инструкция

СН 511-78

по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций

Москва 1979

gost.e-ecolog.ru

Издание официальное

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
(ГОССТРОЙ СССР)

ИНСТРУКЦИЯ
по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций СН 511-78

Утверждена
постановлением
Государственного комитета СССР
по делам строительства
от 20 декабря 1978 г. № 240



Москва Стройиздат 1979

УДК 624.012.41(083.96)

Инструкция по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций. СН 511-78. Утв.: 20.12.78/Госстрой СССР. — М.: Стройиздат, 1979. — 59 с.

«Инструкция по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций» (СН 511-78) разработана НИИЖБ Госстроя СССР с участием ЦНИИПромзданий Госстроя СССР.

Инструкция составлена в дополнение к главе СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции» и содержит специфичные требования, отражающие особенности проектирования железобетонных конструкций из бетона плотной структуры на напрягающем цементе (НЦ).

Редакторы — инж. В. М. Скубко (Госстрой СССР), д-р техн. наук, проф. В. В. Михайлов и канд. техн. наук Л. И. Будагянц (НИИЖБ Госстроя СССР).

30213—465
И 947(01)—79 Инструкт.-нормат., 1 вып.—12—78. 3202000000

© Стройиздат, 1979

Государственный комитет СССР по делам строительства (Госстрой СССР)	Строительные нормы	СН 511-78
	Инструкция по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций	—

1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Самонапряженные железобетонные конструкции — конструкции, предварительное напряжение которых создается в процессе твердения бетона на напрягающем цементе (НЦ) за счет расширения бетона и натяжения в результате этого находящейся в конструкции арматуры или возникает при иных видах стеснения деформаций расширения указанного бетона при его твердении (например, в стыках элементов конструкций, отверстиях и т. п).

1.2. Требования настоящей Инструкции должны соблюдаться при проектировании самонапряженных железобетонных конструкций, выполняемых из крупнозернистого бетона плотной структуры, на плотных заполнителях, естественного твердения или подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, и предназначенных для работы при систематическом воздействии температур не выше 50 и не ниже минус 70° С.

Примечание. Проектирование самонапряженных железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, мостов, транспортных тоннелей, труб под насыпями, покрытий автомобильных дорог и аэродромов, а также конструкций, выполняемых из особо тяжелого бетона и из бетонов на специальных заполнителях или смешанном вяжущем, следует вести согласно требованиям соответствующих нормативных документов.

1.3. Самонапряженные железобетонные конструкции должны предусматриваться исходя из технико-экономической целесообразности их применения в конкретных условиях строительства с учетом следующих особенностей данных конструкций:

Внесены НИИЖБом Госстроя СССР	Утверждены постановлением Государственного комитета СССР по делам строительства от 20 декабря 1978 г. № 240	Срок введения в действие 1 июля 1979 г.

повышение трещиностойкости или уменьшение размеров сечений элементов за счет самонапряжения конструкций в результате расширения бетона на напрягающем цементе без применения дополнительных устройств, машин и механизмов (например, элементы, воспринимающие давление жидкостей или газов; конструкции, эксплуатируемые в грунте ниже уровня грунтовых вод; емкостные сооружения и стыки элементов этих сооружений; безрулонные кровли и т. п.);

обеспечение повышенной непроницаемости конструкций при действии гидростатического давления без устройства гидроизоляции за счет плотной структуры данного бетона;

увеличение расстояния между деформационными швами и сокращение их количества в протяженных сооружениях за счет повышенной прочности данного бетона на осевое растяжение (например, спортивные сооружения).

Самонапряженные железобетонные конструкции целесообразно предусматривать также в тех случаях, когда предварительное напряжение поперечной и косвенной арматуры выполнить другими способами трудоемко и технически сложно (например, колонны со спиральной арматурой в зданиях и сооружениях под большими нагрузками).

1.4. Самонапряженные железобетонные конструкции, указанные в п. 1.1 настоящей Инструкции, следует проектировать как железобетонные конструкции из тяжелого бетона в соответствии с положениями главы СНиП II-21-75 и с учетом указаний настоящей Инструкции.

1.5. Самонапряженные железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях агрессивной среды, необходимо проектировать с учетом дополнительных требований, предъявляемых главой СНиП по защите строительных конструкций от коррозии к конструкциям из тяжелого бетона.

При воздействии на конструкции среды с содержанием сульфатов в пересчете на ионы $SO_4^{=}$ до 5000 мг/л допускается не предусматривать специальной изоляции.

При более высоком содержании сульфатов защитные слои конструкции должны выполняться с добавкой асбестового или базальтового волокна в количестве 1—2%;

в массивных сооружениях взамен этого могут использоваться плиты-оболочки, изготовленные также с асбестовым или базальтовым волокном.

1.6. При проектировании самонапряженных железобетонных конструкций следует учитывать требования по технологии приготовления бетона на напрягающем цементе (НЦ), а также особенности производства данных работ.

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ САМОНАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Для самонапряженных железобетонных конструкций должен предусматриваться бетон на напрягающем цементе марок НЦ-20 и НЦ-40, отвечающем требованиям технических условий, утвержденных в установленном порядке.

2.2. Бетон следут предусматривать следующих проектных марок:

а) по прочности на сжатие — М 200, М 250, М 300, М 350, М 400, М 450, М 500, М 600, М 700 и М 800 (при этом проектные марки М 250, М 350 и М 450 следует предусматривать при условии, что это приводит к экономии цемента по сравнению с применением бетона проектных марок соответственно М 300, М 400, М 500 и не снижает другие технико-экономические показатели конструкций);

б) по прочности на осевое растяжение — Р 20, Р 25, Р 30, Р 35, Р 40, Р 45, Р 50, Р 55, Р 60;

в) по морозостойкости — Мрз 100, Мрз 150, Мрз 200, Мрз 300, Мрз 400;

г) по самонапряжению — Сн 6, Сн 8, Сн 10, Сн 12, Сн 15, Сн 20, Сн 25, Сн 30, Сн 40.

Марка по водонепроницаемости бетона на напрягающем цементе обеспечивается не ниже В 12 и в проектах может не оговариваться.

Примечания: 1. Проектные марки бетона по прочности на сжатие и осевое растяжение определяются как для тяжелого бетона по ГОСТ 10180—74; проектные марки по морозостойкости — по ГОСТ 10060—76.

2. За проектную марку бетона по самонапряжению Сн принимается самонапряжение бетона $\overline{R}_{сн}$, кгс/см², контрольных образцов-призм размером 10×10×40 см, изготовленных и испытанных в соответствии с методикой, изложенной в приложении.

3. Проектные марки бетона по самонапряжению выше Сн 20 могут предусматриваться при подтверждении обеспеченности объекта цементом марки НЦ-40.

4. Проектные марки бетона по самонапряжению Сн 20 и Сн 40 при использовании соответственно цемента марок НЦ-20 и НЦ-40 могут назначаться только для конструкций, эксплуатируемых после их возведения во влажных условиях или в воде.

5. При выборе проектной марки бетона по самонапряжению следует учитывать положения пп. 3.4 и 4.7 настоящей Инструкции.

2.3. Проектная марка бетона по прочности на сжатие в зависимости от типа конструкций, вида и класса применяемой арматуры должна приниматься не ниже указанной в табл. 7 главы СНиП II-21-75.

2.4. Расчетные сопротивления бетона на напрягающем цементе для предельных состояний первой и второй групп, а также коэффициенты условий работы и начальные модули упругости бетона следует принимать как для тяжелого бетона в соответствии с указаниями главы СНиП II-21-75.

Для случаев, когда проектная марка бетона по прочности на осевое растяжение является определяющей, назначается при проектировании конструкций и контролируется на производстве, соответствующие ей нормативные и расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний первой и второй групп должны приниматься по табл. 1 настоящей Инструкции.

Таблица 1

Сопротивления бетона	Нормативные сопротивления бетона $R^н_р$, расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой и второй групп, кгс/см², при проектной марке по прочности на осевое растяжение								
	Р 20	Р 25	Р 30	Р 35	Р 40	Р 45	Р 50	Р 55	Р 60
$R^н_р$ и $R_{рII}$	15,6	19,5	23,5	27	31	34	38	42	45
$R_р$	12	15	18	21	24	27	30	33	36

2.5. Величина самонапряжения бетона $R_{сн}$ в зависимости от проектной марки бетона на напрягающем цементе по самонапряжению приведена в табл. 2 настоящей Инструкции.

Таблица 2

Самонапряжение бетона $R_{сн}$, кгс/см², при проектной марке								
Сн 6	Сн 8	Сн 10	Сн 12	Сн 15	Сн 20	Сн 25	Сн 30	Сн 40
4,8	6,4	8	9,6	12	16	20	24	32

2.6. Для армирования самонапряженных железобетонных конструкций следует преимущественно применять:

а) стержневую горячекатаную арматурную сталь классов А-III, А-IV, А-V;

б) стержневую термически упрочненную арматурную сталь классов Ат-IV и Ат-V;

в) обыкновенную арматурную проволоку классов Вр-I и В-I диаметром 3—5 мм;

допускается также применять:

г) стержневую горячекатаную арматурную сталь классов А-II и А-I;

д) стержневую термически упрочненную арматурную сталь класса Ат-VI;

е) высокопрочную арматурную проволоку классов В-II, Вр-II и арматурные канаты класса К-7.

Арматуру классов А-III, А-II, А-I, Вр-I и В-I рекомендуется применять в виде сварных каркасов и сварных сеток.

2.7. Выбор арматурных сталей следует производить в зависимости от типа конструкции, степени предварительного напряжения арматуры, условий возведения и эксплуатации конструкций в соответствии с требованиями пп. 2.24 и 2.25 главы СНиП II-21-75 и с учетом пп. 3.1 и 3.5 настоящей Инструкции.

2.8. Нормативные и расчетные характеристики арматуры, а также коэффициенты условий работы арматуры следует принимать в соответствии с указаниями пп.2.26—2.31 главы СНиП II-21-75.

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ НАПРЯЖЕНИЙ В БЕТОНЕ И АРМАТУРЕ В ПРОЦЕССЕ САМОНАПРЯЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИИ

3.1. Напряжения обжатия бетона $\sigma_{б.н}$ в процессе самонапряжения конструкции в зависимости от проектной марки бетона по самонапряжению, коэффициента и характера армирования конструкции, а также расположения арматуры в сечении элемента определяются по формуле

$$\sigma_{б.н} = R_{сн} k_{\mu} k_{а} k_{e}, \qquad (1)$$

где $R_{сн}$ — см. п. 2.5 настоящей Инструкции;

k_{μ} — коэффициент, определяемый в зависимости от суммарного коэффициента армирования по формуле

$$k_{\mu} = \sqrt{\frac{1{,}57\mu_{\text{п}}}{0{,}0057 + \mu_{\text{п}}}}; \qquad (2)$$

$$\mu_{\text{п}} = \frac{F_{\text{а}} + F'_{\text{а}}}{F}; \qquad (3)$$

$k_{\text{а}}$ — коэффициент, принимаемый равным при армировании:

одноосном	1,
двухосном	1,2,
трехосном	1,5;

k_e — коэффициент, определяемый в зависимости от эксцентриситета армирования сечения $e_{\text{н}}$ (расстояния между центром тяжести всей продольной арматуры и центром тяжести бетонного сечения) по формуле

$$k_e = 1 - \frac{e_{\text{н}}}{h_{\text{н}}}, \qquad (4)$$

здесь $h_{\text{н}} = h_0 - a'$.

Самонапряжение бетона принимается равномерно распределенным по сечению (равнодействующая сил обжатия приложена в центре тяжести бетонного сечения).

3.2. Самонапряжение бетона в стыковых соединениях определяется с учетом фактического армирования стыка (выпуски, стыковые стержни), конструкции, условий упругого или иного ограничения деформаций расширения стыка, приведенного к эквивалентному (по степени сопротивления расширению бетона) по армированию сечения стыка. При наличии в стыке выпусков или стыковых стержней, привариваемых к закладным деталям, самонапряжение бетона в стыке определяется по п.3.1 настоящей Инструкции.

3.3. Предварительные напряжения в арматуре $\sigma_{\text{н}}$ и $\sigma'_{\text{н}}$ в результате самонапряжения бетона определяются из условия равновесия усилий обжатия в бетоне и растяжения в арматуре с учетом положения их равнодействующей в центре тяжести бетонного сечения по формулам:

$$\sigma_{\text{н}} = \frac{\sigma_{\text{б.н}} Fe'}{F_{\text{а}} h_{\text{н}}}; \qquad (5)$$

$$\sigma'_{\text{н}} = \frac{\sigma_{\text{б.н}} Fe}{F'_{\text{а}} h_{\text{н}}}. \qquad (6)$$

Для прямоугольного сечения предварительные напряжения в арматуре определяются по формулам:

$$\sigma_{н} = \frac{\sigma_{б.н} F}{2F_{а}}; \qquad (7)$$

$$\sigma'_{н} = \frac{\sigma_{б.н} F}{2F'_{а}}. \qquad (8)$$

В формулах (5)—(8):

$\sigma_{б.н}$ — принимается по п. 3.1 настоящей Инструкции;

e, e' — расстояние от равнодействующей обжатия бетона до арматуры соответственно A и A';

$h_{н} = h_{0} - a'$.

3.4. Предельная величина предварительного напряжения σ_0 и σ'_0 соответственно в арматуре A и A' (в момент снижения величины самонапряжения в бетоне до нуля от внешних фактических нагрузок или условных сил) определяется по формулам:

$$\sigma_{0} = \sigma_{н} + n\sigma_{б.н}; \qquad (9)$$

$$\sigma'_{0} = \sigma'_{н} + n\sigma_{б.н}. \qquad (10)$$

Предельная величина предварительного напряжения σ_0 и σ'_0 должна приниматься при арматуре:

стержневой — не более $0{,}95\,R_{аII}$;

проволочной — не более $0{,}76\,R_{аII}$.

В формулах (9) и (10) величины $\sigma_н$ и $\sigma'_н$ принимаются без учета потерь от ползучести и усадки бетона.

3.5. При расчете самонапряженных конструкций учитываются только потери предварительного напряжения арматуры от ползучести и усадки бетона.

Потери от ползучести бетона при загружении конструкции определяются как для тяжелого бетона по поз. 9 табл. 4 и п. 1.27 главы СНиП II-21-75, принимая $\sigma_{б.н}$ согласно п.3.1 настоящей Инструкции и заменяя в формулах R_0 на $R_{пр}$.

Потери от усадки бетона $\sigma_у$ определяются по формуле

$$\sigma_{у} = \varepsilon_{у} E_{а}, \qquad (11)$$

где $\varepsilon_у$ — относительная усадка бетона, принимаемая по табл. 3 настоящей Инструкции в зависимости от влажности среды при эксплуатации конструкции и проектной марки бетона по самонапряжению.

3.6. В конструкциях, эксплуатируемых в постоянных влажных условиях (например, резервуары, подводные

Таблица 3

Относительная влажность среды, %, при эксплуатации конструкции	Относительная усадка бетона $\varepsilon_y \cdot 10^5$ при проектной марке по самонапряжению									
	Сн 6	Сн 8	Сн 10	Сн 12	Сн 15	Сн 12	Сн 15	Сн 20	Сн 25	Сн 30
	Бетон на НЦ-20					Бетон на НЦ-40				
95	10	13	17	20	24	10	12	17	20	24
90	30	33	37	40	60	30	32	37	40	60
70	60	66	74	80	90	60	64	74	80	90
50	90	96	105	110	118	90	92	105	110	118
30	120	130	144	150	165	120	126	144	150	165

Примечания: 1. При переменном влажностном режиме эксплуатации конструкций к указанным в таблице величинам вводится коэффициент 0,8.

