



**МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ
СССР**

ВСЕСОЮЗНОЕ

**ВСЕСОЮЗНЫЙ ОРДЕНА
ТРУДОВОГО**

**ПРОЕКТНО-
ИЗЫСКАТЕЛЬСКОЕ**

КРАСНОГО ЗНАМЕНИ

**И НАУЧНО-
ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОЕ**

**НАУЧНО-
ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ**

**ОБЪЕДИНЕНИЕ
«ГИДРОПРОЕКТ»**

ИНСТИТУТ ГИДРОТЕХНИКИ

им. Б. Е. ВЕДЕНЕЕВА

им. С. Я. ЖУКА

**ПОСОБИЕ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ
БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

(без предварительного напряжения)

к СНиП 2.06.08-87

П 46-89

ВНИИГ

ЛЕНИНГРАД 1991

Содержит основные положения, рекомендации, примеры по расчету и конструированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений без предварительного напряжения.

Предназначено для инженерно-технических работников проектных, проектно-изыскательских, строительных и научно-исследовательских организаций.

Рекомендовано к изданию комиссией технического совета объединения «Гидропроект» им. С. Я. Жука.



ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее Пособие составлено к [СНиП 2.06.08-87](#) [1] и распространяется на проектирование вновь строящихся и реконструируемых бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, находящихся постоянно или периодически под воздействием водной среды. Элементы, не подвергающиеся воздействию водной среды, следует проектировать в соответствии с требованиями [СНиП 2.03.01-84](#) [2], бетонные и железобетонные конструкции мостов, транспортных туннелей и труб, расположенных под насыпями автомобильных и железных дорог - по [СНиП 2.05.03-84](#) [3].

Пособие содержит основные положения и рекомендации по расчету и конструированию бетонных и железобетонных конструкций без предварительного напряжения, приводятся примеры, в приложениях помещены вспомогательные материалы, обобщающие опыт расчетов и исследований.

Выпускается взамен «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений» [4] в части проектирования конструкций без предварительного напряжения.

В скобках указаны номера пунктов [СНиП 2.06.08-87](#) [1], к которым относятся пункты Пособия.

Пособие разработано объединением «Гидропроект» им. С. Я. Жука при участии НИСа (разд. 1-3, пп. 3.6-3.53, 3.57- 3.75; 8; прил. 1-4; 6, 14-18 - инж. Т. И. Сергеева; разд. 2 - канд. техн. наук А. Д. Осипов, инж. С. С. Сухоцкая; п. 3.54 - доктор техн. наук А. С. Залесов - НИИЖБ, канд. техн. наук О. Д. Рубин; пп. 3.55-3.56 - канд. техн. наук В. Б. Николаев, инж. С. Е. Лисичкин; пп. 8.61-8.64 - канд. техн. наук В. Б. Николаев) совместно с ВНИИГом им. Б. Е. Веденеева (пп. 3.1- 3.5; разд. 4; п. 7.13; прил. 5, 12 - инж. А. В. Караваев, разд. 6 - канд. техн. наук А. Д. Кауфман; разд. 7 пп. 7.1-7.12, 7.14-7.15; прил. 13 - доктор техн. наук Л. П. Трапезников, канд. техн. наук М. С. Ламкин) и ГрузНИИЭГСом (разд. 5; прил. 7-11 - доктор техн. наук Г. П. Вербецкий).

Министерство энергетики и	Пособие по проектированию бетонных и железобетонных	П 46-89
--------------------------------------	--	----------------



электрификации СССР	конструкций гидротехнических сооружений (без предварительного напряжения) к СНиП 2.06.08-87	ВНИИГ
------------------------	--	--------------

1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ, НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

1.1 (4.1). Расчеты бетонных и железобетонных конструкций следует производить по методу предельных состояний, при этом согласно [СТ СЭВ 1406-78](#) [5] конструкции должны быть запроектированы с требуемой надежностью от возникновения всех видов предельных состояний.

Бетонные и железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельным состояниям первой группы) при всех сочетаниях нагрузок и воздействий и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельные состояния второй группы) - только при основном сочетании нагрузок и воздействий.

Расчет по предельным состояниям, как правило, следует производить для всех стадий возведения, транспортирования, монтажа и эксплуатации конструкции.

1.2 (4.2). Бетонные конструкции рассчитываются:

по предельным состояниям первой группы: по несущей способности - на прочность с проверкой устойчивости положения и формы конструкции в соответствии с разд. [3](#);

по предельным состояниям второй группы: по образованию трещин в соответствии с разд. [7](#).

Железобетонные конструкции рассчитываются:



по предельным состояниям первой группы: по несущей способности - на прочность с проверкой устойчивости положения и формы конструкции, на выносливость при многократно повторяющейся нагрузке в соответствии с разд. 3;

Внесено ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева и Гидропроектом им. С. Я. Жука	Утверждено ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева решением № 12 от 6 ноября 1990 г.	Срок введения II квартал 1991 г.
---	---	---

по предельным состояниям второй группы: по образованию трещин - в случаях, когда по условиям нормальной эксплуатации сооружения не допускается их образование (трещиностойкие конструкции) в соответствии с разд. 4, или по ограничению раскрытия трещин (нетрещиностойкие конструкции) в соответствии с разд. 5;

по деформациям - в случаях, когда величина перемещений может ограничить возможность нормальной эксплуатации конструкции или находящихся на ней механизмов в соответствии с разд. 6.

Расчет по раскрытию трещин и по деформациям допускается не производить, если на основании опытной проверки или практики применения железобетонных конструкций установлено, что раскрытие в них трещин не превышает допустимых значений и жесткость конструкции в стадии эксплуатации достаточна.

Расчет конструкций по предельным состояниям, при которых наступает необходимость прекращения эксплуатации в результате текучести материала, сдвига в соединениях, ползучести или чрезмерного раскрытия трещин, не производится.

1.3. При расчетах бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений необходимо соблюдать следующее условие, обеспечивающее недопущение наступления предельных состояний:

$$g_l c_{gn} F \leq g_c R, \quad (1)$$

где $g_l c$ - коэффициент сочетания нагрузок, равный при расчетах по первой группе предельных состояний: для основного сочетания нагрузок и воздействий в период нормальной эксплуатации 1,0; то



же в период строительства и ремонта 0,95; для особого сочетания нагрузок и воздействий 0,90; при расчетах по второй группе предельных состояний 1,0; g_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, учитывающий степень его ответственности, капитальность и значимость последствий при наступлении тех или иных предельных состояний. При расчетах по первой группе предельных состояний g_n принимается равным для сооружений I класса 1,25; II класса 1,2; III класса 1,15; IV класса 1,10; при расчетах по второй группе предельных состояний g_n принимается равным 1,0; F - расчетное значение обобщенного силового воздействия (сила, момент, напряжение), деформации или другого параметра, по которому оценивается предельное состояние, с учетом коэффициентов надежности по нагрузке g_f , приведенных в табл. 1; g_c - произведение коэффициентов условий работы, учитывающих тип сооружения или конструкции, вид материала, приближенность расчетных схем, вид предельного состояния и другие факторы. Вид материала учитывается коэффициентами g_b (см. табл. 7) и g_s (см. табл. 11). В необходимых случаях учитываются дополнительные коэффициенты условий работы согласно указаниям глав СНиП на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений или ведомственных нормативных документов; для конструкций гидротехнических сооружений коэффициент условий работы g_c принимается равным единице; R - расчетное значение обобщенной несущей способности, деформации или расчетного сопротивления материала, определяемое с учетом коэффициента безопасности по материалу g_m .

Таблица 1



Группа предельных состояний	Нагрузки и воздействия	Коэффициент надежности по нагрузке g_f
Первая (за исключением расчета на выносливость)	Собственный вес сооружения	1,05 (0,95)
	Собственный вес обделок туннелей	1,2 (0,9)
	Вертикальное давление веса грунта	1,1 (0,9)
	Боковое давление грунта	1,2 (0,8)
	Давление наносов, пульсации потока воды	1,2
	Горное давление	Принимается по СНиП 2.06.09-84 [6]
	Гидростатическое и волновое давление, а также давление фильтрационных вод по подземному контуру сооружения, в швах и расчетных сечениях бетонных и железобетонных конструкций (противодавление)	1,0
	Гидростатическое давление подземных вод на обделку туннеля	1,1 (0,9)



Группа предельных состояний	Нагрузки и воздействия	Коэффициент надежности по нагрузке g_f
	<p>Вертикальные и горизонтальные нагрузки от подъемных, погрузочных и транспортных механизмов, а также от веса людей, складироваемых грузов и стационарного оборудования</p> <p>и Принимаются по СНИП 2.01.07-85 [7], а также в соответствии с нормами технологического проектирования</p> <p>Нагрузки от подвижного состава железных и автомобильных дорог</p> <p>и Принимаются по СНИП 2.05.03-84 [3]</p> <p>Снеговые нагрузки</p> <p>Ветровые нагрузки</p> <p>Ледовые нагрузки</p> <p>Нагрузки от судов</p> <p>Температурные и влажностные воздействия</p> <p>и 1,1</p> <p>Сейсмические воздействия</p>	<p>1,4</p> <p>1,2</p> <p>1,1</p> <p>1,2</p> <p>1,1</p> <p>1,0</p>
Первая при расчете на выносливость	Все виды нагрузок и воздействий	1,0
Вторая	То же	1,0



Примечания: 1. Указанные в скобках коэффициенты надежности по нагрузке относятся к случаям, когда применение минимальных значений коэффициентов приводит к невыгодному загрузению сооружения.

2. Коэффициенты надежности по нагрузке принимаются равными единице для собственного веса сооружения, если объемный вес бетона определен лабораторными исследованиями при подборе состава бетона; для вертикального давления от веса засыпки грунтом, если вес ее не превышает 20 % общего веса сооружения; для всех грунтовых нагрузок при использовании расчетных параметров грунтов, определяемых в соответствии с СНиП 2.02 02-85 [8], а также для температурных воздействий при определении их на основе обработки материалов многолетних наблюдений.

1.4. Основными характеристиками нагрузок являются их нормативные значения, устанавливаемые в соответствии с действующими нормативными документами, а в необходимых случаях - на основании результатов теоретических и экспериментальных исследований.

Расчетные нагрузки определяются как произведение нормативных нагрузок на коэффициенты надежности по нагрузке gf , учитывающие их отклонения в неблагоприятную сторону от нормативных значений и устанавливаемые в зависимости от вида предельного состояния (табл. 1).

1.5. В зависимости от продолжительности действия нагрузки подразделяются на постоянные и временные: длительные, кратковременные, особые.

К постоянным нагрузкам относятся: вес частей зданий и сооружений, технологического оборудования, расположение которого на сооружении не меняется в процессе эксплуатации (гидроагрегатов, трансформаторов и др.); вес и давление грунтов (насыпей, насыпок); горное давление; гидростатическое, фильтрационное, поровое давление воды и противодействие в расчетных сечениях и строительных швах при нормальном подпорном уровне и нормальной работе противотрационных и дренажных устройств.

К временным длительным нагрузкам и воздействиям относятся: дополнительное давление грунта (сверх основного давления грунта), возникающее вследствие деформации основания и



конструкций или от температурных воздействий; давление отложившихся наносов; температурные воздействия; нагрузки от кранового оборудования и складированных грузов.

К кратковременным нагрузкам и воздействиям относятся: снеговые и ветровые нагрузки; нагрузки от судов (навал, швартовые, ударные); ледовые и волновые нагрузки; нагрузки от подъемных, перегрузочных и транспортных устройств и других конструкций и механизмов (мостовых и подвесных кранов и т.п.); нагрузки от плавающих тел; давление от гидравлического удара в период нормальной эксплуатации; пульсационные нагрузки в безнапорных и напорных водоводах; вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования.

К особым нагрузкам и воздействиям относятся: сейсмические и взрывные воздействия; дополнительное гидростатическое давление, поровое давление воды и противодействие в расчетных сечениях и строительных швах при форсированном уровне; дополнительное фильтрационное давление воды, возникающее в результате нарушения нормальной работы противофильтрационных и дренажных устройств; давление от гидравлического удара при полном сбросе нагрузки; ледовые нагрузки при прорыве заторов и зимних пропусках воды в нижний бьеф.

Нагрузки уточняются согласно прил. 4 [СНиП 2.06.01-86](#) [9].

1.6. В зависимости от состава учитываемых нагрузок различаются следующие их сочетания:

основное, состоящее из постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок и воздействий;

особое, состоящее из постоянных, временных длительных, отдельных кратковременных и одной из особых нагрузок и воздействий.

Нагрузки и воздействия следует принимать в наиболее неблагоприятных, но возможных сочетаниях отдельно для эксплуатационного, строительного и ремонтного периодов. Отнесение той или иной нагрузки к основному и особому сочетаниям уточняется нормами проектирования отдельных видов сооружений.



1.7. (4.9-4.11). Методы расчета гидротехнических сооружений устанавливаются нормативными документами на проектирование отдельных видов конструкций и сооружений.

При расчете статически определимых стержневых конструкций с отношением максимальной высоты поперечного сечения к пролету в свету $h/l \leq 1/3$ внутренние усилия (M , Q , N) и перемещения следует определять методами сопротивления материалов.

В статически неопределимых стержневых конструкциях внутренние усилия и перемещения следует определять методами строительной механики стержневых систем с учетом неупругой работы, обусловленной трещинообразованием и ползучестью бетона, нелинейной зависимостью между напряжениями и деформациями материалов, а также с учетом последовательности возведения и нагружения сооружения.

В тех случаях, когда методика расчета конструкций с учетом их неупругого поведения не разработана, а также на предварительных стадиях проектирования сооружений допускается усилия-(напряжения) в сечениях элементов определять в предположении упругой работы конструкции.

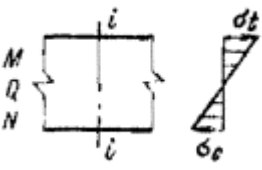
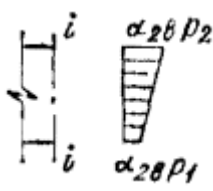
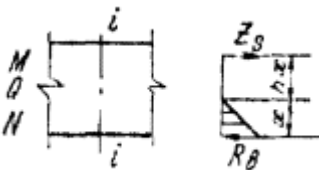
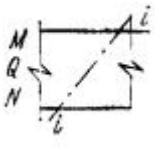
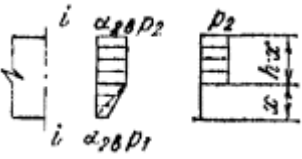
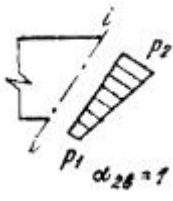
1.8 (4.6, 4.7). Противодействие воды в расчетных сечениях элементов определяется для эксплуатационного периода с учетом фактических условий работы конструкции, конструктивных и технологических мероприятий, способствующих повышению водонепроницаемости бетона и уменьшению противодействия.

В элементах массивных напорных и подпорных бетонных и железобетонных конструкций противодействие воды определяется как объемная сила в соответствии с [СНиП 2.06.06-85](#) [10].

В стержневых и плитных элементах противодействие воды учитывается как растягивающая сила, приложенная в рассматриваемом расчетном сечении, при этом собственный вес конструкции принимается без учета взвешивания (табл. 2).

Таблица 2



Элемент	Расчетная схема работы сечения без учета силы противодействия	Эпюра противодействия
Трещиностойкий		 <p data-bbox="982 682 1372 766">$(p_1 = 0 \text{ при отсутствии воды})$</p>
Нетрещиностойкий	 	<p data-bbox="1063 840 1291 871">Допускается</p>  <p data-bbox="982 1123 1372 1207">$(p_1 = 0 \text{ при отсутствии воды})$</p>  <p data-bbox="982 1501 1372 1585">$(p_1 = 0 \text{ при отсутствии воды})$</p>

Примечания: 1. Коэффициент α_{2b} допускается принимать в трещиностойких элементах равным единице, в нетрещиностойких элементах в растянутой зоне равным единице, в сжатой зоне равным нулю.

2. Высота сжатой зоны сечения в нетрещиностойких элементах определяется от действия всех нагрузок без учета силы



противодавления и работы растянутого бетона при треугольной эпюре сжимающих напряжений в бетоне (см. п. 6.8 и прил. 6).

Для элементов высотой $h = 2$ м и менее допускается определять высоту сжатой зоны в предположении прямоугольной эпюры сжимающих напряжений, т.е. из расчета прочности сечения без учета противодавления.

Противодавление воды учитывается при расчете монолитных сечений и сечений, совпадающих со швами бетонирования.

Усилие противодавления принимается равным площади эпюры напряжений, обусловленных воздействием противодавления. Напряжения в точках сечения принимаются равными $a_2 b p$, где p - интенсивность гидростатического давления, $a_2 b$ - коэффициент эффективной площади противодавления в бетоне.

Для трещиностойких элементов принимается линейный закон изменения интенсивности гидростатического давления воды p от давления на напорной (верховой) грани до давления на низовой грани.

Для нетрещиностойких элементов в пределах трещин принимается равномерное давление, определяемое заглублением трещин под уровень воды, в пределах сжатой зоны сечения - линейный закон изменения интенсивности гидростатического давления.

Высота сжатой зоны бетона определяется исходя из гипотезы плоских сечений при действии всех нагрузок без учета силы противодавления, при этом в нетрещиностойких элементах работа растянутого бетона не учитывается и форма эпюры напряжений бетона в сжатой зоне сечения принимается треугольной (см. п. 6.8 и прил. 6).

Коэффициенты эффективной площади противодавления $a_2 b$ для сооружений I и II классов рекомендуется определять на основании экспериментальных исследований. При отсутствии данных экспериментальных исследований в сечениях изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов допускается принимать $a_2 b$ равным единице в растянутой зоне и равным нулю в сжатой зоне сечения.

1.9 (4.5). При расчете сборных конструкций на усилия, возникающие при их подъеме, транспортировании и монтаже,



нагрузку от веса элемента рекомендуется вводить с коэффициентом динамичности, равным при транспортировании 1,6, при подъеме и монтаже 1,4. Допускается принимать обоснованные более низкие значения коэффициентов динамичности, но не ниже 1,25.

1.10. Сборно-монолитные конструкции рекомендуется рассчитывать в соответствии с пп. [3.72-3.75](#) настоящего Пособия.

1.11. Расчет элементов конструкций на выносливость рекомендуется производить согласно пп. [3.63-3.71](#) настоящего Пособия.

1.12 (4.13). Расчет сечений на косое внецентренное сжатие, кривой изгиб, кручение, отрыв, расчет закладных деталей рекомендуется выполнять в соответствии с указаниями [СНиП 2.03.01-84 \[2\]](#) с учетом коэффициентов, принятых в [СНиП 2.06.08-87 \[1\]](#).

Пример расчета к п. [1.8](#)

Пример 1. Дано. Консольная железобетонная стена переменного сечения высотой $l = 15$ м, воспринимающая давление воды ([рис. 1](#)); $g_c = 1,0$; высота сечения I-I на расстоянии $l_1 = 5$ м от верха стены и уровня воды $h_1 = 1$ м; высота корневого сечения II-II $h_2 = 3$ м; $a = a\phi = 0,15$ м; класс сооружения III ($g_n = 1,15$); основное сочетание нагрузок ($g_{lc} = 1,0$); бетон класса B15 ($R_{bt,ser} = 1,15$ МПа, $R_b = 3,5$ МПа; $R_{bt} = 0,75$ МПа, $E_b = 23 \cdot 10^3$ МПа, $g_b = 1,1$); арматура класса А-III ($R_s = 365$ МПа; $E_s = 200 \cdot 10^3$ МПа, $g_b = 1,1$).

Требуется определить противодействие в сечениях I-I и II-II.

Р а с ч е т . Рассматриваем элемент шириной $b = 1$ м.

В сечении I-I без учета противодействия:

$$N_c = r_b g_b h_1 l_1 = 2,4 \times 9,81 \times 1 \times 1 \times 5 = 117,5 \text{ кН};$$

$$Q = 1/2 r_w g_b H_1^2 = 1/2 \times 1 \times 9,81 \times 1 \times 5^2 = 122,5 \text{ кН};$$

$$M = Q \times 1/3 l_1 = 122,5 \times 1/3 \times 5 = 204,5 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

В сечении II - II без учета противодействия:



$$N_c = 117,5 + \rho_b g b \frac{h_1 + h_2}{2} \times (l - l_1) = 117,5 + 2,4 \cdot 9,81 \times 1 \cdot \frac{1+3}{2} (15-5) = 588 \text{ кН};$$

$$Q = 1/2 r_w g b H^2 = 1/2 \times 1 \times 9,81 \times 1 \times 15^2 = 1102 \text{ кН};$$

$$M = Q \frac{l}{3} - \rho_b g b h_1 l \left(\frac{h_2 - h_1}{2} \right) + \rho_b g b \left(\frac{h_2 - h_1}{2} \right) (l - l_1) \times$$

$$\times \left[\frac{h_2}{3} - \frac{2}{3} (h_2 - h_1) \right] = 1102 \cdot \frac{1}{3} \cdot 15 - 2,4 \cdot 9,81 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 15 \times$$

$$\times \left(\frac{3-1}{2} \right) + 2,4 \cdot 9,81 \cdot 1 \cdot \left(\frac{3-1}{2} \right) \cdot (15-5) \cdot \left[\frac{3}{2} - \frac{2}{3} (3-1) \right] = 5210 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем трещиностойкость сечений. Для этого сначала принимаем эпюру противодействия как для трещиностойких сечений по линейному закону при $a_2 b = 1$.

Для сечения I-I

$$N_w = \frac{1}{2} \rho_b g b h_1 H_1 = \frac{1}{2} \times 1 \times 9,81 \times 1 \times 1 \times 5 = 24,5 \text{ кН}.$$

С учетом противодействия в сечении I-I:

$$N_c = 117,5 - 24,5 = 93 \text{ кН};$$

$$M = 204,5 + 24,5 (0,5 - 0,33) = 208,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$



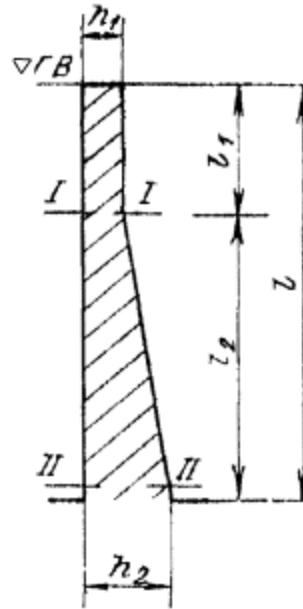


Рис. 1. К примеру расчета 1

Принимаем $A_s = 0$; $A_{red} = A = 1 \times 1 = \text{м}^2$; $W_{red} = 1 \times 1^2 / 6 = 0,167 \text{ м}^3$, тогда $s = -N/A \pm M/W = -93/1 \pm 208,7/0,167 = -93 \pm 1250 = -1343/1157 \text{ кН/м}^2 = -1,343/1,157 \text{ МПа}$;

$$\frac{h_t}{h - h_t} = \frac{1157}{1343},$$

$$h_t = \frac{1157 \cdot 1}{1157 + 1343} = 0,463 \text{ м.}$$

В соответствии с условием (169)

$$\gamma_r = 1 + \frac{c + 2a}{h_t} = 1 + \frac{7,3 + 2 \cdot 15}{46,3} = 1,808, \quad g_l = 1 \quad \text{при одностороннем армировании.}$$



Сечение трещиностойкости, если выполняется условие (170)

$$\gamma_c \left(\frac{M}{W_{red}} - \frac{N}{A_{red}} \right) \leq \gamma_c \gamma_l \gamma_r R_{bt,ser};$$

$$1 \left(\frac{208,7}{0,167} - \frac{93}{1} \right) \cdot 10^{-3} < 1 \cdot 1 \cdot 1,808 \cdot 1,15$$

Так как 1,157 МПа < 2,080 МПа, сечение I-I трещиностойкое, величину противодействия пересчитывать не надо.

Для сечения II-II

$$N_w = \frac{1}{2} \rho_b g b h H = \frac{1}{2} \times 1 \times 9,81 \times 1 \times 3 \times 15 = 220,5 \text{ кН};$$

с учетом противодействия в сечении II-II:

$$N_C = 588 - 220,5 = 367,5 \text{ кН};$$

$$M = 5210 + 220,5(1,5 - 1) = 5320,2 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\begin{aligned} \sigma &= -\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = -\frac{367,5}{1 \cdot 3} \pm \frac{5320,2 \cdot 6}{1 \cdot 3^2} = -122,5 \pm 3546,5 = \\ &= \frac{-3669}{+3424} \text{ кН / м}^2 = \frac{-3,669}{-3,424} \text{ МПа}; \end{aligned}$$



$$h_t = \frac{3424 \cdot 3}{3424 + 3669} = 1,45 \text{ м};$$

$$\gamma_r = 1 + \frac{7,3 + 2 \cdot 15}{145} = 1,257; \quad g_l = 1.$$

Так как условие (170) не выполняется, т.е.

$$\gamma_{lc} \left(\frac{M}{W_{red}} - \frac{N}{A_{red}} \right) > \gamma_c \gamma_i \gamma_r R_{bt,ser};$$

$$1 \left(\frac{5320,2 \cdot 6}{1 \cdot 3^2} - \frac{367,5}{1 \cdot 3} \right) \cdot 10^{-3} > 1 \cdot 1 \cdot 1,257 \cdot 1,15;$$

3,422 МПа > 1,445 МПа, сечение II-II нетрещиностойкое, величину противодействия следует уточнить. Для этого вычислим площадь растянутой арматуры без учета противодействия, т.е. на $M = 5210$ кН×м и $N = 588$ кН;

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{5210}{588} = 8,88 \text{ м}; \quad e = e_o +$$

$$\frac{h}{2} - a = 8,88 +$$

$$\frac{3}{2} - 0,15 = 10,23 \text{ м}.$$

По формуле (61) определяем:



$$x = h_o - \sqrt{h_o^2 - \frac{2\gamma_c \gamma_n N e}{\gamma_c \gamma_b R_b b}} = 2,85 -$$

$$- \sqrt{2,85^2 - \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 588 \cdot 10,23}{1 \cdot 1,1 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 1}} = 0,27 \text{ м} < 2a' = 0,3 \text{ м.}$$

По формуле (62)

$$A_s = \frac{\gamma_c \gamma_b R_b b x - \gamma_c \gamma_n N}{\gamma_c \gamma_s R_s} = \frac{1 \cdot 1,1 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,27 - 1 \cdot 1,15 \cdot 588}{1 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot 10^3} = 10^4 = 46 \text{ см}^2.$$

Найдем высоту сжатой зоны сечения в соответствии с рис. 6-2. Для этого определим

$$\nu = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200 \cdot 10^3}{23 \cdot 10^3} = 8,7 ; \text{ при}$$

$$\frac{e}{h_o} = \frac{10,23}{2,85} = 3,59 \text{ и}$$

$$\nu \mu = \nu \frac{A_s}{b h_o} = 8,7 \frac{46}{100 \cdot 285} = 0,014 ;$$

$$\frac{x}{h_o} = 0,17$$

, т.е. $x = 0,17 \times 2,85 = 0,485 \text{ м}$; $h_t = 3 - 0,485 = 2,515 \text{ м}$.

Уточненные усилия от противодействия:

$$N_w = r b g b h_t H = 1 \times 9,81 \times 1 \times 2,515 \times 15 = 370,1 \text{ кН};$$

$$M_w = 370,1 \times (1,5 - 2,515/2) = 89,7 \text{ кН} \times \text{м.}$$



Арматуру в сечении II-II следует рассчитывать на:

$$M = 5210 + 89,7 = 5299,7 \text{ кН}\times\text{м}; N_c = 588 - 370,1 = 217,9 \text{ кН}.$$

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Бетон

2.1 (2.1). Бетон для бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений должен удовлетворять требованиям ГОСТ 26633-85 [1] и указаниям настоящего раздела.

2.2 (2.2). При проектировании бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений в зависимости от вида и условий работы устанавливаются показатели качества бетона, основными из которых являются следующие:

а) классы бетона по прочности на сжатие: B5, B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40;

б) классы бетона по прочности на осевое растяжение: B_t0,8; B_t1,2; B_t1,6; B_t2; B_t2,4; B_t2,8; B_t3,2;

в) марки бетона по морозостойкости: F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500; F600; F800; F1000;

г) марки бетона по водонепроницаемости: W2; W4; W6; W8; W10; W12; W16; W18; W20.

Примечание. Классы бетона по прочности на сжатие и осевое растяжение отвечают значению гарантированной прочности бетона, МПа, с обеспеченностью 0,95. В массивных сооружениях допускается применение бетона со значениями гарантированной прочности с обеспеченностью 0,90 с соответствующим пересчетом класса по формуле $B =$



$\bar{R}(1 - 1,28c_v)$, где

\bar{R} - средняя кубиковая прочность бетона; c_v - коэффициент вариации прочности бетона.

2.3 (2.3). При обосновании допускается устанавливать промежуточные значения классов бетона по прочности на сжатие, отличающиеся от перечисленных в п. 2.2, также классы В45 и выше (см. прил. 18). Характеристики этих бетонов принимаются по интерполяции или по [СНиП 2.03.01-84](#). [2]

2.4 (2.4). К бетону конструкций гидротехнических сооружений предъявляются следующие дополнительные требования, устанавливаемые в проекте и подтверждаемые экспериментальными исследованиями: по предельной растяжимости, отсутствию вредного взаимодействия щелочей цемента с заполнителями, сопротивляемости истиранию потоком воды с донными и взвешенными наносами, стойкости против кавитации и химического воздействия, по тепловыделению при твердении бетона и др.

2.5 (2.5). Срок твердения (возраст) бетона, отвечающий его классам по прочности на сжатие, осевое растяжение и марке по водонепроницаемости, принимается, как правило, для конструкций речных гидротехнических сооружений 180 сут, для сборных и монолитных конструкций морских и сборных конструкций речных транспортных сооружений - 28 сут. Срок твердения (возраст) бетона, отвечающий его проектной марке по морозостойкости, принимается 28 сут, для массивных конструкций, возводимых в тёплой опалубке - 60 сут.

Если известны сроки фактического нагружения конструкций, способы их возведения, условия твердения бетона, вид и качество применяемого цемента, допускается устанавливать класс бетона в ином возрасте.

Для сборных конструкций отпускную прочность бетона на сжатие следует принимать в соответствии с [ГОСТ 13015.0-83](#) [2], но не менее 70 % прочности принятого класса бетона.

2.6. Основным является класс бетона по прочности на сжатие, определяемый значением гарантированной прочности на сжатие



R_b^G , в установленные сроки с обеспеченностью 0,95 (0,90).

Для железобетонных конструкций не допускается применение бетона класса ниже В7,5.

Для железобетонных элементов из тяжелого бетона, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, и железобетонных сжатых стержневых конструкций (набережные типа эстакад на сваях, сваях-оболочках и т.п.) рекомендуется применять класс бетона не ниже В15.

2.7. Класс по прочности на осевое растяжение (B_t) устанавливается в тех случаях, когда эта характеристика имеет главенствующее значение, т.е. когда эксплуатационные качества конструкции или ее элементов определяются работой растянутого бетона или образование трещин в элементах конструкции не допускается.

2.8. За марку бетона по морозостойкости (F) принимается число циклов попеременного замораживания и оттаивания по методам ГОСТ 10060-87 [13], при котором допускается снижение прочности бетона на сжатие не более чем на 5 %.

Циклом замораживания и оттаивания называется изменение термического состояния бетона, сопровождаемое фазовым переходом вода-лед жидкости в поровом пространстве бетона.

Замораживание бетона при колебаниях уровня воды происходит в зависимости от температуры наружного воздуха и продолжительности обнажения бетона (табл. 3).

Таблица 3



Состояние бетона	Минимальная продолжительность цикла, ч, при температуре окружающего воздуха, °С					
	до минус 10 включит.	ниже минус 10 до минус 20 включит.	ниже минус 20 до минус 30 включит.	ниже минус 30 до минус 40 включит.	ниже минус 40 до минус 50 включит.	ниже минус 50
Обнажение бетона при замораживании	3,5	2,5	2,0	1,5	1,0	0,5
Оттаивание в воде	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
Полная длительность цикла	7,5	6,5	6,0	5,5	5,0	4,5

Примечание. Приведенные в таблице данные справедливы при амплитуде колебания уровня воды 10 см и более. При колебании воды менее 10 см замораживание бетона происходит при температуре воздуха ниже минус 30 °С и продолжительности обнажения более 2 ч. Оттаивание бетона происходит при продолжительности нахождения под водой не менее 4 ч.

Требования по морозостойкости предъявляются только к бетону, который находится в зоне переменного уровня воды, в зоне высотой 2 м от уровня воды и наружному надводному бетону.

Для энергетических сооружений в зоне переменного уровня воды и двухметровой зоне от уровня воды в зависимости от климатических условий марки бетона по морозостойкости назначаются согласно табл. 4.

Для надводной зоны речных сооружений (выше двух метров над наивысшим расчетным уровнем воды) марки бетона по морозостойкости назначаются с учетом атмосферных воздействий,



но не ниже F50 - для умеренных, F100 - для суровых и F150 - для особо суровых климатических условий.

Таблица 4(1)

Климатические условия	Марка бетона по морозостойкости при числе циклов попеременного замораживания и оттаивания в год				
	до 50	св. 50 до 75	св. 75 до 100	св. 100 до 150	св. 150 до 200
Особо суровые	50	100	150	200	300
Суровые	100	150	200	300	400
Умеренные	200	300	400	500	600

Примечания: 1. Климатические условия характеризуются среднемесячной температурой наиболее холодного месяца:

умеренные - выше минус 10 °С,

суровые - от минус 10 до минус 20 °С включительно,

особо суровые - ниже минус 20 °С.

2. Среднемесячные температуры наиболее холодного месяца для района строительства определяются по [СНиП 2.01.01-82 \[14\]](#), а также по данным гидрометеорологической службы.

3. При числе расчетных циклов свыше 200 следует применять специальные виды бетонов или конструктивную теплозащиту.

Марка бетона по морозостойкости в суровых и особо суровых условиях выше зоны сработки водохранилища в зимнее время при условии действия солнечной радиации, назначается в соответствии с табл. 4. При этом количество циклов попеременного замораживания и оттаивания принимается равным



количеству солнечных дней в осенний и весенний периоды при отрицательной температуре воздуха.

Для подводного бетона и бетона внутренней зоны массивных конструкций не требуется специальной проверки качества на морозостойкость. Морозостойкость этих бетонов должна обеспечиваться выбором материалов с учетом возможного действия температур на бетон в течение строительного периода.

Бетоны, к которым предъявляются требования по морозостойкости, обязательно должны содержать поверхностно-активные добавки (пластифицирующие, воздухововлекающие, гидрофобные).

2.9. За марку бетона по водонепроницаемости (W) принимается наибольшее давление воды, при котором еще не наблюдается просачивание воды при испытании образцов по [ГОСТ 12730.5-84 \[15\]](#). Эта характеристика назначается в зависимости от градиента напора, определяемого как отношение максимального напора, м, к толщине конструкции, м, (или расстоянию от напорной грани до дренажа), и температуры контактирующей с сооружением воды, °С, по табл. 5 или в зависимости от агрессивности среды в соответствии со [СНиП 2.03.11-85 \[6\]](#).

В нетрещиностойких напорных железобетонных конструкциях и нетрещиностойких безнапорных конструкциях морских сооружений проектная марка бетона по водонепроницаемости должна быть не ниже W4.

Таблица 5(2)

Температура воды, °С	Марка бетона по водонепроницаемости при градиентах напора			
	до 5	св. 5 до 10	св. 10 до 20	св. 20 до 30
До плюс 10	2	4	6	8



Температура воды, °С	Марка бетона по водонепроницаемости при градиентах напора			
	до 5	св. 5 до 10	св. 10 до 20	св. 20 до 30
Св. плюс 10 до плюс 30	4	6	8	10
Свыше плюс 30	6	8	10	12

Примечание. Для конструкций с градиентом напора свыше 80 следует назначать марку бетона по водонепроницаемости V16 и выше.

2.10 (2.8). Для замоноличивания стыков элементов сборных конструкций, которые в процессе эксплуатации могут подвергаться воздействию отрицательных температур наружного воздуха или воздействию агрессивной воды, следует применять бетоны проектных марок по морозостойкости и водонепроницаемости не ниже принятых для стыкуемых элементов.