2. При двух- и трехосном армировании приведенные в таблице величины умножаются на коэффициент 0,6.

сооружения и подземные сооружения в грунтовых водах), потери самонапряжения от усадки в стадии эксплуатации могут не учитываться (вследствие восстановления полной величины самонапряжения во влажных условиях), если заранее известно, что непосредственно перед загружением конструкция будет находиться во влажном состоянии не менее четырех суток. В сборных элементах таких конструкций потери самонапряжения учитываются только при расчете на монтажные нагрузки.

4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ САМОНАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

4.1. Выбор конструктивных решений следует производить в соответствии с основными положениями пп. 1.2—1.8 главы СНиП II-21-75 и с учетом указаний настоящей Инструкции.

4.2. Сборно-монолитные конструкции при расчете на внешнюю нагрузку принимаются неразрезными до момента исчерпания самонапряжения по контакту сборных элементов и монолитного бетона.

4.3. Самонапряженные железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельные состояния первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации (пре-

дельные состояния второй группы) согласно положениям пп.1.11—1.22 главы СНиП II-21-75 с учетом дополнительных требований настоящей Инструкции, учитывающей особенности самонапряжения конструкций.

4.4. Расчет по прочности элементов самонапряженных железобетонных конструкций (кроме элементов в защитной оболочке со спиральной арматурой на воздействие сжимающей продольной силы) производится как конструкций из тяжелого бетона в соответствии с требованиями пп.3.9—3.54 главы СНиП II-21-75, принимая расчетные характеристики материалов согласно указаниям раздела 2, а величину предварительного напряжения в арматуре от самонапряжения бетона — согласно указаниям раздела 3 настоящей Инструкции.

4.5. Расчет по прочности самонапряженных элементов в защитной оболочке диаметром D со спиральной арматурой (при $l_0/D \leqslant 10$) на воздействие сжимающей продольной силы производится без учета предварительного напряжения продольной арматуры по формуле

$$N \leqslant m\varphi \left[R_{пр} F + 2\left(\mu_к^{сп} F R_а^{сп} + F_а^{з\,об} R_а^{з.об}\right) + F_а R_{а.с}\right], \qquad (12)$$

где m и φ — коэффициенты, определяемые по прил. 2 главы СНиП II-21-75, принимая $h=0{,}86\,D$;

F — площадь бетонного сечения элемента;

$R_а^{сп}$ и $R_а^{з.об}$ — соответственно расчетные сопротивления арматуры спирали и защитной стальной оболочки растяжению для предельных состояний первой группы (принимаются по табл. 23 главы СНиП II-21-75);

$\mu_к^{сп}$ — коэффициент армирования спиральной арматуры, принимаемый равным $\mu_к^{сп} = \dfrac{\pi d_{сп} f_{сп}}{sF}$,

здесь $d_{сп}$, $f_{сп}$, s — соответственно диаметр, сечение арматуры и шаг спирали;

$F_а^{з.об}$ — площадь защитной стальной оболочки;

$F_а$ — площадь всей продольной арматуры в сечении элемента.

Примечания: 1. Спирально-армированные элементы должны удовлетворять условию $0{,}025 \leqslant \mu_к^{сп} \leqslant 0{,}04$.

2. Марку бетона по самонапряжению для элементов со спиральной арматурой следует назначать из условия создания в спиральной арматуре напряжений, удовлетворяющих требованиям п. 3.4 настоящей Инструкции.

4.6 Расчет элементов самонапряженных железобетонных конструкций по образованию и раскрытию трещин должен производиться как конструкций из тя-

желого бетона в соответствии с положениями раздела 4 главы СНиП II-21-75 с учетом предварительного напряжения арматуры и самонапряжения бетона, согласно указаниям раздела 3 настоящей Инструкции, а также продольных и поперечных деформаций, определяемых согласно пп. 4.11 и 4.12 настоящей Инструкции.

Допускается производить подбор сечений элементов этих конструкций по предельным состояниям второй группы при действии усилий или изгибающих моментов противоположных знаков (монтажных и эксплуатационных усилий, знакопеременных эпюр моментов в покрытиях полов при перемещении нагрузки, в шелыге и боковых участках трубы и т. п.) с помощью прямого метода с последующей проверкой этих сечений расчетом по несущей способности согласно требованиям главы СНиП II-21-75.

4.7. При расчете элементов самонапряженных железобетонных конструкций по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, усилие N_0 рассматривается как равнодействующая сил обжатия сечения с учетом потерь от ползучести и усадки бетона, определяемых в соответствии с указаниями п. 3.1 настоящей Инструкции.

По концам элементов учитывается снижение предварительного напряжения в арматуре на длине зоны передачи напряжений арматуры на бетон, согласно указаниям п. 2.30 главы СНиП II-21-75, по линейному закону.

4.8. Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента (см. п.4.11 главы СНиП II-21-75), должен производиться с учетом самонапряжения бетона во всех направлениях, в которых расположена арматура.

Самонапряжение бетона определяется согласно п. 3.1 настоящей Инструкции, при этом $\mu_п$ вычисляется для каждого направления отдельно.

4.9. При расчете по закрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента (см. п. 4.19 главы СНиП II-21-75), нормальные напряжения сжатия $\sigma_б$ на растягиваемой внешними нагрузками грани элемента должны быть не менее 2 кгс/см^2.

4.10. Расчет стыка, выполненного из бетона на НЦ, по предельным состояниям второй группы следует производить с учетом обжатия бетона и предварительного

напряжения арматуры в соответствии с положениями пп. 3.2 и 4.6 настоящей Инструкции и сопротивления растяжению бетона, принимаемого равным $R_{рп}$.

По контакту бетона стыка и сборных элементов учитывается только обжатие бетона стыка и предварительное напряжение арматуры.

4.11. Продольные деформации бетона $\varepsilon_н$ и $\varepsilon'_н$ в процессе самонапряжения, принимаемые одинаковыми с деформациями арматуры, при назначении деформационных швов определяются по формулам:

$$\varepsilon_н = \sigma_н E_а \quad \text{и} \quad \varepsilon'_н = \sigma'_н E_а, \tag{13}$$

где $\sigma_н$ и $\sigma'_н$ — принимаются согласно п. 3.3 настоящей Инструкции.

Распределение продольных деформаций бетона по высоте сечения принимается по линейному закону.

4.12. При расчете деформаций кривизны элементов самонапряженных конструкций от самонапряжения бетона $\frac{1}{\rho_в}$ определяются по формуле

$$\frac{1}{\rho_в} = \frac{\sigma_н - \sigma'_н}{E_а h_н} = \frac{\sigma_{б.н} F \left(F_а - F'_а\right)}{2E_а F_а F'_а h_н}, \tag{14}$$

где $\sigma_н$ и $\sigma'_н$ — определяются согласно п. 3.3 настоящей Инструкции;
$\sigma_{б.н}$ — принимается согласно п. 3.1 настоящей Инструкции;
$h_н = h_0 - a'$.

Полную величину кривизны элемента $\frac{1}{\rho}$ для участка с трещинами в растянутой зоне, определяемую по формуле (168) главы СНиП II-21-75, необходимо уменьшить на величину $\frac{1}{\rho_в}$, определяемую по формуле (14) настоящей Инструкции.

Выгиб f элемента длиной l определяется по формуле

$$f = \rho - \sqrt{\rho^2 - \left(\frac{l}{2}\right)^2}. \tag{15}$$

5. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

5.1. При проектировании самонапряженных железобетонных конструкций для обеспечения условий их изготовления, долговечности и надежности, а также совместной работы арматуры и бетона следует выполнять тре-

бования раздела 5 главы СНиП II-21-75 для тяжелого бетона и дополнительные требования пп. 5.2—5.9 настоящей Инструкции.

5.2. В самонапряженных железобетонных конструкциях толщиной более 40 см необходимо предусматривать временные или постоянные каналы для увлажнения бетона в процессе твердения, чтобы расстояние от внутренних зон до увлажняемой поверхности не превышало 25 см.

5.3. Армирование конструкций рекомендуется предусматривать в двух, предпочтительнее в трех направлениях с целью создания объемного предварительного напряжения, а основную рабочую арматуру следует располагать возможно ближе к направлению главных растягивающих напряжений, применяя в необходимых случаях пространственные каркасы и криволинейную арматуру.

5.4. Конструкция основания и сопряжение элементов самонапряженных железобетонных конструкций со смежными элементами зданий и сооружений должны обеспечивать возможную свободу перемещений в период расширения бетона.

5.5. В покрытиях больших площадей целесообразно устройство скользящих слоев из двух слоев и более полимерных пленок и других рулонных материалов, в том числе с графитовой пудрой (для снижения трения покрытия по основанию).

Расстояние между деформационными швами и их ширина определяются расчетом с учетом деформаций самонапряжения (см. п. 4.11 настоящей Инструкции) и температурных деформаций, а также типа конструкций.

5.6. Соединение элементов конструкций с целью повышения трещиностойкости и водонепроницаемости стыка, замоноличиваемого бетоном на напрягающем цементе, следует выполнять стыкованием арматуры внахлестку или сваркой выпусков арматуры (закладных деталей), рассчитанных на восприятие действующих в стыке усилий как от расширения бетона, так и от внешних воздействий (см. рис. 1).

5.7. При замоноличивании бетоном на напрягающем цементе сборно-монолитных или монолитных с временной разрезкой швами конструкций последние должны быть связаны между собой или с основанием упругими связями (выносной арматурой, анкерами и т. п.) таким

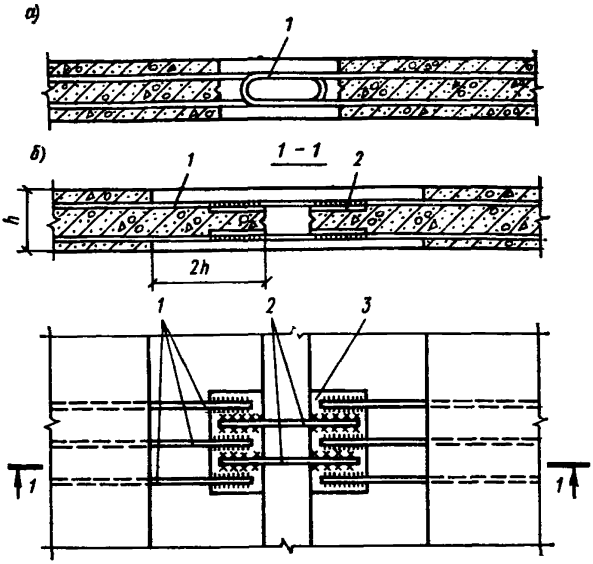

Рис. 1. Соединение элементов самонапряженных железобетонных конструкций, работающих на растяжение (распределительная арматура и анкеры закладных деталей на рисунке не показаны)

1 — рабочая арматура элемента; *2* — соединительные накладки; *3* — закладная деталь

образом, чтобы действие распора при расширении бетона на напрягающем цементе в швах создавало в бетоне конструкции предварительное обжатие.

5.8. В целях сокращения зоны анкеровки стержневой арматуры в самонапряженных элементах и обеспечения обжатия бетона по всей длине элементов рекомендуется (при соответствующем технико-экономическом обосновании) окаймлять эти торцы элементов стальным профилем (швеллер, уголок и т. д.) и заанкеривать в нем напрягаемую арматуру (например, контактной сваркой).

5.9. В целях повышения трещиностойкости самонапряженного стыка по контакту бетонов стыка и сборных элементов и использования на этих участках сопротивления бетона растяжению целесообразно выполнять торцевые участки элементов переменной толщины (см. рис. 1); при этом длина участков должна превышать толщину не менее чем в два раза.

ПРИЛОЖЕНИЕ

МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ САМОНАПРЯЖЕНИЯ БЕТОНА НА НАПРЯГАЮЩЕМ ЦЕМЕНТЕ (НЦ)

1. Самонапряжение бетона на напрягающем цементе (НЦ) определяется при подборе состава и контроле качества бетона самонапряженных железобетонных конструкций с целью обеспечения расчетного самонапряжения конструкции — обжатия бетона и соответствующего натяжения арматуры.

2. Самонапряжение бетона $\overline{R}_{сн}$ определяется на контрольных образцах-призмах размером 10×10×40 см, отформованных и твер-

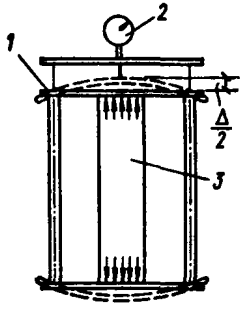

Рис. 2. Динамометрический кондуктор для образца-призмы размером 10×10×40 см

1 — динамометрический кондуктор; *2* — измерительное устройство с индикатором часового типа; *3* — бетонный образец-призма размером 10×10×40 см

деющих при нормальных влажных условиях (см. пп. 8 и 9 настоящего приложения) в динамометрическом кондукторе, создающем в процессе расширения бетона образца упругое ограничение деформаций, эквивалентное продольному армированию в количестве 1%.

3. Для испытаний применяется следующее оборудование:

а) динамометрический кондуктор для образца-призмы размером 10×10×40 см (см. рис. 2);

б) измерительное устройство («краб») с индикатором часового типа с ценой деления 0,01 мм для замера выгиба пластин кондуктора;

в) стальной эталон для поверки измерительного устройства (пластина);

г) форма-опалубка (включающая днище и борта) для формования образца;

д) емкость с водой для хранения кондукторов с образцами.

4. Требования к форме следует принимать по ГОСТ 22685—77.

5. До сборки кондуктора с формой производится затяжка гаек на тягах и снимается нулевой замер кондуктора с помощью измерительного устройства («краба»), предварительно поверенного с помощью эталона на постоянство отсчета.

Температура кондуктора, измерительного устройства и эталона во время замера должна быть одинакова.

6. Перед формованием образца форма должна быть собрана в кондукторе с помощью скоб на тягах кондуктора с минимальным зазором для исключения деформаций тяг.

7. Контроль самонапряжения бетона производится на бетонном заводе или на объекте у места укладки бетона в конструкцию.

Формование образцов производится в соответствии с требованиями ГОСТ 10180—78.

8. Отформованные в кондукторе образцы укрываются пленкой или другим водонепроницаемым материалом для защиты от потерь влаги.

9. Твердение образцов до достижения прочности бетона 80—150 кгс/см² (но не менее суток) должно происходить в помещении с температурой воздуха 20±2° С, дальнейшее твердение (до 28 суток) — в воде или в обильно влажных опилках, песке и т. п.

Образцы, предназначенные для производственного контроля самонапряжения бетона, должны храниться в условиях, аналогичных условиям твердения бетона в конструкции.

10. Замеры кондукторов производятся ежедневно для бетона в возрасте 1—7 суток и далее в возрасте 10, 14 и 28 суток каждый раз с поверкой измерительного устройства с помощью эталона.

11. Величина самонапряжения образца $R_{сн}$, кгс/см², определяется по формуле

$$\overline{R}_{сн} = \frac{\Delta}{l_{обр}} \mu_{пр} E_{ст}, \qquad (16)$$

где Δ и $l_{обр}$ — соответственно полная деформация образца в процессе самонапряжения бетона и его длина;

$\mu_{пр}$ — приведенный коэффициент армирования образца, принимаемый равным 0,01;

$E_{ст}$ — модуль упругости стали кондуктора, принимаемый равным $2 \cdot 10^6$ кгс/см².