Таблица 6(3)



Класс бетона	Нормативные и расчетные сопротивления бетонов для предельных состояний второй группы, МПа (кгс/см ²)		Расчетные сопротивления бетонов для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)	
	Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{bn}; R_{b,ser}$	Растяжение осевое $R_{btn}; R_{bt,ser}$	Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Растяжение осевое R_{bt}
По прочности на сжатие				
B5	3,5 (35,7)	0,55 (5,61)	2,8 (28,6)	0,37 (3,77)
B7,5	5,5 (56,1)	0,70 (7,14)	4,5 (45,9)	0,48 (4,89)
B10	7,5 (76,5)	0,85 (8,67)	6,0 (61,2)	0,57 (5,81)
B12,5	9,5 (96,9)	1,0 (10,2)	7,5 (76,5)	0,66 (6,73)
B15	11,0 (112)	1,15 (11,7)	8,5 (86,7)	0,75 (7,65)
B20	15,0 (153)	1,40 (14,3)	11,5 (117)	0,90 (9,18)
B25	18,5 (189)	1,60 (16,3)	14,5 (148)	1,05 (10,7)
B30	22,0 (224)	1,80 (18,4)	17,0 (173)	1,20 (12,2)
B35	25,5 (260)	1,95 (19,9)	19,5 (199)	1,30 (13,3)



Класс бетона	Нормативные и расчетные сопротивления бетонов для предельных состояний второй группы, МПа (кгс/см ²)		Расчетные сопротивления бетонов для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)	
	Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{bn}; R_{b,ser}$	Растяжение осевое $R_{btн}; R_{bt,ser}$	Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Растяжение осевое R_{bt}
B40	29,0 (296)	2,10 (21,4)	22,0 (224)	1,40 (14,3)
По прочности на растяжение				
B _t 0,8	-	0,80 (8,1)	-	0,62 (6,32)
B _t 1,2	-	1,20 (12,2)	-	0,93 (9,49)
B _t 1,6	-	1,60 (16,3)	-	1,25 (12,7)
B _t 2,0	-	2,00 (20,4)	-	1,55 (15,8)
B _t 2,4	-	2,40 (24,5)	-	1,85 (18,9)
B _t 2,8	-	2,80 (28,6)	-	2,15 (21,9)
B _t 3,2	-	3,20 (32,6)	-	2,45 (25,0)

2.11 (2.9). Следует предусматривать широкое применение добавок поверхностно-активных веществ (ЛСТ, СНВ, ЛХД и др.), а также применение в качестве активной минеральной добавки



золы-уноса тепловых электростанций, отвечающей требованиям соответствующих нормативных документов.

2.12 (2.11). Нормативные и расчетные сопротивления бетона по прочности на сжатие и растяжение следует принимать по табл. 6. Для промежуточных классов бетона расчетные сопротивления принимаются по интерполяции.

2.13 (2.12). Коэффициенты условий работы бетона gb следует принимать по табл. 7.

Таблица 7(4)

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов условий работы бетона	Коэффициенты условий работы бетона	
	Условное обозначение	Значение
Особые сочетания нагрузки для бетонных конструкций	$gb1$	1,1
Многократное повторение нагрузки	$gb2$	см. табл. 23
Железобетонные конструкции	$gb3$	1,1
Бетонные конструкции: внецентренно сжатые элементы, не подверженные действию агрессивной среды и не воспринимающие напор воды, рассчитываемые без учета сопротивления растянутой зоны сечения;	$gb4$	1,2
другие бетонные элементы	$gb4$	0,9



Факторы, обуславливающие введение коэффициентов условий работы бетона	Коэффициенты условий работы бетона	
	Условное обозначение	Значение
Влияние двухосного сложного напряженного состояния сжатие - растяжение на прочность бетона:		
при расчете на прочность	$gb5$	см. п. 3.3
при расчете на трещиностойкость	$gb5$	см. п. 4.7

Примечание. При наличии нескольких факторов, действующих одновременно, в расчет вводится произведение соответствующих коэффициентов условий работы; произведение должно быть не менее 0,45.

2.14 (2.13) При расчете железобетонных конструкций на выносливость расчетные сопротивления бетона определяются в соответствии с п. [3.66](#).

2.15 (2.14). Расчетные сопротивления бетона при всестороннем сжатии R_{ba} , МПа, определяются по формуле

$$R_{ba} = R_b + d(1 + a_2)s_1, \quad (2)$$

где d - коэффициент, принимаемый на основании результатов экспериментальных исследований; при их отсутствии для бетонов классов по прочности на сжатие В15, В20, В25 коэффициент d допускается определять по формуле

$$d = 30/$$

$$\sqrt{R_b}; \quad (3)$$



s_1 - наименьшее по абсолютной величине главное напряжение, МПа; a_2 - коэффициент эффективной пористости; для сооружений I и II классов a_2 рекомендуется определять экспериментальным путем, при отсутствии экспериментальных данных допускается принимать $a_2 = 0,7$ при $s_1 < 0,4R_b$ и $a_2 = 0,5$ при $s_1 > 0,4R_b$.

2.16 (2.15). Начальный модуль упругости бетона массивных конструкций при сжатии и растяжении E_b принимается по табл. 8. При расчете тонкостенных стержневых и плитных элементов модуль упругости бетона рекомендуется принимать по табл. 8 как для бетона с максимальным диаметром крупного заполнителя 40 мм и осадкой конуса свыше 8 см.

Модуль упругости бетонов, подвергнутых для ускорения твердения тепловой обработке при атмосферном давлении или в автоклавах, следует принимать по [СНиП 2.03.01-84](#) [2].

Модуль сдвига бетона G_b принимается равным $0,4E_b$.

Начальный коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона) ν принимается равным: для массивных конструкций 0,15, для стержневых и плитных конструкций 0,20.

Таблица 8(6)



Осадка конуса бетонной смеси, см	Максимальный размер крупного заполнителя, мм	Начальные модули упругости бетона при сжатии при $E_b \times 10^{-3}$, МПа (кгс/см ³), при кл. бетона по прочности на сжатие							
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30
Менее 4	40	23,0 (235)	28,0 (285)	31,0 (316)	33,5 (342)	35,5 (362)	38,5 (394)	40,5(414)	42,5 (434)
	80	26,0 (265)	30,0 (306)	34,0 (347)	36,5 (373)	38,5 (393)	41,5(424)		43,5 (445)
	120	28,5(291)	33,0 (340)	36,5 (373)	38,5 (394)	40,5 (414)	43,5 (445)	45,5 (465)	47,0 (480)
От 4 до 8	40	19,5 (199)	24,0 (245)	27,0 (275)	29,5 (302)	31,5 (322)	34,5 (352)	37,0 (378)	39,0 (398)
	80	22,5 (230)	28,0 (286)	30,0 (306)	32,5 (331)	34,5 (352)	37,5 (382)	40,0 (408)	42,0 (429)
	120	24,5 (250)	29,0 (296)	32,5 (331)	35,0 (357)	37,0 (378)	40,0 (408)	42,0 (429)	43,5 (445)
Свыше 8	40	13,0 (133)	16,0 (163)	18,0 (184)	21,0 (214)	23,0 (235)	27,0 (275)	30,0 (306)	32,5 (331)
	80	15,5 (158)	19,0 (194)	22,0 (224)	24,5 (250)	26,5 (270)	30,0 (306)	33,0 (337)	35,0 (357)
	120	17,5 (178)	21,5 (219)	24,5 (250)	27,0 (276)	29,0 (296)	32,5 (332)	35,0 (357)	37,0 (378)



Плотность тяжелого бетона при отсутствии опытных данных допускается принимать по табл. 9.

Таблица 9

Плотность заполнителя, г/см ³	Средняя плотность бетона ρ , г/см ³ , при максимальной крупности заполнителей, мм				
	10	20	40	80	120
2,60-2,65	2,26	2,32	2,37	2,41	2,43
2,65-2,70	2,30	2,36	2,40	2,45	2,47
2,70-2,75	2,33	2,39	2,44	2,49	2,50

Арматура

2.17 (2.16). Для армирования железобетонных конструкций гидротехнических сооружений следует применять арматурную сталь, отвечающую требованиям соответствующих государственных стандартов или утвержденных в установленном порядке технических условий.

Для конструкций без предварительного напряжения рекомендуется преимущественно применять горячекатаную стержневую арматуру периодического профиля класса А-III и холоднотянутую проволоку обыкновенную периодического профиля класса Вр-1; для поперечной арматуры, а также в качестве продольной, если другие виды ненапрягаемой арматуры не могут быть использованы, допускается применять горячекатаную арматуру периодического профиля класса А-II и гладкую класса А-I.

Для закладных деталей и соединительных накладок применяется, как правило, прокатная углеродистая сталь.



Допускается при надлежащем обосновании применять арматуру других видов. Расчетные характеристики этой арматуры следует принимать по [СНиП 2.03.01-84](#) [2].

2.18. Выбор арматурной и прокатной стали следует производить в зависимости от температурных условий эксплуатации конструкций и характера их нагружения в соответствии с прил. [3](#).

При возведении конструкций в условиях расчетной зимней температуры наружного воздуха ниже минус 40 °С с арматурой, допускаемой для использования только в отапливаемых зданиях, должна быть проверена несущая способность конструкции на стадии ее возведения при расчетном сопротивлении арматуры с понижающим коэффициентом $g_s = 0,7$ и расчетной нагрузкой с коэффициентом надежности по нагрузке $gf = 1$.

2.19. Для монтажных (подъемных) петель элементов сборных конструкций должна применяться горячекатаная арматурная сталь класса Ас-II марки 10ГТ и класса А-I марок ВСтЗсп2 и ВСтЗпс2.

При монтаже конструкции при расчетной зимней температуре ниже минус 40 °С для монтажных петель не допускается применение стали марки ВСтЗпс2.

2.20 (2.17). Нормативные и расчетные сопротивления арматуры следует принимать по табл. [10](#).

Таблица 10(7)



Вид и класс арматуры	Нормативные и расчетные сопротивления растяжению арматуры для предельных состояний второй группы, R_{sn} ; $R_{s,ser}$ МПа (кгс/см ²)	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)		
		растяжению		
		продольной R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	сжатию R_{sc}
Стержневая арматура классов:				
A-I	235 (2400)	225 (2300)	175 (1800)	225 (2300)
A-II	295 (3000)	280 (2850)	225 (2300)	280 (2850)
A-III, диаметром, мм:				
6-8	390 (4000)	355 (3600)	285* (2900)	355 (3600)
10-40	390 (4000)	365 (3750)	290 (3000)	365 (3750)
Проволочная арматура класса				



Вид и класс арматуры	Нормативные и расчетные сопротивления растяжению арматуры для предельных состояний второй группы, R_{sn} ; $R_{s,ser}$ МПа (кгс/см ²)	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)		
		растяжению		
		продольной R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	сжатию R_{sc}
Вр-1, диаметром, мм:				
3	410 (4200)	375 (3850)	270 (2750)	375 (3850)
4	405 (4150)	365 (3750)	265 (2700)	365 (3750)
5	395 (4050)	360 (3700)	260 (2650)	360 (3700)

* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше $1/3$ диаметра продольных стержней, R_{sw} равно 255 МПа (2600 кгс/см²).

За нормативное сопротивление арматуры R_{sn} принимаются наименьшие контролируемые значения: для стержневой арматуры - предела текучести, для обыкновенной арматурной проволоки - напряжения, равного 0,75 временного сопротивления разрыву, определяемого как отношение разрывного усилия к номинальной площади сечения.



Указанные контролируемые характеристики арматуры гарантируются с вероятностью не менее 0,95.

2.21 (2.18). Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы повышаются или понижаются путем умножения на соответствующие коэффициенты условий работы g_s , принимаемые по табл. 11. Коэффициент условий работы арматуры при расчете по предельным состояниям второй группы принимается равным единице.

При расчете арматуры по главным растягивающим напряжениям (балки-стенки и др.) расчетные сопротивления арматуры следует принимать как для продольной арматуры на действие изгибающего момента.

Таблица 11(8)

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов условий работы арматуры	Коэффициенты условий работы арматуры	
	Условное обозначение	Значение
Многократное повторение нагрузки	g_{s1}	см. п. 3.66
Железобетонные элементы	g_{s2}	
Сталежелезобетонные конструкции (открытые и подземные)	g_{s3}	1,1 0,9

Примечания: 1. При наличии нескольких факторов, действующих одновременно, в расчет вводится произведение соответствующих коэффициентов условий работы.

2. В необходимых случаях коэффициенты условий работы арматуры принимаются по соответствующим нормативным документам (например, для плотин - по СНиП 2.06.06 85 [[10](#)]).



2.22. Расчетные сопротивления растянутой стержневой арматуры при расчете на выносливость определяются в соответствии с п. [3.67](#) настоящего Пособия.

2.23 (2.21). Модули упругости арматуры принимаются по табл. [12](#).

Таблица 12(12)

Вид арматуры	Класс арматуры	Модуль упругости арматуры $E_s \times 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²)
Стержневая	А-I, А-II, А-III	210 (2100)
		200 (2000)
Арматурная проволока	Вр-1	170 (1700)

3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПРОЧНОСТЬ И ВЫНОСЛИВОСТЬ

Расчет бетонных элементов на прочность

3.1 (5.1). Расчет на прочность бетонных элементов следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси. Расчет на прочность элементов, в которых условия наступления предельного состояния не могут быть выражены через усилия в



сечениях, следует выполнять для площадок действия главных напряжений.

В зависимости от условий работы элементы рассчитываются без учета или с учетом сопротивления растянутой зоны сечения.

Без учета сопротивления бетона растянутой зоны сечения рассчитываются внецентренно сжатые элементы, в которых по условиям эксплуатации допускается образование трещин.

С учетом сопротивления бетона растянутой зоны сечения рассчитываются все изгибаемые элементы, а также внецентренно сжатые элементы, в которых по условиям эксплуатации образование трещин не допускается.

При расчетах прочности следует учитывать пониженную на растяжение прочность строительных швов, вводя в расчеты вместо R_{bt} величину yR_{bt} . Для сооружений I и II классов коэффициент y следует определять на основании экспериментов. Для сооружений I и II классов на предварительных стадиях проектирования, а для сооружений III и IV классов во всех случаях допускается принимать $y = 0,5$.

Примечание. В общем случае продольной осью элемента следует считать линию, равноудаленную от его граней. Разрешается принимать ось элементов вертикальной или горизонтальной. Например, на рис. 2 показана локальная (относящаяся только к сечению $i-i$) вертикальная ось «консоли» арочной плотины.



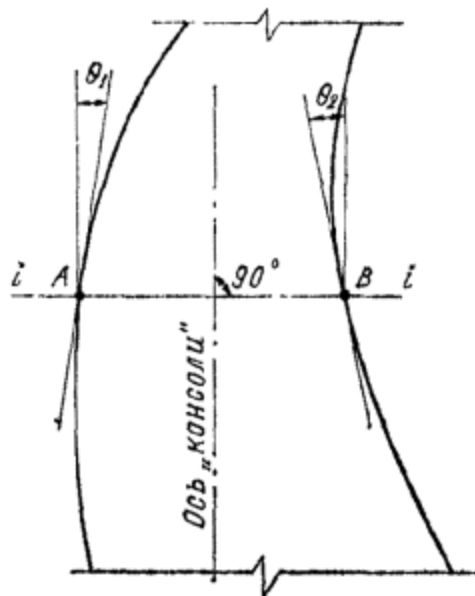


Рис. 2. Схема консоли арочной плотины

$i-i$ - расчетное сечение; q_1, q_2 - углы между осью консоли в сечении $i-i$ и гранями соответственно верховой и низовой

3.2 (5.2). Бетонные конструкции, прочность которых определяется прочностью бетона растянутой зоны сечения, допускаются к применению в том случае, если образование трещин в них не приводит к разрушению, к недопустимым деформациям или к нарушению водонепроницаемости конструкции. При этом является обязательной проверка трещиностойкости элементов таких конструкций с учетом температурно-влажностных воздействий в соответствии с разд. 7 настоящего Пособия.

Применение изгибаемых бетонных конструкций простейшего вида (балки на двух опорах, консоли и др.) допускается в том случае, если они лежат на упругом основании, рассчитываются только на нагрузку от собственного веса и под ними не могут находиться люди и оборудование, а также когда при расчете с учетом температурно-влажностных воздействий в соответствии с разд. 7 настоящего Пособия доказана трещиностойкость таких конструкций. Для внецентренно сжатых элементов необходимо проверять прочность бетона сжатой зоны в предположении образования трещин и устойчивость свободно стоящих элементов на опрокидывание.



Изгибаемые элементы

3.3 (5.3). Расчет бетонных изгибаемых элементов производится по формуле

$$g_l c g_n M \leq g_c g_h g_{sh} g_b R_{bt} W_t, \quad (4)$$

где $g_l c$, g_n - соответственно коэффициенты сочетания нагрузок и надежности по назначению сооружения, принимаемые по п. 1.3 настоящего Пособия; g_c - коэффициент условий работы сооружения, принимаемый по строительным нормам и правилам на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений и по п. 1.3; g_h , g_{sh} - соответственно коэффициенты, учитывающие влияние на прочность изгибаемого элемента градиента деформаций до сечению и формы поперечного сечения; g_b - коэффициент условий работы бетона, принимаемый по табл. 7; W_t - момент сопротивления для растянутой грани сечения, определяемый в предположении линейно-упругой работы бетона.

Коэффициент g_h следует определять на основании экспериментальных исследований. Для сооружений I и II классов на предварительной стадии проектирования, а для сооружений III и IV классов во всех случаях допускается g_h определять по формуле

$$\gamma_h = 1 + \frac{c}{h_t}, \quad (5)$$

где c - параметр, определяемый по табл. 13; при $c > h_t$ принимается $c = h_t$, т.е. $g_h = 2,0$; h_t - высота растянутой зоны сечения, см, определяемая в предположении линейно-упругой работы материала.

Таблица 13(14)



Класс бетона по прочности на сжатие	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
c , см	8,0	7,9	7,7	7,5	7,3	6,7	6,1	5,5	4,9	4,4

Коэффициент g_{sh} для прямоугольного, кругового, крестового сечений, а также для таврового с полкой в сжатой зоне принимается равным 1,0.

Для таврового сечения с полкой в растянутой зоне, для коробчатых двутавровых сечений, а также для кольцевого сечения коэффициент g_{sh} вычисляется по формуле

$$\gamma_{sh} = 1 - K \left(1 - \frac{1}{\gamma_h} \right), \quad (6)$$

где K - коэффициент, зависящий от соотношения размеров сечения; g_h - коэффициент, определяемый по формуле (5).

Для кольцевого сечения коэффициент K равен отношению внутреннего и наружного диаметров. Для таврового сечения с полкой в растянутой зоне, для коробчатого и двутаврового сечений коэффициент K рассчитывается:

при

$$\frac{b_f - b}{h_f} \geq 6$$

- по формуле

$$K = 1 - \frac{h_f}{2h_t}; \quad (7)$$



$\frac{b_f - d}{h_f} < 6$
при h_f - по номограмме обязательного прил. 5.

В случаях действия в расчетных сечениях значительных по величине поперечных сил, когда вероятно образование наклонных трещин, рекомендуется производить проверку прочности бетонных элементов по главным растягивающим напряжениям из условия

$$g_{lc} g_{ns} m_t \leq g_{cg} b R_{bt}, \quad (8)$$

где s_{mt} - главное растягивающее напряжение в бетоне, действующее по наклонным площадкам.

Главные растягивающие напряжения определяются на уровне нейтральной оси, на уровне центра тяжести сечения, а также в местах резкого изменения ширины сечения, что характерно для тавровых, двутавровых, крестовых, коробчатых и других сечений.

Так как в этих зонах элемента имеет место сложное напряженное состояние, коэффициент g_b необходимо рассчитывать по формуле

$$g_b = g_{b4} g_{b5}, \quad (9)$$

где g_{b4} - по табл. 7; g_{b5} - коэффициент условий работы бетона, учитывающий влияние на его прочность двухосного сложного напряженного состояния сжатие-растяжение, определяется по формуле (см. табл. 7)

$$\gamma_{b5} = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_{mc} R_{bt}}{\sigma_{mt} R_b}}, \quad (10)$$

где s_{mc} - главное сжимающее напряжение в рассматриваемой точке.

Главные растягивающие и сжимающие напряжения в бетоне вычисляются по формуле



$$\sigma_{\text{max}(mc)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (11)$$

где σ_x - нормальное напряжение в бетоне на площадке, перпендикулярной продольной оси элемента; σ_y - нормальное напряжение в бетоне на площадке, параллельной продольной оси элемента; τ_{xy} - касательные напряжения в бетоне.

Напряжения σ_x , σ_y , τ_{xy} определяются в предположении упругой работы бетона. Напряжения σ_x и σ_y подставляются в формулу (11) со знаком «плюс», если они растягивающие, и со знаком «минус» - если сжимающие. Напряжения σ_{mc} в формуле (10) принимаются по абсолютной величине.

Внецентренно сжатые элементы

3.4 (5.4). Внецентренно сжатые элементы бетонной конструкции рассчитываются в предположении линейно-упругой работы бетона (рис. 3) из условия ограничения значений крайних сжимающих и растягивающих напряжений по формулам:

а) при расчете без учета сопротивления растянутой зоны сечения:

$$j \sigma_{sb} \leq j \sigma_{cb} R_b, \quad (12)$$

где σ_{sb} - крайнее сжимающее напряжение; j - коэффициент, учитывающий влияние гибкости элемента; принимается по табл. 14.



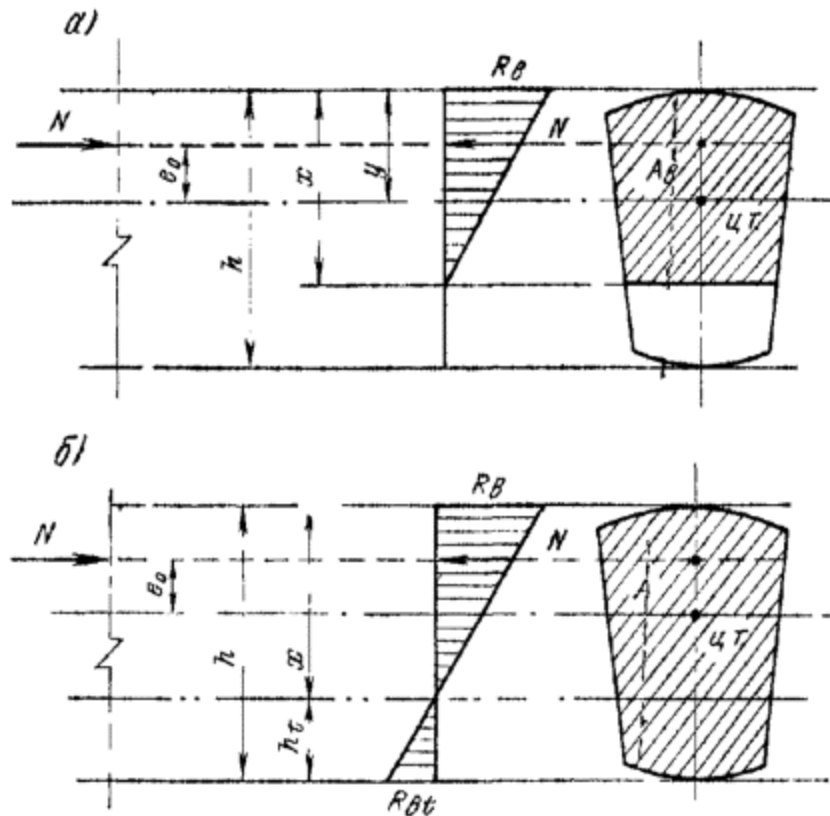


Рис. 3. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого бетонного элемента

a - без учета сопротивления растянутой зоны сечения, *б* - то же с учетом сопротивления

Для сечений, симметричных относительно плоскости изгиба, напряжения σ_b определяются по формуле

$$\sigma_b = \frac{Nx}{S_b}, \quad (13)$$

где $x = (J_b/S_b + y - e_0)$ - высота сжатой зоны сечения (здесь S_b и J_b - соответственно статический момент и момент инерции сжатой зоны сечения относительно оси, проходящей по границе сжатой зоны; y - расстояние от центра тяжести сечения до его наиболее напряженной грани).



Таблица 14(15)

Значения l_0/b для сечения прямоугольной формы	Значения l_0/r для сечения произвольной формы	Коэффициент j
До 4	До 14	1,0
4	14	0,98
6	21	0,96
8	28	0,91
10	35	0,86

Примечание. l_0 - расчетная длина элемента, b - наименьший размер прямоугольного сечения, r - наименьший радиус инерции сечения.

Прямоугольные сечения рассчитываются по формуле

$$g l c g n N \leq 1,5 j g c g b (0,5 - h) R_b A, \quad (14)$$

где $A = bh$ - площадь поперечного сечения элемента; $N = e_0/h$ - относительный эксцентриситет приложения нагрузки.

В элементах прямоугольного сечения, рассчитываемых по формулам (12) и (14), значение эксцентриситета расчетного усилия относительно центра тяжести сечения не должно превышать 0,6 u при основном сочетании нагрузок и при особом сочетании нагрузок, не включающем сейсмические воздействия, и 0,65 u - при особом сочетании нагрузок, включающем сейсмические воздействия.

Внецентренно сжатые бетонные элементы двутаврового, таврового, коробчатого и другой формы поперечного сечения, отличающейся от прямоугольника, при эксцентриситетах,



выходящих за пределы ядра сечения, а также элементы прямоугольного сечения при $e > 0,6y$ (или $e > 0,65y$) должны проверяться по условию недопущения образования продольных трещин откола

$$glcgn sbt \leq jgcghgbR_{bt}, \quad (15)$$

где sbt - растягивающее напряжение, действующее по продольным площадкам на границе сжатой зоны.

Растягивающие напряжения sbt , а также высота зоны h_{yt} , в пределах которой они действуют, определяются в общем случае расчетом МКЭ.

Для элементов прямоугольного сечения, изготовленных из бетона класса В20 и выше, проверку по условию недопущения образования продольных трещин откола можно не делать, если выполняется условие

$$glcgn sbt \leq 12jgcgbR_{bt}, \quad (16)$$

б) при расчете с учетом сопротивления растянутой зоны сечения:

$$glcgn$$

$$\left(\frac{Ne_o}{W_c} + \frac{N}{A} \right) \leq jgcgbR_b; \quad (17)$$

$$glcgn$$

$$\left(\frac{Ne_o}{W_t} + \frac{N}{A} \right) \leq jgcghgshgbR_{bt}, \quad (18)$$

где W_t , W_c - моменты сопротивления соответственно для растянутой и сжатой граней сечения; gh , gsh - коэффициенты, определяемые по п. 3.3.

При определении коэффициентов gh и gsh высота растянутой зоны сечения находится в предположении упругой работы материала. Для элементов прямоугольного сечения



$$k_t = 0,5k \left(1 - \frac{1}{6\eta} \right) \quad (19)$$

По формуле (17) следует рассчитывать также внецентренно сжатые бетонные конструкции с однозначной эпюрой напряжений - при $e_o \notin W_t/A$.

Формулы (4), (12)-(18) составлены для элементов с постоянной высотой сечения (т. с. призматических стержней). Этими формулами можно пользоваться и в том случае, когда угол между гранями элемента $q \notin \arctg 0,2 \gg 11^\circ$. В этом случае напряжения на гранях элемента в нормальном к его оси сечении отличаются от краевых главных напряжений не более чем на 5 %, что допустимо в статическом расчете.

В практических расчетах элементов бетонных конструкций приходится иметь дело со случаями, когда в расчетной схеме ось элемента не параллельна одной или обоим граням (см. рис. 2) и нельзя пренебречь углами q_1 и q_2 . При этом без учета противодействия воды в сечении $i-i$ формулы (17) и (18) заменяются следующими:

glcgn

$$\left[\left(\frac{Ne_o}{W_c} + \frac{N}{A} \right) \sec^2 \theta_2 - \gamma_w h \operatorname{tg}^2 \theta_2 \right] \notin jgcgbR_b; \quad (20)$$

glcgn

$$\left[\left(\frac{Ne_o}{W_t} - \frac{N}{A} \right) \sec^2 \theta_1 + \gamma_w H \operatorname{tg}^2 \theta_1 \right] \notin jgcghgshgbR_{bt}; \quad (21)$$

где g_w - объемный вес воды; H , h - заглубления соответственно верховой и низовой точек расчетного сечения (см. точки А и В на рис. 2) под уровнями воды верхнего и нижнего бьефов. Расчетная длина элемента l_o принимается в зависимости от характера закрепления его концов по табл. 15.



Для арок расчетная длина элемента l_0 определяется умножением геометрической длины по оси арки l на коэффициент j_2 , вычисляемый по формулам:

а) для бесшарнирных арок с жестко заделанными пятнами

$$\varphi_2 = \frac{1}{2,8 \sqrt{1 - \left(\frac{l}{2\pi r}\right)^2}}; \quad (22)$$

б) для двухшарнирных арок

$$\varphi_2 = \frac{1}{2 \sqrt{1 - \left(\frac{l}{2\pi r}\right)^2}}; \quad (23)$$

где r - радиус дуги, проведенный через центры тяжести замкового и пятового сечений арки.

Таблица 15

Характер закрепления концов элемента	Расчетная длина момента l_0
При полном защемлении обоих концов	$0,5l$
При полном защемлении одного конца и шарнирно неподвижном закреплении другого	$0,7l$
При шарнирно неподвижном закреплении обоих концов	l



Характер закрепления концов элемента	Расчетная длина момента l_0
При одном полностью защемленном и одном свободном конце Примечание. l - геометрическая длина элемента по его оси.	$2l$

3.5 (5.5). При расчете гибких бетонных элементов (при $l_0/b > 12$ или $l_0/r > 35$) учитывается влияние длительного действия нагрузки на несущую способность конструкции в соответствии со [СНиП 2.03.01-84 \[2\]](#) с введением расчетных коэффициентов, принятых в [СНиП 2.06.08-87 \[1\]](#).

Примеры расчета к пп. [3.1-3.5](#)

Пример 2. Дано. В бетонной плите ($g_b = 0,9$) прямоугольного сечения ($g_{sh} = 1,0$) шириной $b = 200$ см и высотой $h = 40$ см, являющейся элементом гидроэнергетического сооружения ($g_c = 1,0$) II класса ($g_n = 1,20$), при действии нагрузок основного сочетания ($g_{lc} = 1,0$) возникает изгибающий момент $M = 0,06$ МН×м (6,12 тс×м).

Требуется подобрать класс бетона по прочности на сжатие для изготовления плиты.

Расчет. Решим уравнение (4) относительно R_{bt} :

$$R_{bt} \geq \frac{M}{W_t} \cdot \frac{\gamma_{lc}\gamma_n}{\gamma_c\gamma_b\gamma_h\gamma_{sh}} = \sigma_{bt} \frac{\gamma_{lc}\gamma_n}{\gamma_c\gamma_b\gamma_h\gamma_{sh}}$$

Определим геометрические характеристики поперечного сечения плиты:

$$h_t = 0,5h = 20 \text{ см};$$



$$W_t = \frac{bh^2}{6} = 0,0533 \text{ м}^3.$$

Так как значение коэффициента gh зависит от класса бетона по прочности на сжатие, предварительно принимаем, что плита изготовлена из бетона класса В25. По табл. 13 находим, что для бетона этого класса $c = 6,1$ см. В этом случае по формуле (5)

$$\gamma_k = 1 + \frac{6,1}{20} = 1,3.$$

В итоге имеем

$$R_{bt} \geq \frac{0,06}{0,0533} \cdot \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0 \cdot 0,9 \cdot 1,3 \cdot 1,0} = 1,155 \text{ МН/м}^2 = 1,155 \text{ МПа}.$$

Ближайшее к полученному значению расчетное сопротивление бетона осевому растяжению $R_{bt} = 1,20$ МПа соответствует классу бетона В30. Так как для бетона класса В30 параметр $c = 5,5$ см, т.е. несколько меньше принятого при определении коэффициента gh требуется выполнить поверочный расчет прочности плиты:

$$\gamma_k = 1 + \frac{5,5}{20} = 1,275;$$

$$1,20 \times 1,0 \times 0,06 < 1 \times 0,9 \times 1,275 \times 1,20 \times 0,0533;$$

$$0,0720 < 0,0735.$$



Условие прочности плиты соблюдается, поэтому окончательно принимаем для его изготовления бетон класса В30.

Пример 3. Дано. В бетонной балке ($g_b = 0,9$) двутаврового поперечного сечения (рис. 4), изготовленной из бетона класса В30 ($R_{bt} = 1,2$ МПа, $R_b = 17$ МПа) и являющейся элементом энергетического сооружения II класса ($g_c = 1,0$; $g_n = 1,20$), при действии нагрузок основного сочетания ($g_{lc} = 1,0$) возникают изгибающий момент $M = 0,055$ МН×м (5,61 тс×м) и перерезывающая сила $Q = 0,06$ МН (6,12 тс).

Требуется проверить прочность балки.

Расчет. Определим вначале геометрические характеристики сечения.

$$A = A_1 + A_2 + A_3 = 0,4 \times 0,2 + 0,15 \times 0,55 + 0,60 \times 0,15 = 0,2525 \text{ м}^2;$$

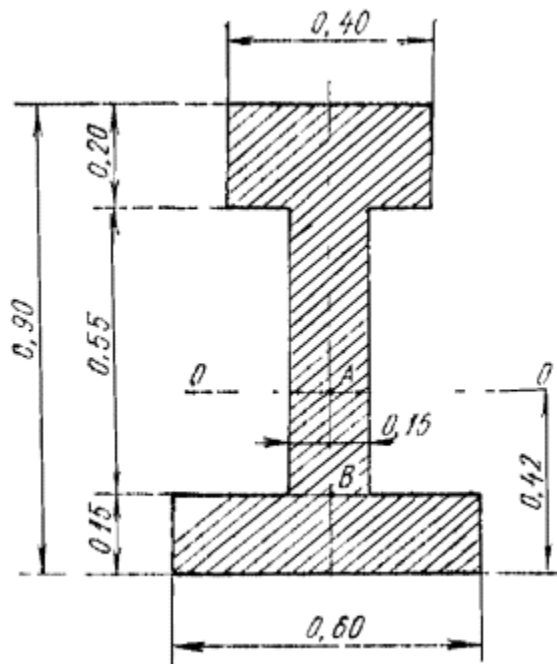


Рис. 4. К примеру расчета 3. Размеры, м.

$$S = A_1 y_1 + A_2 y_2 + A_3 y_3 = 0,08 \times 0,80 + 0,0825 \times 0,425 + 0,09 \times 0,075 = 0,106 \text{ м}^3;$$



$$\begin{aligned}
 J &= A_1 \left(\frac{h_1^2}{12} + a_1^2 \right) + A_2 \left(\frac{h_2^2}{12} + a_2^2 \right) + A_3 \left(\frac{h_3^2}{12} + a_3^2 \right) = \\
 &= 0,08 \left(\frac{0,2^2}{12} + 0,38^2 \right) + 0,0825 \left(\frac{0,55^2}{12} + 0,005^2 \right) + \\
 &\quad + 0,09 \left(\frac{0,15^2}{12} + 0,345^2 \right) = 0,0248 \text{ м}^4;
 \end{aligned}$$

$$W_t = \frac{J}{y_t} = \frac{0,0248}{0,42} = 0,059 \text{ м}^3;$$

$$h_t = y_t = 0,42 \text{ м (только при изгибе);}$$

$$\frac{h_f}{h_t} = \frac{0,15}{0,42} = 0,36;$$

$$\frac{b_f - b}{h_f} = \frac{0,60 - 0,15}{0,15} = 3,0.$$

Определим далее коэффициенты gh и gsh . Для бетона класса В30 $c = 5,5$ см (см. табл. 13). Тогда по (5) $gh = 1 + 5,5/42 = 1,13$.

По номограмме прил. 5 находим при $h_f/h_t = 0,36$ и $b_f - b/h_f = 3,0$, $K = 0,41$. Тогда по формуле (6) $gsh = 1 - 0,41 (1 - 1/1,13) = 0,95$.

Подставив найденные величины в формулу (4), проверяем условные прочности нормального сечения

$$1,2 \times 1,0 \times 0,055 < 1,0 \times 0,9 \times 1,13 \times 0,95 \times 1,20 \times 0,059;$$

$$0,0660 < 0,0684.$$



Условие прочности на действие изгибающего момента выполняется.

Поскольку в расчетном сечении балки имеет место одновременное действие изгибающего момента и перерезывающей силы, а поперечное сечение балки имеет сложную форму, требуется проверка прочности балки на восприятие главных растягивающих напряжений. Наиболее опасными с точки зрения образования трещин от действия главных растягивающих напряжений являются зоны стенки балки на уровне нейтральной оси (точка А) и на уровне верха растянутой полки (точка В).

В точке А: $s_x = 0$, $s_y = 0$.

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_o^A}{J_o \cdot b_A} = \frac{0,06 \cdot 0,0363}{0,0248 \cdot 0,15} = 0,586 \text{ МПа,}$$

где $S_o^A = 0,4 \times 0,2 \times 0,38 + 0,15 \times 0,28 \times 0,14 = 0,0363 \text{ м}^3$ - статический момент относительно нейтральной оси части площади поперечного сечения балки, расположенной выше (ниже) точки, в которой определяются касательные напряжения; b_A - ширина сечения на уровне рассматриваемой точки.

$$smt = smc = t_{xy} = \pm 0,586 \text{ МПа.}$$

По формуле (10)

$$\gamma_{bs} = \frac{1}{1 + \frac{0,586}{0,586} \cdot \frac{1,2}{17,0}} = 0,935 ;$$

$$glcgnsmc = 1,0 \times 1,2 \times 0,586 = 0,703 \text{ МПа} < gcgb4gb5Rbt = 1,0 \times 0,9 \times 0,935 \times 1,2 = 1,01 \text{ МПа.}$$

Условие прочности по главным растягивающим напряжениям на уровне нейтральной оси выполняется.

В точке В:



$$\sigma_x = \frac{M \cdot y_b}{J} = \frac{0,055(0,42 - 0,15)}{0,0248} = 0,6 \text{ МПа, } \sigma_y = 0;$$

$$S_{\sigma}^B = 0,60 \times 0,15 \times 0 \times 345 = 0,031 \text{ м}^3;$$

$$\tau_{xy} = \frac{0,06 \cdot 0,031}{0,0248 \cdot 0,15} = 0,5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} = 0,3 + \sqrt{0,3^2 + 0,5^2} = -0,283 \text{ МПа};$$

По формуле (10)

$$\gamma_{bs} = \frac{1}{1 + \frac{0,283}{0,883} \cdot \frac{1,2}{17}} = 0,98$$

$$g_{lcnsmt} = 1,0 \times 1,2 \times 0,883 = 1,06 \text{ МПа} = g_{cgb4gb5R_{bt}} = 1,0 \times 0,9 \times 0,98 \times 1,2 = 1,06 \text{ МПа.}$$

Условие прочности по главным растягивающим напряжениям на уровне верхней грани растянутой полки также выполняется.

Пример 4. Дано. Бетонная конструкция башенного типа энергетического сооружения ($g_c = 1,0$) II класса ($g_n = 1,20$), горизонтальное сечение которой представлено на рис. 5,



изготовлена из бетона класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа, $R_{bt} = 0,75$ МПа), при основном сочетании нагрузок ($g_{lc} = 1,0$) воспринимает равномерное боковое давление интенсивностью $q = 0,252$ МПа (боковое давление грунта $q^H = 0,210$ МПа, $gf = 1,2$ - коэффициент надежности по нагрузке). Элемент не подвержен действию агрессивной воды и не воспринимает напор воды. Трещины в растянутых зонах элемента допускаются.

Требуется проверить прочность сечения I-I.

Расчет. Статический расчет выполняем для 1 м длины элемента ($b = 1$ м).

Из статического расчета элемента как рамы с жесткими вставками находим для сечения I-I:

$$M = \frac{ql^2}{12} = \frac{0,252 \cdot 6^2}{12} = 756 \text{ МН} \times \text{м};$$

$$N = \frac{q(l+2h)}{2} = \frac{0,25 \cdot 10}{2} = 1,26 \text{ МН}.$$

Сечение I-I внецентренно сжато с эксцентриситетом относительно центра тяжести сечения



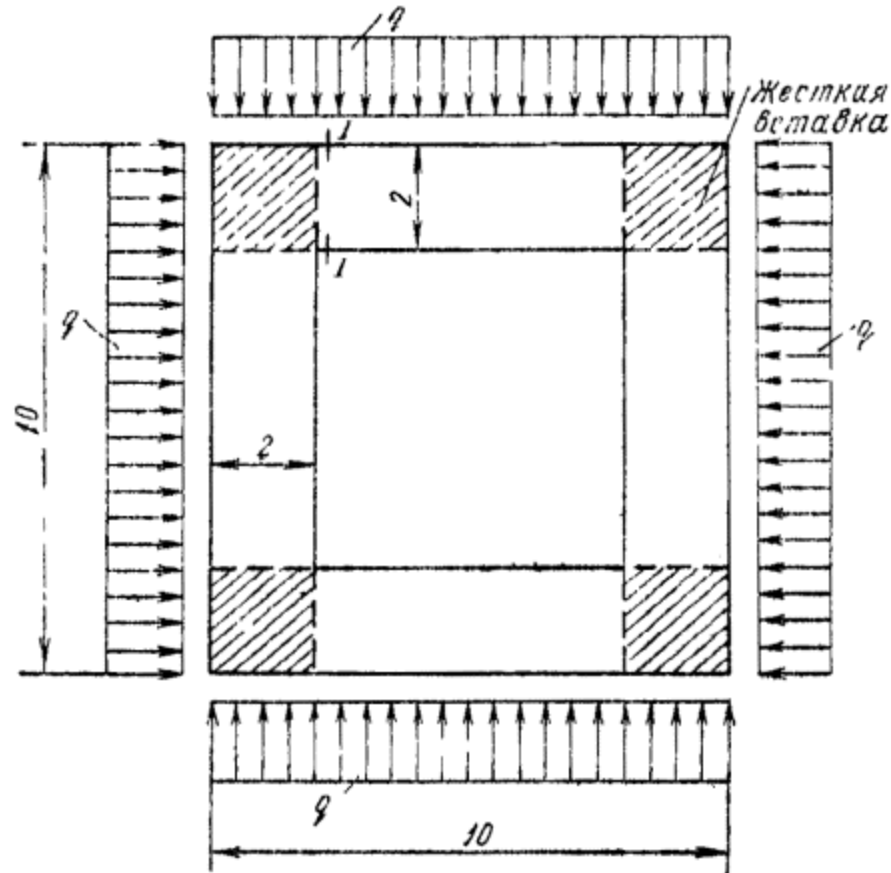


Рис. 5. Расчетная схема к примерам 4-6. Размеры, м.

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,6 \text{ м.}$$

Так как концы стержней рамы полностью заземлены в жесткие вставки, то в соответствии с табл. 15 расчетную длину элемента принимаем равной

$$l_0 = 0,5l = 0,5 \times 6 = 3,0 \text{ м.}$$

При $l_0/h = 3/2 = 1,5 < 4$ принимаем в соответствии с табл. 14 $j = 1,0$.

Рассматриваемый элемент безнапорный, не подвержен действию агрессивной воды и рассчитывается без учета



сопротивления растянутой зоны сечения, поэтому в соответствии с табл. 7 $gb4 = 1,2$.

По формуле (14) настоящего Пособия проверяем прочность сечения I-I

$$1,0 \times 1,2 \times 1,26 = 1,51 \text{ МН} < 1,5 \times 1,0 \times 1 \times 1,2^{(0,5 - \frac{0,6}{2})} \times 8,5 \times 2,0 = 6,12 \text{ МН.}$$

Условие прочности сечения I-I выполнено с большим запасом. Проверяем далее условие ограничения эксцентриситета приложения нагрузки

$$e_0 = 0,6 \text{ м} = 0,6 \text{ y} = 0,6 \frac{h}{2} = 0,6 \frac{2}{2} = 0,6 \text{ м.}$$

Условие ограничения эксцентриситета приложения нагрузки выполняется, но без запаса. Поэтому запас прочности конструкции не может быть уменьшен за счет уменьшения толщины стен конструкции (что привело бы к увеличению эксцентриситета приложения нагрузки). Это можно сделать только путем подбора класса бетона.

Пример 5. Дано. Элемент бетонной конструкции башенного типа энергетического сооружения ($g_c = 1,0$) II класса ($g_n = 1,2$), горизонтальное сечение которого представлено на рис. 5, при основном сочетании нагрузок ($glc = 1,0$) воспринимает равномерное боковое давление грунта интенсивностью $q = 0,3$ МПа. Трещины в растянутых зонах элемента не допускаются.

Требуется по условию прочности сечения I-I подобрать класс бетона конструкции

Расчет.

$$M = \frac{ql^2}{12} = \frac{0,3 \cdot 6^2}{12} = 0,9 \text{ МН} \times \text{м};$$



$$N = \frac{q(l+2h)}{2} = \frac{0,3 \cdot 10}{2} = 1,5 \text{ МН};$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{1,5} = 0,6 \text{ м};$$

$$\eta = \frac{l_o}{h} = \frac{0,6}{2,0} = 0,3;$$

$$h_t = 0,5h \left(1 - \frac{1}{6\eta} \right) = 0,5 \cdot 2 \left(1 - \frac{1}{6 \cdot 0,3} \right) = 0,445 \text{ м}.$$

При определении коэффициента gh , предполагаем, что рассматриваемая конструкция изготовлена из бетона класса В15 ($R_{bt} = 0,75$ МПа). Тогда $c = 7,3$ см; $gh = 1 + 7,3/44,5 = 1,16$. Так как сечение элемента прямоугольное, то $gsh = 1,0$.

Уравнение (18) для элемента прямоугольного сечения можно представить в виде

$$\gamma_{ic} \gamma_n \frac{N}{A} (6\eta - 1) \leq \varphi \gamma_c \gamma_b \gamma_h \gamma_{sh} \gamma_b R_{bt}$$

Решив его относительно R_{bt} , получим

$$R_{bt} \geq \frac{N}{A} (6\eta - 1) \cdot \frac{\gamma_{ic} \gamma_n}{\varphi \gamma_c \gamma_b \gamma_h \gamma_{sh}} = \frac{1,5}{2,0} (6 \cdot 0,3 - 1) \cdot \frac{1,0 \cdot 1,2}{1 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1,16 \cdot 1} = 0,69 \text{ МПа}.$$



Ближайшее к полученному значению расчетное сопротивление бетона осевому растяжению $R_{bt} = 0,75$ МПа соответствует классу бетона В15. Этот класс бетона может быть принят для изготовления рассматриваемой конструкции.

Проверим соответствие выбранного класса бетона прочности сжатой зоны сечения I-I в предположении наличия трещин в растянутой зоне. Проверку осуществляем по формуле (14) настоящего Пособия

$$1,0 \times 1,2 \times 1,5 = 1,8 \text{ МН} < 1,5 \times 1 \times 0,9 (0,5 - 0,3) \times 8,5 \times 2 \times 1 = 4,59 \text{ МН}.$$

Условие прочности сжатой зоны сечения I-I выполнено со значительным запасом даже в предположении появления трещин в растянутой зоне.

Пример 6. Дано. Конструкция энергетического сооружения, аналогичная рассмотренной в примере 5 (высота сечения $h = 2$ м). Отличие состоит в том, что боковое давление интенсивностью $p = 0,3$ МПа создается давлением воды на наружные грани ($g_b = 0,9$).

Требуется оценить возможность возведения конструкции, из класса В15 без армирования.

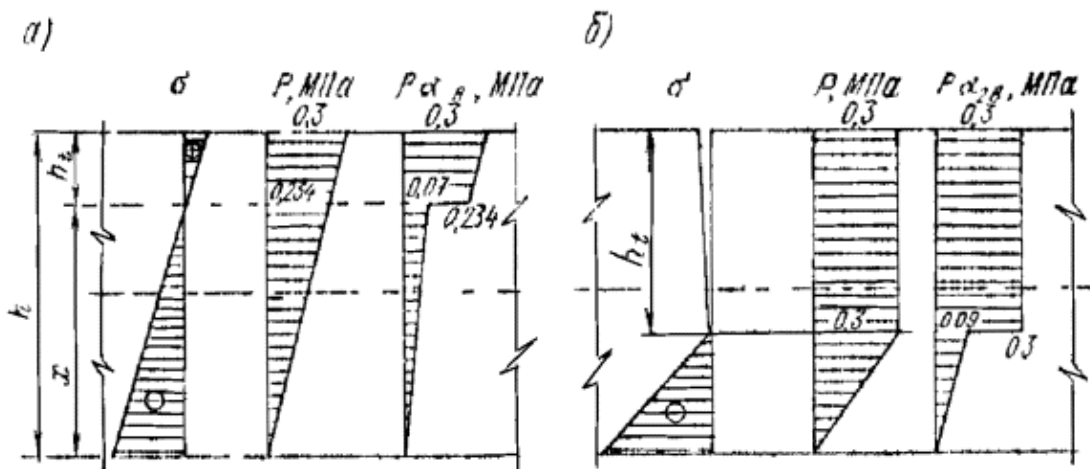


Рис. 6. К примеру расчета 6

а, б - соответственно первый и второй этапы расчета. Размеры, м.

Экспериментальными исследованиями установлено, что для производственного состава бетона класса В15 коэффициент эффективной площади противодействия следует принять равным:



$a_2b = 1,0$ - в пределах растянутой зоны сечения и в пределах трещины; $a_2b = 0,3$ - в пределах сжатой зоны сечения.

Рассмотрим сечение I-I (см. рис. 5). В этом сечении от действия гидростатического давления воды возникают усилия:

$$N = 1,5\text{МН}; M = 0,9\text{ МН}\times\text{м (см. пример 5)}.$$

Рассматриваемое сечение является внецентренно сжатым с эксцентриситетом $e_0 = 0,6$ м. Высота растянутой зоны сечения $h_t = 0,445$ м; $x = 1,55$ м.

Так как элемент подвержен давлению воды, следует уточнить возникающие в нем усилия путем учета противодействия в расчетных сечениях. Вначале конструкцию рассматриваем как трещиностойкую. Усилие противодействия в ней определяем в соответствии с указанием п. 1.8 Пособия.

Эпюру гидростатического давления принимаем изменяющейся по линейному закону от $p\phi = 0,3$ МПа - на наружной грани, до $p'' = 0$ - на внутренней грани (рис. 6, а). На нейтральной оси $p = 0,234$ МПа.

Усилия в сечении I-I от действия противодействия равны:

$$N_w = \frac{0,3 \cdot 1,0 + 0,234 \cdot 1,0}{2} \cdot 0,445 \cdot 1 + \frac{0,234 \cdot 0,3}{2} \cdot 1,555 \cdot 1 = 0,119 + 0,055 = 0,174 \text{ МН};$$

$$M_w = 0,234 \times 0,445 \times 1,0(1 - 0,222) +$$

$$\frac{1}{2}(0,3 - 0,234) \times 0,445 \times 1,0 \times$$

$$\left(1,0 - \frac{0,445}{3}\right) +$$



+

$$\frac{1}{2} \times 0,07 \times 1,555 \times 1,0 \times (1,0 - 0,445 -$$

$$\frac{1}{3} \times 1,555) = 0,0995 \text{ МН} \times \text{м.}$$

От совместного действия гидростатического давления и противодействия в сечении I-I имеют место усилия:

$$N = 1,5 - 0,174 = 1,326 \text{ МН};$$

$$M = 0,9 + 0,0955 = 0,9955 \text{ МН м.}$$

Сечение остается внецентренно сжатым. При этом эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{0,9969}{1,29} = 0,75 \text{ м};$$

$$\eta = \frac{e_o}{h} = 0,375$$

Проверим прочность растянутой зоны сечения. Высота растянутой зоны сечения

$$h_t = 0,5 \cdot 2 \left(1 - \frac{1}{6 \cdot 0,375} \right) = 0,556 \text{ м.}$$



Тогда $gh = 1 + 7,3/55,6 = 1,13$. Подставив полученные значения в формулу (18) Пособия, получим

$$1 \cdot 1,2 \left(\frac{1,326 \cdot 0,75 \cdot 6}{1 \cdot 2^2} - \frac{1,326}{1 \cdot 2} \right) = 0,933 > 1 \times 1 \times 1,13 \times 1 \times 0,9 \times 0,75 = 0,763.$$

Растянутая зона сечения I-I рассмотренной конструкции не отвечает условию прочности.

Проверим далее прочность сжатой зоны в предположении образования трещин в растянутой зоне. Вначале уточним усилия от противодействия в расчетном сечении.

Для внецентренно сжатого элемента прямоугольного сечения глубина трещины l_t может быть определена по формуле

$$l_t = 0,5h(6h - 1).$$

В рассматриваемом примере

$$l_t = 0,5 \times 2(6 \times 0,375 - 1) = 1,25 \text{ м.}$$

Эпюра распределения гидростатического давления в сечении с трещиной представлена на рис. 6, б.

Усилия в сечении I-I от действия противодействия равны:

$$N_w = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 1,25 \cdot 1 + \frac{1}{2} \cdot 0,3 \times 0,3 (2 - 1,25) \times 1 = 0,375 + 0,034 = 0,409$$

$$M_w = 0,375 \left(1 - \frac{1,25}{3} \right) \times + 0,034 \times$$

$$\left(1,0 - 1,25 - \frac{0,75}{3} \right) = 0,219 - 0,017 = 0,202 \text{ МН} \times \text{м.}$$



От совместного действия гидростатического давления и противодействия в сечении I-I имеют место усилия:

$$N = 1,5 - 0,409 = 1,091 \text{ МН};$$

$$M = 0,9 + 0,202 = 1,102 \text{ МН}\times\text{м}.$$

Сечение внецентренно сжато с эксцентриситетом

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{1,102}{1,091} = 1,01 \text{ м};$$

$$\eta = \frac{e_o}{h} = \frac{1,01}{2} = 0,505.$$

Расчет, выполненный с учетом противодействия, показывает, что данная конструкция не может быть выполнена бетонной, так как образование трещины в ее растянутой зоне приводит к разрушению конструкции (сжимающее усилие не может быть уравновешено работой бетона сжатой зоны сечения, так как $\eta > 0,5$). Поэтому данную конструкцию следует проектировать железобетонной.

Пример 7. Дано. Бетонная подпорная стена энергетического сооружения ($g_c = 1,0$) III класса ($g_n = 1,15$) возведена из бетона класса В 12,5 ($R_b = 7,5$ МПа, $R_{bt} = 0,66$ МПа). Высота стены 10 м, высота сечения у основания $h = 3,6$ м. Статическим расчетом установлено, что в сечении у основания стены суммарные усилия при основном сочетании нагрузок ($g_{lc} = 1,0$) составляют: $M = 1,47$ МН \times м, $N = 0,7$ МН. По условиям эксплуатации трещины не допускаются.

Требуется проверить прочность стены.

Р а с ч е т . Рассматриваемый элемент конструкции внецентренно сжат с эксцентриситетом



$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{1,47}{0,7} = 2,1 \text{ м;}$$

$$\eta = \frac{e_o}{h} = \frac{2,1}{3,6} = 0,585$$

Так как по условиям эксплуатации трещины не допускаются, расчет производим с учетом работы бетона растянутой зоны ($gb = 0,9$ - см. табл. 7).

$$A = bh = 1 \times 3,6 = 3,6 \text{ м}^2; W_t = W_c =$$

$$\frac{bh^2}{6} = \frac{1 \cdot 3,6^2}{6} = 2,16 \text{ м}^3;$$

$$l_o = 2l = 2 \times 10 = 20 \text{ м;}$$

$$\frac{l_o}{h} = \frac{20}{3,6} = 5,55; j = 0,964 \text{ (см. табл. 14);}$$

$$c = 7,5 \text{ см (см. табл. 13);}$$

$$h_t = 0,5h \left(1 - \frac{1}{6\eta} \right) = 0,5 \times 3,6 \times \left(1 - \frac{1}{6 \cdot 0,583} \right) = 1,29 \text{ м;}$$

$$1 - \frac{1}{6 \cdot 0,583} = 1,29 \text{ м;}$$

$$\gamma_h = 1 + \frac{c}{h_t} = 1 + \frac{7,5}{129} = 1,058; gsh = 1,$$



(сечение прямоугольное).

Для растянутого волокна условие прочности проверяем по формуле (18) настоящего Пособия:

$$1,0 \times 1,15 \times$$

$$\left(\frac{1,47}{2,16} - \frac{0,7}{3,6} \right) = 0,563 \quad \text{МПа} < 0,964 \times 1,0 \times 1,058 \times 1 \times 0,9 \times 0,66 = 0,60 \text{ МПа.}$$

Условие прочности растянутой зоны выполняется.

Для сжатого волокна условие прочности проверяем по формуле (17):

$$1,0 \times 1,15 \times$$

$$\left(\frac{1,47}{2,16} + \frac{0,7}{3,6} \right) = 1,0 \quad \text{МПа} < 0,964 \times 1 \times 0,9 \times 7,5 = 6,5 \text{ МПа.}$$

Условие прочности сжатой зоны выполняется с большим запасом.

Пример 8. Дано. Бетонная конструкция энергетического сооружения ($g_c = 1,0$) I класса ($g_n = 1,25$) - прямоугольная плита 5´5 м толщиной 1 м, ослабленная круглым отверстием диаметром 1,6 м (рис. 7), изготовлена из бетона класса В20 ($R_b = 11,5$ МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа). При основном сочетании нагрузок ($g_{lc} = 1,0$) $p_x = 0,76$ МПа, $p_y = 2,90$ МПа. Конструкция не воспринимает напор воды и не подвержена действию агрессивной среды. Возникновение трещин не допускается ($g_b = 0,9$).

Требуется проверить прочность конструкции.



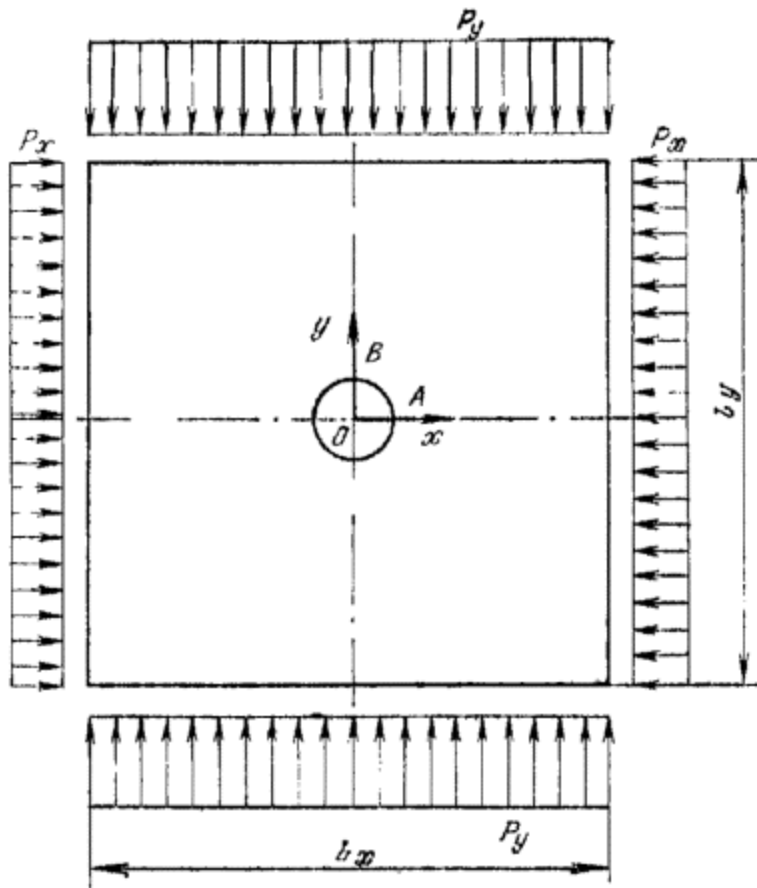


Рис. 7. К примеру расчета [8](#)

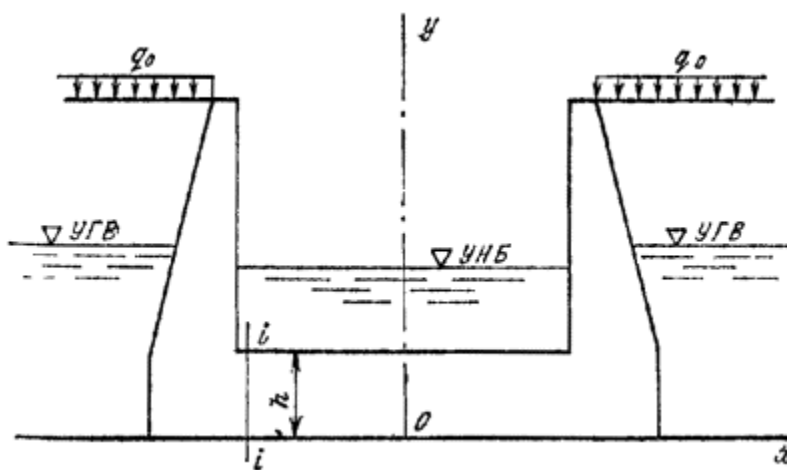


Рис. 8. К примеру расчета [9](#)

Расчет. Конструкция представляет собой балку-стенку, предельное состояние которой не может быть выражено через



усилия в каких-либо сечениях. В этом случае проверку прочности выполняем по максимальным главным сжимающим и растягивающим напряжениям. При $l_x : 2r = l_y : 2r = 5:1,6 = 3,1 > 3,0$ размеры плиты можно принимать бесконечно большими. В этом случае напряженное состояние может быть определено по классическому решению теории упругости (задача Кирша).

Наибольшие значения главных сжимающих напряжений (в точке А)

$$|\sigma_A| = |3p_y - p_x| = |3 \cdot 2,9 - 0,76| = 7,94 \text{ МПа.}$$

Наибольшие значения главных растягивающих напряжений (в точке В)

$$|\sigma_B| = |3p_x - p_y| = |3 \cdot 0,76 - 2,9| = 0,62 \text{ МПа.}$$

Критерии прочности в соответствии с п. [1.2](#)

$$g_l c g_n s m c \leq g_b R_b;$$

$$1,0 \times 1,25 \times 7,94 = 9,9 \text{ МПа} < 0,9 \times 11,5 = 10,35 \text{ МПа};$$

$$g_l c g_n s m t \leq g_b R_b t;$$

$$1,0 \times 1,25 \times 0,62 = 0,77 \text{ МПа} < 0,9 \times 0,9 = 0,81 \text{ МПа.}$$

Условия прочности удовлетворяются. В зоне действия главных растягивающих напряжений рекомендуется поставить конструктивную арматуру 4Æ20 А-II на 1 м длины.

Пример 9. Дано. В сечении $i-i$ высотой $h = 3,0$ м конструкции докового типа (рис. [8](#)) энергетического сооружения ($g_c = 1,0$) II класса ($g_n = 1,2$), изготовленной из бетона класса В20 ($R_b = 11,5$



МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа), при основном сочетании нагрузки ($g_{lc} = 1,0$) имеют место усилия: $M = 0,80$ МН×м; $N_c = 0,90$ МН; $Q = 0,80$ МН.

Требуется установить возможность изготовления данной конструкции бетонной ($g_b = 0,9$) без установки рабочей арматуры.

Расчет.

Проверяем условие прочности растянутого волокна. Для бетона класса В20 $c = 6,7$ см. При $h = 300$ см и

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{0,80}{0,90} = 0,89 \text{ м;}$$

$$\eta_t = 0,5k \left(1 - \frac{1}{6\eta} \right) = 0,66 \text{ м.}$$

Тогда $gh = 1 + c/h_t = 1 + 6,7/66 = 1,1$. Для элементов прямоугольного сечения $g_{sh} = 1,0$. По формуле (18) находим:

$$1,0 \times 1 \times 2$$

$$\left(\frac{0,80 \cdot 6}{1 \cdot 3^2} - \frac{0,9}{1 \cdot 3} \right) = 0,28 \text{ МПа} < 1,0 \times 1,0 \times 1,1 \times 0,9 \times 0,9 = 0,89 \text{ МПа.}$$

Проверим далее условие прочности сжатого волокна по формуле (17):

$$1,0 \times 1 \times 2$$

$$\left(\frac{0,80 \cdot 6}{1 \cdot 3^2} + \frac{0,9}{1 \cdot 3} \right) = 0,995 \text{ МПа} < 1,0 \times 1,0 \times 0,9 \times 11,5 = 10,35 \text{ МПа.}$$

Условия прочности растянутого и сжатого волокон выполняются с большим запасом.



Так как в сечении *i-i* действует значительная перерезывающая сила, требуется выполнить расчет прочности по главным растягивающим напряжениям для точек, расположенных на нейтральной оси и в центре тяжести сечения. Нейтральная ось расположена на расстоянии 66 см ($g_o = h_t = 0,66$ м), центр тяжести - на расстоянии 1,5 м от подошвы фундаментной плиты.

На нейтральной оси:

$$s_x = 0; s_y = -0,02 \text{ МПа} - \text{ по данным расчета МКЭ};$$

$$S_o = 0,66 \times 1,0 \times (1,5 - 0,33) = 0,771 \text{ м}^3;$$

$$\tau_{xy} = \left(\frac{0,80 \cdot 0,771 - 12}{1 \cdot 3^3 \cdot 1} \right) = 0,247 \text{ МПа};$$

$$s_{mt} = -0,01 + \sqrt{0,01^2 + 0,274^2} = 0,264 \text{ МПа}; s_{mc} = -0,274 \text{ МПа}.$$

По формуле (10)

$$\gamma_{bs} = \frac{1}{1 + 0,274 \frac{0,9}{0,264} 11,5} = 0,925$$

$$g_{lc} g_{nsmt} = 1,0 \times 1,2 \times 0,264 = 0,318 \text{ МПа} < g_{cgb4} g_{b5} R_{bt} = 1 \times 0,9 \times 0,925 \times 0,9 = 0,75 \text{ МПа}.$$

В центре тяжести сечения

$$\sigma_x = \frac{N}{A} = -\frac{0,90}{3 \cdot 1} = -0,30 \text{ МПа}.$$

$$s_y = -0,18 \text{ МПа} - \text{ по данным расчета МКЭ};$$

$$S_o = 1,5 \times 1,0 \times 0,75 = 1,235 \text{ м}^3;$$



$$\tau_{xy} = \frac{0,80 \cdot 1,125 \cdot 12}{1 \cdot 3^2 \cdot 1} = 1,040 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{mt} = \frac{-(0,30+0,18)}{2} + \sqrt{\left(\frac{-0,30-0,18}{2}\right)^2 + 1,040^2} =$$

$$-0,24 + 0,47 = 0,23 \text{ МПа;}$$

$$s_{mc} = -0,24 - 0,47 = -0,71 \text{ МПа;}$$

$$\gamma_{bs} = \frac{1}{1 + 0,71 \frac{0,9}{0,23} 11,5} = 0,81$$

$$g_l c g_n s_{mt} = 1,0 \times 1,2 \times 0,23 = 0,276 \text{ МПа} < g_c g_b 4 g_b 5 R_{bt} =$$

$$1,0 \times 0,9 \times 0,81 \times 0,9 = 0,656 \text{ МПа.}$$

Условия прочности сечения *i-i* по главным растягивающим напряжениям также выполняются со значительным запасом/ Следовательно, сечение *i-i* можно принять бетонным.

Пример 10. Дано. В сечениях I-I, II-II, ... V-V бетонной конструкции водосброса ($g_b = 0,9$) энергетического сооружения ($g_c = 1,0$) методом конечных элементов определены краевые значения главных сжимающих напряжений s_{mc} , МПа (рис. 9). Напряжения по сечениям изменяются практически по линейному закону. Класс сооружения I ($g_n = 1,25$); сочетание нагрузок основное ($g_l c = 1,0$).

Требуется определить необходимую марку бетона по прочности на сжатие.



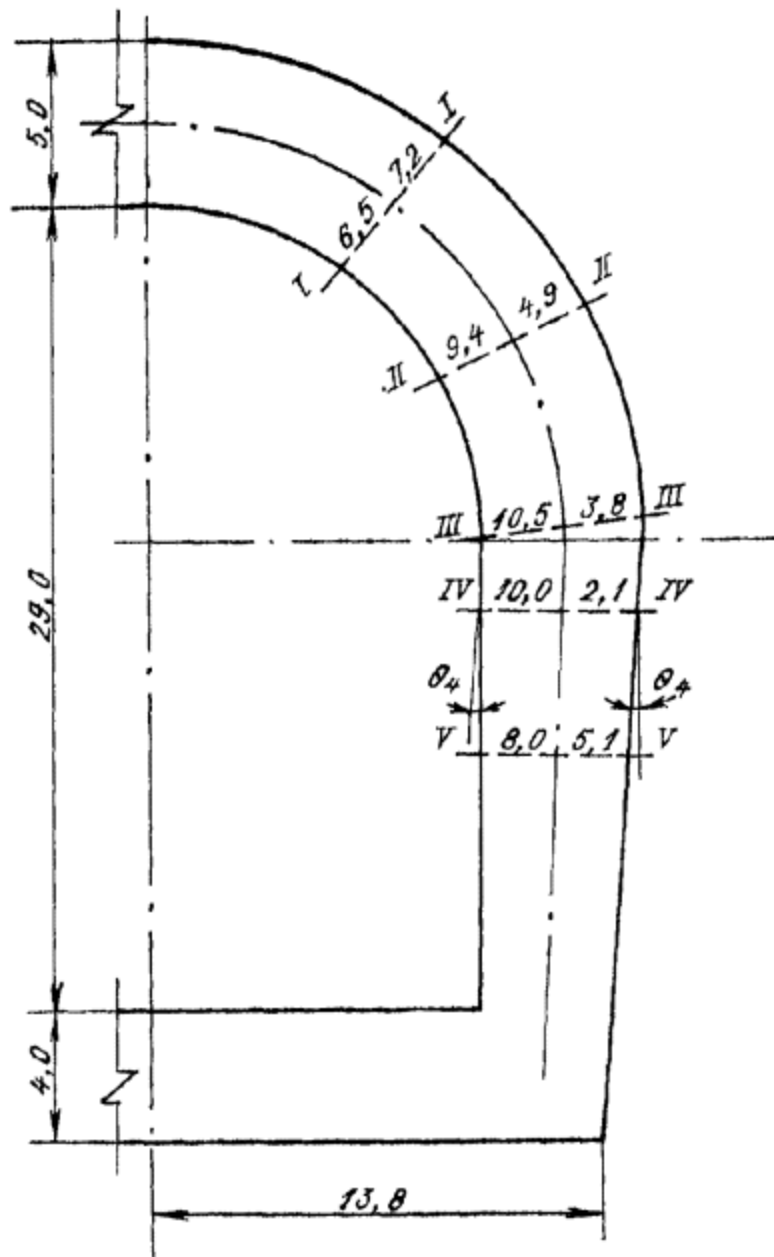


Рис. 9. К примеру расчета [10](#). Размеры, м

Расчет. Наибольшее значение главных сжимающих напряжений $\sigma_{mc} = 10,5$ МПа имеет место в сечении III-III.

Углы наклона граней q_i меньше 10° и ими можно пренебречь.

Решив уравнение ([12](#)) относительно R_b , получим



$$R_b \geq \frac{\gamma_{lc} \gamma_n \sigma_b}{\varphi \gamma_{c1}} \frac{1,0 \cdot 1,25 \cdot 10,5}{1 \cdot 1 \cdot 0,9} = 14,5 \text{ МПа.}$$

Указанному условию отвечает бетон В25 ($R_b = 14,5$ МПа).

Расчет железобетонных элементов на прочность

3.6 (5.7). Расчет на прочность железобетонных элементов производится для сечений, нормальных к их продольной оси, а также для наклонных к оси сечений наиболее опасного направления. При наличии крутящих моментов проверяется прочность пространственных сечений, ограниченных в растянутой зоне спиральной трещиной наиболее опасного из возможных направлений. Кроме того, производится расчет элементов на местное действие нагрузки (смятие, продавливание, отрыв) согласно пп [3.61-3.62](#).

3.7 (5.8). При установке в сечении арматуры разных видов и классов в расчет прочности вводится арматура с соответствующими расчетными сопротивлениями.

Расчет на прочность сечений, нормальных к продольной оси элемента

3.8 (5.9). Предельные усилия в сечении, нормальном к продольной оси элемента, определяются исходя из следующих предпосылок: сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю, сопротивление бетона сжатию равно R_b и распределено равномерно по сжатой зоне бетона, растягивающие напряжения в арматуре принимаются не более R_s , сжимающие - не более R_{sc} .

3.9 (5.10). Для изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых с большими эксцентриситетами элементов расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных к указанной плоскости граней элемента,



производится в зависимости от соотношения между относительной высотой сжатой зоны $x = x/h_0$, определяемой из условия равновесия, и граничным значением относительной высоты сжатой зоны x_R , при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s , с учетом соответствующих коэффициентов.