12. Самонапряжение бетона $\overline{R}_{сн}$ вычисляется как средняя арифметическая по результатам замеров трех образцов-близнецов в кондукторах, отформованных из одной пробы бетона.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
1 Основные положения	3
2. Материалы для самонапряженных железобетонных конструкций	5
3. Определение величины напряжений в бетоне и арматуре в процессе самонапряжения конструкции	7
4. Расчет элементов самонапряженных железобетонных конструкций	10
5. Конструктивные требования	
Приложение. Методика определения самонапряжения бетона на напрягающем цементе (НЦ)	16

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА САМОНАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ (ПОДГОТОВЛЕНЫ НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР)

1. Прямой метод расчета самонапряженных конструкций

Самонапряженные конструкции являются разновидностью предварительно-напряженных железобетонных конструкций. Особенностью самонапряженных конструкций является напряжение всей расположенной в бетоне арматуры независимо от ее направления. Величина напряжений в арматуре и бетоне, возникающих в процессе расширения бетона совместно с заанкеренной в нем арматурой, зависит от ряда технологических (марка НЦ по самонапряжению, расход НЦ в бетоне, водоцементное отношение, условия твердения) и конструктивных факторов (вид конструкции — призма, балка, плита и т. п., количество арматуры, расположение ее в сечении — симметричное, несимметричное, в двух или трех направлениях, дополнительные силовые или упругие связи — примыкание к смежным конструкциям, трение по основанию и т. п.).

Учитывая, что в практике проектирования железобетонные конструкции составляют значительную, если не основную часть, особое значение приобретают практические методы их проектирования и расчета, позволяющие находить оптимальные сечения бетона и арматуры, в том числе при воздействии как эксплуатационных, так и монтажных или других нагрузок, вызывающих в конструкциях внутренние усилия и напряжения другого знака.

Рекомендуемый прямой метод расчета позволит подбирать сечения предварительно-напряженных и самонапряженных конструкций одновременно с учетом этих двух различных воздействий.

Противоположные по знаку напряжения могут возникать в различных участках конструкции и при одном воздействии, например в стенке напорной трубы в (шелыге и боковых участках), в неразрезных покрытиях заводских площадей и полов (под сосредоточенной нагрузкой и на некотором расстоянии) и в других случаях, но армировать такие конструкции нужно постоянно по всей их длине с обеих сторон.

При расчете самонапряженных конструкций прямым методом необходимо руководствоваться следующими положениями.

1. Подбор сечения производится на расчетные внутренние усилия в конструкции M и N и противоположного знака M^I, N^I (усилие может иметь тот же знак).

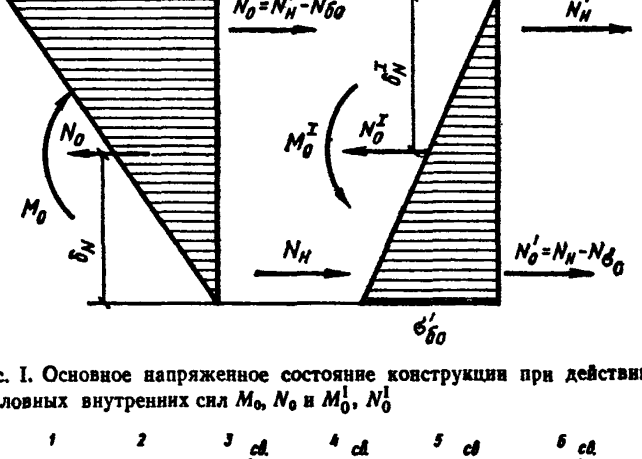

Рис. I. Основное напряженное состояние конструкции при действии условных внутренних сил M_0, N_0 и M^I_0, N^I_0

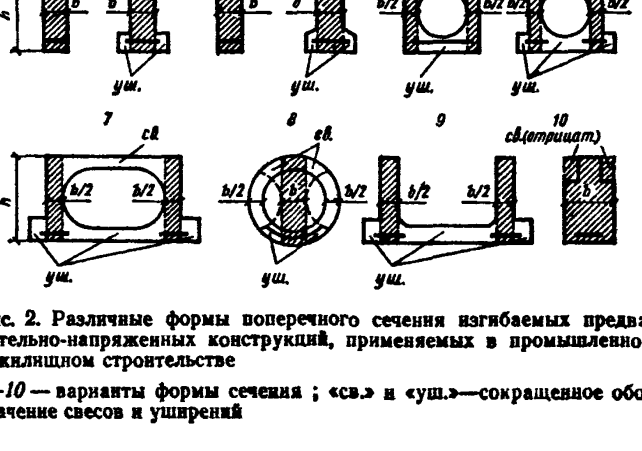

Рис. 2. Различные формы поперечного сечения изгибаемых предварительно-напряженных конструкций, применяемых в промышленном и жилищном строительстве

1—10 — варианты формы сечения ; «св.» и «уш.»—сокращенное обозначение свесов и уширений

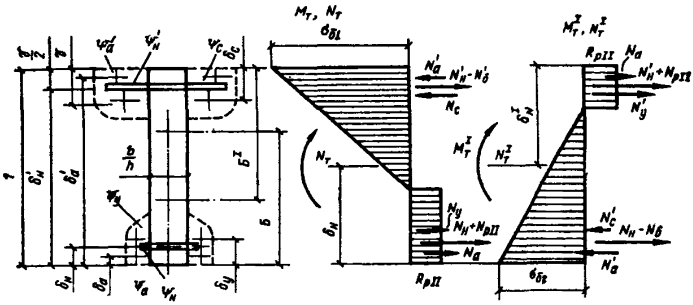

Рис. 3. Относительные характеристики и напряженное состояние сечения конструкции в стадии трещинообразования при действии усилий $M_т$ и $N_т$ от эксплуатационной нагрузки и $M_т^I$ и $N_т^I$ — от эксплуатационной нагрузки другого знака или от монтажной нагрузки

2. В основу расчета положено основное напряженное состояние конструкции при действии условных внешних сил M_0, N_0 и M_0^I, N_0^I, создающих в сечении треугольную эпюру напряжений (рис. 1). В этом случае усилия в арматуре известны:

$$N_0 = F_a \sigma_0; \quad N_0^I = F_a' \sigma_0', \tag{1}$$

где обычно при использовании одной марки стали для арматуры F_a и F_a' $\sigma_0 = \sigma_0'$.

3. Любое сложное поперечное сечение элемента рассматривается в обобщенном виде (рис. 2), при этом его прямоугольная часть bh является основой конструкции, принятой за единицу; δ_y, $(1-\delta_c)$, $\delta_н$, $\delta_н'$ — отношение расстояний от точек приложения усилий, действующих в уширениях, свесах и арматуре, до низа самонапряженной конструкции к высоте сечения. Эти характеристики показаны на рис. 3 для общего случая предварительного напряжения, когда в сечении имеется и ненапряженная арматура F_a и F_a'. Для самонапряженных конструкций Ψ_a, Ψ_a', δ_a и δ_a' равны нулю.

4. Для характеристики сопротивления бетонного сечения действию растяжения и изгиба вводятся мультипликаторы $\mathfrak{N}$, $\mathfrak{M}$ рассчитываемой конструкции:

$$\mathfrak{N} = bhR_{pII} \text{ и } \mathfrak{M} = bh^2 R_{pII}, \tag{2}$$

с помощью которых усилия в арматурах $N_н$ и $N'_н$ выражаются в относительных величинах $\psi_н$ и $\psi'_н$, которые определяются по формуле

$$\psi_н = \frac{N_н}{\mathfrak{N}} \text{ и } \psi'_н = \frac{N'_н}{\mathfrak{N}}. \quad (3)$$

Аналогично выражаются относительные характеристики ψ_c, ψ_y усилий, действующих в момент трещинообразования соответственно в свесах, уширениях, а также относительные характеристики ψ_N и ψ_p — внешней продольной силы $N_т$ и суммы всех усилий растяжения $(N_н+N'_н+N_y)$.

Рассмотрение конструкции в обобщенном виде позволит прямым расчетом получить величины $\psi_н$ и $\psi'_н$ для нижней и верхней предварительно-напряженных арматур без назначения размеров сечения и прочности материалов конструкции, как это обычно принято делать.

5. Уравнения равновесия сил (знак «плюс» — растяжение) составляются в относительных единицах:

$$\psi_н \Delta = \left[\frac{M_т}{\mathfrak{M}} \pm \frac{N_т}{\mathfrak{N}}(Б - \delta_N)\right](Б^I - 1 + \delta'_н) -$$
$$- \left[\frac{M^I_т}{\mathfrak{M}} \pm \frac{N^I_т}{\mathfrak{N}}(Б^I - \delta^I_N)\right](Б - \delta'_н) - \Theta; \quad (4)$$

$$\psi'_н(Б - \delta'_н) = \frac{M_т}{\mathfrak{M}} \pm \frac{N_т}{\mathfrak{N}}(Б - \delta_N) - A - \psi_н(Б - \delta_н) -$$
$$- \psi_y(Б - \delta_y), \quad (5)$$

здесь $\Delta = (Б - \delta_н)(Б^I - 1 + \delta'_н) - (Б - \delta'_н)(Б^I - 1 + \delta_н)$; (6)

$$\Theta = [A + \psi_y(Б - \delta_y)](Б^I - 1 + \delta'_н) - [A^I + \psi_c(Б^I - \delta_c)](Б - \delta'_н), \quad (7)$$

где A и A^I — удельные сопротивления бетонных сечений в обобщенном виде с учетом свесов;

$Б$ и $Б^I$ — относительные расстояния от места приложения равнодействующей всех сил сжатия от низа конструкции. Величины A, A^I, $Б$, $Б^I$ принимаются по табл. 1 настоящих примеров. Остальные обозначения приведены в главе СНиП II-21-75 и в настоящей Инструкции.

6. Полученные (после подстановки величин известных нагрузок и относительных характеристик сечения) уравнения равновесия решаются в указанной ниже последовательности относительно высоты сечения h с ис-

Таблица 1

ν	Коэффициент A при ψ_c, равном										
	−0,1	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	1	2	4	8
0	0,221	0,292	0,34	0,372	0,395	0,413	0,436	0,462	—	—	0,5
0,05	0,229	0,292	0,334	0,362	0,382	0,397	0,419	0,441	0,461	—	0,475
0,1	0,236	0,292	0,328	0,352	0,369	0,383	0,402	0,421	0,439	—	0,45
0,15	0,24	0,292	0,323	0,343	0,358	0,369	0,386	0,403	0,418	0,425	0,427
0,2	0,242	0,292	0,317	0,335	0,347	0,357	0,37	0,385	0,398	0,404	0,406
0,3	0,245	0,292	0,308	0,32	0,328	0,334	0,343	0,352	0,36	0,364	0,366
0,4	0,245	0,292	0,3	0,308	0,312	0,316	0,32	0,324	0,327	0,328	0,33

ν	Коэффициент $Б$ при ψ_c, равном										
	−0,1	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	1	2	4	8
0	0,584	0,676	0,732	0,773	0,803	0,827	0,862	0,903	—	—	1
0,05	0,592	0,676	0,727	0,764	0,729	0,414	0,846	0,884	0,926	—	0,975
0,1	0,6	0,676	0,721	0,756	0,78	0,801	0,829	0,866	0,904	—	0,95
0,15	0,607	0,676	0,716	0,747	0,769	0,788	0,814	0,847	0,883	0,907	0,925
0,2	0,615	0,676	0,711	0,739	0,759	0,776	0,799	0,829	0,861	0,884	0,912
0,3	0,628	0,676	0,702	0,723	0,74	0,751	0,769	0,791	0,819	0,837	0,85
0,4	0,64	0,676	0,695	0,709	0,723	0,729	0,741	0,759	0,777	0,792	0,8

Примечания: 1. Коэффициенты A^I и $Б^I$ определяются по данной таблице с заменой ψ_c на ψ_y.

2. $\nu = \frac{h_п}{h}$ для сжатой зоны, имеющей свесы, полки и т. п., или $\nu = 2\,\frac{2-a_н}{h}$ для сжатой зоны прямоугольного сечения.

пользованием формул (2) совместно с условием равномерного обжатия сечения:

$$\psi_н + \psi'_н = \frac{\sigma_{б.н}}{R_{рII}}. \qquad (8)$$

Из уравнений (4) и (5):

$$\psi_н = \frac{x}{\mathfrak{M}} + \frac{y}{\mathfrak{N}} + z;$$

$$\psi'_н = \frac{x'}{\mathfrak{M}} + \frac{y'}{\mathfrak{N}} + z',$$

где x, y, z — численные значения, полученные подстановкой заданных величин.

Подставив в уравнение (8) значения $\psi_н$ и $\psi'_н$, получим общее уравнение

$$\frac{x + x'}{\mathfrak{M}} + \frac{y + y'}{\mathfrak{N}} + (z + z') = \frac{\sigma_{б.н}}{R_{рII}}. \qquad (9)$$

Подставив значения $\mathfrak{M}$ и $\mathfrak{N}$ в уравнение, получим

$$\frac{(x + x')}{h} + (y + y') + [(z + z') R_{рII} - \sigma_{б.н}] bh = 0,$$

решая уравнение, как квадратное относительно h, находим оптимальную высоту изгибаемого сечения, отвечающего оптимальному размещению и величине армирования обеих зон конструкции и заданным нагрузкам $M_т$, $N_т$ и $M^1_т$, $N^1_т$.

7. По известным относительным усилиям в арматуре с помощью формулы (3) определяется армирование обеих зон конструкции:

$$F_а = \frac{N_н}{km_т R_{аII} + 0{,}3 - \sigma_п}; \qquad (10)$$

$$F'_а = \frac{N'_н}{km_т R_{аII} + 0{,}3 - \sigma_п}. \qquad (11)$$

где $R_{аII}$ — расчетное сопротивление арматуры растяжению для предельных состояний второй группы, тс/см²;
$\sigma_п$ — потери напряжений в арматуре, тс/см²;
k — коэффициент (k=0,65 для проволочной арматуры; k=0,9 для стержневой арматуры);
$m_т$ — коэффициент точности натяжения, принимаемый $m_т$=0,9.

Сечение арматуры по этим формулам получается с некоторым запасом, который можно компенсировать, введя коэффициент 0,97. Из выражений (10) и (11) видно, что учет потерь самонапряжения $\sigma_п$ требуется только при назначении сечения арматуры конструкции. Например, при расчете напорных труб резервуаров и различных подземных сооружений потери $\sigma_п$ в формулах (10) и (11) обычно принимаются равными нулю, поскольку самонапряжение в период эксплуатации сооружения в контакте с водой полностью восстанавливается.

8. При проектировании самонапряженных конструкций необходимо учитывать, что напрягающий бетон обладает высокими сопротивлениями растяжению при изгибе $R_{р.и}$ и осевому растяжению $R_р$. Так, например, сопротивление напрягающего бетона растяжению при изгибе для бетона марок М 300—М 800 находится в пределах 60—100 кгс/см^2. На это указывают многочисленные контрольные испытания растворов и бетонов на НЦ, которые дают в 1,5—2 раза более высокое отношение $R_{рп} : R_{пр}$ по сравнению с нормированной величиной этого отношения для бетонов на портландцементе.

9. Большинство конструкций, для которых в настоящее время может быть применен напрягающий цемент, имеют прямоугольную форму поперечного сечения (стенка трубы и резервуара, полы и покрытия промышленных складов, стенка трубопровода большого диаметра, объемные блоки квартир в жилищном строительстве и т. д.), т. е.: $\psi_y = 0$; $\psi_c = 0$; $\delta_y = 0$; $\delta_c = 0$.

В этих случаях расчетные формулы (4) — (7) будут иметь вид:

$$\psi_н \Delta = \left[\frac{M_т}{\mathfrak{M}} \pm \frac{N_т}{\mathfrak{N}} (Б - \delta_N)\right](Б^1 - 1 + \delta'_н) - \\ - \left[\frac{M^1_т}{\mathfrak{M}} \pm \frac{N^1_т}{\mathfrak{N}} (Б^1 - \delta^1_N)\right](Б - \delta'_н) - Θ; \qquad (4')$$

$$\psi'_н (Б - \delta'_н) = \frac{M_т}{\mathfrak{M}} \pm \frac{N_т}{\mathfrak{N}} (Б - \delta_N) - A - \psi_н (Б - \delta_н); \qquad (5')$$

здесь $\Delta = (Б - \delta_н)(Б^1 - 1 + \delta'_н) - (Б - \delta'_н)(Б^1 - 1 + \delta_н)$; (6')

$$Θ = A(Б^1 - 1 + \delta'_н) - A^1 (Б - \delta'_н). \qquad (7')$$

10. Проверка напряжений крайних наиболее сжатых волокон бетонного сечения при расчетной нагрузке трещинообразования производится по формулам:

$$\sigma_{б1} = \frac{1 + \psi_р}{0{,}5 + \psi_с} R_{рII} \leqslant R_{пр}; \tag{12}$$

$$\sigma_{б2} = \frac{1 + \psi'_р}{0{,}5 + \psi_с} R_{рII} \leqslant R_{пр}, \tag{13}$$

где $\psi_р$ и $\psi'_р$ определяются по формулам:

$$\psi_р = \psi_н + \psi'_н + \psi_у; \tag{14}$$

$$\psi'_р = \psi_н + \psi'_н + \psi_с. \tag{14'}$$

11. Принятое сечение балки проверяется расчетом по предельным состояниям первой группы (рис. 4) по формуле

$$M \pm N a_N = N_{св}\left(h - \frac{\gamma h}{2}\right) + bx\left(h - \frac{x}{2}\right) R_{пр} - \\ - N'_{нс}\, a'_н - N_{нр}\, a_н, \tag{15}$$

где

$$x = \frac{N_{нр} + N'_{нр} - N_{св}}{bR_{пр}}, \tag{16}$$

или по приближенной зависимости для сечений со свесами:

$$M \pm N a_N = N_{нр}\left(h - a_н\right) + N'_{нс}\left(h - a'_н\right) - N_{св}\frac{\gamma h}{2}. \tag{16'}$$

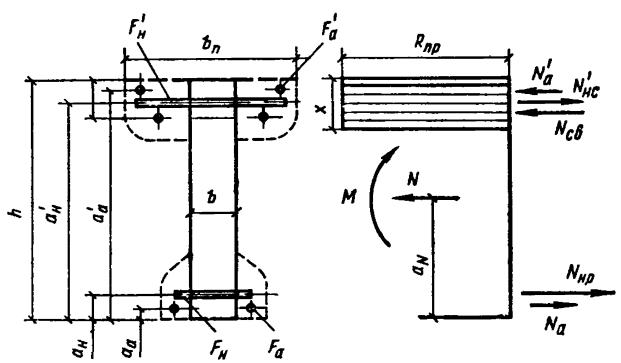

Рис. 4. Напряженное состояние обобщенного сечения изгибаемой конструкции при расчете по прочности

Выбранная конструкция должна удовлетворять условию

$$\frac{S_б}{S_0} = \frac{\xi\left(1-\delta_ц-\frac{\xi}{2}\right)+\psi_c(1-\delta_ц-\delta_c)}{0{,}5(1-\delta_ц)^2+\psi_c(1-\delta_ц-\delta_c)} \leqslant 0{,}8, \qquad (17)$$

где $\xi = \frac{x}{h}$.

12. Расчет главных растягивающих и сжимающих напряжений производится при нормативной нагрузке по формулам:

$$F = (1+\psi_c+\psi_y)\,bh; \qquad (18)$$

$$I = bh^3\left[\frac{1}{12}+\left(\delta_ц-\frac{1}{2}\right)^2+\psi_c(1-\delta_ц-\delta_c)^2+\psi_y(\delta_ц-\delta_y)^2\right]; \qquad (19)$$

$$S_x = bh^2\left[x\left(1-\delta_ц-\frac{x}{2}\right)+\psi_c(1-\delta_ц-\delta_c)\right], \qquad (20)$$

где $\delta_ц$ — относительная координата центра тяжести,

$$\delta_ц = \frac{0{,}5+\psi_c(1-\delta_c)+\psi_y\delta_y}{1+\psi_c+\psi_y}.$$

Напряжения $\sigma_{б.ц}$ и τ_x определяются по формулам:

$$\sigma_{б.ц} = \frac{N_н+N'_н}{0{,}5F}; \qquad (21)$$

$$\tau_x = \frac{Q_т S_x}{Ib}. \qquad (22)$$

Главные напряжения $\sigma_{гл}$ при предварительном напряжении в продольном и поперечном направлениях определяются по формуле

$$\sigma_{гл} = -\frac{\sigma_{бx}+\sigma_{бy}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{бx}-\sigma_{бy}}{2}\right)^2+\tau_x^2}. \qquad (23)$$

Формула (23) позволяет выбрать оптимальную степень самонапряжения $\sigma_{б.н}=\sigma_{б.y}$ по заданным $\sigma_{бx}$ в продольном направлении.

2. Выбор относительных характеристик сечения

При подборе сечения изгибаемых элементов конструкций и определении необходимого армирования по заданным нагрузкам предварительно необходимо решать

конструктивные вопросы и назначать некоторые относительные величины будущего сечения конструкции и его конфигурацию, а именно:

1) устройство уширений и свесов, что важно для предварительно-напряженных конструкций;

2) выбор относительных размеров этих элементов, т. е. ψ_c и ψ_y;

3) развитие элементов усилений в виде относительных расстояний от центров их тяжести до крайних волокон конструкции δ_c и δ_y;

4) относительное размещение места приложения предварительно-напрягаемой арматуры относительно нижней грани конструкции $\delta_н$ и $\delta'_н$.

Таким образом, проектировщик, перед которым стоит задача определить оптимальные размеры сечения и его армирование, должен выбрать заранее форму сечения конструкции, не задаваясь конкретными размерами. В настоящее время есть много предпосылок и данных, оправданных практикой применения предварительно-напряженных конструкций, которые позволяют утверждать, что только в тонких плитах сечение имеет прямоугольную форму и, следовательно, ψ_c и ψ_y равны нулю. Балки из экономических соображений всегда устраиваются со свесами (полками), а при значительных пролетах и нагрузках — обязательно с уширениями. Только в частных случаях и в монолитном железобетоне применяются сечения прямоугольной формы.

Таким образом, необходимо всегда в первую очередь рассматривать форму будущей балочной конструкции как сечение, снабженное свесами и уширениями. Обычно ψ_c выбирают в пределах 0,4—0,8; ψ_y — в пределах 0,3—0,6. Чем больше величины ψ_c и ψ_y, тем тоньше будет вертикальная стенка конструкции и выгоднее распределяться бетон в сечении.

Однако наибольшие величины свесов и уширений следует принимать только при наличии в вертикальной стенке поперечной предварительно-напряженной арматуры в виде предварительно-напряженных отгибов и хомутов, иначе в процессе расчета придется увеличивать толщину стенки. Бо́льшие величины ψ_c и ψ_y выбираются также при значительных нагрузках, когда ясна необходимость размещения напрягаемой арматуры в уширениях и восприятия большой силы сжатия в верхней зоне конструкции. Обычно рекомендуется принимать:

а) для высоких слабозагруженных конструкций

ψ_c от 0,4 до 0,5 и ψ_y от 0,3 до 0,4;

б) для гибких и низких конструкций (с h/L от 1/16 до 1/20)

ψ_c от 0,5 до 0,7 и ψ_y от 0,4 до 0,5;

в) для низких сильнозагруженных конструкций с поперечной предварительно-напряженной арматурой

ψ_c от 0,7 до 0,8 и ψ_y от 0,5 до 0,6.

Жесткость конструкции обычно зависит от условий интенсивности ее загружения. Различаются три степени нагружения:

тяжелое при $\frac{M}{Q} < \frac{L}{8}$;

среднее при $\frac{M}{Q} = \frac{L}{4}$;

легкое при $\frac{M}{Q} > \frac{L}{4}$.

Отношение M/Q, по существу, является пролетом среза.

Высоту сечения принимают по табл. 2 в зависимости от пролета и условий нагружения:

Таблица 2

Вид конструкции	Отношение высоты сечения к пролету h/L при нагружении		
	тяжелом	среднем	легком
Плиты	1/18—1/20	1/20—1/25	1/25—1/35
Балки	1/10—1/12	1/14—1/18	1/18—1/22

Вся конструктивно устанавливаемая в элемент арматура в самонапряженном железобетоне должна учитываться в качестве рабочей арматуры, поскольку она напрягается бетоном одновременно с рабочей и входит в сечение F_a и F'_a.

Применяя свесы и уширения, можно предусмотреть степень их развития в ширину. Для этого нужно выбрать относительные координаты свесов и уширений δ_c и δ_y. Обычно их принимают в пределах δ_c от 0,04 до 0,06 и δ_y — от 0,05 до 0,08, что дает возможность развить сжатую зону конструкции в ширину и получить возможность разместить напрягаемую арматуру по высоте.

Необходимо иметь в виду, что размеры уширений ψ_y могут быть свободно увеличены или уменьшены для лучшего размещения напрягаемой арматуры растянутой зоны балки без существенных изменений трещиностойкости конструкции и, следовательно, без необходимости пересчета сечения.

Относительное расположение напрягаемой арматуры должно быть точно выбрано заранее, так как всякие перемещения центра приложения равнодействующей напрягаемой арматуры растянутой зоны существенно меняют несущую способность конструкции. Обычно значение $\delta_н$ выбирают в пределах 0,10—0,15, чтобы, с одной стороны, не выйти далеко за пределы ядра сечения конструкции, а с другой, дать возможность разместить необходимое количество напрягаемой арматуры внизу прямоугольной части сечения и в уширениях. Во всяком случае обычно $\delta_н > \delta_y$. Расположение верхней напрягаемой арматуры должно соответствовать условию $\delta'_н > 1-\delta_c$. В результате расчета по трещиностойкости на воздействие эксплуатационных и монтажных нагрузок для принятых величин $\delta_н$ и $\delta'_н$ сечение напрягаемой арматуры F_a и F'_a определяется из условия, чтобы равнодействующая усилий в арматуре находилась в сечении в оптимальном положении.

Задаваясь относительными размерамч сечения, можно в процессе дальнейшего расчета рассмотреть много различных вариантов и выбрать по ним экономически наиболее целесообразный. Возможность легко и быстро получить широкую матрицу различных размеров сечения и армирования позволяет в каждом случае выбрать оптимальное решение.

3. Порядок подбора сечения и расчета элементов самонапряженных конструкций

Расчет элементов предварительно-напряженных конструкций производится на действие двух видов нагрузок:

от эксплуатационных M, N и монтажных M^1, N^1 для сборных предварительно-напряженных конструкций;

от других, вызывающих изгибающие моменты противоположных знаков для статически неопределимых конструкций, составленных из отдельных элементов.

При заданных M, N и M^{I}, N^{I} рекомендуется следующий порядок расчета:

выбирают (в зависимости от нагрузок) относительные характеристики сечения:

ψ_c, ψ_y, δ_c, δ_y, $\delta_н$ и $\delta'_н$;

по заданным ψ_c и $\gamma=2\delta_c$ по табл. 1 определяют коэффициенты A, $Б$, A^{I}, $Б^{I}$;

по формулам (4) и (5) находят относительные характеристики $\psi_н$ и $\psi'_н$;

по известным $\psi_н$, $\psi'_н$, ψ_y, ψ_c и $\gamma=2\delta_c$ подсчитывают значения $\psi_р$, $\psi'_р$ и $\sigma_{б1}$, $\sigma_{б2}$;

далее производят подбор сечения бетона и арматуры, для чего задаются различными h, b, $R_{рп}$ или $R^{н}_{р}$ в тех пределах, в которых это для рассматриваемого случая рационально, и, используя ЭВМ, составляют таблицы для величин:

$\sigma_{б1}$ и $\sigma_{б2}$; $N_н = \psi_н \mathfrak{N}$ и $N'_н = \psi'_н \mathfrak{N}$;

подсчитывают величины ожидаемых потерь предварительного напряжения от усадки, ползучести и других факторов всех сравниваемых сечений с известным напряженным состоянием. Можно также задаться размерами потерь и затем установить условия изготовления конструкции с тем, чтобы потери не превышали заданные размеры;

подбирают сечение арматуры по формуле (10) или (11) и составляют соответствующую таблицу-матрицу их значений для разных h, b и $R_{рп}$ ($R^{н}_{р}$), отбросив сечения, для которых $\sigma_{б1}$ или $\sigma_{б2} > R_{пр}(R^{н}_{пр})$. В таблицы вносят и другие характеризующие конструкцию величины — расход бетона, ее вес и т. д.;

составляют таблицу сопоставления расходов материалов и стоимости конструкции при различных размерах сечения и армирования, а также при марках бетона и видах арматуры; такая таблица является результирующей и служит для окончательного выбора размеров сечения h, b, $R_{рп}$ или $R^{н}_{р}$ и армирования $F_а$ и $F'_а$;

выбранное сечение проверяют по формулам (15) и (16) по несущей способности или прочности по нормальным сечениям, по эксплуатационной и монтажной нагрузкам;

проверяют несущую способность и трещиностойкость по наклонным сечениям в местах обрывов предварительно-напряженной арматуры, если она не доводится до опоры;

проверяют главные напряжения для всех элементов конструкций, кроме элементов прямоугольного сечения в вертикальной стенке на центральной оси, в местах примыкания стенки к полкам или в других, которые будут вызывать сомнения. Для этого пользуются формулами (18) — (23), в случае необходимости утолщают стенку балки, преимущественно в опорных зонах; опорные сечения проверяют на срез и по горизонтальному сечению над арматурой;

проверяют жесткость конструкции и определяют ее прогибы;

определяют напряжения $\sigma_{б1}$ и $\sigma_{б2}$ от монтажных нагрузок и воздействий при изготовлении и транспортировании конструкции. Величину предварительного напряжения отогнутой пучковой арматуры обычно рассчитывают для мест, где пучки выходят из конструкции;

выполняются другие проверки, когда это требуется;

составляют окончательное заключение и описание конструкции.

Примеры расчета

Пример 1. Расчет балки покрытия промышленного здания с сильно агрессивной средой пролетом 12 м.

Расчет балки по предельным состояниям второй группы

Требуется выбрать наивыгодное экономичное по весу и армированию сечение двутавровой балки с расчетным пролетом $l=11{,}6$ м, при заданной расчетной нагрузке $g_р=2500$ кгс/м, включающей и собственный вес. Возникновение трещин по нормальным, продольным и наклонным сечениям в заданных условиях недопустимо. Следовательно, балка является конструкцией 1 категории трещиностойкости, сечение которой должно подбираться по расчетной нагрузке.

Расчетный изгибающий момент M равен:

$$M=\frac{2500\cdot 11{,}6^2}{8}=42{,}5 \text{ тс·м}.$$

Изгибающий момент $M_т^I$ от собственного веса балки, с учетом коэффициента динамического воздействия при транспортировании и монтаже $m=1{,}8$, равен:

$$M_т^I = 1{,}8\frac{g_р l^2}{8} = 1{,}8\frac{0{,}23\cdot 11{,}6^2}{8} = 7{,}1 \text{ тс·м}.$$

Для достижения минимального веса и обеспечения соответствующей трещиностойкости балка должна иметь предварительное напряжение как в продольном, так и в поперечном направлении.