Граничные значения допускается принимать по табл. 16.

Таблица 16(16)

Класс арматуры	Граничные значения x_R при классе бетона		
	В15 и ниже	В20, В25, В30	В35 и выше
А-I	0,70	0,65	0,60
А-II, А-III, Вр-I	0,65	0,60	0,50

3.10 (5.11). Если высота сжатой зоны бетона, определяемая без учета сжатой арматуры, меньше $2a\phi$, то сжатую арматуру в расчете можно не учитывать. Для массивных конструкций при высоте сжатой зоны бетона больше $2a\phi$, но значительно меньше величины $x_R h_0$ рекомендуется определять количество растянутой продольной арматуры без учета поставленной в сжатой зоне бетона арматуры. Расчетную сжатую арматуру рекомендуется применять при ограниченной высоте сечения, невозможности повышения класса бетона или при каких-либо особых требованиях.

Изгибаемые элементы

3.11 (5.12). Расчет изгибаемых железобетонных элементов любой симметричной формы (рис. 10, а) при $x \leq x_R$ производится по формулам:

$$g_l c g_n M \leq g_c (g_b R_b S_b + g_s R_{sc} S_s); \quad (24)$$

$$g_s R_s A_s - g_s R_{sc} A_s \phi = g_b R_b A_b. \quad (25)$$



Расчет прямоугольных сечений

3.12. (5.13). Изгибаемые элементы прямоугольного сечения (рис. 10, б) рассчитываются при $x \leq x_R$ по формулам:

$$g_l c g_n M \leq g_c [(g_b R_b b x (h_o - 0,5x) + g_s R_{sc} A_{\phi s} (h_o - a_{\phi})]; \quad (26)$$

$$g_s R_s A_s - g_s R_{sc} A_{\phi s} = g_b R_b b x. \quad (27)$$

При $x > x_R$ расчет элементов производится по тем же формулам при $x = x_R$ h_o .

3.13. Площадь сечения продольной арматуры определяется следующим образом.

Вычисляется высота сжатой зоны сечения из условия (26) при $A_{\phi s} = 0$

$$x = h_o - \sqrt{h_o^2 - \frac{2\gamma_c \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b}}. \quad (28)$$

Далее различают следующие схемы расчета:

1) в случае, если $x < 2a_{\phi}$, расчет производится как для сечения с одиночной арматурой при $A_{\phi s} = 0$ по формуле

$$A_s = \frac{\gamma_b R_b b}{\gamma_s}; \quad (29)$$

2) в случае, если $2a_{\phi} \leq x \leq x_R h_o$, при известной площади сечения сжатой арматуры $A_{\phi s}$ высота сжатой зоны бетона уточняется по формуле



$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2[\gamma_c \gamma_n M - \gamma_c \gamma_s R_{sc} A'_s (h_0 - a')]}{\gamma_c \gamma_1 R_b b}} \quad (30)$$

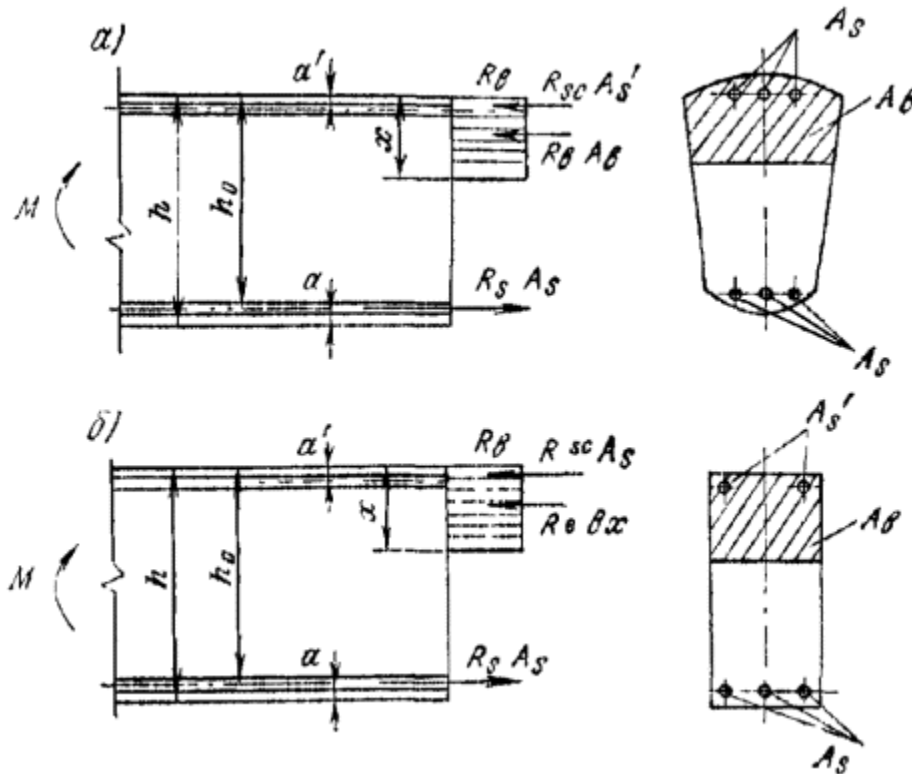


Рис. 10. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при расчете его на прочность

а - сечение любой симметричной формы; б - прямоугольное сечение

Площадь сечения растянутой арматуры определяется из условия

$$A_s = \frac{\gamma_b R_b b x + \gamma_s R_{sc} A'_s}{\gamma_s R_s} \quad (31)$$

Если высота сжатой зоны, найденная по формуле (30), $x < 2a\phi$, а сечение $A\phi_s$ неизвестно или равно A_s (сечение с симметричной



арматурой), количество продольной арматуры допускается определять по формуле

$$A_s = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M}{\gamma_c \gamma_s R_s (h_o - a')}; \quad (32)$$

3) в случае, если $\chi > \chi_{R} h_o$, рекомендуется увеличить высоту сечения, повысить класс бетона или поставить сжатую арматуру в количестве

$$A_s' = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M - \gamma_c \gamma_b R_b \xi_R (h_o - 0,5\xi_R) b h_o^2}{\gamma_c \gamma_s R_{sc} (h_o - a')}. \quad (33)$$

Растянутая продольная арматура в этом случае определяется по формуле

$$A_s = \frac{\gamma_b R_b \xi_R b h_o + \gamma_s R_{sc} A_s'}{\gamma_s R_s}. \quad (34)$$

3.14. Подбор площади продольной арматуры можно производить по табл. [17](#) следующим образом.

Вычисляется значение α_m :

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b h_o^2}. \quad (35)$$

Если



$\sigma_m \in AR = XR(1 - 0,5XR)$, сжатая арматура по расчету не требуется.

В зависимости от значения a_m по табл. 17 определяется и вычисляется

Таблица 17

x	z	a_m	x	z	a_m	x	z	a_m
0,01	0,995	0,01	0,26	0,870	0,226	0,51	0,745	0,380
0,02	0,990	0,02	0,27	0,865	0,234	0,52	0,740	0,385
0,03	0,985	0,03	0,28	0,860	0,241	0,53	0,735	0,390
0,04	0,980	0,039	0,29	0,855	0,248	0,54	0,730	0,394
0,05	0,975	0,049	0,30	0,850	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,970	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,720	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,840	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,960	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,710	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,830	0,282	0,59	0,705	0,416
0,10	0,950	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,70	0,420
0,11	0,945	0,104	0,36	0,820	0,295	0,62	0,69	0,428



x	z	a_m	x	z	a_m	x	z	a_m
0,12	0,940	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,68	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,810	0,308	0,68	0,67	0,442
0,14	0,930	0,130	0,39	0,805	0,314	0,68	0,66	0,448
0,15	0,925	0,139	0,40	0,800	0,320	0,70	0,65	0,455
0,16	0,920	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,64	0,461
0,17	0,915	0,158	0,42	0,790	0,332	0,74	0,63	0,466
0,18	0,910	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,62	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,780	0,343	0,78	0,61	0,476
0,20	0,900	0,180	0,45	0,775	0,349	0,80	0,60	0,480
0,21	0,895	0,188	0,46	0,770	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,890	0,196	0,47	0,765	0,360	0,90	0,550	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,760	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,880	0,211	0,49	0,755	0,370	1,00	0,5	0,5
0,25	0,875	0,219	0,50	0,750	0,375			



Примечание. Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения

$$\xi = \frac{\gamma_s R_s A_s - \gamma_s R_{sc} A'_s}{\gamma_b R_b b h_0} ; a_m = x(1 - 0,5x); a_R = x_R(1 - 0,5x_R);$$

$$z = 1 - 0,5x.$$

$$A_s = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_s R_s \zeta h_0}. \quad (36)$$

Если $a_m > a_R$, рекомендуется увеличить высоту сечения или поставить расчетную сжатую арматуру, определяемую по формуле (33), а растянутую - по формуле (34).

При известной площади сечения сжатой арматуры A'_s значение a_m вычисляется по формуле

$$a_m = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M - \gamma_c \gamma_s R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{\gamma_c \gamma_b R_b b h_0^2}, \quad (37)$$

после чего находится площадь сечения продольной растянутой арматуры

$$A_s = \frac{\gamma_b R_b \zeta h_0 + \gamma_s R_{sc} A'_s}{\gamma_s R_s}. \quad (38)$$

3.15. Проверка прочности прямоугольного сечения с одиночной арматурой производится в зависимости, от высоты сжатой зоны x , вычисляемой по формуле (29), следующим образом:



1) при $x \leq xRh_0$ - из условия

$$glcgnM \leq gcgbRbbx(h_0 - 0,5x); \quad (39)$$

2) при $x > xRh_0$ - из условия

$$glcgnM \leq gcgbRb \times R(1 - 0,5xR)bh_0^2; \quad (40)$$

При невыполнении условия (40) рекомендуется увеличить высоту сечения, повысить класс бетона или поставить сжатую арматуру в соответствии с п. 3.13.

3.16. Проверка прочности прямоугольного сечения с двойной арматурой производится в зависимости от высоты сжатой зоны x , вычисляемой по формуле (27)

$$x = \frac{\gamma_s R_s A_s - \gamma_s R_{sc} A'_s}{\gamma_b R_b b},$$

следующим образом:

1) при $x \leq xRh_0$ - из условия (26);

2) при $x > xRh_0$ - из условия

$$glcgnM \leq gc[gbRb \times R(1 - 0,5xR)bh_0^2 + g_s R_{sc} A \phi_s (h_0 - a\phi)] \quad (41)$$

или из условия (27) с подстановкой $x = xRh_0$;

3) при $x \leq 0$ - из условия (32)

$$glcgnM \leq gcg_s R_s A_s (h_0 - a\phi).$$

При невыполнении условий прочности (26), (32), (41) рекомендуется увеличить высоту сечения или повысить класс бетона.



Расчет тавровых (двутавровых) сечений

3.17. Расчет изгибаемых элементов таврового (двутаврового) сечения производится в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке (рис. 11, а), т.е. при соблюдении условия

$$g_l c g_n M \leq g_c g_b R_b b f_c h_f \phi (h_o - 0,5 h_f \phi), \quad (42)$$

расчет выполняется как для прямоугольного сечения шириной в соответствии с пп. 3.12-3.16;

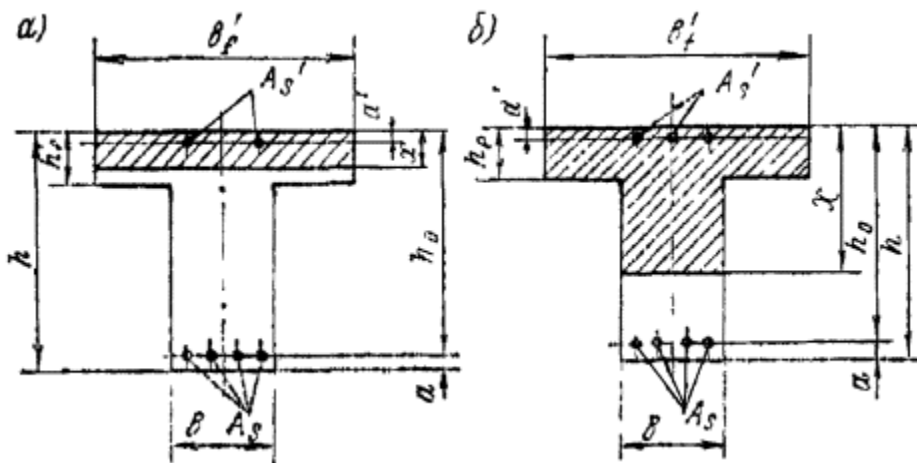


Рис. 11. Форма сжатой зоны в поперечном сечении таврового железобетонного элемента со сжатой полкой

а - при расположении границы сжатой зоны в полке; б - то же в ребре

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 11, б), т.е. условие (42) не выполняется, расчет производится из условия

$$g_l c g_n M \leq g_c [g_b R_b b x (h_o - 0,5 x) + g_b R_b (b_f \phi - b) h_f \phi (h_o - 0,5 h_f \phi) + g_s R_{sc} A_s \phi (h_o - a \phi)] \quad (43)$$

3.18. Подбор площади сечения продольной арматуры производится следующим образом.

Вычисляется высота сжатой зоны бетона при одиночной арматуре по формуле



$$x = h_o - \sqrt{h_o^2 - \frac{2\gamma_{lc}\gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b} + \frac{2h'_f(b'_f - b)(h_o - 0,5h'_f)}{b}} \quad (44)$$

При $x \in xRh$ необходимая площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле

$$A_s = \frac{\gamma_b R_b b x + \gamma_b R_b h'_f (b'_f - b)}{\gamma_s R_s} \quad (45)$$

Если высота сжатой зоны, вычисленная по формуле (44), находится в пределах $2a\phi \in xRh_o$, то при неизвестной площади сечения сжатой арматуры допускается площадь сечения растянутой арматуры A_s рассчитывать по формуле

$$A_s = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M}{\gamma_c \gamma_s R_s (h_o - 0,5h'_f)} \quad (46)$$

с последующим ее уточнением по формулам (47) и (48).

При заданной площади сечения сжатой арматуры $A\phi_s$ высота сжатой зоны бетона x определяется по формуле

$$x = h_o - \sqrt{h_o^2 - \frac{2\gamma_{lc}\gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b} + \frac{2h'_f(b'_f - b)(h_o - 0,5h'_f)}{b} + \frac{2\gamma_s R_{sc} A'_s (h_o - a')}{\gamma_b R_b b}} \quad (47)$$

и при $x \in xRh_o$



$$A_s = \frac{\gamma_b R_b [x b + (b'_f - b) h_f] + \gamma_s R_{sc} A'_s}{\gamma_s R_s} \quad (48)$$

Если высота сжатой зоны, вычисленная по формулам (44) и (47), $x > x R h_0$, рекомендуется увеличить высоту сечения, повысить класс бетона или поставить сжатую арматуру в количестве

$$A'_s = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M - \gamma_c \gamma_b R_b \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2 - \gamma_c \gamma_b R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)}{\gamma_c \gamma_s R_{sc} (h_0 - a')} \quad (49)$$

В последнем случае количество растянутой продольной арматуры определяется по формуле (48) при $x = x R h_0$.

Примечания: 1. При переменной высоте свесов полки допускается принимать значение $h \phi_f$ равным средней высоте свесов.

2. Ширина сжатой полки $h \phi_f$, вводимая в расчет, принимается из условия, что ширина свеса в каждую сторону от ребра должна быть не более 1/6 пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h \phi_f \geq 0,1h - 1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер или при расстояниях между ними больших, чем расстояние между продольными ребрами, и $h \phi_f < 0,1h - 6h \phi_f$;

в) при консольных свесах полки

при $h \phi_f \geq 0,1h - 6h \phi_f$;

при $0,05h \leq h \phi_f < 0,1h - 3h \phi_f$;

при $h \phi_f < 0,05h$ - свесы не учитываются.

3.19. Проверка прочности таврового (двутавового) сечения с одиночной арматурой производится:

а) при $g_s R_s A_s \leq g_b R_b b \phi_f h \phi_f$ как для прямоугольного сечения при $b = b \phi_f$ в соответствии с п. 3.15;



б) при $g_s R_s A_s > g_b R_b b \phi_f h \phi_f$ в зависимости от высоты сжатой зоны, вычисляемой по формуле (45)

$$x = \frac{\gamma_s R_s A_s - \gamma_b R_b (b'_f - b) h'_f}{\gamma_b R_b b},$$

следующим образом:

1) при $x \leq x_{Rh0}$ из условия

$$g_l c g_n M \leq g_c [g_b R_b b x (h_0 - 0,5x) + g_b R_b (b_f \phi - b) h_f \phi (h_0 - 0,5 h_f \phi)]; \quad (50)$$

2) при $x > x_{Rh0}$ из условия

$$g_l c g_n M \leq g_c [g_b R_b x R (h_0 - 0,5 x R) b h_0^2 + g_b R_b (b_f \phi - b) h_f \phi (h_0 - 0,5 h_f \phi)]; \quad (51)$$

При невыполнении условия (51) рекомендуется увеличить высоту сечения, повысить класс бетона или поставить сжатую арматуру в соответствии с п. 3.18.

3.20. Проверка прочности таврового (двутавового) сечения с двойной арматурой производится:

а) при $g_s R_s A_s \leq g_b R_b b \phi_f h \phi_f + g_s R_{sc} A_{\phi S}$ как для прямоугольного сечения шириной $b = b \phi_f$ соответствии с п. 3.16;

б) при $g_s R_s A_s > g_b R_b b \phi_f h \phi_f + g_s R_{sc} A_{\phi S}$ в зависимости от высоты сжатой зоны, определяемой из формулы (48)

$$x = \frac{\gamma_s R_s A_s - \gamma_s R_{sc} A'_{\phi S} - \gamma_b R_b (b'_f - b) h'_f}{\gamma_b R_b b},$$

следующим образом:

1) при $x \leq x_{Rh0}$ из условия (43);



2) при $x > xRh_0$ из условия (49):

$$glcgnM \leq gc[gbR_b x R (1 - 0,5xR)bh_0^2 + gbR_b(bf\phi - b)hf\phi(h_0 - 0,5hf\phi) + gsR_{sc}A\phi_s(h_0 - a\phi)];$$

3) при $x \leq 0$ из условия (32)

$$glcgnM \leq gcgsR_sA_s(h_0 - a\phi),$$

При невыполнении условий (32), (43), (49) рекомендуется увеличить высоту сечения или повысить класс бетона.

Примеры расчета к пп. 3.11-3.20

Пример 11. Дано. Изгибаемый железобетонный элемент прямоугольного сечения: $g_c = 1,0$; $h = 2,0$ м; $h_0 = 1,85$ м; $a = a\phi = 0,15$ м; $b = 1,0$ м; расчетный изгибающий момент $M = 1560$ кН×м; бетон класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа, $g_b = 1,1$); арматура класса А-III ($R_s = 365$ МПа, $g_s = 1,1$); сооружение II класса ($g_n = 1,2$); основное сочетание нагрузок ($g_l = 1,0$).

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Р а с ч е т . Находим высоту сжатой зоны сечения из условия (28)

$$x = 1,85 - \sqrt{1,85^2 - \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1560}{1 \cdot 1,1 \cdot 8,5 \cdot 10^3}} = 0,11 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0,11}{1,85} = 0,06 < xR = 0,65 \text{ (см. табл. 16)}.$$

Так как $x = 11$ см $< 2a' = 30$ см, площадь сечения растянутой арматуры определяем из условия (29) без учета сжатой арматуры



$$A_s = \frac{1,1 \cdot 8,5 \cdot 1}{1,1 \cdot 365} \cdot 0,11 = 0,00256 \text{ м}^2 = 25,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\text{Æ} 36 \text{ А-III}$ -через 40 см (25,4 см²). Подбор продольной арматуры можно произвести и с помощью табл. 17. Вычисляем значение a_m по формуле (35)

$$a_m = \frac{1 \cdot 1,2 \cdot 1560}{1 \cdot 1,1 \cdot 8,55 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1,85^2} = 0,0585 < a_R,$$

где

$$a_R = \chi R (1 - 0,5\chi R) = 0,6 (1 - 0,5 \times 0,6) = 0,42.$$

По табл. 17 при $a_m = 0,058$ $\chi = 0,970$ (п № интерполяции).

Необходимая продольная арматура по формуле (36)

$$A_s = \frac{1 \cdot 1,2 \cdot 1560}{1 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,970 \cdot 1,85} = 0,00259 \text{ м}^2 = 25,9 \text{ см}^2.$$

Пример 12. Дано. Железобетонный элемент прямоугольного сечения: $g_c = 1,0$; $b = 50$ см; $h = 25$ см; $a = a\phi = 4,0$ см; $h_o = 21$ см; бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа, $g_b = 1,1$); арматура класса А-II ($R_s = 280$ МПа, $g_s = 1,1$); $A\phi_s = 4,52$ см² (4 $\text{Æ} 12$); $M = 95$ кН×м; сооружение III класса ($g_n = 1,15$); основное сочетание нагрузок ($g_{lc} = 1,0$).

Требуется определить площадь растянутой арматуры.

Расчет. Высоту сжатой зоны бетона находим из условия (28) без учета площади сжатой арматуры



$$x = 0,21 - \sqrt{0,21^2 - \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 95}{1 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,5}} = 0,0807 \text{ м} = 8,1 \text{ см.}$$

Так как $x = 8,1 \text{ см} > 2a' = 8 \text{ см}$, следует определять высоту сжатой зоны бетона с учетом сжатой арматуры из условия (30)

$$x = 0,21 - \sqrt{0,21^2 - \frac{2[1 \cdot 1,15 \cdot 95 - 1 \cdot 1,1 \cdot 280 \cdot 10^3 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4} (0,21 - 0,04)]}{1 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,5}}$$
$$= 0,05967 \text{ м} = 6 \text{ см.}$$

Так как $x = x/h_0 = 6/21 = 0,286 < x_R = 0,6$, площадь растянутой арматуры вычисляем по формуле (31)

$$A_s = \frac{1,1 \cdot 14,5 \cdot 50 \cdot 6 + 1,1 \cdot 280 \cdot 4,52}{1,1 \cdot 280} = 20,1 \text{ см}^2.$$

Принимаем $A_s = 24,63 \text{ см}^2$ (4 АЕ 28 А-II).

Пример 13. Дано. Железобетонный элемент прямоугольного сечения: $g_c = 1,0$; $b = 50 \text{ см}$; $h = 40 \text{ см}$; $a = a\phi = 4,0 \text{ см}$; $h_0 = 36 \text{ см}$; бетон класса В25 ($R_b = 14,5 \text{ МПа}$, $g_b = 1,1$); арматура симметричная из стали класса А-III ($R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$, $g_s = 1,1$); $M = 200 \text{ кН}\cdot\text{м}$; сооружение III класса ($g_n = 1,15$); основное сочетание нагрузок ($g_l = 1,0$).

Требуется определить площадь сечения арматуры.

Расчет. Находим высоту сжатой зоны по формуле (28) без учета сжатой арматуры

$$x = 0,36 - \sqrt{0,36^2 - \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 200}{1 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,5}} = 0,09182 \text{ м} = 9,2 \text{ см.}$$



Так как $x = 9,2 \text{ см} > 2a' = 8 \text{ см}$ и $x < xRh_o = 0,6 \times 36 = 21,6 \text{ см}$, продольную арматуру подбираем по формуле (32)

$$A_s = A'_s = \frac{1 \cdot 1,15 \cdot 200 \cdot 10}{1 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot (0,36 - 0,04)} = 17,9 \text{ см}^2.$$

Принимаем $A_s = A\phi_s = 18,47 \text{ см}^2$ (3 АЕ 28 А-III).

Пример 14. Дано. Железобетонный элемент прямоугольного сечения: $g_c = 1,0$; $b = 50 \text{ см}$; $h = 40 \text{ см}$; $a = 5 \text{ см}$; $a\phi = 3 \text{ см}$; $h_o = 35 \text{ см}$; бетон класса В25 ($R_b = 14,5 \text{ МПа}$, $g_b = 1,1$); арматура класса А-III ($R_s = 365 \text{ МПа}$, $g_s = 1,1$); $A_s = 40,72 \text{ см}^2$ (4 АЕ 36), $A\phi_s = 3,14 \text{ см}^2$ (4 АЕ 10); $M = 300 \text{ кН}\times\text{м}$; сооружение III класса ($g_n = 1,15$); основное сочетание нагрузок ($g_{lc} = 1,0$).

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Определяем высоту сжатой зоны бетона по формуле (27)

$$x = \frac{1,1 \cdot 365 \cdot 40,72 - 1,1 \cdot 365 \cdot 3,14}{1,1 \cdot 14,5 \cdot 50} = 18,9 \text{ см}.$$

Так как $x = 18,9 \text{ см} < xRh_o = 0,6 \times 35 = 21 \text{ см}$, прочность сечения проверяем по условию (26)

$$1 \times 1,1 \times 200 \leq 1 \times [1,1 \times 14,5 \times 0,5 \times 0,189 (0,35 - 0,5 \times 0,189) + 1,1 \times 365 \times 3,14 \times 10^{-4} (0,35 - 0,03)] \times 10^3;$$

$220 \text{ кН}\times\text{м} < 425 \text{ кН}\times\text{м}$, т.е. прочность сечения обеспечена, площадь сечения растянутой арматуры завышена.

Для обеспечения прочности по предельному состоянию первой группы достаточно иметь A_s (см. пример 12):

при



$$x = 0,35 - \sqrt{0,35^2 - \frac{2[1 \cdot 1,15 \cdot 200 - 1 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot 3,14 \cdot 10^{-4} (0,35 - 0,03)]}{1 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 0,5 \cdot 10^3}} = 0,10 \text{ м.}$$

$$A_s = \frac{1,1 \cdot 14,5 \cdot 50 \cdot 10 + 1,1 \cdot 365 \cdot 3,14}{1,1 \cdot 365} = 23,0 \text{ см}^2.$$

Пример 15. Дано. Прямоугольное сечение с одиночной арматурой: $g_c = 1,0$; $b = 100$ см; $h = 80$ см; $a = 6$ см; $h_o = 74$ см; бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа, $g_b = 1,1$); арматура класса А-III ($R_s = 365$ МПа, $g_s = 1,1$); $M = 3300$ кН×м; сооружение III класса ($g_n = 1,15$); сочетание нагрузок основное ($g_{lc} = 1,0$).

Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры.

Р а с ч е т . Высоту сжатой зоны бетона находим по формуле

$$x = 0,74 - \sqrt{0,74^2 - \frac{2,1 \cdot 1,15 \cdot 3300}{1 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 1}} = 0,47 \text{ м} = 47,0 \text{ см.}$$

Так как $x = 47$ см $>$ $x_{Rb} h_o = 0,6 \times 74 = 44,4$ см, поставим сжатую арматуру класса А-II. Примем $a\phi = 6$ см. Площадь сечения сжатой арматуры рассчитываем по формуле (33)

$$A'_s = \frac{1 \cdot 1,15 \cdot 3300 - 1 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 0,6 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,6) \cdot 1 \cdot 0,74^2 \cdot 10^3 \cdot 10^4}{1 \cdot 1,1 \cdot 280 \cdot (0,74 - 0,06) \cdot 10^3} = 6,0 \text{ см}^2.$$

Примем $A\phi_s = 7,07$ см² (9 АЕ 10).

Площадь сечения растянутой арматуры определяем из условия (34)



$$A_s = \frac{1,1 \cdot 14,5 \cdot 0,6 \cdot 100 \cdot 74 + 1,1 \cdot 280 \cdot 7,07}{1,1 \cdot 365} = 181,81 \text{ см}^2.$$

Примем $A_s = 176 \text{ см}^2$ (14 Æ 40 А-III), $m = (A_s/bh_o) 100 \% = (176/100 \times 74) 100 = 2,4 \%$. Процент армирования очень велик; арматуру разместить в одном ряду не удастся. Увеличим сечение до $h = 90 \text{ см}$ и примем $a = 9,5 \text{ см}$ (минимально допустимое значение при двух рядах арматуры $d = 40 \text{ мм}$).

При $A\phi_s = 0$ по формуле (28)

$$x = 0,805 - \sqrt{0,805^2 - \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 3300}{1 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 1}} = 0,39 \text{ м};$$

$$x = 39 \text{ см} < xRh_o = 0,6 \times 80,5 = 48,3 \text{ см}.$$

Площадь сечения растянутой арматуры определяем из условия (34)

$$A_s = \frac{\gamma_b R_b b x}{\gamma_s R_s} = \frac{1 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 100 \cdot 39}{1,1 \cdot 365} = 154,93 \text{ см}^2.$$

Принимаем $A_s = 151 \text{ см}^2$ - (2 ряда по 6 Æ 40 А-III);

$$\mu = \frac{151}{100 \cdot 80,5} 100 \% = 1,88 \%$$

Пример 16. Дано. Железобетонный элемент таврового сечения: $g_c = 1,0$; $b\phi = 3 \text{ м}$; $h\phi = 1,2 \text{ м}$; $h = 6,0 \text{ м}$; $a = a\phi = 0,15 \text{ м}$; $h_o = 5,85 \text{ м}$; $b = 1,5 \text{ м}$; $M = 15600 \text{ кН}\times\text{м}$; бетон класса В15 ($R_b = 8,5 \text{ МПа}$, g_b



= 1,1), арматура класса А-II ($R_s = 280$ МПа, $g_s = 1,1$); сооружение I класса ($g_n = 1,25$); основное сочетание нагрузок ($g_{lc} = 1,0$).

Требуется подобрать продольную арматуру.

Р а с ч е т . Проверяем условие (42)

$$1 \times 1,25 \times 15600 < 1 \times 1,1 \times 8,5 \times 3 \times 1,2 (5,85 - 0,5 \times 1,2) \times 10^3;$$

$$19500 \text{ кН} \times \text{м} < 176715 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Так как условие выполняется, т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольное шириной $b = b_{f\phi} = 3$ м.

Высоту сжатой зоны определяем из условия (28)

$$x = 5,85 - \sqrt{5,85^2 - \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,25 \cdot 15600}{1 \cdot 1,1 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 3}} = 0,12 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0,12}{5,85} = 0,021 < \xi_R = 0,6$$

Так как $x = 0,12$ м $< 2a\phi = 0,3$ м, площадь сечения растянутой арматуры, определяется без учета сжатой арматуры из условия

$$A_s = \frac{\gamma_b R_b b' x}{\gamma_s R_s} = \frac{1,1 \cdot 8,5 \cdot 3 \cdot 0,12 \cdot 10^4}{1,1 \cdot 280} = 109,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 $\text{Æ} 60$ А-II ($A_s = 113,1 \text{ см}^2$).

Пример 17. Дано. Железобетонный элемент таврового сечения: $g_c = 1,0$; $h = 45$ см; $h_{f\phi} = 15$ см; $b_{f\phi} = 60$ см; $b = 30$ см; $a = a_{\phi} = 5$ см; $h_0 = 40$ см; бетон класса В30 ($R_b = 17,0$ МПа, g_b



= 1,1); арматура из стали класса А-III ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $g_s = 1,1$); расчетные изгибающие моменты: со стороны ребра $M_1 = 150$ кН×м, со стороны полки $M_2 = 300$ кН×м; сооружение III класса ($g_n = 1,15$); сочетание нагрузок основное ($g_{lc} = 1,0$).

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. Находим площадь сечения продольной арматуры в ребре. Проверяем условие (42)

$$1 \times 1,15 \times 150 < 1 \times 1,1 \times 17 \times 10^3 \times 0,6 \times 0,15 \times (0,4 - 0,5 \times 0,15);$$

173 кН×м < 547 кН×м, т.е. граница сжатой зоны проходит в полке; расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f \phi = 0,6$ м.

Вычисляем высоту сжатой зоны бетона без учета сжатой арматуры по формуле (28)

$$x = 0,4 - \sqrt{0,4^2 - \frac{2 \cdot 1,15 \cdot 150}{1,1 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,6}} = 0,04 \text{ м} = 4 \text{ см.}$$

Так как $x = 4$, см < $2a\phi = 10$ см и $x < xRh_o = 0,5 \times 40 = 20$ см, площадь сечения растянутой арматуры в ребре определяем без учета площади сечения сжатой арматуры из условия

$$A_s = \frac{\gamma_b R_y b_f' x}{\gamma_s R_s} = \frac{1,1 \cdot 17 \cdot 60,4}{1,1 \cdot 365} = 11,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем $A_s = 12,3 \text{ см}^2$ (2 АЕ 28 А-III).

Далее определяем площадь сечения продольной арматуры в полке. Расчет проводим как для прямоугольного сечения шириной $b = 30$ см, так как полка находится в растянутой зоне.

Высоту сжатой зоны определяем по формуле (28) без учета площади сжатой арматуры



$$x = 0,4 - \sqrt{0,4^2 - \frac{2 \cdot 1,115 \cdot 300}{1,11 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,3}} = 0,21 \text{ м} = 21 \text{ см.}$$

Так как $x = 21 \text{ см} > 2a' = 2 \times 5 = 10 \text{ см}$, следует определять высоту сжатой зоны бетона с учетом площади сжатой арматуры по формуле (30)

$$x = 0,4 - \sqrt{0,4^2 - \frac{2[1,115 \cdot 300 - 1,11 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 12,3 \cdot 10^{-4} (0,4 - 0,05)]}{1,11 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,3}} = 0,08 \text{ м.}$$

Так как $x = 8 \text{ см} < xRho = 0,5 \times 40 = 20 \text{ см}$, площадь сечения растянутой арматуры в полке определяем из условия (31)

$$A_s = \frac{1,1 \cdot 17 \cdot 30 \cdot 8 + 1,1 \cdot 365 \cdot 12,3}{1,1 \cdot 365} = 23,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем $A_s = 24,6 \text{ см}$ (4 АЕ 28А-III).

Пример 18. Дано. Железобетонный элемент таврового сечения: $g_c = 1,0$; $h = 70 \text{ см}$; $b_{f\phi} = 70 \text{ см}$; $h_{f\phi} = 10 \text{ см}$; $b = 30 \text{ см}$; $a = a_{\phi} = 5 \text{ см}$; $h_o = 65 \text{ см}$; бетон класса В15 ($R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $g_b = 1,1$); арматура класса А-III ($R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$, $g_s = 1,1$): $A_{s\phi} = 4,52 \text{ см}^2$ (4 АЕ 12), $A_s = 24,1 \text{ см}^2$ (3 АЕ 32); расчетный изгибающий момент со стороны ребра $M = 450 \text{ кН}\cdot\text{м}$; класс сооружения III ($g_n = 1,15$); сочетание нагрузок основное ($g_{lc} = 1,0$).

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Определяем положение границы сжатой зоны по п. 3.20. Так как

$$g_s R_s A_s > g_b R_b b_{f\phi} h_{f\phi} + g_s R_{sc} A_{s\phi};$$



$$1,1 \times 365 \times 10^3 \times 24,1 \times 10^{-4} > 1,1 \times 8,5 \times 10^3 \times 0,7 \times 0,1 + 1,1 \times 365 \times 10^3 \times 4,52 \times 10^{-4};$$

967,6 кН > 835,98 кН, т.е. граница сжатой зоны проходит в ребре.

Высоту сжатой зоны определяем по формуле (48)

$$x = \frac{\gamma_s R_s A_s - \gamma_s R_{sc} A_s' - \gamma_b R_b (b_f' - b) h_f'}{\gamma_b R_b b} = \frac{1,1 \cdot 365 \cdot 24,1 - 1,1 \cdot 365 \cdot 4,52 - 1,1 \cdot 8,5 (70 - 30) \cdot 10}{1,1 \cdot 8,5 \cdot 30} = 11,7 \text{ см},$$

$$x < x_{Rho} = 0,60 \times 65 = 39 \text{ см}.$$

Прочность сечения проверяем по формуле (43)

$$1 \times 1,15 \times 450 \leq 1 [1,1 \times 8,5 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,147 (0,65 - 0,5 \times 0,147) + 1,1 \times 8,5 \times 10^3 (0,7 - 0,3) \times 0,1 \times (0,65 - 0,5 \times 0,1) + 1,1 \times 365 \times 10^3 \times 4,52 \times 10^{-4} (0,65 - 0,05)];$$

517,5 кН×м < 571,1 кН×м, т.е. прочность сечения обеспечена.

Внецентренно сжатые элементы

3.21 (5.14). Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов любой симметричной формы (рис. 12, а) при $x \leq x_R$ производится по формулам:

$$g l c g n N e \leq g_c (g_b R_b S_b + g_s R_{sc} S_s); \quad (52)$$

$$g l c g n N = g_c (g_b R_b A_b + g_s R_{sc} A_s \phi - g_s R_s A_s). \quad (53)$$

3.22. (5.15). Внецентренно сжатые элементы прямоугольного сечения (рис. 12, б) рассчитываются при $x \leq x_R$ по формулам:

$$g l c g n N e \leq g_c [g_b R_b b x (h_o - 0,5x) + g_s R_{sc} A_s \phi (h_o - a \phi)]; \quad (54)$$



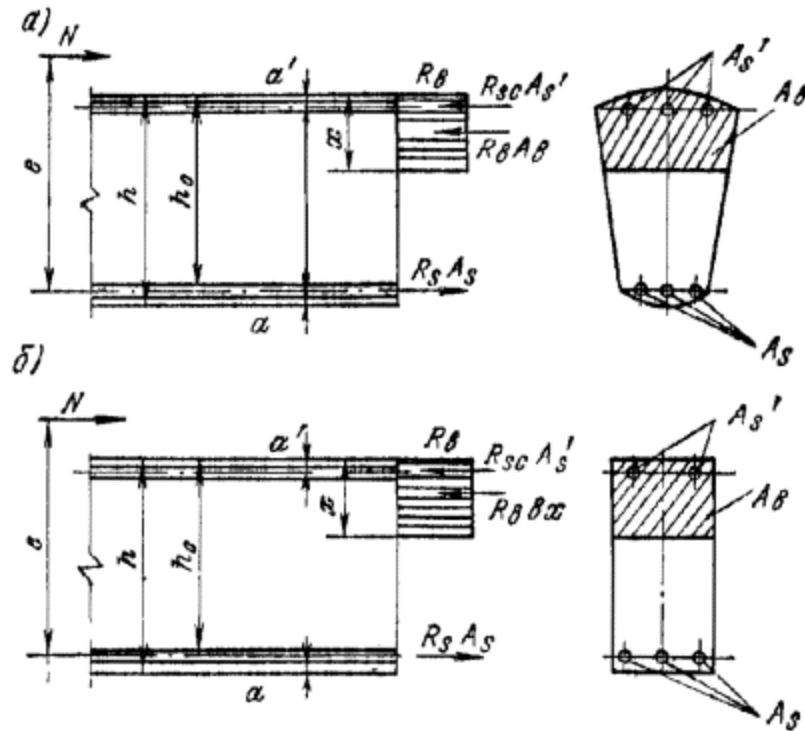


Рис. 12. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его на прочность

a - сечение любой симметричной формы; *б* - прямоугольное сечение

$$g_l c g_n N = g_c (g_b R_b b x + g_s R_{sc} A_s \phi - g_s R_s A_s). \quad (55)$$

при $x > x_R$ по формуле (54) и формулам

$$g_l c g_n N = g_c (g_b R_b b x + g_s R_{sc} A_s \phi - g_s s_s A_s). \quad (56)$$

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - \xi}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s. \quad (57)$$

3.23. (5.16). Расчет внецентренно сжатых элементов любой формы при гибкости $l_0/r^3 \geq 35$ и элементов прямоугольного сечения при $l_0/h^3 \geq 10$ производится с учетом прогиба элемента. Влияние



прогиба учитывается путем умножения эксцентриситета $e_o = M/N$ на коэффициент H , определяемый по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}, \quad (58)$$

где N_{cr} - условная критическая сила, вычисляемая по формуле

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2} \left[\frac{J}{1 + M_{II}/M_1} \left(\frac{0,11}{0,1+t} + 0,1 \right) + \nu J_s \right] \quad (59)$$

В формуле (59) l_o принимается по табл. 15; M_{II} , M_1 - моменты относительно растянутой или наименее сжатой грани сечения соответственно от действия постоянных и длительных нагрузок и от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок; t - коэффициент, принимаемый равным e_o/h , но не менее

$$t_{min} = 0,5 - 0,01l_o/h - 0,01R_b.$$

Здесь R_b , МПа.

Для элементов прямоугольного сечения формула (59) имеет вид

$$N_{cr} = \frac{1,6E_b b h}{(l_o/h)^2} \left[\frac{\frac{0,11}{0,1+t} + 0,1}{3(1 + M_{II}/M_1)} + \nu \mu \left(\frac{h_o - a'}{h} \right)^2 \right] \quad (60)$$

где $m = (A_s + A_s\phi)/bh_o$.

При $N > N_{cr}$ рекомендуется увеличить размеры сечения.

При расчете из плоскости действия изгибающего момента эксцентриситет продольной силы e_o принимается равным значению случайного эксцентриситета e_d . В любом случае e_o назначается не менее $1/600$ длины элемента или расстояния



между точками закрепления, учитываемого в расчете, или 1/30 высоты сечения.

Расчет из плоскости действия изгибающего момента допускается не производить, если гибкость элемента в плоскости действия момента превышает гибкость в нормальной к ней плоскости.

Расчет прямоугольных сечений

3.24. Площадь сечения продольной арматуры определяется следующим образом (см. рис. 12, б).

Вычисляется высота сжатой зоны бетона из условия

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\gamma_c\gamma_n N e}{\gamma_c\gamma_b R_b b}}, \quad (61)$$

где $e = e_0 h + h/2 - a$ (см. п. 3.23).

1) В случае, если $x < 2a\phi$ и $x \notin x_R$, расчет производится как для сечения с одиночной арматурой при $A_s\phi = 0$ по формуле

$$A_s = \frac{\gamma_c\gamma_b R_b b x - \gamma_c\gamma_n N}{\gamma_c\gamma_s R_s}. \quad (62)$$

2) В случае, если $2a\phi \notin x \notin x_R h_0$, при наличии известной сжатой арматуры $A_s\phi$ уточняется высота сжатой зоны бетона по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2[\gamma_c\gamma_n N e - \gamma_c\gamma_s R_{sc} A_s' (h_0 - a')]}{\gamma_c\gamma_b R_b b}}, \quad (63)$$



Количество растянутой продольной арматуры определяется из условия (55)

$$A_s = \frac{\gamma_c(\gamma_b R_b b x + \gamma_s R_{sc} A_s') - \gamma_{lc} \gamma_n N}{\gamma_c \gamma_s R_s}$$

Если сечение сжатой арматуры неизвестно или равно A_s (сечение с симметричной арматурой) площадь сечения продольной арматуры допускается рассчитывать по формуле

$$A_s = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n N e'}{\gamma_c \gamma_s R_s (h_o - a')}, \quad (64)$$

где $e\phi = e - h_o + a\phi$.

3) В случае, если $x > x_{Rh_o}$, рекомендуется увеличить высоту сечения, повысить класс бетона или поставить сжатую арматуру в количестве

$$A_s' = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n N e - \gamma_c \gamma_b R_b \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_o^2}{\gamma_c \gamma_s R_{sc} (h_o - a')} \quad (65)$$

Растянутая продольная арматура в этом случае определяется по формуле

$$A_s = \frac{\gamma_c(\gamma_b R_b \xi_R b h_o + \gamma_s R_{sc} A_s') - \gamma_{lc} \gamma_n N}{\gamma_c \gamma_s R_s} \quad (66)$$



Если A_s , вычисленная по формуле (66), отрицательна, ее принимают по конструктивным соображениям, а площадь сечения $A_s\phi$ находят по формуле

$$A_s' = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n Ne - \gamma_c\gamma_b R_b \xi_o (1 - 0,5\xi_o) b h_o^2}{\gamma_c\gamma_s R_{sc} (h_o - a')} \quad (67)$$

где $\chi_o = 0,85 - 0,008 g_b R_b$; R_b , МПа.

3.25. Подбор площади продольной арматуры можно выполнять по табл. 17 следующим образом.

Вычисляется значение a_m

$$a_m = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n Ne}{\gamma_c\gamma_b R_b b h_o^2} \quad (68)$$

Если $a_m \leq a_R = \chi R(1 - 0,5\chi R)$, сжатая арматура по расчету не требуется.

В зависимости от значения a_m по табл. 17 определяется χ и находится A_s

$$A_s = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n N}{\gamma_c\gamma_s R_s} \left(\frac{e}{h_o} - 1 \right) \quad (69)$$

Если $a_m > a_R$, рекомендуется увеличить высоту сечения или поставить расчетную сжатую арматуру, определяемую по формуле (65), и растянутую арматуру, определяемую по формуле (65), и растянутую арматуру, определяемую по формуле (66).

3.26. Проверка прочности прямоугольного сечения с одиночной арматурой производится в зависимости от высоты сжатой зоны χ , вычисленной по формуле (62)



$$\chi = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n N + \gamma_c \gamma_s R_s A_s}{\gamma_c \gamma_b R_b b} ,$$

следующим образом:

- 1) при $\chi \leq \chi R h_0$ - из условия

$$g_l c g_n N e \leq g_c g_b R_b b \chi (h_0 - 0,5\chi); \quad (70)$$

- 2) при $\chi > \chi R h_0$ - из условия

$$g_l c g_n N e \leq g_c g_b R_b \chi R (1 - 0,5\chi R) b h_0^2; \quad (71)$$

При невыполнении условия (68) рекомендуется увеличить сечение, повысить класс бетона или поставить сжатую арматуру в соответствии с п. 3.24.

3.27. Проверка прочности прямоугольного сечения с двойной арматурой производится в зависимости от высоты сжатой зоны, вычисляемой по формуле (55)

$$\chi = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n N + \gamma_c (\gamma_s R_s A_s - \gamma_s R_{sc} A_s')}{\gamma_c \gamma_b R_b b} ,$$

следующим образом:

- 1) при $\chi \leq \chi R h_0$ - из условия (54);

- 2) при $\chi > \chi R h_0$ - из условия (65)

$$g_l c g_n N e \leq g_c [g_b R_b \chi R (1 - 0,5\chi R) b h_0^2 + g_s R_{sc} A_s (h_0 - a\phi)];$$

или из условия

$$g_l c g_n N e \leq g_c [g_b R_b b \chi_1 (h_0 - 0,5\chi_1) b h_0^2 + g_s R_{sc} A_s \phi (h_0 - a\phi)], \quad (72)$$

где



$$x_1 = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n N + \gamma_c \left[\left(\frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} \right) \gamma_s R_s A_s - \gamma_s R_{sc} A_s' \right]}{\gamma_c \left[\gamma_b R_b b + \frac{2\gamma_s R_s A_s}{h_o(1 - \xi_R)} \right]} \quad (73)$$

При невыполнении условий (65) и (72) рекомендуется увеличить высоту сечения или повысить класс бетона.

Расчет тавровых (двутавровых) сечений

3.28. Расчет внецентренно сжатых элементов таврового (двутаврового) сечения производится в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в пределах полки (см. рис. 11, а), т. е. при соблюдении условия

$$g_l c g_n N e \leq g_c g_b R_b b f_c h_f \phi (h_o - 0,5 h_f \phi); \quad (74)$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f \phi$ в соответствии с пп. 3.22-3.27;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (см. рис. 11, б), т.е. условие (74) не соблюдается, расчет производится из условия

$$g_l c g_n N e \leq g_c [g_b R_b b x (h_o - 0,5 x) + g_b R_b (b_f \phi - b) h_f \phi (h_o - 0,5 h_f \phi) + g_s R_{sc} A_s \phi (h_o - a \phi)]. \quad (75)$$

3.29. Подбор продольной арматуры производится следующим образом.

Вычисляется высота сжатой зоны бетона при одиночной арматуре по формуле

$$x = h_o - \sqrt{h_o^2 - \frac{2\gamma_{lc}\gamma_n N e}{\gamma_c \gamma_b R_b b} + \frac{2h_f' (b_f' - b)(h_o - 0,5h_f')}{b}} \quad (76)$$

При $x \leq x_R h_o$ необходимая площадь растянутой арматуры определяется по формуле



$$A_s = \frac{\gamma_c[\gamma_b R_b b x + \gamma_b R_b h_f' (b_f' - b)] - \gamma_{lc} \gamma_n N}{\gamma_c \gamma_s R_s} \quad (77)$$

При неизвестной площади сечения сжатой арматуры допускается площадь сечения растянутой арматуры A_s рассчитывать по формуле

$$A_s = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n N e}{\gamma_c \gamma_s R_s (h_o - 0,5 h_f')}, \quad (78)$$

с последующим ее уточнением по формулам (79) и (80).

При наличии известной сжатой арматуры $A_{s\phi}$ высота сжатой зоны определяется по формуле

$$x = h_o - \sqrt{h_o^2 - \frac{2\gamma_{lc} \gamma_n N e}{\gamma_c \gamma_b R_b b} + \frac{2h_f' (b_f' - b)(h_o - 0,5h_f')}{b} + \frac{2\gamma_s R_{sc} A_s' (h_o - a')}{\gamma_c \gamma_b R_b b}}, \quad (79)$$

и при $x \leq x R h_o$

$$A_s = \frac{\gamma_c \gamma_b R_b [b x + (b_f' - b) h_f'] + \gamma_c \gamma_s R_{sc} A_s' - \gamma_{lc} \gamma_n N}{\gamma_c \gamma_s R_s} \quad (80)$$

Если высота сжатой зоны, вычисленная по формулам (76) и (79), $x > x R h_o$, рекомендуется увеличить высоту сечения, повысить класс бетона или поставить сжатую арматуру в количестве



$$A_s' = \frac{\gamma_c \gamma_n N e - \gamma_c [\gamma_b R_b \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_o^2 - \gamma_b R_b (b_f' - b) h_f' (h_o - 0,5 h_f')]}{\gamma_c \gamma_s R_{sc} (h_o - a')} \quad (81)$$

Площадь сечения A_s определяется по формуле (80) при $x = x R h_o$.

Если A_s получается отрицательной, то арматура ставится по конструктивным соображениям или уточняется из условия

$$A_s = \frac{\gamma_c \gamma_b R_b [b x + (b_f' - b) h_f'] + \gamma_c \gamma_s R_{sc} A_s' - \gamma_c \gamma_n N}{\gamma_c \gamma_s \sigma_a} \quad (82)$$

где x вычисляется по формуле (80), а s_a - по формуле (57).

Если s_a и A_s получаются отрицательными, сжатой арматуры $A_s \phi$ поставлено недостаточно и рекомендуется увеличить сечение или повысить марку бетона.

Если s_a отрицательна, а A_s положительна, арматура принимается по конструктивным соображениям.

3.30. Проверка прочности таврового (двутавового) сечения с одиночной арматурой производится:

а) при $g l c g n N + g c g s R_s A_s \leq g c g b R_b b_f \phi h_f \phi$ как для прямоугольного сечения с шириной $b = b_f \phi$ в соответствии с п. 3.26;

б) при $g l c g n N + g c g s R_s A_s > g c g b R_b b_f \phi h_f \phi$ в зависимости от высоты сжатой зоны, вычисляемой по формуле (77)

$$x = \frac{\gamma_c \gamma_n N + \gamma_c [\gamma_s R_s A_s - \gamma_b R_b (b_f' - b) h_f']}{\gamma_c \gamma_b R_b b} \quad ,$$

следующим образом:

1) при $x \leq x R h_o$ - из условия



$$glcgnNe \leq gc[gbR_bbx(h_o - 0,5x) + gbR_b(bf\phi - b)h_f\phi(h_o - 0,5h_f\phi)]; \quad (83)$$

2) при $x > xRh_o$ - из условия

$$glcgnNe \leq gc[gbR_b \times R(1 - 0,5 \times R) bh_o^2 + gbR_b(bf\phi - b)h_f\phi(h_o - 0,5h_f\phi)]. \quad (84)$$

При невыполнении условия (84) рекомендуется увеличить высоту сечения, повысить класс бетона или поставить сжатую арматуру в соответствии с п. 3.29.

3.31. Проверка прочности элементов таврового (двутавового) сечения с двойной арматурой производится:

а) при $glcgnN + gcgsR_sA_s \leq gcgsR_{cs}A_s\phi + gcgbR_bbf\phi h_f\phi$ как для прямоугольного сечения шириной $b = bf\phi$ в соответствии с п. 3.27;

б) при $glcgnN + gcgsR_sA_s > gcgsR_{cs}A_s\phi + gcgbR_bbf\phi h_f\phi$ в зависимости от высоты сжатой зоны, определяемой по формуле (80)

$$x = \frac{\gamma_k \gamma_n N + \gamma_c [\gamma_s R_s A_s - \gamma_s R_{sc} A_s' - \gamma_b R_b (b_f' - b) h_f']}{\gamma_c \gamma_b R_b b},$$

следующим образом:

1) при $x \leq xRh_o$ - из условия (75);

2) при $x > xRh_o$ - из условия (81)

$$glcgnNe \leq gc[gbR_b \times R(1 - 0,5 \times R) bh_o^2 + gbR_b(bf\phi - b)h_f\phi(h_o - 0,5h_f\phi) + gsR_{sc}A_s\phi(h_o - a\phi)],$$

или из условия

$$glcgnNe \leq gc[gbR_bbx_1(h_o - 0,5x_1) + gbR_b(bf\phi - b)h_f\phi(h_o - 0,5h_f\phi) + gsR_{sc}A_s\phi(h_o - a\phi)]; \quad (85)$$

где



$$\alpha_1 = \frac{\gamma_c \gamma_n N + \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} \gamma_c \gamma_s R_s A_s' - \gamma_c \gamma_s R_{sc} A_s' - \gamma_c \gamma_b R_b (b_f' - b) h_f'}{\gamma_c \gamma_b R_b b + \frac{2 \gamma_c \gamma_s R_s A_s'}{h_o (1 - \xi_R)}} \quad (86)$$

При невыполнении условий (81) и (85) рекомендуется увеличить высоту сечения или повысить класс бетона.

Центрально растянутые элементы

3.32 (5.17). Расчет центрально растянутых железобетонных элементов производится по формуле

$$g l c g n N \leq g c g s R_s A_s \quad (87)$$

3.33 (5.18). Расчет прочности на растяжение сталежелезобетонных оболочек круглых водоводов при действии равномерного внутреннего давления воды производится по формуле

$$g l c g n N \leq g c (g_s R_s A_s + g_s R_{si} A_{si}), \quad (88)$$

где N - усилие в оболочке от гидростатического давления с учетом гидродинамической составляющей; A_{si} и R_{si} - соответственно площадь сечения и расчетные сопротивления стальной оболочки, определяемые по [СНиП II-23-81](#) [17]. Рекомендуется принимать A_{si} минимальной по условиям транспортирования и монтажа оболочки.

Расчет сталежелезобетонных конструкций рекомендуется производить в соответствии с [18].

Внецентренно растянутые элементы

3.34 (5.19). Расчет внецентренно растянутых железобетонных элементов производится в зависимости от положения продольной силы N :

а) при малых эксцентриситетах, если сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре S и $S\phi$ (рис 13, а), по формулам



$$g l c g n N e \leq g c g s R_s A_s \phi (h_o - a \phi); \quad (89)$$

$$g l c g n N e \phi \leq g c g s R_s A_s (h_o - a \phi); \quad (90)$$

б) при больших эксцентриситетах, если сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и $S\phi$ (рис. 13, б) и $x \leq x_R$, для сечений любой симметричной формы - по формулам

$$g l c g n N e \leq g c (g_b R_b S_b + g_s R_{sc} S_s); \quad (91)$$

$$g l c g n N \leq g c (g_s R_s A_s - g_s R_{sc} A_s \phi - g_b R_b A_b), \quad (92)$$

для прямоугольных сечений - по формулам

$$g l c g n N e \leq g c [g_b R_b b x (h_o - 0,5x) + g_s R_{sc} A_s \phi (h_o - 0,5a \phi)]; \quad (93)$$

$$g l c g n N = g c (g_s R_s A_s - g_s R_{sc} A_s \phi - g_b R_b b x). \quad (94)$$

При $x > x_R$ - по тем же формулам, принимая $x = x_R h_o$.

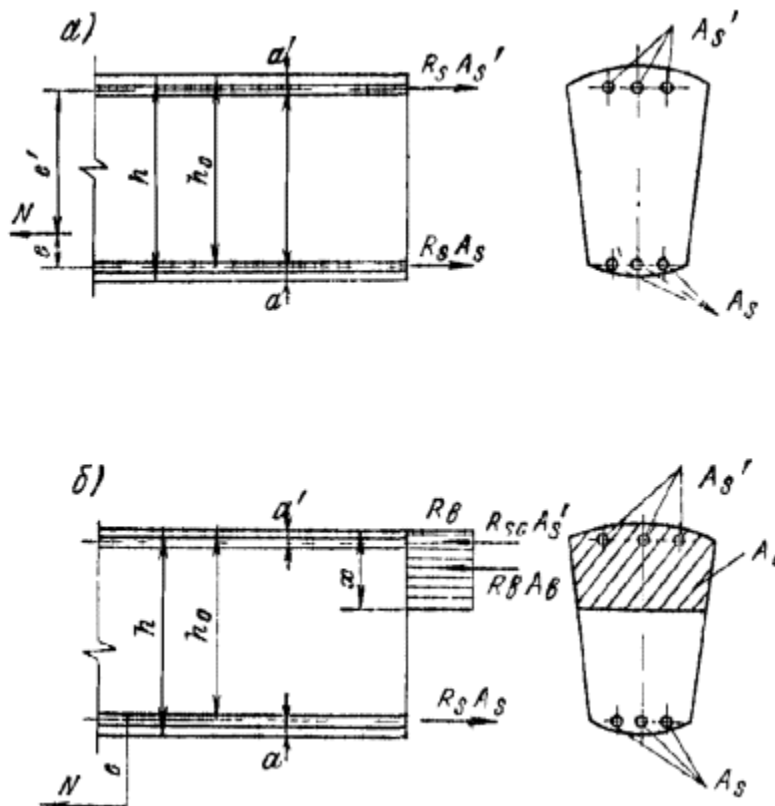


Рис. 13. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента, при расчете его на прочность

Продольная сила N приложена:

a - между равнодействующими усилий в арматуре S и $S\phi$; b - за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и $S\phi$

3.35. Количество продольной арматуры в сечениях с большими эксцентриситетами определяется следующим образом. Вычисляется высота сжатой зоны из условия (61)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\gamma_{lc}\gamma_n N e}{\gamma_c \gamma_b R_b b}},$$

где $e = e_0 - h/2 + a$.

В зависимости от значения x расчет производится:

1) если $x < 2a\phi$ и $x \notin xR$ - как для сечения с одиночной арматурой при $A_{s\phi} = 0$ по формуле

$$A_s = \frac{\gamma_c \gamma_b R_b b x + \gamma_{lc} \gamma_n N}{\gamma_c \gamma_s R_s}; \quad (95)$$

2) если $2a\phi \notin x \notin xR h_0$ - при заданной площади сечения сжатой арматуры $A_{s\phi}$ уточняется высота сжатой зоны бетона по формуле (63)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2[\gamma_{lc}\gamma_n N e - \gamma_c \gamma_s R_{sc} A'_{s\phi} (h_0 - a')]}{\gamma_c \gamma_b R_b b}}.$$



Количество растянутой продольной арматуры определяется из условия (94)

$$A_s = \frac{\gamma_c (\gamma_b R_b b x + \gamma_s R_{sc} A_s') + \gamma_{lc} \gamma_n N}{\gamma_c \gamma_s R_s}$$

Если сечение сжатой арматуры неизвестно или равно A_s (сечение с симметричной арматурой), площадь сечения продольной арматуры допускается вычислять по формуле

$$A_s = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n N (e + h_o - a')}{\gamma_c \gamma_s R_s (h_o - a')} ; \quad (96)$$

3) если $x > x_R h_o$, рекомендуется увеличить сечение, повысить класс бетона или поставить сжатую арматуру, определяемую по формуле (65).

Площадь сечения растянутой арматуры находится из условия

$$A_s = \frac{\gamma_c (\gamma_b R_b \xi_R b h_o + \gamma_s R_{sc} A_s') + \gamma_{lc} \gamma_n N}{\gamma_c \gamma_s R_s} . \quad (97)$$

3.36. Подбор площади продольной арматуры можно выполнять и по табл. 17 следующим образом.

Вычисляется значение a_m по формуле (68). Если $a_m \notin a_R$, сжатая арматура по расчету не требуется.

В зависимости от значения a_m по табл. 17 определяется и рассчитывается



$$A_s = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n N}{\gamma_c\gamma_s R_s} \left(\frac{e}{h_0} + 1 \right) \quad (98)$$

Если $a_m \notin a_R$, рекомендуется увеличить сечение или поставить сжатую арматуру, определяемую по формуле (65), и растянутую арматуру, определяемую по формуле (97).

3.37. Проверка прочности прямоугольного сечения с одиночной арматурой при большом эксцентриситете производится в зависимости от высоты сжатой зоны бетона, вычисляемой по формуле (95)

$$\chi = \frac{\gamma_c\gamma_s R_s A_s - \gamma_{lc}\gamma_n N}{\gamma_c\gamma_b R_b b} ,$$

следующим образом:

1) при $\chi < 0$ рекомендуется увеличить площадь сечения арматуры $A_s\phi$;

2) при $0 < \chi < 2a\phi$ - из условия

$$g_l c g_n N (e + h_0 - 0,5\chi) \notin g_c g_s R_s A_s (h_0 - 0,5\chi); \quad (99)$$

3) при $2a\phi \notin \chi \notin \chi R h_0$ - из условия (70);

4) при $\chi > \chi R h_0$ - из условия (71).

При невыполнении условия (71) рекомендуется увеличить высоту сечения или поставить сжатую арматуру в соответствии с п. 3.35.

3.38. Проверка прочности прямоугольного сечения с двойной арматурой при большом эксцентриситете производится в зависимости от высоты сжатой зоны бетона, вычисляемой по формуле (94)



$$A_s = \frac{\gamma_c(\gamma_s R_s A_s - \gamma_s R_{se} A_s') - \gamma_{lc} \gamma_n N}{\gamma_c \gamma_b R_b b},$$

следующим образом:

- 1) при $x < 2a\phi$ - из условия (96)

$$g_l c g_n N (e + h_o - a\phi) \leq g_c g_s R_s A_s (h_o - a\phi);$$

- 2) при $2a\phi \leq x \leq x R h_o$ - из условия (93);

- 3) при $x > x R h_o$ - из условия (65)

$$g_l c g_n N e \leq g_c [g_b R_b x R (1 - 0,5 x R) b h_o^2 + g_s R_{sc} A_s \phi (h_o - a\phi)]; \quad (93)$$

При невыполнении условия (65) рекомендуется увеличить высоту сечения.

Примеры расчета к пп. 3.21-3.38

Пример 19. Дано. Внецентренно сжатый железобетонный элемент прямоугольного сечения: $g_c = 1,0$; $h = 2$ м; $h_o = 1,85$ м; $a = a\phi = 0,15$ м; $b = 1$ м; $M = 1560$ кН×м, $N = 480$ кН; бетон класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа; $g_b = 1,1$); сооружение I класса ($g_n = 1,25$); основное сочетание нагрузок ($g_{lc} = 1,0$); гибкость $l_o/h < 10$ ($h = 1$); арматура класса А-III ($R_s = 365$ МПа, $g_s = 1,1$).

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Р а с ч е т . Находим эксцентриситет

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{1560}{480} = 3,25 \text{ м; } e = e_o h +$$

$$\frac{h}{2} - a = 3,25 \times 1 + 1 - 0,15 = 4,1 \text{ м.}$$

Вычисляем высоту сжатой зоны бетона без учета сжатой арматуры по формуле (61)



$$x = 1,85 - \sqrt{1,85^2 - \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,25 \cdot 480 \cdot 4,1}{1 \cdot 1,1 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 1}} = 0,15 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{x}{h_o} = \frac{0,15}{1,85} = 0,08 < \xi_R = 0,6 \text{ (см. табл. 16)}.$$

Так как $x = 0,15 \text{ м} < 2a\phi = 0,3 \text{ м}$, площадь сечения растянутой арматуры определяем из условия (62)

$$A_s = \frac{1 \cdot 1,1 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,15 - 1 \cdot 1,25 \cdot 480}{1 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot 10^3} = 0,001999 \text{ м}^2 = 19,99 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 $\text{Æ} 25 \text{ А-III}$ (19,6 см^2).

Пример 20. Дано. Внецентренно сжатый железобетонный элемент прямоугольного сечения: $g_c = 1,0$; $h = 2 \text{ м}$; $h_o = 1,9 \text{ м}$; $a = a\phi = 0,1 \text{ м}$; $b = 1 \text{ м}$; $M = 7042,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N = 5140,5 \text{ кН}$; бетон класса В15 ($R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $G_b = 1,1$); арматура класса А-III ($R_s = 365 \text{ МПа}$, $g_s = 1,1$); сооружение I класса ($g_n = 1,25$); Основное сочетание нагрузок ($g_{ic} = 1,0$); гибкость $l_o/h < 10$ ($h = 1$).

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Р а с ч е т . Находим эксцентриситет

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{7042,5}{5140,5} = 1,37 \text{ м}; e = e_o h +$$



$$\frac{h}{2} - a = 1,37 \times 1 +$$

$$\frac{2}{2} - 0,1 = 2,27 \text{ м.}$$

Определяем высоту сжатой зоны бетона как для сечения с одиночной арматурой из условия (61)

$$x = 1,9 - \sqrt{1,9^2 - \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,25 \cdot 5140,5 \cdot 2,27}{1 \cdot 1,1 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 1}} = 1,2 \text{ м.}$$

Так как $x = 1,2 \text{ м} > x_{Rho} = 0,6 \times 1,9 = 1,14 \text{ м}$, в соответствии с п. 3.24 рекомендуется увеличить: высоту сечения, повысить класс бетона или поставить сжатую арматуру в количестве (65)

$$A_s' = \frac{1 \cdot 1,25 \cdot 5140,5 \cdot 2,27 - 1 \cdot 1,1 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,6(1 - 0,5 \cdot 0,6) \cdot 1 \cdot 1,9^2}{1 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot 10^3(1,9 - 0,1)} = 0,00057 \text{ м}^2 = 5,7 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 А 20 (6,28 см²).

Площадь растянутой арматуры определяем из условия (66)

$$A_s = \frac{1(1,1 \cdot 8,5 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 1,9 + 1,1 \cdot 365 \cdot 0,00063) - 1 \cdot 1,25 \cdot 5140,5 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 1,1 \cdot 365} = 0,01117 \text{ м}^2 = 111,7 \text{ см}^2.$$

Принимаем 9 А 40 (113,1 см²).

Если увеличить высоту сечения до 2,1 м, то при тех же расчетных усилиях $e = 1,37 + 2,1/2 - 0,1 = 2,32 \text{ м}$;



$$x = 2 - \sqrt{2^2 - \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,25 \cdot 5140,5 \cdot 2,32}{1 \cdot 1,1 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 1}} = 1,1 \quad \text{м} < x R h_0 = 1,14 \text{ м.}$$

Сжатой арматуры $A_{s\phi}$ не требуется, площадь, растянутой арматуры (см. предыдущий пример)

$$A_s = \frac{1 \cdot 1,1 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1,1 - 1 \cdot 1,25 \cdot 5140,5}{1 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot 10^3} = 0,0096 \text{ м}^2 = 96 \text{ см}^2,$$

достаточно поставить 6 $\text{Æ} 40$ и 2 $\text{Æ} 36$ (95, 76 см^2).

Пример 21. Дано. Внецентренно сжатый железобетонный элемент прямоугольного сечения: $g_c = 1,0$; $b = 50$ см; $h = 40$ см; $a = a\phi = 4$ см; $h_0 = 36$ см; бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа, $E_b = 30 \times 10^3$ МПа, $g_b = 1,1$); $A_s = 19,64$ см^2 (4 $\text{Æ} 25$ А-III); $A_{s\phi} = 9,82$ см^2 (2 $\text{Æ} 25$ А-III); продольная сила и изгибающий момент от постоянных и длительных нагрузок $N = 160$ кН, $M = 200$ кН×м; расчетная длина $l_0 = 8$ м; сооружение III класса ($g_n = 1,15$); основное сочетание нагрузок ($g_l = 1,0$).

Требуется проверить прочность сечения.

Р а с ч е т . Определяем гибкость в плоскости действия момента

$$\frac{l_0}{h} = \frac{800}{40} = 20 > 10$$

и в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента



$$\frac{l_o}{b} = \frac{800}{50} = 16 > 10$$

Гибкость в плоскости действия момента (в плоскости, эксцентриситета продольной силы) превышает гибкость в нормальной к ней плоскости и превышает критическое значение.

Согласно п. 3.25, расчет производим с учетом прогиба элемента только в плоскости действия момента.

Для определения критической продольной силы N_{cr} вычисляем

$$\nu_{\mu} = \frac{E_s A_s + A_s'}{E_b b h_o} = \frac{200 \cdot 10^3 \cdot 19,64 + 9,82}{30 \cdot 10^3 \cdot 50 \cdot 36} = 0,1 ;$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{200}{160} = 1,25 \text{ м.}$$

Так как

$$t = \frac{e_o}{h} = \frac{125}{40} = 3,1 > t_{min} = 0,5 - 0,01$$

$$\frac{l_o}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01$$

$$\frac{800}{40} - 0,01 \times 14,5 = 0,155, \text{ принимаем } t = 3,1; M_{II} = M_I = 200 \text{ кН}\times\text{м.}$$

Тогда в формуле (60)



База нормативной документации: www.complexdoc.ru

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 0,1 \cdot 50 \cdot 40}{\left(\frac{800}{40}\right)^2} \left[\frac{\frac{0,11}{0,1+3,1} + 0,1}{3(1+1)} + 0,1 \left(\frac{36-4}{40}\right)^2 \right] = 2064 \text{ кН.}$$

Определяем коэффициент h по формуле (58)

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{160}{2064}} = 1,087$$

тогда эксцентриситет с учетом прогиба

$$e = e_0 h +$$

$$\frac{l_0}{2} - a = 1,25 \times 1,087 +$$

$$\frac{0,4}{2} - 0,04 = 1,52 \text{ м.}$$

Высоту сжатой зоны находим из условия (55)

$$x = \frac{\gamma_c \gamma_n N + \gamma_c (\gamma_s R_s A_s - \gamma_s R_{sc} A'_s)}{\gamma_c \gamma_b R_b b} =$$

$$= \frac{1 \cdot 1,15 \cdot 160 + 1(1,1 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,001964 - 1,1 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,000982)}{1 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,5} = 0,072 \text{ м.}$$

Так как $x < \chi R h_0 = 0,6 \times 0,36 = 0,22$ м, прочность сечения проверяем по формуле (54)

$$g_c g_b R_b b x (h_0 - 0,5x) + g_c g_s R_{sc} A_s \phi (h_0 - a \phi)^3 g_l c g_n N e;$$

$$1 \times 1,1 \times 14,5 \times 10^3 \times 0,5 \times 0,072 (0,36 - 0,5 \times 0,072) +$$

$$1 \times 1,1 \times 365 \times 10^3 \times 0,000982 (0,36 - 0,04)^3 1 \times 1,15 \times 160 \times 1,52;$$

312,2 кН×м > 279,7 кН×м, т.е. прочность сечения обеспечена.



Пример 22. Дано. Внецентренно сжатый железобетонный элемент прямоугольного сечения: $g_c = 1,0$; $b = 60$ см; $h = 50$ см; $a = a\phi = 4$ см; $h_o = 46$ см; бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа, $g_b = 1,1$, $E_b = 30 \times 10^3$ МПа); арматура симметричная класса А-III ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $g_s = 1,1$, $E_s = 200 \times 10^3$ МПа); продольная сила и изгибающий момент от постоянных и длительных нагрузок $N = 700$ кН, $M = 300$ кН×м; $l_o = 6$ м; сооружение III класса ($g_n = 1,15$); сочетание нагрузок основное ($g_{ic} = 1,0$),

Требуется определить площадь сечения арматуры.

Р а с ч е т . Находим гибкости:

$$\frac{l_o}{h} = \frac{600}{50} = 12 > 10 \quad \frac{l_o}{b} = \frac{600}{60} = 10.$$

Так как $l_o/h = 12 > l_o/b$ и $l_o/h > 10$, расчет производим с учетом прогиба элемента в плоскости эксцентриситета.