В данном случае целесообразно использовать освоенное на заводах сборного железобетона механическое натяжение стержневой арматуры или канатов в продольном направлении и применять самонапряжение бетона на НЦ, обеспечивающего напряжение поперечной арматуры и снижение потерь напряжения в продольной арматуре, которое учитывается в конце расчета.

Такое решение позволит изготовить балку на любом заводе сборного железобетона, оборудованного формами или стендами механического преднапряжения, заменяя обычный портландцемент напрягающим цементом, выпускаемым промышленностью на многих заводах страны. Покажем, что для расчета и выбора основных параметров балки нет необходимости предварительно задаваться видом армирования балки, способом ее изготовления и условиями эксплуатации. Эти параметры могут быть выбраны в результате экономического сопоставления нескольких вариантов армирования на последнем этапе расчета и конструирования.

Обобщенные формулы (4)—(8) дают возможность сразу правильно выбрать необходимое армирование растянутой и сжатой зон балки; величины $\psi_н$ и $\psi'_н$ принимаются в зависимости от нагрузок $M_т$ и $M_т^I$.

Задаемся относительными характеристиками сечения балки, руководствуясь приведенными ранее рекомендациями и табл. 1:

$$\psi_у = 0{,}3;\ \psi_с = 0{,}6;\ \gamma = 0{,}15;\ A = 0{,}386;\ Б = 0{,}814;\ \delta_н = 0{,}06;$$

$$\delta'_н = 0{,}97;\ \delta_у = 0{,}06;\ \delta_с = 0{,}06;\ A^I = 0{,}358;\ Б^I = 0{,}769;$$

$$M_т = 42{,}5 \text{ тс·м};\ M_т^I = 7{,}1 \text{ тс·м},$$

тогда по формулам (6) и (7):

$$\Delta = (Б - \delta_н)(Б^I - 1 + \delta'_н) - (Б - \delta'_н)(Б^I - 1 + \delta_н) =$$

$$= (0{,}814 - 0{,}06)\,(0{,}769 - 1 + 0{,}97) - (0{,}814 - 0{,}97)\,(0{,}769 - 1 + 0{,}06) = 0{,}558 - 0{,}026 = 0{,}53;$$

$$\Theta = [0{,}386 + 0{,}3\,(0{,}814 - 0{,}06)]\,(0{,}769 - 0{,}03) - [0{,}358 + 0{,}6\,(0{,}769 - 0{,}06)]\cdot(0{,}814 - 0{,}97) = 0{,}45 + 0{,}122 = 0{,}572.$$

Подставляем значения $M_т$, $M_т^I$ и Δ, Θ в уравнение (4):

$$\psi_н \Delta = \frac{M_т}{\mathfrak{M}}\left(Б^I - 1 + \delta_н'\right) - \frac{M_т^I}{\mathfrak{M}}\left(Б - \delta_н'\right) - \Theta;$$

$$\psi_н\, 0{,}53 = \frac{42{,}5}{\mathfrak{M}}\,(0{,}769 - 1 + 0{,}97) - \frac{7{,}1}{\mathfrak{M}}\,(0{,}814 - 0{,}97) - 0{,}572,$$

получим:

$$\psi_н = \frac{59{,}3 + 2{,}4}{\mathfrak{M}} - 1{,}1 = \frac{61{,}7}{\mathfrak{M}} - 1{,}1$$

и в абсолютных величинах усилие, действующее в напряженной арматуре растянутой зоны:

$$N_н = \psi_н \mathfrak{N} = \frac{61{,}7}{h} - 1{,}1\mathfrak{N}.$$

Составляем табл. 3 различных значений $N_н$, принимая величину $R_{рII}$ как для обычного тяжелого бетона. Определяем усилие $N_н'$ в предварительно-напряженной арматуре верхней зоны балки по формуле (5):

$$\psi_н' = \frac{1}{Б - \delta_н'}\left[\frac{M_т}{\mathfrak{M}} - A - \psi_н\,(Б - \delta_н) - \psi_у\,(Б - \delta_у)\right];$$

$$\psi_н' = \frac{1}{0{,}814 - 0{,}97}\left[\frac{42{,}5}{\mathfrak{M}} - 0{,}386 - \psi_н\,(0{,}814 - 0{,}06) - 0{,}3\,(0{,}814 - 0{,}06)\right];$$

Таблица 3

Высота балки h, м	Толщина стенки b, см	$N_н$, тс, при бетоне марки		
		М 400	М 500	М600
0,8	4	70,8	69,9	69,3
	5	69,1	68,2	67,3
	6	67,7	66,4	65,3
0,9	4	61,8	61,3	60,5
	5	60,1	59,1	58,1
	6	58,2	57,2	56
1	4	53,2	52,9	52
	5	51,8	50,7	49,6
	6	49,8	49	47,8

$$\psi'_н = -6{,}4\left(\frac{42{,}5}{\mathfrak{M}} - 0{,}612 - 0{,}754\psi_н\right) = 3{,}9 + 4{,}82\psi_н - \frac{272}{\mathfrak{M}},$$

подставляя значение $\psi_н$ из предыдущего подсчета, получим

$$\psi'_н = 3{,}9 - 4{,}82\left(\frac{64{,}7}{\mathfrak{M}} - 1{,}1\right) - \frac{272}{\mathfrak{M}} = \frac{25{,}4}{\mathfrak{M}} - 1{,}4$$

и в абсолютных величинах

$$N'_н = \frac{25{,}4}{h} - 1{,}4\mathfrak{M}.$$

Составляем табл. 4 различных значений $N'_н$, в которой приводим также отношение $\beta = \frac{F'_a}{F_a}$.

Таблица 4

Высота балки h, м	Толщина стенки b, см	$N'_н$, тс			$\beta = \frac{F'_a}{F_a}$		
		Бетон марки					
		М 400	М 500	М 600	М 400	М 500	М 600
0,8	4	23,7	22,7	21,9	0,33	0,32	0,31
	5	21,6	20,5	19,4	0,31	0,3	0,29
	6	19,7	18,2	16,9	0,29	0,27	0,26
0,9	4	19,1	18,1	17,4	0,31	0,3	0,29
	5	16,8	15,6	14,3	0,27	0,26	0,25
	6	14,5	13,1	11,5	0,25	0,23	0,21
1	4	15,3	14,2	13	0,28	0,27	0,25
	5	12,8	11,4	10	0,25	0,23	0,20
	6	10,3	8,6	7	0,21	0,18	0,15

Значения $\frac{F'_a}{F_a}$, удовлетворяющие трещиностойкости балки, изменяются в пределах 0,15—0,33, что указывает на недопустимость произвольного назначения количества арматуры в верхней зоне балки, так как это приводит к большому перерасходу стали.

Например, если задаться отношением сечения арматур $\frac{F'_a}{F_a} = 0{,}2$, близко соответствующим отношению на-

грузок $\frac{M_т^I}{M_т} = \frac{7,1}{42,5} = 0,17$, то из всех рассмотренных высот балки, толщин стенок и марок бетона только балки высотой $h=1$ м, толщиной стенки $b=6$ см при марках бетона М 500 и М 600 дадут моменты трещинообразования $M_т^I$ соответственно 7,5 и 8,2 тс·м$>$7,1 тс·м, удов-

Таблица 5

Высота балки h, м	Толщина стенки b, см	$(N_н+N'_н)$, тс, при бетоне марки			Вес балки, т
		М 400	М 500	М 600	
0,8	4	94,5	92,6	91,2	1,82
	5	90,7	88,7	86,7	2,28
	6	87,4	84,6	82,2	2,74
0,9	4	80,9	79,4	77,9	2,06
	5	76,9	74,7	72,4	2,56
	6	72,7	70,3	67,5	3,08
1	4	68,5	67,1	65	2,28
	5	64,6	62,1	59,6	2,85
	6	60,1	57,6	54,8	3,42

летворяющие трещиностойкости при монтажной нагрузке.

Расход стали на рабочую продольную арматуру балки характеризуется суммой усилий в обеих арматурах, приведенной в табл. 5.

Для того чтобы правильно оценить технические свойства балки, необходимо знать степень обжатия бетона растянутой зоны. Как правило, существенное перенапряжение в сжатой зоне балки не допускается во избежание проявления больших пластических деформаций и выгибов балки. Для схемы эксплуатационного загружения находим по формуле (14) величину $\psi_р$

$$\psi_р = \psi_н + \psi'_н + \psi_у = \frac{61,7}{\mathfrak{M}} - 1,1 + \frac{25,4}{\mathfrak{M}} - 1,4 + 0,3 =$$

$$= \frac{87,1}{\mathfrak{M}} - 2,2.$$

По формуле (12) определяем напряжение $\sigma_{б1}$:

$$\sigma_{б1} = \frac{1+\psi_р}{0{,}5+\psi_с} R_{рII} = \frac{1+\frac{87{,}1}{\mathfrak{M}}-2{,}2}{0{,}5+0{,}6} R_{рII} =$$

$$= \left(\frac{79{,}3}{\mathfrak{M}} - 1{,}09\right) R_{рII} = \frac{79{,}3}{bh^2} - 1{,}09 R_{рII}.$$

Подсчитываем $\psi'_р$ для схемы монтажного загружения по формуле (14′), учитывая, что $\psi_N = 0$:

$$\psi'_р = \psi_н + \psi'_н + \psi_с = \frac{61{,}7}{\mathfrak{M}} - 1{,}1 + \frac{25{,}4}{\mathfrak{M}} - 1{,}4 + 0{,}6 =$$

$$= \frac{87{,}1}{\mathfrak{M}} - 1{,}9.$$

Таблица 6

Высота балки h, м	Толщина стенки b, см	Напряжение обжатия крайнего волокна $\sigma_{б_2}$, кгс/см², при бетоне марки					
		М 400		М 300		М 600	
		Нагрузка					
		эксплуатационная	монтажная	эксплуатационная	монтажная	эксплуатационная	монтажная
0,8	4	289	405	286	403	284	400
	5	228	321	225	319	223	316
	6	187	284	184	262	182	259
0,9	4	226	317	223	315	221	312
	5	177	249	174	247	172	244
	6	144	204	141	202	139	199
1	4	179	252	176	250	174	249
	5	140	198	137	196	135	193
	6	115	162	110	160	108	157

Примечание. Все значения $\sigma_{б2} > R_{пр}$ являются недопустимыми (обведены в таблице чертой).

Соответственно по формуле (13) для данной схемы загружения составляем табл. 6 различных значений $\sigma_{б2}$.

Применение напрягающего бетона создает дополнительное усилие в арматуре, которое должно быть подобрано таким образом, чтобы компенсировать потери предварительного напряжения.

На этом основании в формулах (10), (11) суммарная величина потерь принята $\sigma_п=0$.

Рассмотрим два варианта армирования балки:

1) стержневой арматурой класса А-IV по ГОСТ 5781—75 (марка 20ХГ2Ц), с нормативным сопротивлением $R_{а\,II}=6000$ кгс/см^2;

2) высокопрочной гладкой проволокой диаметром 5 мм, класса В-II (по ГОСТ 7348—63*), с нормативным сопротивлением $R_{а\,II}=17\,000$ кгс/см^2.

Для стержневой арматуры (при $m_т=0{,}9$)

$$F_а+F'_а=\frac{N_н+N'_н}{0{,}9m_т R_{а\,II}+0{,}3}=\frac{N_н+N'_н}{0{,}9\cdot 0{,}9\cdot 6+0{,}3}=\frac{N_н+N'_н}{5{,}16}.$$

Для проволочной арматуры

$$F_а+F'_а=\frac{N_н+N'_н}{0{,}65m_т R_{а\,II}+0{,}3}=\frac{N_н+N'_н}{0{,}65\cdot 0{,}9\cdot 17+0{,}3}=$$

$$=\frac{N_н+N'_н}{12}.$$

Сводим в табл. 7 вес металла, затрачиваемый на рабочую арматуру обеих зон балки.

Для выбора оптимальных формы, размеров и марки бетона и армирования производим приближенный экономический расчет и, сопоставляя варианты, выбираем решение по суммарной стоимости исходных материалов. Можно считать, что в равных условиях производства и для конструкций одного типа допустимо экономическое сопоставление вариантов решений по суммарной стоимости исходных материалов.

Для подсчетов принята следующая стоимость материалов, установленная на 1976 г.:

для низколегированной стержневой арматуры класса А-IV (марки 20ХГ2Ц) — 130 р/т;

для гладкой высокопрочной проволоки класса В-II — 252 р/т;

для бетонов марок: М 400—16,4 р/м^3; М 500—19 р/м^3; М 600 — 22 р/м^3.

Таблица 7

Высота балки h, м	Толщина стенки b, см	Продольная арматура (сечение, см²/ вес на балку, кг)						Расход бетона на балку, м³
		из стали класса А-IV, марки 20ХГ2Ц			из высокопрочной проволоки В-II			
		Бетон марки						
		М 400	М 500	М 600	М 400	М 500	М 600	
0,8	5	—	—	24,8 / 224	—	—	9,3 / 84	0,88
	6	—	24,3 / 220	23,6 / 215	—	9,1 / 83	8,9 / 81	1,06
0,9	4	—	—	22 / 198	—	—	8,2 / 74	0,79
	5	—	21,2 / 193	20,5 / 185	—	7,9 / 72	7,7 / 70	1
	6	20,6 / 186	20 / 181	19,3 / 175	7,7 / 70	7,5 / 68	7,2 / 65	1,2
1	4	—	19,3 / 174	18,7 / 168	—	7,2 / 65	7 / 63	0,88
	5	18,5 / 167	18 / 163	17,3 / 156	6,9 / 62	6,7 / 61	6,5 / 59	1,1
	6	17,4 / 165	16,5 / 149	15,8 / 143	6,5 / 59	6,2 / 56	5,9 / 53	1,32

Составляем табл. 8 суммарной стоимости материалов (рублей на 1 балку) самонапряженной и предварительно-напряженной балки при двух видах продольного армирования сталью класса А-IV и высокопрочной проволокой класса В-II. Анализируя данные табл. 8, отмечаем, что применение проволочной арматуры приводит к меньшей стоимости основных материалов конструкции, чем применение стержневой из стали класса А-IV, и, следовательно, к более экономичному решению конструкций.

Таблица 8

Высота балки h, м	Толщина стенки b, см	Балка со стержневой арматурой			Сталь класса А-IV			Бетон			Высокопрочная проволока класса В-II			Балка с проволочной арматурой		
		из бетона марок														
		М 400	М 500	М 600	М 400	М 500	М 600	М 400	М 500	М 600	М 400	М 500	М 600	М 400	М 500	М 600
0,8	5	—	—	48,5	—	—	29,1	—	—	19,4	—	—	21,1	—	—	40,5
	6	—	48,5	51	—	28,4	27,7	17,4	20,1	23,3	—	20,9	20,4	—	41	43,7
0,9	4	—	—	43	—	—	25,7	13	14,8	17,3	—	—	18,6	—	—	35,9
	5	—	43,9	46	—	24,9	24	16,4	19	22	—	18,1	17,6	—	37,1	39,6
	6	43,8	46,2	49	24,1	23,4	22,6	19,7	22,8	26,4	17,6	17,1	16,4	37,3	39,9	42,8
1	4	—	39	41,2	—	22,5	21,8	14,4	16,5	19,4	—	16,4	15,9	—	32,9	35,3
	5	39,7	42	44,3	21,7	21,1	20,1	18	20,9	24,2	15,6	15,4	14,9	33,6	36,3	39,1
	6	41,9	44,5	47,4	20,3	19,4	18,4	21,6	25,1	29	14,9	14,1	13,3	36,5	39,2	42,3

Из рассмотренных вариантов сечения балки и ее армирования наиболее экономичными и легкими являются профили следующих балок: h=0,8 м и b=5 см при бетоне марки М 600; h=0,9 м и b=4 см при бетоне марки М 600 и h= 1 м и b=4 см при бетоне марки М 500 (рис. 5).