Для определения N_{cr} вычисляем

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{300}{700} = 0,43 \text{ м}; \quad t = \frac{e_o}{h} = \frac{0,43}{0,50} = 0,86;$$

$$t_{min} = 0,5 - 0,01$$

$$\frac{l_o}{h_o} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \frac{6}{0,5} - 0,01 \times 14,5 = 0,24.$$

Так как $t > t_{min}$, принимаем $t = 0,86$;



$$\nu = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{30000} = 6,67 ; M_{1l} = M_1 = 300 \text{ кН}\times\text{м}.$$

Поскольку площадь сечения арматуры неизвестна, в первом приближении принимаем $m = 0,01$. Тогда по формуле (60)

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 0,1 \cdot 60 \cdot 50}{\left(\frac{600}{50}\right)^2} \left[\frac{0,11}{0,1+0,86} + 6,67 \cdot 0,01 \left(\frac{46-4}{50}\right)^2 \right] = 6600 \text{ кН}\times\text{м}.$$

Определяем коэффициент h по формуле (58)

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{700}{6600}} = 1,118$$

тогда эксцентриситет с учетом прогиба

$$e = e_0 h +$$

$$\frac{l_0}{2} - a = 43 \times 1,118 +$$

$$\frac{50,4}{2} - 4 = 69 \text{ см};$$

$$e\phi = e - h_0 + a\phi = 69 - 46 + 4 = 27 \text{ см}.$$

Находим высоту сжатой зоны по формуле (61)

$$x = 46 - \sqrt{46^2 - \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 700 \cdot 69}{1 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 0,1 \cdot 60}} = 15 \text{ см};$$

$$x = 15 \text{ см} > 2a\phi = 2 \times 4 = 8 \text{ см}; x < x_{R} h_0 = 0,6 \times 46 = 27,6 \text{ см}.$$



Площадь сечения арматуры определяем по формуле (64)

$$A_s = \frac{1 \cdot 1,15 \cdot 700 \cdot 27}{1 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot 0,1(46 - 4)} = 12,9 \text{ см}^2.$$

Находим

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{12,9 + 12,9}{60 \cdot 50} = 0,009, \text{ т.е. полученное из расчета}$$

армирование почти не отличается от принятого в первом приближении при определении N_{cr} ($m = 0,01$).

Принимаем $A_s = A_s \phi = 12,56 \text{ см}^2$ (4 Æ 20 А-III).

Пример 23. Дано. Железобетонный элемент таврового сечения: $g_c = 1,0$; $b = 30 \text{ см}$; $h = 80 \text{ см}$; $b_f \phi = 150 \text{ см}$; $h_f \phi = 15 \text{ см}$; $a = a \phi = 5 \text{ см}$; $h_o = 75 \text{ см}$; класс бетона В25 ($R_b = 14,5 \text{ МПа}$, $g_b = 1,1$; $E_b = 30 \times 10^3 \text{ МПа}$); арматура класса А-III ($R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$, $E_s = 200 \times 10^3 \text{ МПа}$, $g_s = 1,1$); расчетная длина $l_o = 10 \text{ м}$; сооружение III класса ($g_n = 1,15$); основное сочетание нагрузок ($g_{ic} = 1,0$); расчетные усилия: со стороны ребра - изгибающий момент, растягивающий ребро, $M_w = 500 \text{ кН}\cdot\text{м}$, со стороны полки - изгибающий момент, растягивающий полку, от постоянных и длительных нагрузок $M_{fl} = 500 \text{ кН}\cdot\text{м}$, от кратковременных нагрузок $M_{f,sh} = 300 \text{ кН}\cdot\text{м}$; продольная сила: от постоянных и длительных нагрузок $N_{sh} = 600 \text{ кН}$, от кратковременных нагрузок $N_{sh} = 100 \text{ кН}$.

Требуется определить площади растянутой арматуры.

Расчет. Находим площадь сечения растянутой арматуры в ребре.

Сечение рассчитываем как тавровое с полкой в сжатой зоне. Проверяем условие (42).

Так как $g_c g_b b b_f \phi h_f \phi (h_o - 0,5 h_f \phi) = 1 \times 1,1 \times 1 \times 14,5 \times 0,1 \times 150 \times 15 \times (75 - 0,5 \times 15) \times 10^2 = 2425 \text{ кН}\cdot\text{м} > 1 \times 1,15 \times 550 = 632,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$, расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f \phi =$



150 см. Высоту сжатой зоны бетона определяем без учета сжатой арматуры по формуле (28)

$$x = 75 - \sqrt{75^2 - \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 55000}{1 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 0,1 - 150}} = 3,6 \text{ см};$$

Так как $x < 2a\phi = 2 \times 5 = 10$ см, площадь сечения растянутой арматуры вычисляем без учета сжатой арматуры по формуле (29)

$$A_s = \frac{1,1 \cdot 14,5 \cdot 150 \cdot 3,6}{1,1 \cdot 365} = 21,45 \text{ см}^2.$$

Принимаем в ребре $A_s = 24,13 \text{ см}^2$ (3 Æ 32 А-III).

Определяем площадь сечения растянутой арматуры в полке. Сечение рассчитываем как прямоугольное при $b = 30$ см, поскольку полка тавра находится в растянутой зоне.

Так как

$$\frac{l_e}{r} = \frac{1000}{23,9} = 41,8 > 35$$

$$\left(r = \sqrt{\frac{J}{A}} \right),$$

(см. п. 3.23), расчет производим с учетом прогиба элемента.

Для определения N_{cr} вычисляем:

$$A = 150 \times 15 + 30 \times 65 = 4200 \text{ см}^2;$$



статический момент относительно нижней грани полки

$$S = 150 \times 15 \times 7,5 + 30 \times 65 \times 47,5 = 109500 \text{ см}^3;$$

расстояние от нижней грани полки до центра тяжести сечения

$$y_1 = \frac{S}{A} = \frac{109500}{4200} = 26 \text{ см};$$

усилия от полной нагрузки (постоянной, длительной и кратковременной):

$$N = N_i + N_{sh} = 600 + 100 = 700 \text{ кН};$$

$$M = M_{f,i} + M_{f,sh} = 500 + 300 = 800 \text{ кН} \times \text{м};$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{800}{700} = 1,14 \text{ м}; \quad t = \frac{e_o}{h} = \frac{1,14}{80} = 1,43;$$

$$t_{min} = 0,5 - 0,01$$

$$\frac{l_o}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01$$

$$\frac{10}{0,8} - 0,01 \times 14,5 = 0,23.$$

Так как $t = e_o/h > t_{min}$, принимаем $t = 1,43$;

$$J = \frac{150 \cdot 15^3}{12} + 150 \cdot 15 \left(26 - \frac{15}{2} \right)^2 + \frac{30 \cdot 65^3}{12} + 30 \cdot 65 \left(80 - 26 - \frac{65}{2} \right)^2 = 2400200 \text{ см}^4.$$



Задаемся площадью сечения арматуры, расположенной со стороны растянутой грани сечения, $A_s = 20 \text{ см}^2$;

$$J_s = 24,13(80 - 26 - 5)^2 + 20(26 - 5)^2 = 66820 \text{ см}^4;$$

$$\nu = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{30000} = 6,67;$$

моменты внешних сил относительно растянутой арматуры соответственно от полной и длительных нагрузок

$$M_1 = M + N(y_1 - a) = 800 + 700(0,26 - 0,05) = 947 \text{ кН}\times\text{м};$$

$$M_{1i} = M_{f,i} + N \left(y_1 - a \right) \left[\frac{6,4 E_s}{1 + M_{1i} / M_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + i} + 0,1 \right) + 0,5 \right] = 626 \text{ кН}\times\text{м}.$$

$$\frac{6,4 \cdot 300000 \cdot 0,1}{1000^2} \left[\frac{2400200}{1 + \frac{626}{947}} \left(\frac{0,11}{0,1 + 1,43} + 0,1 \right) + 6,67 \cdot 66820 \right] =$$

$$= 13193,3 \text{ кН}.$$

Определяем коэффициент h по формуле (58)

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{700}{13193,3}} = 1,06$$

Эксцентриситет с учетом прогиба

$$e = e_0 h + y_1 - a = 114 \times 1,06 + 26 - 5 = 142 \text{ см}.$$

Высоту сжатой зоны вычисляем с учетом сжатой арматуры по формуле (63)



$$x = 75 - \sqrt{75^2 - \frac{2 \cdot [1,15 \cdot 700 \cdot 142 - 1,1 \cdot 365 \cdot 0,1(75 - 5)24,13]}{1,1 \cdot 14,5 \cdot 0,1 \cdot 30}} = 13,3 \text{ см.}$$

Так как $x < x_{Rh_0} = 0,6 \times 75 = 45$ см, площадь сечения арматуры определяем по формуле (55)

$$A_s = \frac{1,1 \cdot 14,5 \cdot 0,1 \cdot 30 \cdot 13,3 + 1,1 \cdot 365 \cdot 0,1 \cdot 24,13 - 1,15 \cdot 700}{1,1 \cdot 365 \cdot 0,1} = 19,93 \text{ см}^2.$$

Принимаем $A_s = 19,64 \text{ см}^2$ (4 Æ 25 А-III), что близко к значению ранее принятой $A_s = 20 \text{ см}^2$.

Окончательно принимаем арматуру в ребре $A_{s,w} = 24,13 \text{ см}^2$ (30 32 А-III), в полке $A_{s,f} = 19,64 \text{ см}^2$ (4 Æ 25 А-III).

Пример 24. Дано. Внецентренно растянутый железобетонный элемент прямоугольного сечения: $g_c = 1,0$; $h = 2$ м; $h_0 = 1,85$ м; $a = a_\phi = 0,15$ м; $b = 1$ м; $N = 1250$ кН, $M = 750$ кН \times м; бетон класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа, $g_b = 1,1$); арматура класса А-III ($R_s = 365$ МПа, $g_s = 1,1$); сооружение I класса ($g_n = 1,25$); основное сочетание нагрузок ($g_{ic} = 1,0$).

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Р а с ч е т . Находим эксцентриситет

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{75}{125} = 0,6 \quad 0 \text{ м} < \frac{h}{2} - a = 0,85 \text{ м,}$$

т.е. сила N приложена между центрами тяжести арматуры A_s и $A_{s\phi}$;

$$e_\phi =$$

$$\frac{h}{2} + e_o - a_\phi = 1 + 0,6 - 0,15 = 1,45 \text{ м;}$$



$$e =$$

$$\frac{h}{2} - e_o - a = 1 - 0,6 - 0,15 = 0,25 \text{ м};$$

Площади сечения растянутой арматуры определяем по формулам (89) и (90)

$$A_s' = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n N e}{\gamma_{cs} \gamma_s R_s (h_o - a')} = \frac{1 \cdot 1,25 \cdot 1250 \cdot 0,25 \cdot 10}{1 \cdot 1,1 \cdot 365 (1,85 - 0,15)} = 5,7 \text{ см}^2.$$

$$A_s = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n N e'}{\gamma_{cs} \gamma_s R_s (h_o - a')} = \frac{1 \cdot 1,25 \cdot 1250 \cdot 1,45 \cdot 10}{1 \cdot 1,1 \cdot 365 (1,85 - 0,15)} = 33,19 \text{ см}^2.$$

Принимаем $A_s = 34 \text{ см}^2$ (3,33 АЕ 36 А-III); $A_s \phi = 6,7 \text{ см}^2$ (3,33 АЕ 16 А-III).

Пример 25. Дано. Внецентренно растянутый железобетонный элемент прямоугольного сечения: $g_c = 1,0$; $h = 2,0 \text{ м}$; $h_o = 1,85 \text{ м}$; $a = a\phi = 0,15 \text{ м}$; $b = 1,0 \text{ м}$; $N = 118,8 \text{ кН}$ (с учетом противодавления), $M = 2240 \text{ кН}\cdot\text{м}$; бетон класса В15 ($R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $g_b = 1,1$); арматура класса А-II ($R_s = 280 \text{ МПа}$, $g_s = 1,1$); сооружение II класса ($g_n = 1,2$); сочетание нагрузок строительного периода ($g_{ic} = 0,95$).

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Р а с ч е т . Находим эксцентриситет

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{2240}{1188} = 1,89 \text{ м} > \frac{h}{2} - a = 0,85 \text{ м},$$



- большой эксцентриситет, сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре A_s и $A_s\phi$.

$$e =$$

$$\frac{h}{2} - e_0 + a = 1,89 -$$

$$\frac{2,0}{2} + 0,15 = 1,04 \text{ м.}$$

Определяем высоту сжатой зоны бетона из условия (61) как для сечения с одиночной арматурой:

$$x = 1,85 - \sqrt{1,85^2 - \frac{2 \cdot 0,95 \cdot 1,2 \cdot 1188 \cdot 1,04}{1 \cdot 1,1 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 1}} = 0,08 \quad \text{м} = 8 \text{ см.}$$

Так как $x = 8 \text{ см} < 2a' = 30 \text{ см} < x_{Rho} = 0,6 \times 185 = 111 \text{ см}$, необходимая площадь растянутой арматуры рассчитывается по формуле (95)

$$A_s = \frac{1 \cdot 1,1 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,08 + 0,95 \cdot 1,2 \cdot 1188}{1 \cdot 1,1 \cdot 280 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = 68,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем $A_s = 70,7 \text{ см}^2$ (2,5 АЕ 60 А-II).



Расчет на прочность сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы

*Общие положения расчета элементов постоянной
высоты*

3.39 (5.20). При расчете на действие поперечной силы должно соблюдаться условие

$$glcgnQ \leq 0,25gcgb3Rbbh_o, \quad (100)$$

где b - минимальная ширина сечения; при переменной ширине по высоте элемента в формулу (100) и все последующие допускается вводить ширину элемента на уровне середины высоты сечения (без учета полок).

При несоблюдении условия (100) рекомендуется увеличить сечение или повысить класс бетона.

3.40 (5.21). Расчет на прочность сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы допускается не производить, если соблюдаются условия:

а) для плитных конструкций, работающих пространственно, и для конструкций на упругом основании за исключением вертикальных консолей подпорных стен

$$glcgnQ \leq gcgb4Rbtbh_o, \quad (101)$$

б) для всех остальных конструкций

$$glcgnQ \leq gcgb3Q_b, \quad (102)$$

где Q_b - поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в наклонном сечении, определяемое по формуле

$$Q_b = j2Rbtbh_o tgb; \quad (103)$$

здесь

$$j2 = 0,5 + 2x. \quad (104)$$



Относительная высота сжатой зоны сечения определяется по формулам:

для изгибаемых элементов

$$\chi = mR_s/R_b; \quad (105)$$

для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых с большим эксцентриситетом

$$\xi = \mu \frac{R_s}{R_b} \pm \frac{N}{bh_o R_b}, \quad (106)$$

где знаки (+) и (-) следует принимать соответственно для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов.

Для внецентренно растянутых элементов с малым эксцентриситетом Q_b принимается равным нулю.

Угол между наклонным сечением и продольной осью элемента определяется по формуле

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{2}{1 + M/Qh_o} \quad (107)$$

и принимается не более 1,5 и не менее 0,5.

В формулах (100)-(102), (107) M и Q - соответственно изгибающий момент и поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через конец наклонного сечения в сжатой зоне.

При распределенной нагрузке концы наклонных сечений принимаются:

в заземленных элементах (при жесткой связи между элементами рам, пролетами неразрезных балок и т.п.) - в точках пересечения сжатых граней элементов с плоскостями заделок (рис. 14, а, б);



в свободно опертых балках - под центрами тяжести эпюр нагрузок на участках изменения изгибающих моментов одного знака от $M = 0$ до

$$|M| =$$

$|M_{\max}|$, но на расстоянии от опорного сечения не более $2h$, т.е. $tg b = 0,5$ (рис. [14](#), в).

При загрузении сосредоточенными силами дополнительно к указанным сечениям рекомендуется рассматривать возможность образования наклонных сечений с концом под сосредоточенной силой (рис. [14](#), а, в).

Для элементов с высотой сечения $h \geq 60$ см величина Q_b , вычисленная по формуле ([103](#)), уменьшается в 1,2 раза.

Если в элементах статически неопределимых конструкций проекция наклонного сечения s превышает длину участка эпюры изгибающих моментов от опоры до нулевой точки l_0 , то рекомендуется принимать $s = l_0$ и проверять необходимость армирования следующего наклонного сечения, начало которого совпадает с нормальным сечением, проходящим через нулевую точку эпюры моментов l_0 (рис. [14](#), а). Если армирование второго наклонного сечения не требуется, а поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через нулевую точку эпюры изгибающих моментов, превышает значение Q_b , определенное по формуле ([103](#)) при $s = l_0$, то рекомендуется увеличить длину армирования поперечной арматурой до величины, равной расстоянию от опоры до сечения, где $Q = Q_b$ при той же суммарной площади поперечной арматуры, определенной при $s = l_0$.



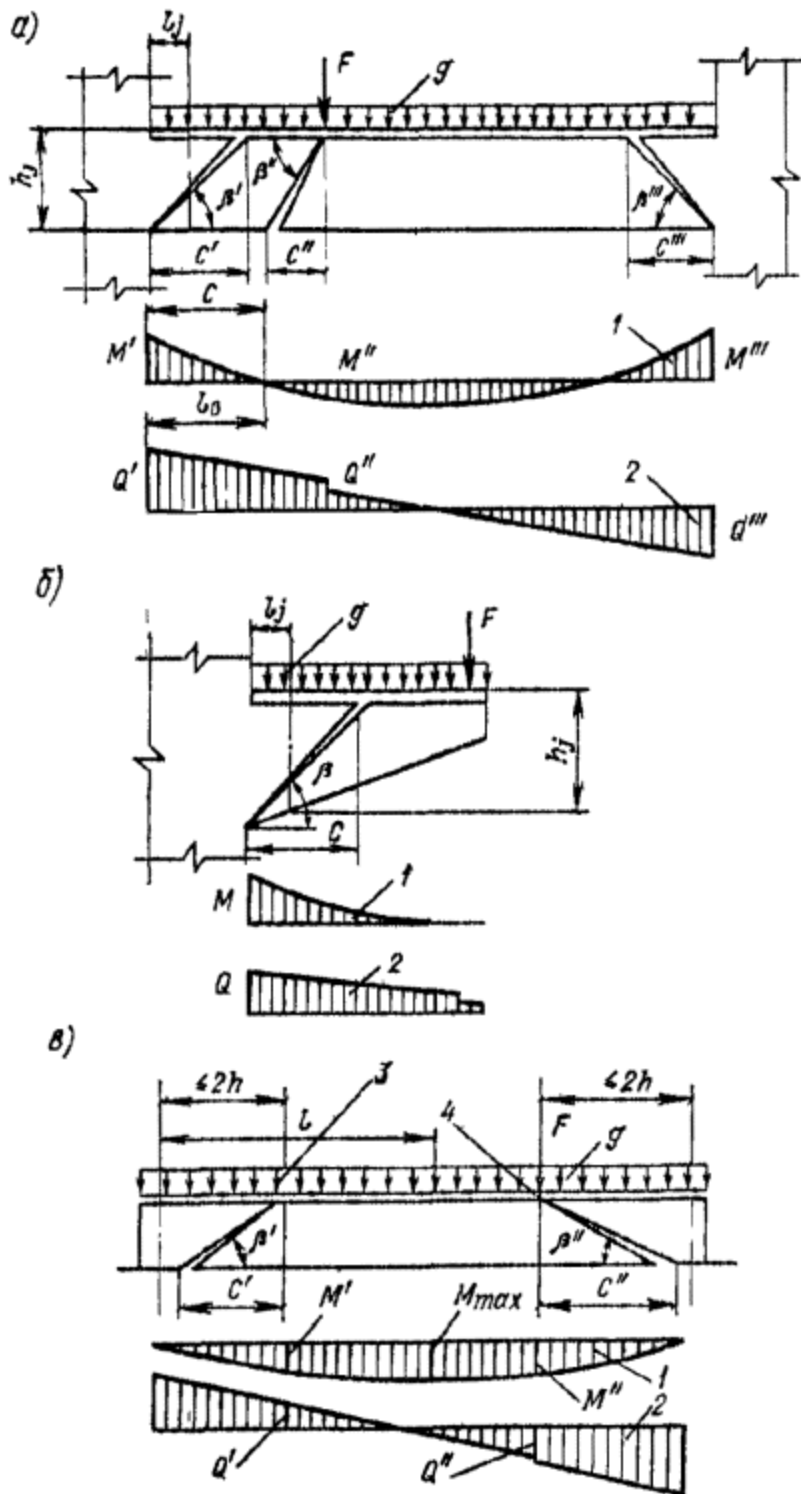


Рис. 14. Схема для определения угла наклонного сечения



a - в статически неопределимых конструкциях; *б* - в консоли; *в* - в свободно опертой балке; 1 - эпюра моментов; 2 - эпюра поперечных сил; 3 - центр тяжести площади эпюры нагрузки на длине *l* (от $M = 0$ до M_{max}); 4 - конец наклонного сечения

Таблица 18(17)

l_j/h_j	0,45 и меньше	0,55	0,65 и выше
g_j	1,0	0,9	0,8

Примечание. l_j - расстояние между сечением по шву и нормальным сечением, проходящим через конец наклонного сечения в сжатой зоне, в пределах наклонного сечения (см. рис. [14](#), а, б); h_j - высота сечения по шву.

3.41 (5.22). При наличии поперечных строительных швов в зоне действия поперечной силы в правую часть формул [\(101\)](#) и [\(102\)](#), а также к слагаемому gb/Q_b в формуле [\(108\)](#) следует вводить дополнительный коэффициент g_j , принимаемый по табл. [18](#).

3.42 (5.23). При несоблюдении условий [\(101\)](#) или [\(102\)](#) расчет поперечной арматуры в наклонных сечениях элементов постоянной высоты производится по формуле

$$g_l c g_n Q_1 \leq g_c (S_{gs} R_{sw} A_{sw} + S_{gs} R_{sw} A_{s,inc} \sin a + gb Q_b), \quad (108)$$

где Q_1 - поперечная сила, действующая в наклонном сечении, т.е. равнодействующая всех поперечных сил от внешней нагрузки, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; $S_{gs} R_{sw} A_{sw}$, $S_{gs} R_{sw} A_{s,inc} \sin a$ - суммы поперечных сил усилий, воспринимаемых соответственно хомутами и отогнутыми стержнями, пересекающими наклонное сечение; a - угол наклона отогнутых стержней к продольной оси элемента в наклонном сечении.

Поперечная сила Q_1 определяется по формуле

$$Q_1 = Q - Q_g + V \cos b, \quad (109)$$

где Q - наибольшее значение поперечной силы в пределах наклонного сечения (для первого от опоры наклонного сечения



- поперечная сила в опорном сечении); Q_g - равнодействующая внешней нагрузки, приложенной к элементу в пределах длины проекции наклонного сечения s , на продольную ось элемента; V - сила противодействия, действующая в наклонном сечении, определяемая в предположении линейного закона распределения пьезометрического давления и $a_{2b} = 1,0$.

Внешняя нагрузка учитывается полностью; если она не может быть смещена (например, гидростатическое давление) и действует в сторону элемента (рис. 15, а, в). Равномерно распределенная нагрузка от собственного веса в пределах наклонного сечения учитывается с коэффициентом 0,5.

Если внешняя нагрузка на отдельных участках пролета отсутствует (например, временная нагрузка на перекрытие), то она учитывается с коэффициентом 0,5.

Если внешняя нагрузка приложена в сторону от элемента (подвесная нагрузка - рис. 15, б), то она не учитывается, т.е. $Q_g = 0$.

3.43 (5.26). Расстояние между поперечными стержнями (хомутами), между концом предыдущего и началом последующего отгиба, а также между опорой и концом отгиба, ближайшего к опоре, должно быть не более величины s , определяемой по формуле

$$S_{\max} = \frac{\gamma_c \gamma_b \varphi_2 R_{bt} b h_c^2}{\gamma_{ic} \gamma_n Q_1} \quad (110)$$



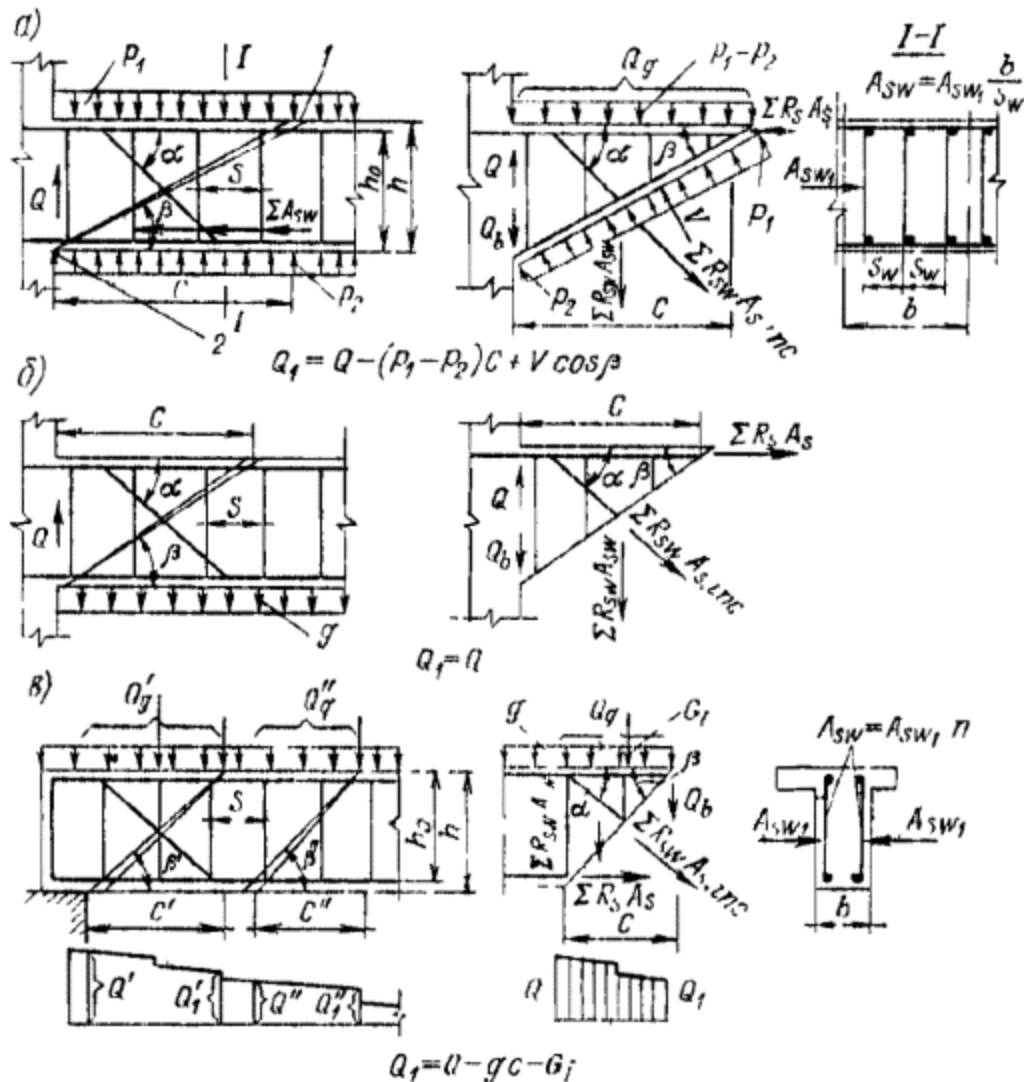


Рис. 15. Схема усилий, действующих в наклонном сечении элемента постоянной высоты с поперечной арматурой, и определение расчетного значения поперечной силы

а - в заземленной балке при действии нагрузки в сторону балки в пределах наклонного сечения; б - то же при действии нагрузки в противоположную сторону; в - в свободно опертой балке при действии нагрузки в сторону балки; 1, 2 - соответственно начало и конец наклонного сечения

3.44 (5.24). В случае, если отношение расчетной длины элемента к его высоте менее 3, расчет железобетонных элементов на действие поперечной силы следует производить по главным растягивающим напряжениям.



Расчет элементов, армированных хомутами без отогнутых стержней

3.45. Расчет изгибаемых и внецентренно сжатых элементов постоянной высоты, армированных хомутами, допускается производить из условия минимальной несущей способности невыгоднейшего наклонного сечения (рис. 16) по формуле

$$glcgnQ \leq gcQ_{swb}, \quad (111)$$

где Q - поперечная сила в нормальном сечении у опоры и в местах изменения интенсивности поперечного армирования; Q_{swb} - предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном и хомутами в невыгоднейшем наклонном сечении; вычисляется по формуле

$$Q_{swb} = 2\sqrt{\varphi_2 \gamma_s R_{st} b h_o^2} q_{sw}, \quad (112)$$

j_2 - коэффициент, определяемый по п. 3.40; q_{sw} - усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения определяемое по формуле

$$q_{sw} = \frac{\gamma_s R_{st} A_{sw}}{s}. \quad (113)$$

Длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения

$$c_o = \sqrt{\frac{\varphi_2 \gamma_s R_{st} b h_o^2}{q_{sw}}}. \quad (114)$$

Интенсивность усилий в хомутах



$$q_{sw} = \frac{(\gamma_{lc}\gamma_n Q)^2}{\gamma_{c2} 4 \varphi_2 \gamma_b R_{br} b h_o^2}, \quad (115)$$

откуда площадь сечений одной ветви хомута (поперечного стержня)

$$A_{sw1} = \frac{q_{sw} S}{\gamma_s R_{sw} n_w}, \quad (116)$$

где n_w - число ветвей хомутов в пределах расчетной ширины элемента b ; s - шаг хомутов в направлении длины (пролета) элемента (рис. 16, а, б).

При расчете плитных конструкций число ветвей хомутов на 1 м ширины $n_w = b/s_w$, где s_w - шаг хомутов в направлении ширины элемента (см. рис. 15, а).

В балках, кроме того, проверяется условие

$$q_{sw} \geq \frac{\gamma_b R_{br} b}{2}. \quad (117)$$

3.46. При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки g , приложенной к грани элемента и действующей в его сторону, в формулы (112), (114) и (115) вместо q_{sw} подставляется величина $q_{sw} + g l c g n g_1$, где g_1 определяется следующим образом:

а) если нагрузка на отдельных участках пролета отсутствует и эпюра M от принятой в расчете равномерно распределенной нагрузки g всегда огибает любую действительную эпюру M (например, нагрузка на перекрытия), то $g_1 = 0,5 g$;

б) если нагрузка фиксированная и сплошная (например, гидростатическое давление), то $g_1 = p$ без учета противодействия и $g_1 = 0,5 p$ с учетом противодействия, при этом собственный вес, входящий в нагрузку g_1 , учитывается в ней с коэффициентом 0,5;



в) в остальных случаях $g_1 = 0$ (см. рис. 15, б).

3.47. При действии фиксированной сосредоточенной силы G_i , приложенной к грани элемента в пределах невыгоднейшего наклонного сечения с длиной проекции на ось элемента c_0 и направленной в сторону элемента, допускается производить расчет из условия (111) на действие поперечной силы, равной $Q - G_i$ (см. рис. 15, в), при обязательной проверке условия

$$\gamma_{lc}\gamma_m Q \leq q_{sw} c_i + \frac{\varphi_2 \gamma_b R_{br} b h_0^2}{c_i} \quad (118)$$

3.48. При изменении интенсивности хомутов по длине элемента с q_{sw1} на q_{sw2} (например, увеличении шага хомута) участок с интенсивностью q_{sw1} принимается до сечения, в котором поперечная сила Q становится равной усилию Q_{swb2} , воспринимаемому бетоном и хомутами при интенсивности хомутов q_{sw2} (см рис. 16, а), т.е.

$$l_1 = \frac{Q - G_i - Q_{swb2}}{g} \quad (119)$$

где Q - наибольшая поперечная сила на участке l_1 (у опоры); g и G_i - равномерно распределенная и сосредоточенная нагрузки, действующие в пределах длины l_1 .



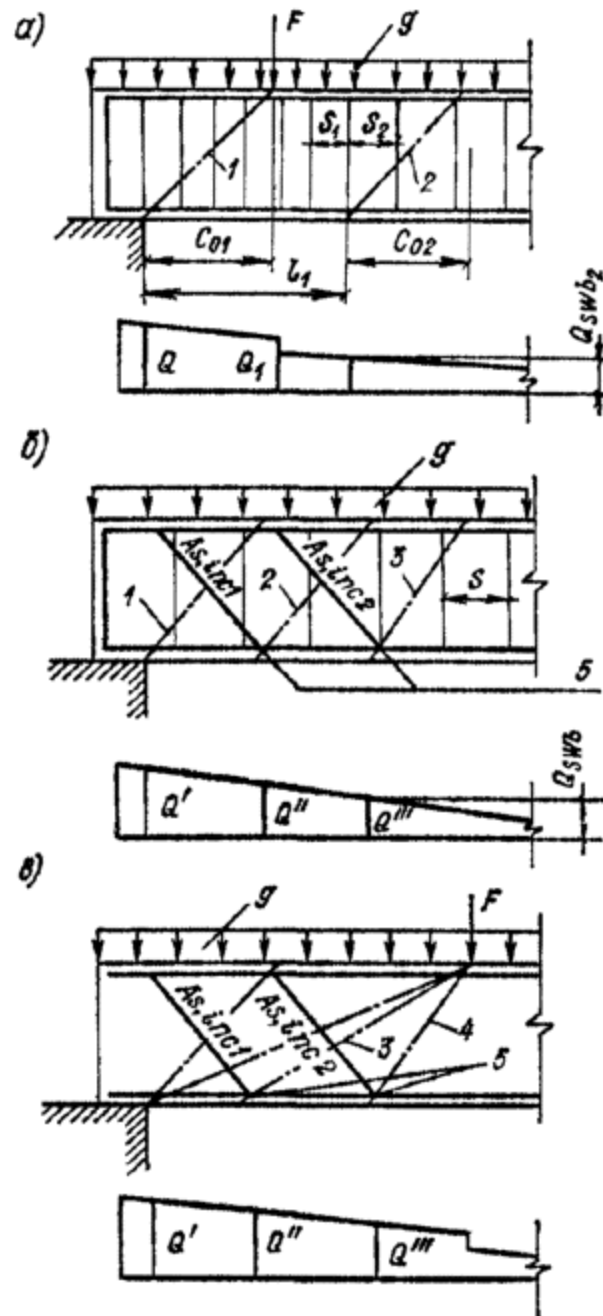


Рис. 16. Места расположения невыгоднейших сечений при расчете на поперечную силу

а - при армировании только хомутами; б - при армировании хомутами и отогнутыми стержнями, в - при армировании только отогнутыми стержнями; 1-4 - невыгоднейшие наклонные сечения; 5 - начало отгибов



Рекомендации по конструированию хомутов приведены в п. [8.98](#) настоящего Пособия.

Расчет элементов с отогнутыми стержнями

3.49. Проверка прочности на действие поперечной силы производится для невыгоднейших наклонных сечений, проходящих через грань опоры и начало отогнутых стержней (см. рис. [16](#), б, в), из условия ([108](#)) или из условия

$$\gamma_{lc}\gamma_n Q \leq \gamma_c(Q_{swb} + \gamma_s R_{sw} A_{s,ins} \sin \alpha), \quad (120)$$

где Q - поперечная сила в нормальном сечении у опоры или у начала отгиба;

$A_{s,ins}$ - площадь сечения отогнутых стержней в пределах принятого (данного) наклонного сечения; α - угол наклона плоскости отогнутых стержней к оси элемента; Q_{swb} - согласно пп. [3.45-3.47](#).

3.50. Необходимое сечение отогнутых стержней, расположенных в одной плоскости, определяется из условия

$$A_{s,ins} = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n Q - Q_{swb}}{\gamma_c \gamma_s R_{sw} \sin \alpha}, \quad (121)$$

При этом поперечная сила Q принимается равной:

а) для первой от опоры плоскости отгибов - поперечной силе у опоры;

б) для отогнутых стержней каждой из последующих плоскостей - поперечной силе у начала предыдущей (по отношению к опоре) плоскости отогнутых стержней (см. рис. [16](#), б, в).



Расположение отгибов должно удовлетворять требованиям п. [8.89](#).

3.51. В элементах с поперечной арматурой только в виде отогнутых стержней расчет по поперечной силе производится из условия ([108](#)) при $S_{gs}R_{sw}A_{sw} = 0$.

Расположение невыгоднейших сечений в элементах, армированных только отогнутыми стержнями, показано на рис. [16, в](#).

Расчет элементов переменной высоты на действие поперечной силы

3.52. Расчет элементов с переменной высотой сечения на действие поперечной силы производится по указаниям пп. [3.39-3.51](#), а также согласно следующим указаниям:

а) если одна из граней элемента горизонтальна или вертикальна, а вторая - наклонна, то ось элемента принимается соответственно горизонтальной или вертикальной. За рабочую высоту наклонного сечения принимается проекция рабочей части наклонного сечения на нормаль к оси элемента: для элементов с наклонной сжатой гранью - у конца наклонного сечения в сжатой зоне (рис. [17, а, б](#)); для элементов с наклонной растянутой гранью - у начала наклонного сечения в растянутой зоне (рис. [17, б, г](#)).