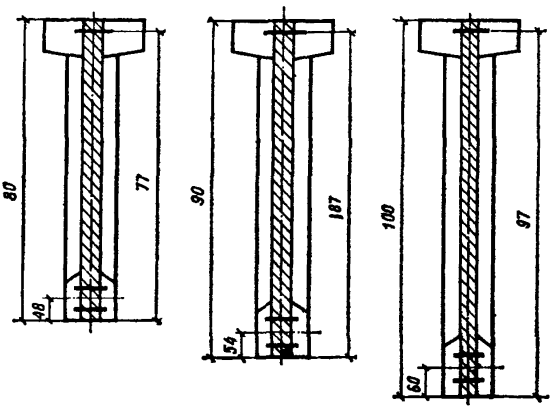

Рис. 5. Варианты сечения двутавровой самонапряженной балки с механическим напряжением продольной арматуры

Учитывая совокупность показателей стоимости и веса рассмотренных вариантов балки, а также возможность изготовления конструкции с тонкими стенками (например, при бетонировании балки в горизонтальном положении), целесообразно выбрать балку высотой h=1 м, толщиной стенки b=4 см из бетона марки М 500 при стоимости материалов балки 39 и 32,9 р. в зависимости от вида арматуры. В этом случае вес балки будет равен 2,28 т; расход металла на балку с продольной арматурой из стали марки 20ХГ2Ц составит 174 кг, а из высокопрочной проволоки — 65 кг.

Расчет выбранного сечения балки по предельным состояниям первой группы при стержневом армировании

Прочность выбранного сечения балки определяем по формуле (16′):

$$M \pm N a_N = N_{\text{пр}}(h - a_{\text{н}}) + N'_{\text{нс}}\left(h - a'_{\text{н}}\right) - N_{\text{св}}\frac{\gamma h}{2}.$$

Имеем:

$$a_{\text{н}} = 6 \text{ см}; \quad a'_{\text{н}} = 97 \text{ см}; \quad \gamma h = 15 \text{ см};$$

$$R_{\text{пр}} = 0{,}225 \text{ тс/см}^2; \quad R_{\text{а}} = 10{,}3 \text{ тс/см}^2;$$

$$F_{\text{а}} = \frac{52{,}9}{5{,}16} = 10{,}3 \text{ см}^2; \quad F'_{\text{а}} = \frac{14{,}2}{5{,}16} = 2{,}75 \text{ см}^2;$$

$$N = 0; \quad N_{\text{пр}} = 52{,}9\frac{5{,}16}{4{,}86} = 55{,}4 \text{ тс}.$$

Рассматриваем вариант нагружения балки вскоре после изготовления, когда потери еще мало проявились:

$$\sigma'_0 = \frac{N'_{\text{н}}}{F'_{\text{а}}} - 0{,}3 = 5{,}16 - 0{,}3 = 4{,}86 \text{ тс/см}^2;$$

$$N'_{\text{нс}} = 2{,}75\,(4{,}86 - 4) = 2{,}75 \cdot 0{,}86 = 2{,}35 \text{ тс};$$

$$N_{\text{св}} = 0{,}6 \cdot 4 \cdot 100 \cdot 0{,}225 = 54 \text{ тс}.$$

Подставляя в формулу (16′), получим

$$M = 55{,}4(1 - 0{,}02) + 2{,}35\,(1 - 0{,}97) - 54\,(0{,}075 - 0{,}02) =$$
$$= 54{,}3 + 0{,}07 - 3{,}05 = 51{,}32 \text{ тс·м} > 50{,}4 \text{ тс·м};$$

при этом по формуле (16)

$$x = \frac{N_{\text{пр}} + N'_{\text{нс}} - N_{\text{св}}}{bR_{\text{пр}}} = \frac{55{,}4 + 2{,}35 - 54}{4 \cdot 0{,}225} = 4{,}16 \text{ см};$$

находим координату центра тяжести:

$$\delta_{\text{д}} = \frac{0{,}5 + \psi_{\text{с}}(1 - \delta_{\text{с}}) + \psi_{\text{у}}\delta_{\text{у}}}{1 + \psi_{\text{с}} + \psi_{\text{у}}} = \frac{0{,}5 + 0{,}6\,(1 - 0{,}06) + 0{,}3 \cdot 0{,}06}{1 + 0{,}6 + 0{,}3} =$$
$$= 0{,}58.$$

Проверяем условие (17) при $\xi = \frac{4{,}16}{100} = 0{,}0416$:

$$\frac{S_{\text{б}}}{S_0} = \frac{\xi\left(1 - \delta_{\text{д}} - \frac{\xi}{2}\right) + \psi_{\text{с}}(1 - \delta_{\text{д}} - \delta_{\text{с}})}{0{,}5\,(1 - \delta_{\text{д}})^2 + \psi_{\text{с}}(1 - \delta_{\text{д}} - \delta_{\text{с}})} \leqslant 0\,8.$$

Для принятых относительных характеристик

$$\frac{S_б}{S_0} = \frac{0{,}0416\left(1 - 0{,}58 - \frac{0{,}0416}{2}\right) + 0{,}6\,(1 - 0{,}58 - 0{,}06)}{0{,}5\,(1 - 0{,}58)^2 + 0{,}6\,(1 - 0{,}58 - 0{,}06)} =$$

$$= \frac{0{,}232}{0{,}305} = 0{,}76 < 0{,}8,$$

что и должно быть, поскольку при расчете трещиностойкости не допускалось перенапряжение в сжатой зоне балки.

Проверяем несущую способность по монтажной нагрузке, имея в виду, что в рассматриваемом случае:

$$N_{св} = N_{уш};\quad N'_{нс} = N_{нс};\quad N_{нр} = N'_{нр};\quad a'_н = h - a_н;\quad a_н = h - a'_н;$$

$$\frac{\gamma}{2} = \delta_у;$$

$$M^I = N_у\left(h - \frac{\gamma h}{2}\right) + bx\left(h - \frac{x}{2}\right)R_{пр} - N'_{нр}\left(h - a'_н\right) -$$

$$- N_{нс}\,(h - a_н);$$

$$x = \frac{N'_{нр} + N_{нс} - N_{уш}}{bR_{пр}}.$$

Подставляем известные величины, имея в виду, что:

$$N_у = 0{,}3 \cdot 4 \cdot 100 \cdot 0{,}225 = 29{,}2 \text{ тс};$$

$$x = \frac{2{,}75 \cdot 5{,}16 + 10{,}3\,(6 - 4) - 29{,}2}{4 \cdot 0{,}225} =$$

$$= \frac{14{,}3 + 20{,}6 - 29{,}2}{0{,}9} = \frac{5{,}7}{0{,}9} = 6{,}4 \text{ см};$$

$$M^I = 29{,}2\left(1 - \frac{0{,}15}{2}\right) + 4 - 6{,}4\,(1 - 0{,}032)\,0{,}225 -$$

$$- 14{,}3\,(1 - 0{,}97) - 10{,}3\,(5{,}5 - 4)\,(1 - 0{,}06) = 27 + 5{,}6 -$$

$$- 0{,}43 - 14{,}4 = 17{,}77 \text{ тс·м} > 7{,}1 \text{ тс·м}.$$

Таким образом, размеры сечения удовлетворяют обеим схемам нагружения усилиями M и M^I также и в предельном состоянии первой группы. Расчет, проведенный в рассмотренном примере, позволил выбрать оптимальные размеры сечения и прямо определить необходимое армирование обеих зон балки.

Расчет главных растягивающих и сжимающих напряжений при нормативной нагрузке

Главные растягивающие и сжимающие напряжения определяются в сечении, находящемся на расстоянии 1 м от опоры, где обычно заканчивается уширение стенки балки над опорой, а наименьшая величина $b=4$ см предельно приближена к опоре.

Нормативная нагрузка на опору $Q_т = \frac{2{,}978 \cdot 12}{2} = 17{,}5$ тс. Для установления марки бетона по самонапряжению и степени армирования тонкой стенки балки производим ее расчет по трещиностойкости и по прочности в относительных единицах.

Находим площадь и момент инерции сечения балки по формулам (18), (19) при $\delta_ц=0{,}6$:

$$F = (1 + \psi_с + \psi_у)\, bh = (1 + 0{,}6 + 0{,}3)\, bh = 1{,}9\, bh;$$

$$I = bh^3\left[\frac{1}{12} + \left(\delta_ц - \frac{1}{2}\right)^2 + \psi_с (1 - \delta_ц - \delta_с)^2 + \psi_у (\delta_ц - \delta_у)^2\right] =$$

$$= bh^3\left[0{,}084 + \left(0{,}6 - \frac{1}{2}\right)^2 + 0{,}6\,(1 - 0{,}6 - 0{,}06)^2 + \right.$$

$$\left. + 0{,}3\,(0{,}6 - 0{,}1)^2\right] = bh^3\,(0{,}084 + 0{,}01 + 0{,}074 + 0{,}075) = 0{,}243bh^3.$$

Статический момент сечения определяется для любой точки на расстоянии xh от верха балки в обобщенном виде по формуле (20):

$$S_x = bh^2\left[x\left(1 - \delta_ц - \frac{x}{2}\right) + \psi_с (1 - \delta_ц - \delta_с)\right].$$

По заданным размерам для точек, находящихся на центральной оси балки при $x=1-\delta_ц$, получим

$$S_ц = bh^2\left[\frac{1}{2}(1 - \delta_ц)^2 + \psi_с (1 - \delta_ц - \delta_с)\right] =$$

$$= bh^2\,[0{,}5\,(1 - 0{,}6)^2 + 0{,}6\,(1 - 0{,}6 - 0{,}06)] = 0{,}28bh^2,$$

а у места примыкания стенки к верхней полке балки при $x=0{,}15$:

$$S_ч = bh^2\,[0{,}15\,(1 - 0{,}6)^2 + 0{,}6(1 - 0{,}6 - 0{,}06)] = 0{,}225bh^2.$$

Определяем приближенно нормальные напряжения на оси центра тяжести балки у опоры по формуле (21) при h=1 м; b=4 см и бетоне марки М 500:

$$\sigma_{бц} = \frac{N_н + N'_н}{0{,}5F_б};$$

$$F = 1{,}9bh = 1{,}9 \cdot 100 \cdot 4 = 760 \text{ см}^2;$$

$$\sigma_{бц} = \frac{67{,}1}{0{,}5 \cdot 760} = 0{,}175 \text{ тс/см}^2 = 175 \text{ кгс/см}^2.$$

В зоне примыкания к верхней полке $\sigma_{бу}$=0.

Находим касательные напряжения $\tau_ц$ и $\tau_у$ на этих участках:

$$\tau_ц = \frac{Q_т S_ц}{Ib} = \frac{17{,}5 \cdot 0{,}28bh^2}{0{,}243bh^3 \cdot 4} = 0{,}051 \text{ тс/см}^2 = 51 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\tau_у = \frac{Q_т S_у}{Ib} = \frac{17{,}5 \cdot 0{,}225bh^2}{0{,}243bh^3 \cdot 4} = 0{,}041 \text{ тс/см}^2 = 41 \text{ кгс/см}^2.$$

Для определения главных напряжений на этих участках находим самонапряжение, задаваясь маркой напрягающего бетона Сн 25. Пользуясь табл. 2 и формулами (1)—(4) настоящей Инструкции, находим

$$\sigma_{б.н} = R_{сж} k_μ k_a k_e,$$

где

$$k_μ = \sqrt{\frac{1{,}57μ}{0{,}0057 + μ}}.$$

При использовании стержневой арматуры при μ=0,017 $k_μ$=1,3; при использовании проволочной арматуры при μ=0,0073 $k_μ$=0,83. Для двухосного армирования k_a=1,2.

Коэффициент k_e можно принять равным 1.

Тогда при использовании стержневой арматуры

$$\sigma_{б.н} = 20 \cdot 1{,}3 \cdot 1{,}2 \cdot 1 = 31 \text{ кгс/см}^2;$$

при использовании проволочной арматуры

$$\sigma_{б.н} = 20 \cdot 0{,}83 \cdot 1{,}2 \cdot 1 = 20 \text{ кгс/см}^2.$$

Главные напряжения по формуле (23) при использовании стержневой арматуры будут равны:

$$\sigma_{гл} = -\frac{\sigma_{бx} + \sigma_{бy}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{бx} - \sigma_{бy}}{2}\right)^2 + \tau_x^2} =$$

$$= -\frac{175+31}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{175-31}{2}\right)^2 + 51^2} =$$

$$= -103 \pm \sqrt{15\,300+2600} = -103 \pm 85 \text{ кгс/см}^2.$$

$$\sigma_{гл.сж} = -188 \text{ кгс/см}^2 < 280 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{гл.р} = -18 \text{ кгс/см}^2 < 30 \text{ кгс/см}^2.$$

Главные напряжения по формуле (23) при использовании высокопрочной арматурной проволоки будут равны:

$$\sigma_{гл} = -\frac{175+20}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{175-20}{2}\right)^2 + 41^2} =$$

$$= -97{,}5 \pm \sqrt{6000+1690} = (-97{,}5 \pm 87) \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{гл.сж} = -184{,}5 \text{ кгс/см}^2 < 280 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{гл.р} = -10{,}5 \text{ кгс/см}^2 < 30 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем необходимое сечение F_x поперечной арматуры:

при стержневой арматуре

$$F_x = \frac{17{,}5}{5{,}16} = 3{,}4 \text{ см}^2, \text{ или } 7 \varnothing 8 \text{ мм};$$

при высокопрочной арматурной проволоке

$$F_x = \frac{17{,}5}{12} = 1{,}45 \text{ см}^2, \text{ или } 5 \varnothing 6 \text{ мм}.$$

Самонапряжение $\sigma_{нх}$ в арматуре F_x соответственно равно:

$$\frac{31 \cdot 100 \cdot 4}{3{,}4} = 3600 \text{ кгс/см}^2; \quad \frac{20 \cdot 100 \cdot 4}{1{,}45} = 5\,500 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем потери самонапряжения от усадки и ползучести бетона. При влажности $\varphi=0{,}7$ для напрягающего бетона марки Сн 25 по табл. 3 Инструкции имеем полную усадку $\varepsilon_у = 74 \cdot 10^{-5}$. Поправка на переменность режима и двухосное ограничение деформации дает усадку:

$$\varepsilon_у = 74 \cdot 10^{-5} \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}6 = 48 \cdot 10^{-5}.$$

Ползучесть бетона для балок с подобным армированием, когда исключено какое-либо перенапряжение крайних фибров балки, не превышает $60 \cdot 10^{-5}$. Суммарная деформация составит:

$$\varepsilon_у + \varepsilon_п = (48 + 60)\, 10^{-5} = 108 \cdot 10^{-5}.$$

Потери напряжений в арматуре составят:

$$\sigma_{н.п} = 108 \cdot 10^{-5} \cdot 2 \cdot 10^{3} = 2160 \text{ кгс/см}^2.$$

Дополнительное растягивающее усилие в арматуре от самонапряжения при $\mu = 0{,}017$ составит:

$$\Delta\sigma_{н} = \frac{31}{0{,}017} = 1800 \text{ кгс/см}^2 \cong 2160 \text{ кгс/см}^2.$$

Самонапряжение почти полностью компенсирует потери напряжения в арматуре балки.