В элементах с наклонной сжатой гранью:

- в статически неопределимых конструкциях и консолях (рис. [17, а](#)) рабочая высота $h_o = h_{o1}$, где h_{o1} - рабочая высота сечения на опоре;

- в свободно опертых балках (рис. [17, в](#)) рабочая высота определяется по формуле $h_o = h_{o1} \operatorname{tg} b / (\operatorname{tg} b - \operatorname{tg} q_1)$, где b - угол между плоскостью наклонного сечения и горизонтальной (или вертикальной) плоскостью (осью элемента); q_1 - угол наклона сжатой грани к горизонтальной (или вертикальной) плоскости (оси элемента).



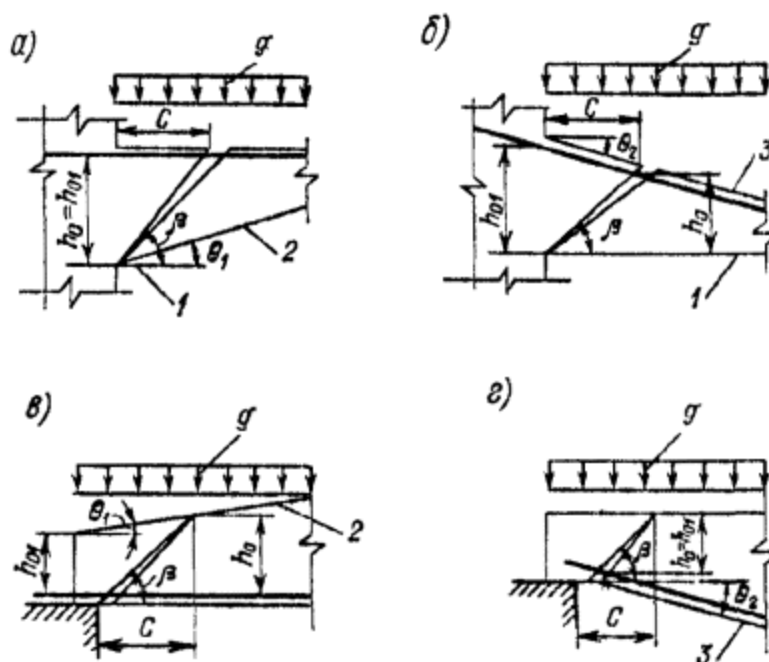


Рис. 17. Схемы к определению рабочей высоты сечения в элементах с переменной высотой

а, б - в заземленной балке и консоли соответственно с наклонной сжатой гранью и с наклонной растянутой гранью; *в, г* - в свободно опертой балке соответственно с наклонной сжатой гранью и с наклонной растянутой гранью; 1 - горизонтальная (или вертикальная) плоскость; 2 - наклонная грань сжата; 3 - наклонная грань растянута

В элементах с наклонной растянутой гранью:

- в статически неопределимых конструкциях и консолях (рис. [17, б](#)) рабочая высота сечения вычисляется по формуле $h_o = h_{o1} \operatorname{tg} b / (\operatorname{tg} b + \operatorname{tg} q_2)$, где q_2 - угол наклона растянутой грани к горизонтальной (или вертикальной) плоскости (оси элемента);

- в свободно опертых балках (рис. [17, г](#)) $h_o = h_{o1}$;

б) если обе грани элемента наклонные, то за ось элемента принимается геометрическое место точек, равноудаленных от граней элемента. За рабочую высоту сечения h_o принимается проекция рабочей части наклонного сечения на нормаль к оси элемента.



Примечание. Длина проекции наклонного сечения на ось элемента во всех случаях равна $c = h_0 / \operatorname{tg} b$.

3.53. Для элементов переменной высоты с наклонной растянутой гранью (рис. 18) в правую часть формулы (108) вводится дополнительное поперечное усилие Q_s , равное проекции усилия в продольной арматуре, расположенной у наклонной грани, на нормаль к оси элемента, определяемое:

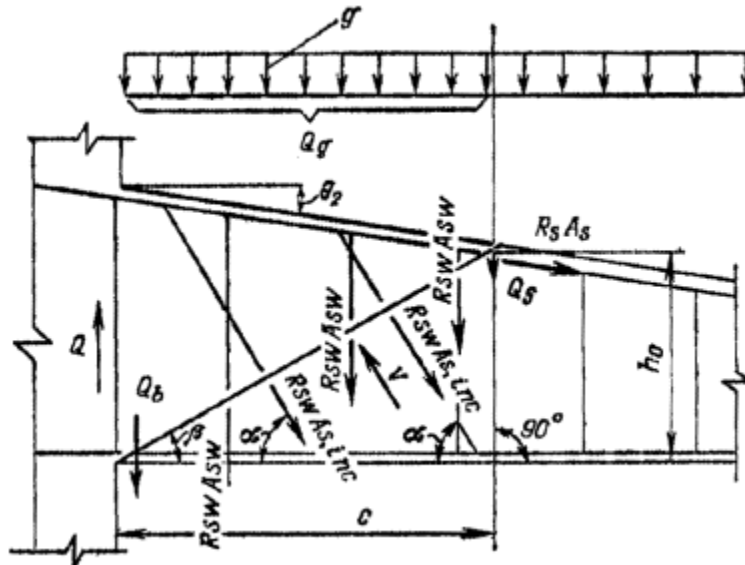


Рис. 18. Схема усилий, действующих в наклонном сечении элемента переменной высоты с наклонной растянутой гранью, при расчете его на прочность на действие поперечной силы

- для статически неопределимых конструкций и консолей по формуле

$$Q_s = M \operatorname{tg} \alpha_2 / z, \quad (122)$$

где M - изгибающий момент в нормальном сечении элемента, проходящем через начало наклонного сечения в растянутой зоне; z - расстояние от равнодействующей усилий в арматуре A_s для равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона в том же нормальном сечении, определяемое из расчета прочности этого сечения; α_2 - угол наклона арматуры A_s к оси элемента;

- для шарнирно опертых балок допускается принимать $Q_s = 0$.



3.54. Допускается расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы производить по методике, применяемой для всего диапазона изменения отношений расчетной длины элемента к его высоте и учитывающей одно- и двузначную эпюру изгибающих моментов в зоне действия поперечных сил.

Поперечное усилие Q_b в условии (102) допускается определять из условий:

$$Q_{b1} = \frac{0,6\varphi_s\gamma_j(1+\varphi_n)R_{bt}bh_o^2}{c}, \quad (123)$$

но не более $js\gamma_j(1+jn)R_{bt}bh_o$;

$$Q_{b2} = \frac{0,8\varphi_s\gamma_j(1+\varphi_n)R_{bt}bh_o}{1+M_j/Qh_o}. \quad (124)$$

Значения Q_{b1} и Q_{b2} для элементов с высотой $h \geq 60$ см уменьшаются 1,2 раза.

Коэффициент js , учитывающий влияние продольной арматуры, находится по формуле

$$\varphi_s = 1 + 50 \frac{A_s}{bh_o}, \quad (125)$$

но не более 2,0.

Коэффициент gj - см. п. 3.41 настоящего Пособия.

Коэффициент jn , учитывающий влияние продольных сил,

(с учетом силы противодействия) вычисляется по формулам:



- при действии продольных сжимающих сил

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} b h_o}, \quad (126)$$

но не более 0,5;

- при действии продольных растягивающих сил

$$\varphi_n = -0,2 \frac{N}{R_{bt} b h_o}, \quad (127)$$

но не более 0,8 по абсолютной величине.

В формуле (124) M и Q - соответственно изгибающий момент и продольная сила в нормальном сечении, проходящем через конец наклонного сечения в сжатой зоне.

Для конкретных случаев загрузки и опирания элемента значения M и Q определяются в соответствии с п. 3.40.

В общем случае расчета элемента рекомендуется задаваться рядом значений s (длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента), определять Q_{b1} по формуле (123) и проверять условие (102).

При действии на элемент сосредоточенных сил значения s принимаются равными расстояниям от опоры до точки приложения этих сил.

При действии на элемент распределенной нагрузки длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента s (отсчитывая от опоры) рассчитывается по формуле



$$c = \sqrt{\frac{0,6\varphi_j\gamma_j(1+\varphi_n)R_{bt}bh_o^2}{g_1}}, \quad (128)$$

где g_1 - равнодействующая распределенной нагрузки на 1 м ширины, определяемая с учетом указаний пп. [3.42](#) и [3.46](#).

Если условие [\(102\)](#) при подстановке в правую часть $Q_b = Q_{b1}$ не удовлетворяется, рекомендуется задаться рядом наклонных сечений, для которых найти значения Q_{b2} (124), M , Q и проверить условие [\(102\)](#).

Расчет поперечной арматуры не производится, если условие [\(102\)](#) соблюдается при подстановке в его правую часть одного из поперечных усилий Q_{b1} или Q_{b2} .

Если условие [\(102\)](#) с учетом поперечных усилий, Q_{b1} и Q_{b2} не выполняется, расчет элементов, армированных хомутами, допускается производить по наиболее опасному наклонному сечению из условий:

$$glcgnQ \leq gc(gb3Q_{b1} + Q_{sw}); \quad (129)$$

$$glcgnQ \leq gc(gb3Q_{b2} + Q_{sw}), \quad (130)$$

где поперечное усилие $Q_{sw} = q_{sw}c_o$.

Проекция наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента c_o определяется по формуле

$$c_o = \sqrt{\frac{0,6\varphi_j\gamma_j(1+\varphi_n)R_{bt}bh_o^2}{q_{sw}}}. \quad (131)$$

При расчете элементов принимается наименьшее количество хомутов, полученных из условий [\(129\)](#), [\(130\)](#).

Расчет на прочность балочных элементов в зонах конструктивного армирования при наличии в них продольных строительных швов

3.55. В балочных элементах с продольными строительными швами рекомендуется назначать, а в зонах конструктивного



армирования (пп. [8.97](#), [8.98](#)) - уточнять количество поперечной арматуры в соответствии с п. 3.56 [[19](#)].

3.56.

а) Проверка прочности зон конструктивного армирования производится из условия

$$s^M_y + s^Q_y, \quad (132)$$

где s^M_y и s^Q_y - вторичные нормальные поперечные (перпендикулярные продольной оси балки) растягивающие напряжения соответственно от действия изгибающего момента и поперечной силы (рис. [19](#)).

Значения вторичных нормальных поперечных растягивающих напряжений (от действия изгибающего момента и поперечной силы) находятся из зависимостей:

$$\sigma_y^M = K_L \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{b h_o x}; \quad (133)$$

$$\sigma_y^Q = 0,85 K_t \frac{\gamma_{lc} \gamma_n Q}{b x}, \quad (134)$$

где x - высота сжатой зоны, определяемая в соответствии с п. [6.8](#).

Коэффициенты K_L и K_t , являющиеся функциями влияния параметров балки на напряженное состояние, вычисляются по формулам:

$$K_L = \frac{K}{0,33K^2 + 5,2}; \quad (135)$$



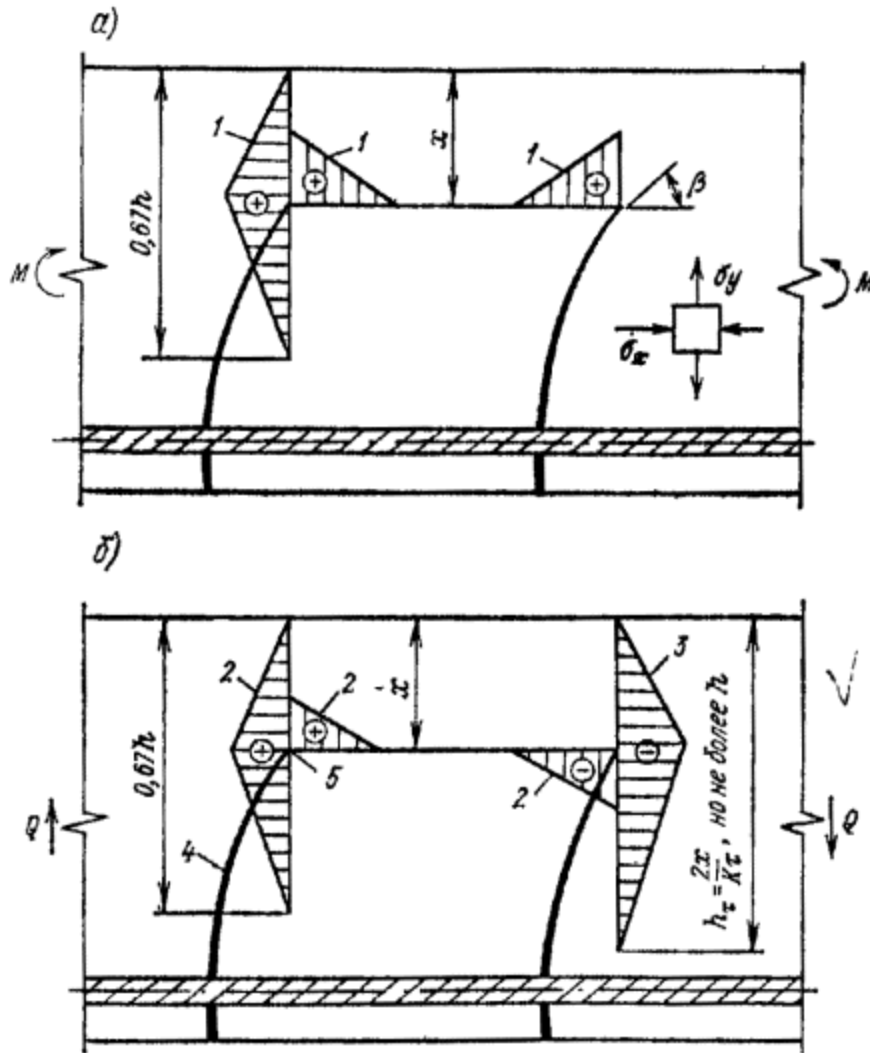


Рис. 19. Характер распределения вторичных трещин от действия изгибающего момента (а) и поперечной силы (б)

1 - нормальные напряжения s^M_y ; 2 - нормальные напряжения s^Q_y ;
 3 - касательные напряжения t_{xy} ; 4 - магистральная трещина; 5 -
 вершина трещины

$$K = \frac{0,7(4 - 100\mu)\sqrt{d}}{100[} ; \quad (136)$$



$$K_r = 1 - \left(1 - 1,5 \frac{x}{h}\right) \frac{\beta}{45^\circ}; \quad (137)$$

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{4}{1,7 + K_r M / Q h_o}, \quad (138)$$

где m - коэффициент армирования сечения; d - средний диаметр стержней продольной арматуры, мм; b - угол наклона трещины к продольной оси балки на границе сжатой зоны, град; x в формуле (136), м.

Если условие прочности (132) не выполняется, площадь сечения поперечной арматуры на 1 м длины пролета определяется по формулам:

при кратковременном действии нагрузки

$$A_{sw} = \frac{2500b(\sigma_y^M + \sigma_y^Q)}{\gamma_s R_{sw}} \left[1 - \frac{\gamma_{b4} R_{bt}}{\sigma_y^M + \sigma_y^Q} \right]^2; \quad (139)$$

при длительном действии нагрузки

$$A_{sw} = \frac{2500b(\sigma_y^M + \sigma_y^Q)}{\gamma_s R_{sw}} \left[1 - \frac{(\gamma_{b4} R_{bt})^2}{(\sigma_y^M + \sigma_y^Q)} \right]; \quad (140)$$

Для свободно опертых балок первое расчетное поперечное сечение рекомендуется принимать на расстоянии, равном $1,25h$ - $1,5x$ от опоры; для жестко защемленных балок - на расстоянии, равном $2x$ от заделки. Следующие сечения рекомендуется располагать с шагом $0,5h$.



б) Проверка прочности балок с продольными строительными швами производится из условия

$$s^M_{yj} = s^Q_{yj} \leq gb_4 R^j_{bt}, \quad (141)$$

где s^M_{yj} и s^Q_{yj} - вторичные нормальные поперечные растягивающие напряжения от действия соответственно изгибающего момента и поперечной силы на уровне продольного шва, которые определяются по линейной интерполяции, исходя из характера распределения в поперечных сечениях балки проходящих через вершины трещин (см. рис. 19); R^j_{bt} - определяется графическим путем по критерию прочности швов-контактов для случаев плоского напряженного состояния с учетом касательных напряжений t^j_{xy} на уровне строительного шва.

Значения вторичных касательных напряжений от действия поперечной силы рассчитываются по формуле

$$\tau_{xy} = K_{\tau} \frac{\gamma_{ic} \gamma_n Q}{b x}. \quad (142)$$

Для определения величины R^j_{bt} на график (рис. 20) наносится точка А с координатами, равными относительным значениям нормальных растягивающих и касательных напряжений, вычисленных на уровне продольного шва:

$$\frac{\sigma^M_{yj} + \sigma^Q_{yj}}{R_{bn}} \quad \text{и}$$

$$\frac{\tau^j_{xy}}{R_{bn}}.$$



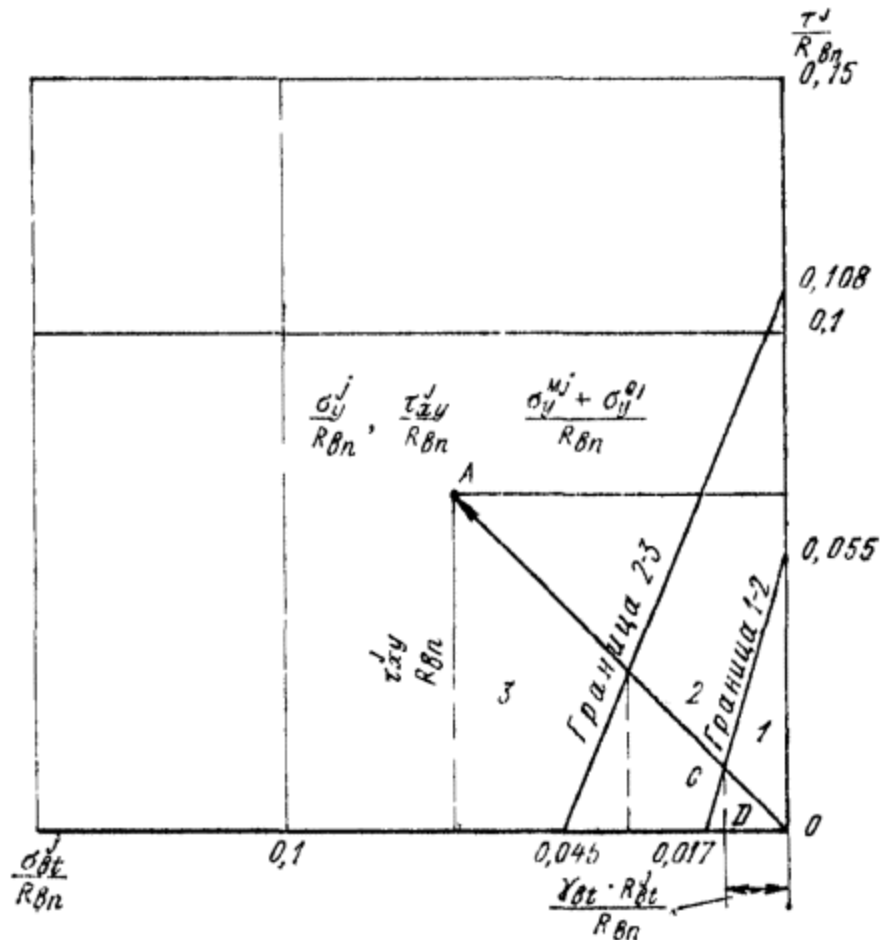


Рис. 20. Критерий прочности швов-контактов при плоском напряженном состоянии на уровне продольного шва

1-3 - зоны; 1 - допускается шов не обрабатывать; 2 - требуется обработка шва в виде устройства штраб или снятия цементной пленки; 3 - требуется установка поперечной арматуры

Устанавливается, какой зоне графика принадлежит полученная точка A и какие при этом требуются мероприятия по усилению шва. В зоне 3 графика требуется производить расчёт поперечной арматуры. Расчетная точка A соединяется прямой линией OA с началом координат O, и ее отрезок OC, заключенный между началом координат и границей зон 1 и 2 (или зон 2 и 3 при обработанном шве), проектируется на продольную ось s_{bt}^j/R_{bn} графика. Длина проекции OD соответствует относительному расчетному значению прочности шва на растяжение при плоском напряженном состоянии $g_{bt}R_{bt}^j/R_{bn}$, откуда находится R_{bt}^j . Здесь g_{bt} - коэффициент надежности по бетону при растяжении, равный 1,5.



Расчет прочности по вторичным напряжениям на уровне продольного шва не производится в тех случаях, когда шов располагается на расстоянии от сжатой грани балки, превышающем величину $0,67h$.

Если условие прочности (141) не выполняется, площадь сечения поперечной арматуры на 1 м длины пролета находится по формуле

$$A'_{sw} = \frac{2500b(\sigma_y^M j + \sigma_y^Q j)}{\gamma_s R_{yw}} \left[1 - \frac{(\gamma_{b4} R_{bt}^j)^2}{(\sigma_y^M j + \sigma_y^Q j)^2} \right] \quad (143)$$

Кроме того, для балок с продольным швом проводится проверка прочности по вторичным напряжениям на уровне нейтральной оси по формуле (132).

При наличии поперечного блочного шва в зоне конструктивного поперечного армирования угол наклона трещины β и, соответственно, коэффициент влияния угла наклона K_t определяются из зависимостей:

$$\operatorname{tg} \beta_j = \frac{4}{1,7 + K_t M / Q h_o}; \quad (144)$$

$$K_t = 1,5 \frac{x}{h} + \left(2 + 1,5 \frac{x}{h} \right) \frac{\beta - 45^\circ}{45^\circ}. \quad (145)$$

Площадь сечения поперечной арматуры назначается по наибольшему из значений, полученных из всех видов расчетов, выполненных в данном расчетном сечении по формулам (108), (139), (140), (143).



Расчетные зависимости применимы как для расчетов изгибаемых балок, так и внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов для случаев больших эксцентриситетов.

Расчет коротких консолей, не лежащих на упругом основании

3.57 (5.28). Расчет железобетонных коротких консолей ($l_c \leq 0,9h_0$) (рис. 21), не лежащих на упругом основании, на действие поперечной силы производится из условия

$$q l_c \leq 0,8 \beta_3 R_{bt} b l_{sup} \sin^2 \alpha$$

$$1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \mu_{w1}), \quad (146)$$

в котором правая часть принимается не более $3,5 \beta_3 R_{bt} b h_0$, где l_{sup} - длина площадки передачи нагрузки. При опирании конструкции вдоль вылета консоли l_{sup} зависит от схемы опирания конструкции на консоль (рис. 22); α - угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали $\sin^2 \alpha = h_0^2 / (h_0^2 + l_1^2)$; $\mu_{w1} = A_{sw} / b s_w$ - коэффициент армирования хомутами, расположенными по высоте консоли; здесь A_{sw} - площадь сечения хомутов в одной горизонтальной (наклонной) плоскости; s_w - расстояние между хомутами по нормали к ним. В расчете учитываются хомуты горизонтальные и наклонные под углом не более 45° к горизонтали. Рекомендации по поперечному армированию коротких консолей приведены в п. 8.99 настоящего Пособия.



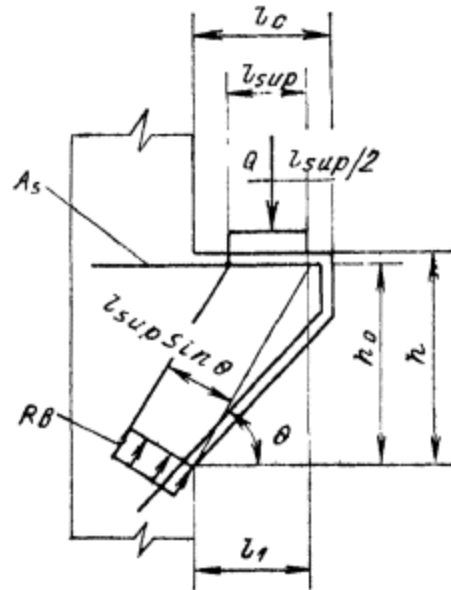


Рис. 21. Схема для расчета коротких консолей

При шарнирном опирании конструкции, идущей вдоль вылета консоли, на консоль при отсутствии специальных выступающих закладных деталей, фиксирующих площадку опирания, значение l_{sup} принимается равным $2/3$ фактической длины опирания $l_{sup,f}$ (рис. 22, а).

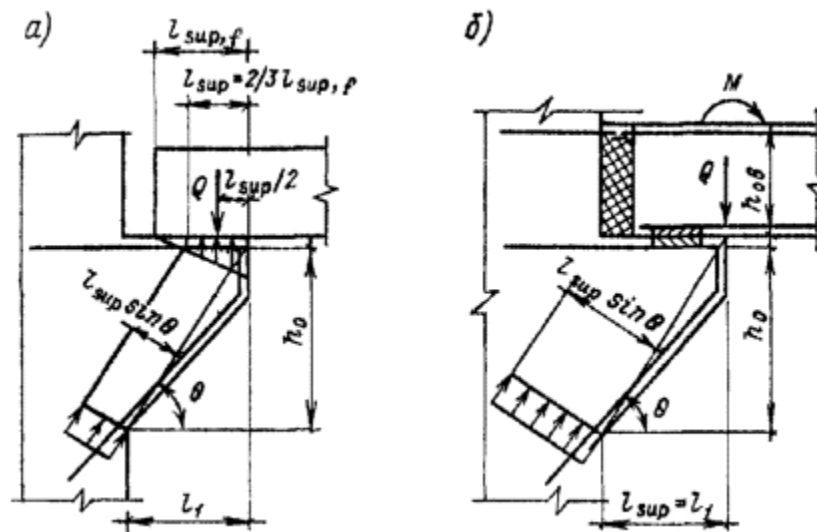


Рис. 22. Схема для определения величины l_{sup}

а - при шарнирном опирании конструкции, идущей вдоль вылета консоли; б - в рамном узле



Для коротких консолей, входящих в жесткий узел рамной конструкции с замоноличиванием стыка (рис. 22, б), l_{sup} равно вылету консоли, при этом должно выполняться условие $M/Q \leq 0,3$ (M и Q соответственно момент, растягивающий верхнюю грань ригеля, и поперечная сила в нормальном сечении ригеля по краю консоли). В этом случае правая часть условия (146) должна быть не более $5g_b3R_{bt}bh_o$.

Напряжения сжатия в местах передачи нагрузки на консоль не должны превышать расчетное сопротивление бетона смятию $R_{b,loc}$ (см. п. 3.61).

Количество продольной арматуры консоли при шарнирном опирании определяется из условия

$$g_l c g_n Q \frac{l_1}{h_o} \leq g_s R_s A_s, \quad (147)$$

Арматура должна быть доведена до свободного конца консоли и заанкерена.

При жестком соединении ригеля и колонны с замоноличиванием стыка и приваркой нижней арматуры ригеля к арматуре консоли через закладную деталь продольная арматура консоли проверяется из условия

$$g_l c g_n Q \left(\frac{l_1}{h_o} - N_s \right) \leq g_s R_s A_s,$$

$$\frac{l_1}{h_o} - N_s \leq g_s R_s A_s, \quad (148)$$

где l_1 и h_o - соответственно вылет и рабочая высота консоли; N_s - горизонтальное усилие, действующее на верх консоли от ригеля, равное

$$N_s = \frac{M + Q \frac{l_{sup}}{2}}{h_{ob}}, \quad (149)$$

здесь M и Q (как и в выражении (132)) - момент и поперечная сила в нормальном сечении ригеля по краю консоли. Если момент растягивает нижнее волокно ригеля, то в условии (133) он



принимается со знаком «минус»; $h_{об}$ - рабочая высота ригеля (рис. 22, б).

Выражение (149) не должно превышать величины $1,4K_f l_w R_{wf} + 0,3Q$, где K_f и l_w - высота и длина углового шва приварки нижней арматуры ригеля к продольной арматуре консоли; R_{wf} - расчетное сопротивление угловых швов срезу (при Э42 $R_{wf} = 180$ МПа); 0,3 - коэффициент трения стали по стали.

3.58. Напряженное состояние коротких консолей большого размера (например, консоли бычков) и зону заделки арматуры рекомендуется определять численными методами, например методом конечных элементов (МКЭ).

Так как максимальные главные растягивающие напряжения в коротких консолях практически горизонтальные, то армирование коротких консолей рекомендуется в виде горизонтальных стержней по боковым и верхней граням консоли.

Площадь сечения горизонтальной арматуры допускается вычислять по формуле

$$g l c g n S b D h$$

$$\bar{\sigma}_{mt} \leq g_s R_s A_s, \quad (150)$$

но не менее конструктивного армирования по п. 8.99; здесь b - ширина консоли; Dh - расстояние по вертикали между узлами сетки при расчете методом конечных элементов; $\bar{\sigma}_{mt}$ - среднее значение главных растягивающих напряжений на заданном отрезке вертикального сечения.

Расчет на прочность сечений, наклонных к продольной оси элемента, при действии изгибающего момента

3.59 (5.29). Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента производится для сечений, проверяемых на прочность при действии поперечных сил, а также для сечений, проходящих через точки изменения площади продольной арматуры (точки теоретического обрыва арматуры или



изменения ее диаметра), и в местах резкого изменения поперечного сечения элемента по формуле

$$glcgnM \leq gcgs (R_s A_s z + SR_{sw} A_{s,inc} z_{s,inc} + SR_{sw} A_{sw} z_{sw}), \quad (151)$$

где M - момент от всех внешних сил (с учетом противодействия), расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне $N_b = R_b A_b + R_{sc} A_s \phi$ и перпендикулярной плоскости действия момента; $R_s A_s z$, $SR_{sw} A_{s,inc} z_{s,inc}$, $SR_{sw} A_{sw} z_{sw}$ - суммы моментов относительно той же оси соответственно от усилий в продольной арматуре, в отогнутых стержнях и хомутах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения; z , $z_{s,inc}$, z_{sw} - плечи усилий в продольной арматуре, в отогнутых стержнях и хомутах относительно той же оси (рис. 23).

Если наклонное сечение расположено в зоне изменения знака изгибающего момента, проверку на изгиб следует производить относительно точек пересечения наклонного сечения с продольной арматурой, расположенной у обеих граней. При этом принимается $Q_b = 0$.

Высоту сжатой зоны в наклонном сечении допускается определять из расчета прочности сечения, нормального к продольной оси элемента в соответствии с пп. 3.13-3.38.

3.60 (5.30). Элементы с постоянной или плавно изменяющейся высотой сечения допускается не рассчитывать на прочность наклонного сечения на действие изгибающего момента в одном из следующих случаев:

а) если вся продольная арматура доводится до опоры или до конца элемента и имеет достаточную анкеровку;

б) если продольные растянутые стержни, обрываемые по длине элемента, заводятся за нормальные сечения, в которых они не требуются по расчету, на расстояние l_d и более, определяемое по формуле



$$l_d = \frac{\gamma_c \gamma_n Q - 0,75 \gamma_c \gamma_s R_{sw} A_{s,inc} \sin \alpha}{1,5 q_{sw}} + 5d \quad , \quad (152)$$

где Q - поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва стержня; $A_{s,inc}$, a - соответственно площадь и угол наклона отогнутых стержней, расположенных в пределах участка длиной l_d ; q_{sw} - усилие в хомутах на единицу длины элемента на участке длиной l_d , вычисляется по формуле

$$q_{sw} = \frac{\gamma_s R_{sw} A_{sw}}{s} \quad ; \quad (153)$$

d - диаметр обрываемого стержня, см;



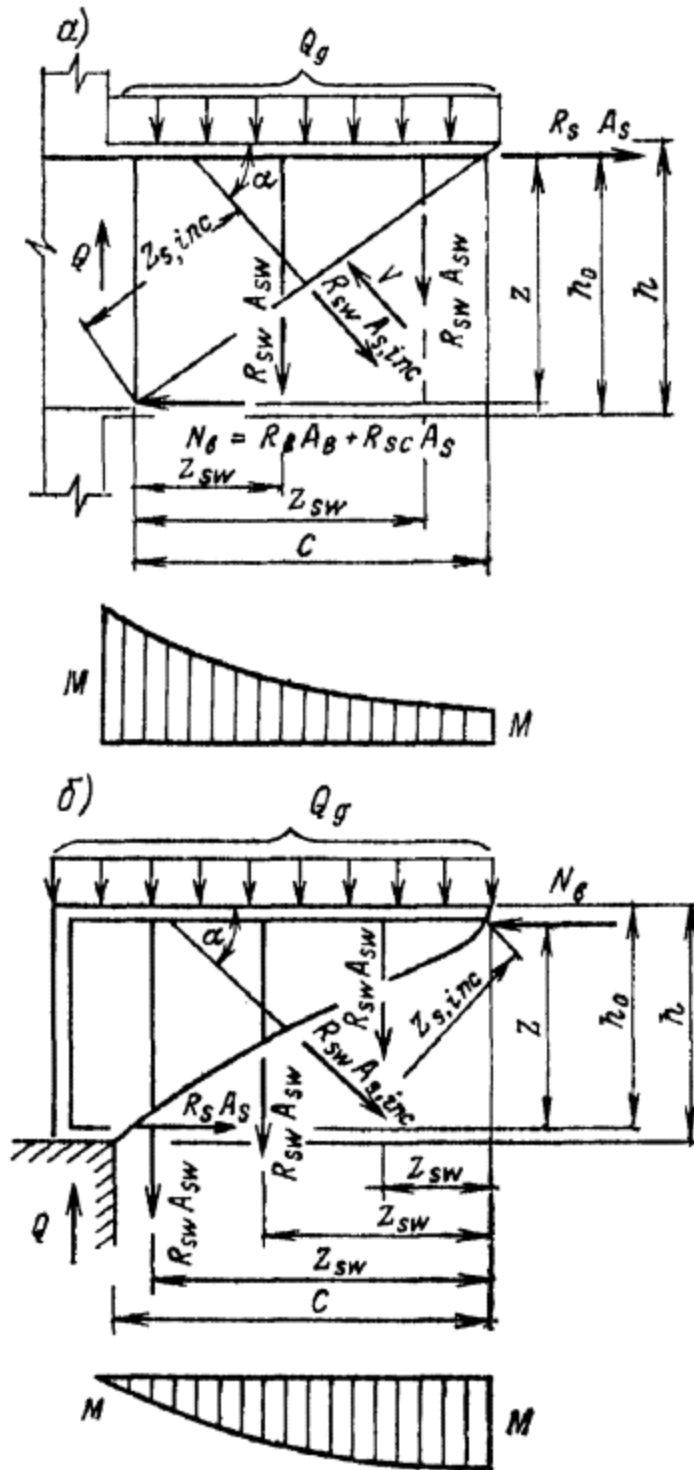


Рис. 23. Схема усилий, действующих в наклонном сечении, при расчете на прочность на изгибающий момент

a - в заземленной балке; *б* - в свободно опертой балке



в) в плитных конструкциях, работающих пространственно;

г) в конструкциях на упругом основании за исключением подпорных стен;

д) если выполняется условие

$$glcgnQ < 0,25gcgb4R_{bt,ser}bh_o. \quad (154)$$

Примеры расчета к пп. [3.39-3.60](#)

Пример 26. Дано. Железобетонный изгибаемый элемент прямоугольного сечения фундаментной плиты здания ГЭС (рис. [24](#)): $g_c = 1,0$; $h = 4$ м; $h_o = 3,85$ м; $a = a\phi = 0,15$ м; $b = 1$ м; реакция грунта основания $q = 320$ кН/м²; силовое воздействие фильтрующей воды $p = 240$ кН/м²; собственный вес плиты $q_g = 100$ кН/м²; расчетные усилия у опоры $M = 8930$ кН×м; $Q = 3960$ кН; бетон класса В 15 ($R_b = 8,5$ МПа; $R_{bt} = 0,75$ МПа; $gb_3 = 1,1$, $gb_4 = 0,9$); арматура продольная класса А-III ($R_s = 365$ МПа, $g_s = 1,1$): $A_s\phi = 37,7$ см²; $A_s = 75,4$ см²; арматура поперечная класса А-II ($R_s = 280$ МПа, $R_{sw} = 225$ МПа, $g_s = 1,1$); сооружение I класса ($gn = 1,25$); сочетание нагрузок основное ($glc = 1,0$).

Требуется определить площадь сечения поперечной арматуры.