Пример 2. Расчет покрытия базисного склада завода тяжелых транспортных машин на резиновом ходу.

Покрытие склада представляет собой неразрезную плиту толщиной h, лежащую на упругом основании (грунт), на которую действует широкорасставленная сосредоточенная нагрузка от колеса стоящей или движущейся транспортной машины, вызывающей изгибающие моменты $M = 2{,}8$ тс·м и $M^{I} = -2{,}1$ тс·м. Кроме того, при изменении температуры окружающего воздуха свободные концы плиты покрытия длиной в каждую сторону 40 м удлиняются или укорачиваются, скользя по гравийно-щебеночному основанию, в результате чего в средней части покрытия возникают сжимающие или растягивающие усилия.

Принимая предварительно толщину плиты $h = 21$ см, коэффициент трения между плитой и основанием $k_{тр} = 0{,}5$ получим предельное усилие, возникающее в средней части покрытия как результат охлаждения плиты на 30° С:

$$N = 0{,}21 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 40 = 10{,}5 \text{ тс}.$$

Перемещение концов плиты при этом составит:

$$10^{-5} \cdot 30 \cdot 40 \cdot 10^{3} = 12 \text{ см}.$$

Расчетные усилия при коэффициенте перегрузки $n = 1{,}2$ составят:

$$M_{т} = 2{,}8 \cdot 1{,}2 = 3{,}34 \text{ тс·м}; \quad N_{т} = 10{,}5 \cdot 1{,}2 = 12{,}6 \text{ тс};$$

$$M^{I}_{т} = 2{,}1 \cdot 1{,}2 = 2{,}6 \text{ тс·м}; \quad N^{I}_{т} = 12{,}6 \text{ тс}.$$

Для плиты покрытия:

$$A = A^{I} = 0{,}29; \quad B = B^{I} = 0{,}67; \quad \delta_{N} = \delta'_{N} = 0{,}5; \quad \delta_{н} = 0{,}12; \quad \delta'_{н} = 0{,}88;$$

$$\psi_{с} = 0; \quad \psi_{у} = 0.$$

Подставляя указанные значения в формулы (4)—(7) получим:

$$\Delta = (0{,}67 - 0{,}12)\,(0{,}67 - 1 + 0{,}88) - (0{,}67 - 0{,}88)\,(0{,}67 - 1 + 0{,}12) = 0{,}258;$$

$$\theta = 0{,}29\,(0{,}67 - 1 + 0{,}88) - 0{,}29\,(0{,}67 - 0{,}88) = 0{,}22;$$

$$0{,}258\psi_н = \left[\frac{M_т}{\mathfrak{M}} + \frac{N_т}{\mathfrak{N}}\,(0{,}67 - 0{,}5)\right](0{,}67 - 1 + 0{,}88) -$$

$$- \left[\frac{M_т^I}{\mathfrak{M}} + \frac{N_т^I}{\mathfrak{N}}\,(0{,}67 - 0{,}5)\right](0{,}67 - 0{,}88) - 0{,}22,$$

откуда:

$$\psi_н = \frac{2{,}13M_т + 0{,}82M_т^I}{\mathfrak{M}} + \frac{0{,}36N_т + 0{,}14N_т^I}{\mathfrak{N}} - 0{,}85;$$

$$\psi'_н(0{,}67 - 0{,}88) = \frac{M_т}{\mathfrak{M}} + \frac{N_т}{\mathfrak{N}}\,(0{,}67 - 0{,}5) - 0{,}29 -$$

$$- \left[\frac{2{,}13M_т + 0{,}82M_т^I}{\mathfrak{M}} + \frac{0{,}36N_т + 0{,}14\,N_т^I}{\mathfrak{N}} - 0{,}85\right](0{,}67 - 0{,}12);$$

$$\psi'_н = \frac{0{,}82M_т + 2{,}13\,M_т^I}{\mathfrak{M}} + \frac{0{,}14N_т + 0{,}36N_т^I}{\mathfrak{N}} - 0{,}85.$$

Подставляя величины $\psi_н$ и $\psi'_н$ в уравнение (8), получим:

$$\psi_н + \psi'_н = \frac{\sigma_{бн}}{R_{рII}};$$

$$\psi_н + \psi'_н = \frac{2{,}96M_т + 2{,}96M_т^I}{\mathfrak{M}} + \frac{0{,}5N_т + 0{,}5N_т^I}{\mathfrak{N}} - 1{,}7 = \frac{\sigma_{б.н}}{R_{рII}}.$$

Подставляя величины M и N, получим:

$$\psi_н + \psi'_н = \frac{2{,}96 \cdot 3{,}34 + 2{,}96 \cdot 2{,}6}{\mathfrak{M}} + \frac{0{,}5 \cdot 12{,}6 + 0{,}5 \cdot 12{,}6}{\mathfrak{N}} -$$

$$- 1{,}7 = \frac{\sigma_{бн}}{R_{рII}},$$

откуда

$$\frac{17{,}5}{\mathfrak{M}} + \frac{12{,}6}{\mathfrak{N}} - 1{,}7 = \frac{\sigma_{бн}}{R_{рII}}.$$

Принимаем напрягающий бетон марки Р 55 с расчетным сопротивлением бетона по прочности на осевое рас-

тяжение для предельного состояния второй группы R_{pII}=42 кгс/см². Марку бетона по самонапряжению принимаем Сн 20.

Находим самонапряжение бетона $\sigma_{б.н}$ при двухосном армировании μ=0,2%, пользуясь табл. 2 и формулами (1)—(4) настоящей Инструкции:

$$\sigma_{бн} = R_{сн} k_{\mu} k_{а} k_{e},$$

где

$$k_{\mu} = \sqrt{\frac{1{,}57\mu}{0{.}0057 + \mu}} = \sqrt{\frac{1{,}57 \cdot 0{,}002}{0{,}0057 + 0{,}002}} = 0{,}67;$$

$$k_{а} = 1{,}2; \quad k_{e} = 0{,}9,$$

тогда

$$\sigma_{б.н} = 16 \cdot 0{,}67 \cdot 1{,}2 \cdot 0\ 9 = 11{,}5 \text{ кгс/см}^2.$$

Подставляя величины R_{pII} и $\sigma_{б.н}$, получим:

$$\frac{17{,}5}{\mathfrak{M}} + \frac{12{,}6}{\mathfrak{N}} - 1{,}7 = \frac{11{,}5}{42} = 0{,}27;$$

$$\frac{17{,}5}{\mathfrak{M}} + \frac{12{,}6}{\mathfrak{N}} - 1{,}97 = 0.$$

Находим мультипликаторы $\mathfrak{M}$ и $\mathfrak{N}$ в общем виде:

$$\mathfrak{M} = bh^2 R_{pII} = 1\ h^2 \cdot 420 = 420\ h^2;$$

$$\mathfrak{N} = bhR_{pII} = 1h \cdot 420 = 420h.$$

Подставляя мультипликаторы $\mathfrak{M}$ и $\mathfrak{N}$, получим:

$$\frac{17{,}5}{h^2 \cdot 420} + \frac{12{,}6}{h \cdot 420} - 1{,}97 = 0;$$

$$h^2 - 0{,}016h - 0{,}022 = 0.$$

Определяем оптимальную высоту сечения h:

$$h = 0{,}008 \pm \sqrt{(0{,}008)^2 + 0{,}022} = 0{,}008 + 0{,}15 = 0{,}158 \text{ м}.$$

Принимаем толщину плиты h=16 см.

Мультипликаторы $\mathfrak{M}$ и $\mathfrak{N}$ будут иметь следующие значения:

$$\mathfrak{M} = bh^2 R_{pII} = 1 \cdot 0{,}16^2 \cdot 420 = 10{,}7 \text{ тс·м};$$

$$\mathfrak{N} = bhR_{pII} = 1 \cdot 0{,}16 \cdot 420 = 67 \text{ тс}.$$

Подсчитываем относительные величины усилий $\psi_{н}$ и $\psi_{н}'$ в арматуре:

$$\psi_{н} = \frac{2{,}13 \cdot 3{,}34 + 0{,}82 \cdot 2{,}6}{\mathfrak{M}} + \frac{0{,}36 \cdot 12{,}6 + 0{,}14 \cdot 12{,}6}{\mathfrak{N}} - 0{,}85 =$$

$$= \frac{9,23}{\mathfrak{M}} + \frac{6,3}{\mathfrak{N}} - 0,85;$$

$$\psi'_{\text{н}} = \frac{0,82 \cdot 3,34 + 2,13 \cdot 2,6}{\mathfrak{M}} + \frac{0,14 \cdot 12,6 + 0,36 \cdot 12,6}{\mathfrak{N}} - 0,85 =$$

$$= \frac{8,3}{\mathfrak{M}} + \frac{6,3}{\mathfrak{N}} - 0,85.$$

Подставляя значения $\mathfrak{M}$ и $\mathfrak{N}$, получим:

$$\psi_{\text{н}} = \frac{9,23}{10,7} + \frac{6,3}{67} - 0,85 = 0,862 + 0,094 - 0,85 = 0,11;$$

$$\psi'_{\text{н}} = \frac{8,3}{10,7} + \frac{6,3}{67} - 0,85 = 0,776 + 0,094 - 0,85 = 0,02.$$

Определяем усилия в арматуре при нулевом напряжении в бетоне:

$$N_{\text{н}} = \psi_{\text{н}} \mathfrak{N} = 0,11 \cdot 67 = 7,4 \text{ тс};$$

$$N'_{\text{н}} = \psi'_{\text{н}} \mathfrak{N} = 0,02 \cdot 67 = 1,3 \text{ тс}.$$

Определяем необходимую площадь арматуры класса А-IV по формуле (10):

$$F_{\text{а}} = \frac{N_{\text{н}}}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 6 + 0,3 - \sigma_{\text{п}}}.$$

Определяем значение $\sigma_{\text{п}}$.

Для района расположения завода в восточной зоне минимальная влажность воздуха φ=70%. Тогда по табл. 3 настоящей Инструкции, для бетона марки Сн 20 при двухосном армировании и переменном влажностном режиме усадка составит

$$\varepsilon_{\text{у}} = 0,8 \cdot 0,6 \cdot 74 \cdot 10^{-5} = 38 \cdot 10^{-5}.$$

Потеря напряжения от ползучести по расчетам составит $\varepsilon_{\text{п}} = 50 \cdot 10^{-5}$.

Полная потеря напряжения от усадки и ползучести составит

$$\sigma_{\text{п}} = (\varepsilon_{\text{у}} + \varepsilon_{\text{п}}) E_{\text{а}} = (38 + 50)\, 10^{-5} \cdot 2 \cdot 10^{6} = 1760 \text{ кгс/см}^2.$$

Находим площадь арматуры F_a и F'_a:

$$F_a = \frac{7,4}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 6 + 0,3 - 1,76} = 1,96 \text{ см}^2;$$

$$F'_a = \frac{1,3}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 6 + 0,3 - 1,76} = 0,38 \text{ см}^2;$$

$$\mu = \frac{1,96 + 0,38}{100 \cdot 16} = \frac{2,34}{1600} = 0,0014 = 0,14\%.$$

Прямым подбором получено очень экономное, характерное для армобетона сечение плиты покрытия.

Проверяем выбранное сечение плиты по предельному состоянию первой группы по формулам (15), (16):

здесь $N_{св}=0$;

$$x=\frac{1}{bR_{пр}}\left(N_н+N'_н\right)=\frac{1\cdot100}{1\cdot3400}(7{,}4+1{,}3)=0{,}263 \text{ см};$$

$$M\pm Na_N=bx\left(h-\frac{x}{2}\right)R_{пр}-N_н a'_н-N'_н a'_н;$$

$$M\pm Na_N=1\cdot0{,}0026\left(1-\frac{0{,}0026}{2}\right)3400-7{,}4\cdot0{,}12-$$

$$-1{,}3\cdot0{,}88=9-0{,}89-1{,}24=7 \text{ тс·м}.$$

С учетом принятой толщины плиты h=16 см вместо 21 см находим усилие от перепада температуры $N=12{,}6\frac{16}{21}=9{,}6$ т. Тогда

$$M\pm Na_N=3{,}44+9{,}6\cdot0{,}5=8{,}24>7 \text{ тс·м}.$$

Следует увеличить площадь армирования нижней зоны плиты до 2,7 см². Увеличение армирования на 30% незначительно повышает $R_{сн}$, и делать пересчета не нужно, так как это идет в запас трещиностойкости.

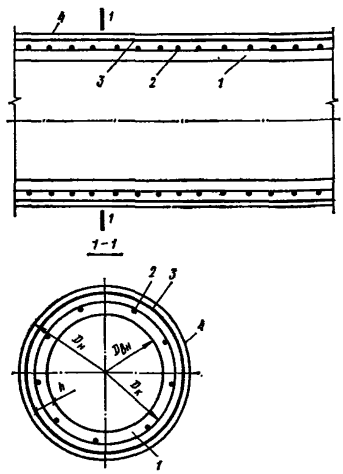

Рис 6.Железобетонная труба в стальной оболочке

Пример 3. Расчет железобетонной трубы в стальной оболочке диаметром 0,522 м.

Труба (рис. 6) состоит из тонкостенной $\delta=1{,}5$ мм стальной спирально-сваренной оболочки и железобетонного самонапряженного тела трубы с арматурным сварным каркасом. Снаружи оболочка защищена слоем асфальтопесчаной стяжки. Труба уложена в грунт на глубину $H=4$ м.

На трубу действуют

собственный вес, вес грунта, вес воды в трубе и внутреннее давление воды 7,5 атм. Совокупность нагрузок создает в стенке трубы наибольшие расчетные изгибающие моменты, в шелыге и под углом 105°: $M_т = +0{,}227$ тс·м; $M^I = 0{,}324$ тс·м; $N_т = 15$ тс; $N^I_т = 15$ тс.

Находим относительные характеристики сечения стенки трубы

$$A = A^I = 0{,}29; \quad Б = Б^I = 0{,}67; \quad \delta_N = \delta'_N = 0{,}5; \quad \delta_в = \frac{22}{47} = 0{,}47;$$

$$\delta'_в = 1;$$

$$\Delta = (0{,}67 - 0{,}47)(0{,}67 - 1 + 1) - (0{,}67 - 1)(0{,}67 - 1 + 0{,}47) = 0{,}18;$$

$$\theta = 0{,}29(0{,}67 - 1 + 1) - 0{,}29(0{,}67 - 1) = 0{,}29.$$

Подставляя эти величины в формулы (4) и (5), получим:

$$\psi_в 0{,}18 = \left[\frac{M_т}{\mathfrak{M}} + \frac{N_т}{\mathfrak{N}}(0{,}67 - 0{,}5)\right](0{,}67 - 1 + 1) - \left[\frac{M^I_т}{\mathfrak{M}} + \frac{N^I_т}{\mathfrak{N}}(0{,}67 - 0{,}5)\right](0{,}67 - 1) - 0{,}29,$$

откуда:

$$\psi_в = \frac{3{,}74\,M_т + 1{,}83\,M^I_т}{\mathfrak{M}} + \frac{0{,}67\,N_т + 0{,}33\,N^I_т}{\mathfrak{N}} - 1{,}6;$$

$$\psi'_в(0{,}67 - 1) = \left[\frac{M_т}{\mathfrak{M}} + \frac{N_т}{\mathfrak{N}}(0{,}67 - 0{,}5)\right] - 0{,}29 - \left(\frac{3{,}74M_т + 1{,}83M^I_т}{\mathfrak{M}} + \frac{0{,}67N_т + 0{,}33N^I_т}{\mathfrak{N}} - 1{,}6\right)(0{,}67 - 0{,}47);$$

откуда

$$\psi'_в = \frac{-0{,}76\,M_т + 1{,}11M^I_т}{\mathfrak{M}} + \frac{-0{,}11N_т + 0{,}2N^I_т}{\mathfrak{N}} - 0{,}1.$$

Подставляя величины расчетных нагрузок $M_т$, $N_т$, $M^I_т$, $N^I_т$, получим:

$$\psi_в = \frac{1{,}44}{\mathfrak{M}} + \frac{15}{\mathfrak{N}} - 1{,}6; \qquad (6')$$

$$\psi'_в = \frac{0{,}186}{\mathfrak{M}} + \frac{1{,}34}{\mathfrak{N}} - 0{,}1. \qquad (7')$$

При применении бетона марки Сн 25 получим

$$\sigma_{б.н} = R_{сн}\, k_{\mu}\, k_{а}\, k_{e} = 20 \cdot 1 \cdot 1{,}5 \cdot 1 = 30 \text{ кгс/см}^2.$$

При применении бетона марки Р 55, по табл. 1 настоящей Инструкции, $R_{рп}$=42 кгс/см². Подставляя величины $\sigma_{б.н}$ и $R_{рп}$ в уравнение (8), получим

$$\psi_{н} + \psi'_{н} = \frac{1{,}6}{\mathfrak{M}} + \frac{16{,}34}{\mathfrak{N}} - 1{,}7 = \frac{30}{42} = 0{,}72,$$

откуда

$$\frac{1{,}6}{\mathfrak{M}} + \frac{16{,}34}{\mathfrak{N}} - 2{,}42 = 0.$$

Подставляя мультипликаторы $\mathfrak{N}$ и $\mathfrak{M}$, получим

$$\frac{1{,}6}{h^2 \cdot 420} + \frac{16{,}34}{h \cdot 420} - 2{,}42 = 0,$$

откуда

$$h^2 - 0{,}012h - 0{,}0015 = 0.$$

Решая уравнение относительно h, получим:

$$h = 0{,}006 + \sqrt{0{,}4 \cdot 10^{-4} + 15 \cdot 10^{-4}} = 0{,}006 + 0{,}0395 = 0{,}045 \text{ м}.$$

Находим величины мультипликаторов $\mathfrak{M}$ и $\mathfrak{N}$

$$\mathfrak{N} = 1 \cdot 0{,}045 \cdot 420 = 19 \text{ тс};$$

$$\mathfrak{M} = 0{,}045 \cdot 19 = 0{,}85 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Подставляя эти величины, получим:

$$\psi_{н} = \frac{1{,}44}{0{,}85} + \frac{15}{19} - 1{,}6 = 1{,}69 + 0{,}79 - 1{,}6 = 0{,}88;$$

$$\psi'_{н} = \frac{0{,}176}{0{,}85} + \frac{1{,}34}{19} - 0{,}1 = 0{,}21 + 0{,}07 - 0{,}1 = 0{,}18.$$

Усилие в арматуре при нулевом напряжении бетона

$$N_{н} = \psi_{н}\, \mathfrak{N} = 0{,}88 \cdot 19 = 16{,}7 \text{ тс}.$$

В наружном контуре арматуры не требуется и, следовательно, в предельном состоянии стальная оболочка является конструктивным элементом. По конструктивным соображениям толщину оболочки из стали А-III принимаем δ=1,5 мм. Находим необходимую площадь $F_{а}$ сварного каркаса из проволоки В-I с $R_{а}$=5,5 тс/см²:

$$F_{а} = \frac{16{,}7}{0{,}9 \cdot 0{,}9 \cdot 5{,}5 + 0{,}3} = \frac{16{,}7}{4\ 45} = 3{,}5 \text{ см}^2.$$

Необходимое число витков спирали в каркасе из проволоки диаметром 5 мм составит

$$n = \frac{3{,}5}{0{,}196} = 18 \text{ витков},$$

что соответствует шагу спирали 5,7 см.

Проверяем подобранное сечение по главе СНиП II-21-75 по образованию трещин:

$$M_{\text{в}}^{\text{я}} \leqslant M_{\text{т}}; \quad M_{\text{т}} = R_{\text{pII}} W_{\text{т}} \pm M_{\text{об}}^{\text{я}}; \quad M_{\text{в}}^{\text{я}} = N(e_0 + r_y),$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{32\,400}{15\,000} = 2{,}15 \text{ см};$$

где

$$r_y = \frac{W_{\text{т}}}{F + 2n\left(F_{\text{a}} + F_{\text{a}}'\right)}; \quad W_{\text{т}} = \frac{2\left(I_{\text{б0}} + nI_{\text{a0}} + nI_{\text{a0}}'\right)}{h - x} + S_{\text{б.р}}.$$

Положение нулевой линии:

$$S_{\text{б.0}} + nS_{\text{a0}}' - nS_{\text{a.0}} = \frac{(h - x)F_{\text{б.р}}}{2},$$

$$100\frac{x^2}{2} + 5{,}3 \cdot 15x - 5{,}3 \cdot 3{,}5\,(2{,}25 - x) = \frac{(4{,}5 - x)^2 100}{2};$$

$$x = 1{,}93 \text{ см};$$

$$W_{\text{т}} = \frac{2\left[1{,}93^3 \cdot 100\,\frac{1}{12} + 1{,}93 \cdot 100\left(2{,}25 - \frac{1{,}93}{2}\right)^2 + \right.}{4{,}5 - 1{,}93} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{\left. + 5{,}3 \cdot 3{,}5 \cdot (2{,}25 - 1{,}93)^2 + 5{,}3 \cdot 15\,(1{,}93 - 0{,}08)^2\right]}{4{,}5 - 1{,}93} +$$

$$+ \frac{(4{,}5 - 1{,}93)^2 100}{2} = 910 \text{ см}^3.$$

Проверяем условие для определения r_y:

$$\frac{R_{\text{pII}} W_{\text{т}}}{N_0} = \frac{42 \cdot 910}{4{,}5 \cdot 100 \cdot 30} = 2{,}83 > (e_0 - e_{0\text{н}}) = (2{,}15 - 0) = 2{,}15 \text{ см};$$

$$r_y = \frac{910}{4{,}5 \cdot 100 + 2 \cdot 5{,}3\,(3{,}5 + 15)} = 1{,}41 \text{ см}.$$

Момент внешних сил $M_{\text{в}}^{\text{я}}$ относительно ядровой точки равен:

$$M_{\text{в}}^{\text{я}} = 15\,000\,(2{,}15 + 1{,}41) = 53\,500 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 0{,}535 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

Момент сил обжатия $M_{об}^{я}$ равен:

$$M_{об}^{я} = N_0 \left(e_{он} + r_y\right) = 4{,}5 \cdot 100 \cdot 30 \,(0 + 1{,}41) =$$

$$= 19\,035 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 0{,}19 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

В результате момент $M_т$, воспринимаемый сечением при образовании трещин, равен:

$$M_т = 42 \cdot 910 + 19\,035 = 38\,200 + 19\,035 = 57\,235 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 0{,}57 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_т = 0{,}57 \text{ тс} \cdot \text{м} > 0{,}53 \text{ тс} \cdot \text{м} = M_в^{я}.$$

Таким образом, трещиностойкость обеспечена.

Пример 4. Расчет круглого резервуара для воды емкостью 10 000 м³.

Резервуар представляет собой цилиндрическую (полигональную) емкость, заполненную водой; $D=24$ м; $H=3{,}6$ м. Стенка из плоских панелей шириной 2,3 м (самонапряженные). Сопряжение с днищем — жесткое (заделка). Расчетная зона панели находится на расстоянии 0,4 H от днища. Растягивающее усилие $N=20$ тс/м. Изгибающий момент в середине панели (вследствие полигональности, т. е. несоответствия оси стены окружности емкости) $M=0{,}8$ тс·м (рис. 7).

Принимаем сечение стенки $h=14$ см, самонапряженный бетон марок М 400, Р 30, Сн 15, т. е.

$$R_{пр} = 175 \text{ кгс/см}^2; \quad E_б = 3{,}3 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2; \quad R_{рII} = 23{,}5 \text{ кгс/см}^2;$$

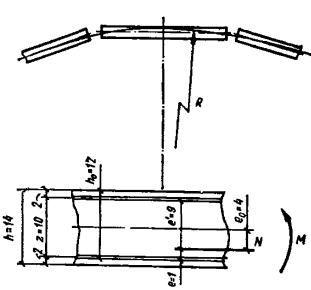

Рис. 7. Схема стенки цилиндрического резервуара

$R_{сн} = 12$ кгс/см²; сталь класса A-III; $R_а = 3400$ кгс/см²;

$$n = \frac{E_а}{E_б} = 6{,}06.$$

Производим расчет по прочности:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{80\,000}{20\,000} = 4 \text{ см}; \quad e = \frac{h_0 - a}{2} - e_0 = \frac{12-2}{2} - 4 = 1 \text{ см};$$

$$h_0 = 14 - (1{,}5 + 0{,}5) = 12 \text{ см}; \quad e' = \frac{h_0 - a'}{2} + e_0 = \frac{12-2}{2} + 4 = 9 \text{ см};$$

$$z = h_0 - a' = 12 - 2 = 10 \text{ см};$$

$$Ne \leqslant R_а F_а (h_0 - a'); \quad Ne' \leqslant R_а F_а (h_0 - a);$$

$$F'_а = \frac{Ne}{R_а (h_0 - a')} = \frac{20\,000 \cdot 1}{3400\,(12-2)} = 0{,}59 \text{ см}^2;$$

$$F_а = \frac{Ne'}{R_а (h_0 - a)} = \frac{20\,000 \cdot 9}{3400\,(12-2)} = 5{,}29 \text{ см}^2.$$

Принимаем ⌀ 10, шаг 150 мм ($7 \varnothing 10 = 5{,}5$ см²).

Принимаем $F'_а \geqslant 0{,}25\, F_а$:

$F'_а = 0{,}25 \cdot 5{,}5 = 1{,}37$ см²; принимаем ⌀ 6, шаг 200 мм

($5 \varnothing 6 = 1{,}42$ см²).

Суммарное армирование:

$$\mu_п = \mu_н + \mu'_н = \frac{5{,}5 + 1{,}37}{12 \cdot 100} = \frac{6{,}87}{1200} = 0{,}0057 = 0{,}57\%.$$

Напряжения обжатия бетона в сечении (самонапряжение) равно

$$\sigma_{б.н} = R_{сн}\, k_\mu\, k_а\, k_e,$$

где $k_\mu = \sqrt{\frac{1{,}57\mu_\text{п}}{0{,}0057+\mu_\text{п}}} = \sqrt{\frac{1{,}57\cdot 0{,}0057}{0{,}0057+0{,}0057}} = 0{,}886;$

$k_\text{а} = 1\ 2;$

$$k_e = 1 - \frac{e_\text{н}}{h_\text{н}},$$

где $h_\text{н} = h_0 - a = 12 - 2 = 10$ см;

$$e_\text{н} = \frac{\left(F_\text{а} - F'_\text{а}\right)\frac{h_\text{н}}{2}}{F_\text{а} + F'_\text{а}} = \frac{5{,}5 - 1{,}42}{5{,}5 + 1{,}42}\,\frac{10}{2} = 2{,}95 \approx 3\text{ см};$$

$$k_e = 1 - \frac{3}{10} = 0{,}7;$$

$$\sigma_\text{б.н} = 12\cdot 0{,}886\cdot 1{,}2\cdot 0{,}7 = 8{,}93\text{ кгс/см}^2.$$

Проверяем напряжения в арматуре от самонапряжения

$$\sigma_\text{н} = \frac{\sigma_\text{б.н} F}{2F_\text{а}} = \frac{8{,}93\cdot 12\cdot 100}{2\cdot 5{,}5} = 974\text{ кгс/см}^2 < (3400);$$

$$\sigma'_\text{н} = \frac{\sigma_\text{б.н} F}{2F'_\text{а}} = \frac{8{,}93\cdot 12\cdot 100}{2\cdot 1{,}42} = 3770\text{ кгс/см}^2.$$

Увеличиваем сечение арматуры $F'_\text{а}$ до $7\varnothing 6 = 2$ см^2 ($\varnothing 6$, шаг 140 мм).
Соответственно

$$\mu_\text{п} = \mu_\text{н} + \mu'_\text{н} = \frac{3{,}5+2}{12\cdot 100} = 0{,}00625 = 0{,}625\%.$$

Проверяем сечение по трещиностойкости:

$$r_y = \frac{W_\text{т}}{F_\text{пр}} = \frac{6041}{100\cdot 14 + 6\,(2+5{,}5)} = 4{,}18\text{ см};$$

$M^\text{я}_\text{об} = N_0\left(e_{0\text{н}} + r_y\right)$; так как обжатие равномерно, $e_{0\text{н}} = 0$;

$$M^\text{я}_\text{об} = \sigma_\text{б.н} F r_y = 10\cdot 0{,}14\cdot 100\cdot 4{,}18 = 58\,520\text{ кгс}\cdot\text{см};$$

$$M^\text{я}_\text{в} = N\left(e_0 + r_y\right) = 20\,000\,(4{,}6 + 4{,}18) = 163\,600\text{ кгс}\cdot\text{см};$$

$$M_\text{т} = R_{\text{р II}} W_\text{т} + M^\text{я}_\text{об} = 23{,}5\cdot 6041 + 58\,520 =$$

$$= 141\,960 + 58\,520 = 200\,480\text{ кгс}\cdot\text{см} > 163\,600\text{ кгс}\cdot\text{см}.$$

Трещиностойкость обеспечена.

Если не нормировать марку бетона на осевое растяжение, то для марки М 400 можно принять $R_{рц}=$ $=18$ кгс/см^2 и тогда $M_т=18\cdot6041+58\,520=108\,600+$ $+58\,520=167\,120$ кгс·см$>163\,600$ кгс·см, т. е. трещиностойкость расчетом также обеспечивается. Это дает основание не контролировать на стройплощадке прочность бетона на осевое растяжение и нормировать только марку бетона на сжатие марки М 400, самонапряжение Сн 15.

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

Примеры расчета самонапряженных конструкций 19
1. Прямой метод расчета самонапряженных конструкций . 19
2. Выбор относительных характеристик сечения 27
3. Порядок подбора сечения и расчета элементов самонапряженных конструкций 30
Примеры расчета 32
Пример 1. Расчет балки покрытия промышленного здания с сильно агрессивной средой пролетом 12 м 32
Пример 2. Расчет покрытия базисного склада завода тяжелых транспортных машин на резиновом ходу 47
Пример 3. Расчет железобетонной трубы в стальной оболочке диаметром 0,522 м 51
Пример 4. Расчет круглого резервуара для воды емкостью 10 000 м^3 55

Госстрой СССР

Инструкция
по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций
СН 511-78

Редакция инструктивно-нормативной литературы
Зав. редакцией Г. А. Жигачева
Редактор Л. Т. Калачева
Мл. редактор Л. М. Климова
Технические редакторы Н. Г. Бочкова, Ю. Л. Циханкова
Корректор О. В. Стигнеева

Сдано в набор 28.03.79. Подписано в печать 10.09.79. Формат 84×108¹/₃₂. Бумага тип. № 3. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л. 3,36. Уч.-изд. л. 2,88. Тираж 40 000 экз. Изд. № XII-8358. Заказ № 954. Цена 15 коп.

Стройиздат
101442, Москва, Каляевская, 23а

Владимирская типография «Союзполиграфпрома»
при Государственном комитете СССР по делам издательств,
полиграфии и книжной торговли
Владимир, Октябрьский проспект, д. 7

gost.e-ecolog.ru