Р а с ч е т . Проверяем условие ([100](#)). Так как $1 \times 1,25 \times 3960 = 4950 < 0,25 \times 1 \times 1,1 \times 8,5 \times 10^3 \times 1 \times 3,85 = 8999$ кН, сечение достаточно. Проверяем условие ([101](#)). Так как $1 \times 1,25 \times 3960 = 4950$ кН $> 1 \times 0,9 \times 0,75 \times 10^3 \times 3,85 = 2599$ кН, необходимо произвести расчет поперечного армирования.

Определяем проекцию длины наклонного сечения на ось элемента $c = h_o / tg \beta = 3,85 / 1,26 = 3,1$ м $< 3,4$ м = l_o , где по формуле ([107](#))

$$tg\beta = \frac{2}{1 + \frac{8930}{3960 \cdot 3,85}} = 1,26 < 1,5.$$

Находим поперечную силу, действующую на наклонном сечении, по формуле ([109](#))

$$Q_1 = Q - Q_g + V \cos \beta,$$

где $Q_g = (q + p - 0,5q_g)bc = (320 + 240 - 0,5 \times 100) \times 1 \times 3,1 = 1581$ кН.



В соответствии с п. 3.42 Пособия V определяется в предположении линейного закона распределения пьезометрического давления в пределах наклонного сечения и $a_2b = 1$, т.е. $V \cos b = 0,5pb \cos \beta$; $V \cos b = 0,5pb \cos \beta = 0,5 \times 240 \times 1 \times 3,1 = 372$ кН; $Q_1 = 3960 - 1581 + 372 = 2751$ кН; $g_l c g_n Q_1 = 1 \times 1,25 \times 2751 = 3440$ кН.

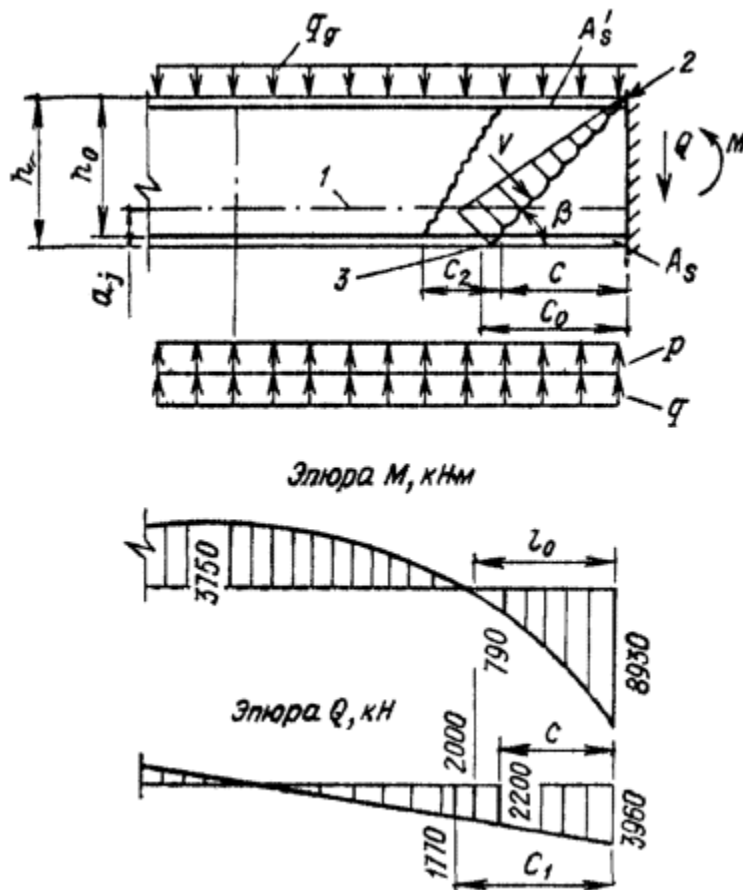


Рис. 24. К примеру расчета 26

1 - блочный шов; 2, 3 - соответственно конец и начало наклонного сечения

Поперечная сила Q_b , воспринимаемая бетоном, вычисляется по формуле (103)



$$Q_b = \frac{\varphi_2 R_b b h_o \text{tg} \beta}{1,2}$$

В знаменатель вводится коэффициент 1,2, так как $h > 60$ см. По формулам (104) и (105)

$$\varphi_2 = 0,5 + 2 \frac{A_s}{b h_o} \cdot \frac{R_s}{R_b} = 0,5 + 2 \cdot \frac{75,4}{100 \cdot 385} \cdot \frac{365}{8,5} = 0,69$$

$$Q_b = \frac{0,69 \cdot 0,75 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 3,85 \cdot 1,26}{1,2} = 2092 \text{ кН.}$$

Необходимая площадь сечения хомутов (без отгибов) определяется по формуле (108)

$$\Sigma A_{sw} = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n Q_1 - \gamma_c \gamma_b Q_b}{\gamma_c \gamma_s R_{sw}} = \frac{(1 \cdot 1,25 \cdot 2751 - 1 \cdot 1,1 \cdot 2092) 10^4}{1 \cdot 1,1 \cdot 225 \cdot 10^3} = 46,1 \text{ см}^2 \text{ на}$$

расстоянии $c = 3,1$ м.

Площадь сечения хомута при шаге 40'80 см

$$A_{sw1} = \frac{\Sigma A_{sw}}{c \frac{1}{0,4} \frac{1}{0,8}} = \frac{46,1}{3,1 \cdot 2,5 \cdot 1,25} = 4,76 \text{ см}^2.$$

При армировании отгибами (без хомутов) поперечная арматура вычисляется по формуле (108)



$$\Sigma A_{s,ins} = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n Q_1 - \gamma_c \gamma_b Q_b}{\gamma_c \gamma_s R_{sw} \sin \alpha} = \frac{(1 \cdot 1,25 \cdot 2751 - 1 \cdot 1,1 \cdot 2092) 10^4}{1 \cdot 1,1 \cdot 225 \cdot 10^3 \cdot 0,71} = 65,0 \text{ см}^2.$$

Так как $Q_b = 2092 \text{ кН} < Q = 2200 \text{ кН}$ при $c = 3,1 \text{ м}$, производится проверка по условию (101) необходимости расчета армирования при возможном образовании второй трещины с концом в точке, удаленной от опоры на $3,1 \text{ м}$: $1 \times 1,25 \times 2200 = 2750 \text{ кН} > 1 \times 0,9 \times 0,75 \times 10^3 \times 1 \times 3,85 = 2599 \text{ кН}$ - необходимо произвести расчет поперечного армирования.

Угол наклона второй трещины по формуле (107)

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{2}{1 + \frac{790}{2200 \cdot 3,85}} = 1,83$$

где $M = 790 \text{ кН} \times \text{м}$ и $Q = 2200 \text{ кН}$ - соответственно изгибающий момент и поперечная сила на расстоянии $c = 3,1 \text{ м}$ от опоры (см. рис. 24).

Так как $\operatorname{tg} b = 1,83 > 1,5$, принимаем $\operatorname{tg} b = 1,5$ для определения c . Длина армирования второго участка $c_2 = h_0 / \operatorname{tg} b = 3,85 / 1,5 = 2,57 \text{ м}$.

Так как проекция двух наклонных участков $c = 3,1 + 2,57 = 5,67 \text{ м}$ больше длины участка эпюры M до нулевой точки, равной $3,4 \text{ м}$, то в соответствии с п. 3.40 проверим возможность образования наклонной трещины с началом в нормальном сечении, проходящем через нулевую точку эпюры моментов.

По условию (101) $1 \times 1,25 \times 2000 = 2500 \text{ кН} < 2599 \text{ кН}$ - расчет поперечного армирования не требуется, поэтому определим Q_b и необходимое количество поперечной арматуры на участке $c = l_0 = 3,4 \text{ м}$.

По формуле (103)

$$Q_b = \frac{\varphi_2 R_{bt} b h_0 \operatorname{tg} \beta}{1,2} = \frac{\varphi_2 R_{bt} b h_0^2}{1,2 c} = \frac{0,69 \cdot 0,75 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 3,85^2}{1,2 \cdot 3,4} = 1880 \text{ кН}.$$



$$Q_1 = 3960 - (320 + 240 -$$

$$\frac{100}{2}) 3,4 + 0,5 \times 240 \times 3,4 = 2634 \text{ кН.}$$

Необходимая площадь хомутов на участке $s = 3,4$ м

$$\Sigma A_{sw} = \frac{(1 \cdot 1,25 \cdot 2634 - 1 \cdot 1,1 \cdot 1880) 10^4}{1 \cdot 1,1 \cdot 225 \cdot 10^3} = 49,5 \text{ см}^2.$$

Длину участка армирования поперечной арматурой принимаем равной $s_1 = 3,9$ м, где $Q = 1770$ кН.

Принимаем хомуты АЕ 25 А-II ($A_{sw1} = 4,91 \text{ см}^2$) с шагом 40'80 см на участке 2,8 м, а далее - АЕ 25 А-II с шагом 80'80 см на участке $3,9 - 2,8 = 1,1$ м, т.е.

$$\Sigma A_{sw} = 4,91 \left(\frac{2,8}{0,4} + 1 + \frac{1,1}{0,8} \right) \times 1,25 \gg 55,2 \text{ см}^2 > 49,5 \text{ см}^2.$$

Проведем сравнительный расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы в соответствии с п. [3.54](#).

Определяем по формуле ([125](#)) коэффициент

$$\varphi_s = 1 + 50 \frac{75,4}{100 \cdot 385} = 1,1 < 2,0.$$

$$j_n = 0 \text{ (элемент изгибаемый).}$$

По формуле ([128](#))



$$c = \sqrt{\frac{0,6 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 3,85^2 \cdot 10^3}{(320 + 240 - 0,5 \cdot 100)1}} = 3,79 \text{ м.}$$

Поперечное усилие Q_{b1} , воспринимаемое бетоном, вычисляем по формуле (123)

$$Q_{b1} = \frac{0,6 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 3,85^2 \cdot 10^3}{1,2 \cdot 3,79} = 1612 \text{ кН} < jsgj(1 + jn)R_{bt}bh_o = 1,1 \times 1 \times 1 \times 0,75 \times 1 \times 3,85 \times 10^3 = 3176 \text{ кН.}$$

Поперечное усилие Q_{b2} , воспринимаемое бетоном, определяем по формуле (123)

$$Q_{b2} = \frac{0,8 \cdot 1,1 \cdot 1(1+0)0,75 \cdot 1 \cdot 3,85 \cdot 10^3}{1,2(1+8930/3960 \cdot 3,85)} = 1335 \text{ кН.}$$

Так как в обоих случаях условие (102) не выполняется, т.е.

$$g_{lcn}Q_1 = 1 \times 1,25(3960 - 510 \times 3,79 + 0,5 \times 240 \times 3,79) = 3105 \text{ кН} > g_{cgb}3Q_{b1} = 1 \times 1,1 \times 1612 = 1773 \text{ кН}$$

и

$$g_{lcn}Q_1 = 1 \times 1,25(3960 - 510 \times 3,1 + 0,5 \times 240 \times 3,1) = 3440 \text{ кН} > g_{cgb}3Q_{b1} = 1 \times 1,1 \times 1335 = 1468 \text{ кН,}$$

необходимо произвести расчет поперечного армирования.

При диаметре хомутов $\bar{A} 22$ А-II и шаге $s = 40$ см усилие на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения расщипывается по формуле (116)



$$q_{sw} = \frac{\gamma_s R_{sw} A_{sw1} n_w}{s} = \frac{1,1 \cdot 225 \cdot 10^{-1} \cdot 3,8 \cdot 2,5}{40} = 5,8 \text{ кН/см.}$$

По формуле (131) вычисляем

$$c_o = \sqrt{\frac{0,6 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 10^{-1} \cdot 100 \cdot 3,85^2}{5,8}} = 354 \text{ см.}$$

Так как условие (130) удовлетворено, т.е. $g_l c g_n Q_1 = 3105 \text{ кН} < g_c (g_b 3 Q_b 2 + q_{sw} c_o) = 1(1,1 \times 1335 + 5,8 \times 354) = 3518 \text{ кН}$, проверку условия (129) можно не производить.

Принимаем хомуты АЕ 22 А-II ($A_{sw1} = 3,8 \text{ см}^2$) с шагом 40'80 см на участке $c_o = 3,6 \text{ м}$.

Суммарная площадь хомутов равна

$$\Sigma A_{sw} = 3,8 \left(\frac{3,6}{0,4} + 1 \right) 1,25 = 47,5 \text{ см}^2,$$

что практически соответствует, расчетной суммарной площади хомутов

$\Sigma A_{sw} = 49,5 \text{ см}^2$, определенной в соответствии с методикой [СНиП 2.06.08-87](#) [1].

Рекомендуется принять хомуты АЕ 22 А-II с шагом 40'80 см на участке 3,6 м.

При наличии продольного блочного шва на расстоянии $a_j = 1 \text{ м}$ от нижней грани фундаментной плиты (см. рис. 24) требуется



проверка поперечного армирования по вторичным напряжениям на уровне шва и в зоне конструктивного армирования за пределами 3,9 м от опоры.

В сечении у опоры высота сжатой зоны в соответствии с п. 6.8 (элемент изгибаемый) равна $x = -vmh_o +$

$$\frac{\sqrt{(vmh_o)^2 + 2vmh_o^2}}{\sqrt{(8,7 \cdot 0,00196 \cdot 3,85)^2 + 2 \cdot 8,7 \cdot 0,00196 \cdot 3,85^2}} = \frac{-8,7 \times 0,00196 \times 3,85}{\sqrt{(8,7 \cdot 0,00196 \cdot 3,85)^2 + 2 \cdot 8,7 \cdot 0,00196 \cdot 3,85^2}} +$$

В соответствии с указаниями п. 3.56, а принимаем первое расчетное поперечное сечение на расстоянии $2x$ от заделки, равном 1,3 м. Следующие сечения назначаем с шагом $0,5h$, равным 2 м.

В сечениях, расположенных, на расстояниях 1,3 и 3,3 м от заделки, расчет прочности по вторичным напряжениям на уровне шва из условия (141) не производится, так как шов расположен на расстоянии 3 м от сжатой грани, превышающем величину $0,67h$, равную 2,68 м.

Для расчетного сечения, удаленного на расстояние 5,3 м от заделки, продольный шов расположен на расстоянии 1 м от сжатой зоны, в пределах величины $0,67h$.

Определяем высоту сжатой зоны в этом сечении по п. 6.8:

$$x = -vmh_o +$$

$$\frac{\sqrt{(vmh_o)^2 + 2vmh_o^2}}{\sqrt{(8,7 \cdot 0,00098 \cdot 3,85)^2 + 2 \cdot 8,7 \cdot 0,00098 \cdot 3,85^2}} = \frac{-8,7 \times 0,00098 \times 3,85}{\sqrt{(8,7 \cdot 0,00098 \cdot 3,85)^2 + 2 \cdot 8,7 \cdot 0,00098 \cdot 3,85^2}} +$$

Находим коэффициенты влияния параметров балки K_L и угла наклона трещины K_t на напряженное состояние.

По формуле (136);



$$K = \frac{0,7(4 - 100 \cdot 0,00098)\sqrt{32}}{100 \cdot 0,47} = 0,329 ;$$

из (135) коэффициент

$$K_I = \frac{0,329}{0,33 \cdot 0,329^2 + 5,2} = 0,063 ;$$

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{4}{1,7 + K_I M / Q h_0} = \frac{24}{1,7 + 0,063 \cdot 2100 / 1200 \cdot 3,85} = 2,314 ,$$

откуда $b = 33,3^\circ$; из (137) коэффициент

$$K_r = 1 - \left(1 - 1,5 \frac{0,47}{4} \right) \frac{33,3^\circ}{45^\circ} = 0,39 .$$

Значения вторичных нормальных и касательных напряжений, определяемые из зависимостей (133), (134) и (142), соответственно равны

$$\sigma_y^M = 0,063 \cdot \frac{1 \cdot 1,25 \cdot 2100}{1 \cdot 3,85 \cdot 0,47} \cdot 10^{-3} = 0,09 \text{ МПа};$$

$$\sigma_y^Q = 0,085 \cdot 0,39 \cdot \frac{1 \cdot 1,25 \cdot 1200}{1 \cdot 0,47} = 1,06 \text{ МПа};$$



$$\tau_{xy} = 0,39 \cdot \frac{1 \cdot 1,25 \cdot 1200}{1 \cdot 0,47} \cdot 10^{-3} = 1,0924 \text{ МПа,}$$

$s^M_y + s^Q_y = 0,9 + 1,06 = 1,15 \text{ МПа} > gb4R_{bt} = 0,9 \cdot 0,75 = 0,68 \text{ МПа}$, т.е. условие прочности (132) не выполняется; площадь сечения хомутов на 1 м длины пролета из расчета по формуле (140) равна $7,61 \text{ см}^2$.

Вычисляем значения вторичных напряжений на уровне шва с применением линейной интерполяции с учетом характера распределения (см. рис. 19)

$$\sigma_y^M j = \sigma_y^M \frac{0,67h - a_j}{0,67h - x} = 0,09 \cdot \frac{0,67 \cdot 4 - 1}{0,67 \cdot 4 - 0,47} = 0,07 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_y^Q j = \sigma_y^Q \frac{0,67h - a_j}{0,67h - x} = 1,06 \cdot \frac{0,67 \cdot 4 - 1}{0,67 \cdot 4 - 0,47} = 0,81 \text{ МПа.}$$

Величина

$$h_\tau = \frac{2x}{K_\tau} \text{ (см. рис. 19) составляет}$$

$$\frac{2 \cdot 0,47}{0,39} = 2,41 \text{ м, откуда}$$

$$\tau_{xy}^j = \tau_{xy} \frac{h_\tau - a_j}{h_\tau - x} = 1,24 \cdot \frac{2,41 - 1}{2,41 - 0,47} = 0,9 \text{ МПа.}$$



Определяем относительные координаты расчетной точки А для графика (см. рис. 20)

$$\frac{\sigma_y^M j + \sigma_y^Q j}{R_{bn}} = \frac{0,88}{11} = 0,08 ;$$

$$\frac{\tau_{xy}^j}{R_{bn}} = \frac{0,9}{11} = 0,082 .$$

Из положения полученной точки А на координатной сетке графика следует, что она принадлежит зоне 3, т.е. требуется устанавливать поперечную арматуру, определяя расчетом ее сечение.

Длина проекции *OD* отрезка *OC* прямой *OA*, отсекаемого границей «1-2» зон 1 и 2 (случай, когда блочный шов не подвергается специальной обработке), составляет по графику величину $g_{bt}R_{bt}^j/R_{bn}$, равную 0,013, откуда расчетное значение прочности шва на растяжение

$$R_{bt}^j = \frac{0,013R_{bn}}{\gamma_{bt}} = \frac{0,013 \cdot 11}{1,5} = 0,1 \text{ МПа.}$$

Сумма поперечных растягивающих напряжений

$\sigma_y^M j + \sigma_y^Q j = 0,88$ МПа превышает значение $g_{b4}R_{bt}^j$, равное (при обработанном шве) 0,32 МПа, т.е. условие прочности (141) не выполняется и требуется расчет поперечного армирования.

Площадь сечения поперечной арматуры на 1 м длины пролета определяется из зависимости (143) по вторичным напряжениям на уровне шва и с учетом прочности шва на растяжение



$$A_{\text{ш}}^j = \frac{2500 \cdot 1 \cdot 0,88}{1,1 \cdot 225} \left[1 - \frac{(0,9 \cdot 0,1)^2}{0,88^2} \right] = 8,8 \text{ см}^2.$$

Аналогичным путем проводится проверка прочности по условиям (132) и (141) для остальных расчетных поперечных сечений. Результаты расчетов сведены в табл. 19.

Таблица 19

Расположение расчетных поперечных сечений	Изгибающий момент, кН×м	Поперечная сила, кН	Площадь сечения поперечной арматуры на 1 м пролета, см ²		
			по СНиП 2.06.08-87 [1]	по напряжениям на уровне вершин трещин	по напряжениям на уровне шва
1,3 м от заделки	-4100	3100	16,43*	-	-
3,3 м от заделки	-260	2070	8,37*	-	-
5,3 м от заделки	2100	1200	-	7,61	8,8
7,3 м от заделки	3250	600	-	-	6,75
9,3 м от заделки	3700	153	-	-	2,87



Расположение расчетных поперечных сечений	Изгибающий момент, кН×м	Поперечная сила, кН	Площадь сечения поперечной арматуры на 1 м пролета, см ²		
			по СНиП 2.06.08-87 [1]	по напряжениям на уровне вершин трещин	по напряжениям на уровне шва
10 м от заделки (середина пролета)	3750	-	-	-	-

* Площадь сечения поперечной арматуры из расчета по наклонному сечению на участке длиной 3,9 м распределена на 1 м пролета на участках длиной 2,8 и 1,1 м.

За пределами участка длиной 3,9 (3,6 м) продолжаем поперечное армирование $\text{Æ} 28 \text{ A-II}$ с шагом 80´80 см на участке 2,4 м; с шагом 120´80 см на участке 2,4 м и с шагом 160´80 см на участке 1,6 м (всего армируется зона пролета длиной 10 м).

Проверка на изгибающий момент не нужна, так как конструкция представляет собой плиту на упругом основании.

Пример 27. Дано. Железобетонное перекрытие здания ГЭС (пространственно работающая плитная конструкция): $g_c = 1,0$; $h = 2$ м; $h_o = 1,85$ м; $a = a_\phi = 0,15$ м; $b = 1$ м; гидростатическая нагрузка $p = 149$ кН/м; $q_g = 50$ кН/м - собственный вес; расчетные усилия приведены на рис. 25, $N = 680$ кН; бетон класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа; $R_{bt} = 0,75$ МПа, $g_b = 1,1$); $A_s = 31,4$ см² класса А-III ($R_s = 365$ МПа); поперечная арматура класса А-II ($R_s = 280$ МПа, $R_{sw} = 225$ МПа, $g_s = 1,1$); сооружение I класса ($g_n = 1,25$); сочетание нагрузок ремонтного случая ($g_{lc} = 0,95$).

Требуется определить площадь сечения поперечной арматуры.



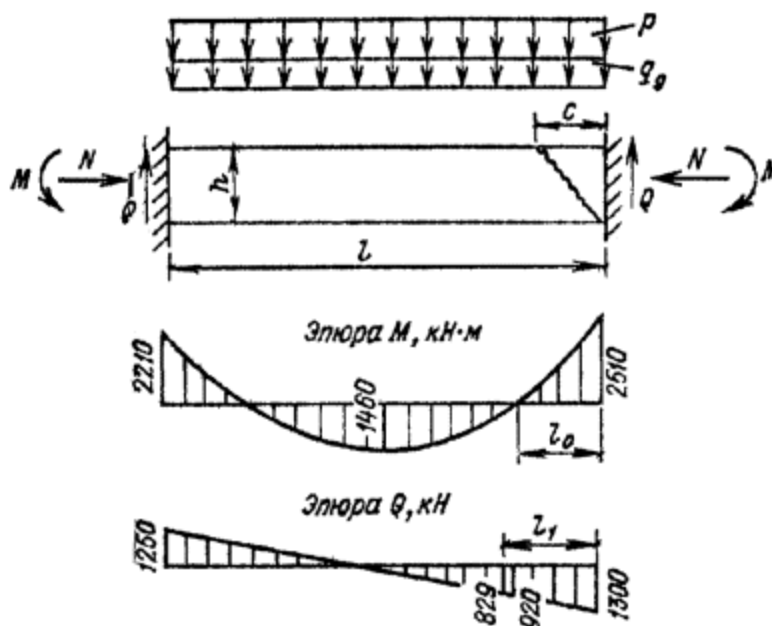


Рис. 25. К примеру расчета 27

Равновесие элемента шириной 1 м, вырезанного из плитной конструкции перекрытия, обеспечивается за счет совместной работы соседних участков плиты.

Расчет. Проверяем условие (100). Так как $0,95 \times 1,25 \times 1300 = 1543 \text{ кН} < 0,25 \times 1 \times 1,1 \times 8,5 \times 10^3 \times 1 \times 1,85 = 4324 \text{ кН}$, размеры сечения достаточны.

Проверяем условие (101). Так как $0,95 \times 1,25 \times 1300 = 1543 \text{ кН} > 1 \times 0,9 \times 0,75 \times 10^3 \times 1 \times 1,85 = 1249 \text{ кН}$, необходимо произвести расчет поперечного армирования.

Длина проекции наклонного сечения

$$c = \frac{h_0}{\operatorname{tg} \beta} = \frac{1,85}{0,98} = 1,89 \text{ м,}$$

где β - угол наклона опасного сечения. По формуле (107)



$$\operatorname{tg}\beta = \frac{2}{1 + \frac{2510}{1300 \cdot 1,85}} = 0,98 < 1,5.$$

Так как $s = 1,89 \text{ м} > 1,8 \text{ м}$ - длины участка эпюры M одного знака до нулевой точки, принимаем $s = 1,8 \text{ м}$. Определяем поперечную силу Q_1 , действующую в наклонном сечении, по формуле (109)

$$Q_1 = Q - Q_g + V \cos b = Q - (0,5q_g + p)c + 0,5pc = 1300 - (0,5 \times 50 + 149) \times 1,8 + 0,5 \times 149 \times 1,8 = 1121 \text{ кН.}$$

Находим Q_b . По формуле (104) вычисляем

$$\begin{aligned} \varphi_2 &= 0,5 + 2 \left(\frac{A_s}{bh_o} \cdot \frac{R_s}{R_b} + \frac{N}{bh_o R_b} \right) = \\ &= 0,5 + 2 \left(\frac{31,4}{100 \cdot 85} \cdot \frac{365}{8,5} + \frac{680}{1 \cdot 1,85 \cdot 8,5 \cdot 10^3} \right) = 0,732. \end{aligned}$$

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном в основном наклонном сечении, по формуле (103)

$$Q_b = 0,732 \times 0,75 \times 1 \times 1,85 \times$$

$$\frac{0,98}{1,2 \times 10^3} = 829 \text{ кН.}$$

Необходимую площадь хомутов определяем по формуле (108)

$$\Sigma A_{\text{ш}} = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n Q_1 - \gamma_c \gamma_b Q_b}{\gamma_c \gamma_s R_{\text{ш}}} = \frac{0,95 \cdot 1,25 \cdot 1121 - 1 \cdot 1,1 \cdot 829}{1 \cdot 1,1 \cdot 225 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = 16,9 \text{ см}^2.$$

Поперечная сила на расстоянии 1,8 м от опоры равна 920 кН, т.е. больше $Q_b = 829 \text{ кН}$ (поперечной силы на расстоянии 2,20 м от опоры). Рекомендуется длину армирования принять 2,20 м при суммарной площади



$\Sigma A_{sw} = 16,9 \text{ см}^2$, т.е. при шаге хомутов 40'80 см

$$A_{sw1} = \frac{16,9}{2,20 \cdot 2,5 \cdot 1,25} = 2,46 \text{ см}^2.$$

Принимаем АЕ 18 А-II (

$A_{sw1} = 2,5 \text{ см}^2$) при шаге 40'80 см на участке 2,20 м.

Пример 28. Дано. Железобетонное покрытие здания ГЭС: $l = 12 \text{ м}$; $g_c = 1,0$; $h = 2 \text{ м}$; $h_o = 1,85 \text{ м}$; $a = a\phi = 0,15 \text{ м}$; $b = 1,0 \text{ м}$; гидростатическая нагрузка $p = 149 \text{ кН/м}$; $q_g = 50 \text{ кН/м}$ - собственный вес; расчетные усилия приведены на рис. 26, $N = 680 \text{ кН}$; бетон класса В 15 ($R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$, $g_{b3} = 1,1$, $g_{b4} = 0,9$); арматура класса А-III на опоре: $A_s = 50,3 \text{ см}^2$, $A_{s\phi} = 31,4 \text{ см}^2$, в пролете: $A_s = 37,7 \text{ см}^2$, $A_{s\phi} = 31,4 \text{ см}^2$; поперечная арматура класса А-II ($R_s = 280 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 225 \text{ МПа}$, $g_s = 1,1$); сооружение I класса ($g_n = 1,25$); сочетание нагрузок ремонтного случая ($g_{lc} = 0,95$).

Требуется определить площадь сечения поперечной арматуры.

Расчет. Проверяем условие (100). Так как $0,95 \times 1,25 \times 790 = 940 \text{ кН} < 0,25 \times 1 \times 1,1 \times 8,5 \times 10^3 \times 1 \times 1,85 = 4324 \text{ кН}$, сечение достаточно. Проверяем условие (101). Так как $0,95 \times 1,25 \times 790 = 940 \text{ кН} < 1 \times 0,9 \times 0,75 \times 10^3 \times 1 \times 1,85 = 1250 \text{ кН}$, расчетной поперечной арматуры не требуется.



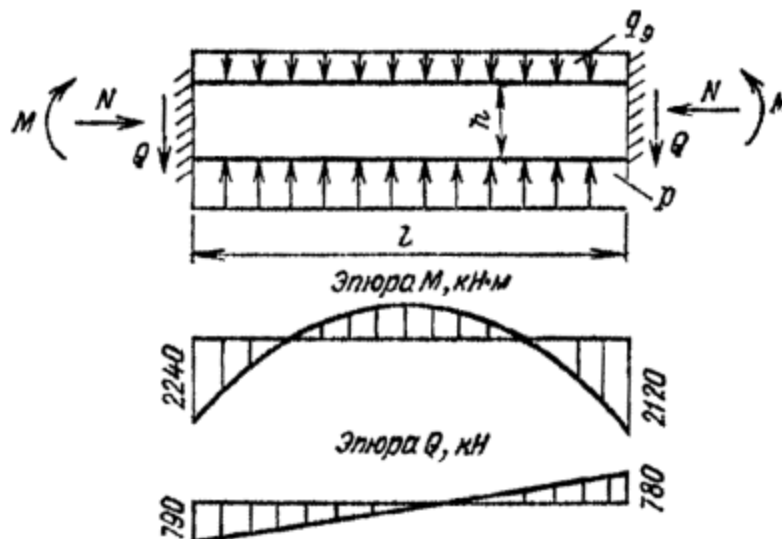


Рис. 26. К примеру расчета 28

В соответствии с п. [8.97](#) Пособия допускается конструктивную поперечную арматуру не устанавливать.

Наклонное сечение на действие изгибающего момента не рассчитывается, так как конструкция перекрытия представляет собой пространственно работающую плиту (изгибаемую в двух направлениях).

Пример 29. Дано. Железобетонная консольная балка (рис. [27](#)): $g_c = 1,0$; $l = 12$ м; $h = 5$ м; $h_o = 4,9$ м; $h_1 = 1,5$ м; $b = 1$ м; гидростатическая нагрузка $p = 200$ кН/м; давление грунта $q = 25$ кН/м; расчетные усилия в опорном сечении консоли с учетом противодействия и собственного веса $M = 21200$ кН·м, $Q = 3600$ кН, $N_t = 780$ кН; продольная арматура класса А-III: $A_s = 125,7$ см² ($R_s = 365$ МПа, $R_{sw} = 290$ МПа, $g_s = 1,1$); бетон класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа, $R_{bt} = 0,75$ МПа, $gb_3 = 1,1$; $gb_4 = 0,9$), сооружение I класса ($g_n = 1,25$); сочетание нагрузок строительного периода ($g_{lc} = 0,95$).

Требуется определить площадь сечения поперечной арматуры.

Расчет. Определяем относительную высоту сжатой зоны сечения по формуле ([106](#))



$$\xi = \frac{A_s}{bh_0} \cdot \frac{R_s}{R_b} - \frac{N_t}{bh_0 R_b} = \frac{125,7}{100 \cdot 490} \cdot \frac{365}{8,5} - \frac{780}{1,4,9 \cdot 8,5 \cdot 10^3} = 0,0915$$

Коэффициент $j_2 = 0,5 + 2x = 0,5 + 2 \times 0,0915 = 0,683$.

Угол между наклонным сечением и горизонтальной плоскостью находим по формуле (107)

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{2}{1 + \frac{21200}{3600 \cdot 4,9}} = 0,91, \quad \beta = 42^\circ$$

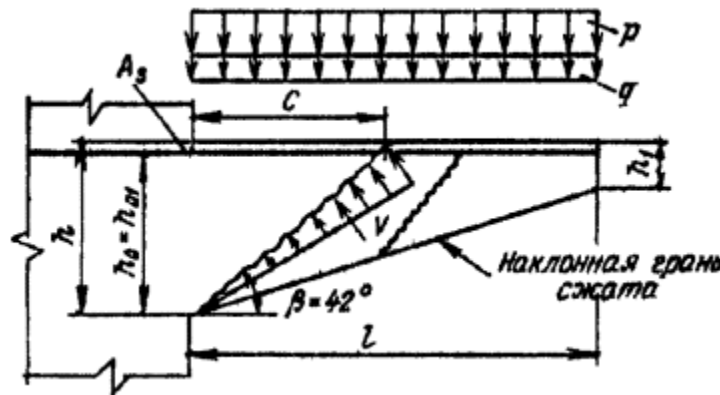


Рис. 27. К примеру расчёта 29

Так как высота сечения $h > 60$ см то поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатий зоны в наклонном сечении, уменьшается в 1,2 раза. По формуле (103).

$$Q_b = \frac{0,683 \cdot 0,75 \cdot 10^3 \cdot 1,4,9 \cdot 0,91}{1,2} = 1903 \text{ кН.}$$

Так как по формуле (102) $0,95 \times 1,25 \times 3600 = 4270 \text{ кН} > 1,1 \times 1903 = 2093 \text{ кН}$, необходимо рассчитать поперечную арматуру.

Длина проекции наклонного сечения на горизонтальную плоскость



$$c = \frac{h_o}{\operatorname{tg}\beta} = \frac{4,9}{0,91} = 5,4 \text{ м.}$$

Расчетное значение поперечной силы в наклонном сечении по формуле (109)

$$Q1 = Q - Q_g + V \cos b = Q - (q + p + 0,5q_g)c + 0,5pc = 3600 - (25 + 200 + 0,5 \times 2,4 \times 10 \times 5) \times 5,4 + 0,5 \times 200 \times 5,4 = 2601 \text{ кН.}$$

Необходимая поперечная арматура при армировании отгибами, поставленными под углом 45° , на участке $c = 5,4$ м определяется по формуле (108)

$$\Sigma A_{s,inc} = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n Q_1 - \gamma_c \gamma_b Q_b}{\gamma_c \gamma_s R_{sv} \sin \alpha} = \frac{0,95 \cdot 1,25 \cdot 2601 - 1 \cdot 1,1 \cdot 1903}{1 \cdot 1,1 \cdot 290 \cdot 10^3 \cdot 0,71} \cdot 10^4 = 43,9 \text{ см}^2.$$

Поставим 2 плоскости отгибов, в каждой плоскости $A_{s,inc} = 43,9/2 = 21,95 \text{ см}^2$. Принимаем в каждой плоскости 2 АЕ 40 А-III ($25,1 \text{ см}^2$).

Проверяем возможность образования второго наклонного сечения, конец которого совпадает с нормальным сечением, проходящим через начало первой наклонной трещины (см. рис. 27). Значения силовых факторов в сечении, проходящем через начало первой наклонной трещины и расположенном на расстоянии $c = 5,4$ м от опоры сечения: $Q = 1880$ кН, $M = 6250$ кН×м (с учетом противодействия). $N_t = 500$ кН; $h_o = 1,5 - 0,1 + 3,5 = 3,32$ м.

$$\xi = \frac{A_s R_s}{bh_o R_b} - \frac{N_t}{bh_o R_b} = \frac{125,7}{100 \cdot 332} - \frac{365}{8,5} - \frac{500 \cdot 10}{100 \cdot 332 \cdot 8,5 \cdot 10^3} = 0,145$$

$$j2 = 0,5 + 2x = 0,5 + 2 \times 0,145 = 0,79;$$



$$\operatorname{tg}\beta = \frac{2}{1 + M/Qh_0} = \frac{2}{1 + \frac{6250}{1880 \cdot 3,32}} = 1, \quad \beta = 45^\circ.$$

$$Q_b = \frac{\varphi_2 R_{bt} b h_0 \operatorname{tg}\beta}{1,2} = \frac{0,79 \cdot 0,75 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 3,32 \cdot 1}{1,2} = 1639 \text{ кН.}$$

Так как $g l c g n Q = 0,95 \times 1 \cdot 1880 = 2230 \text{ кН} > g c g b 3 Q_b = 1 \times 1,1 \times 1639 = 1803 \text{ кН}$, необходимо рассчитать поперечную арматуру аналогично проведенному расчету.

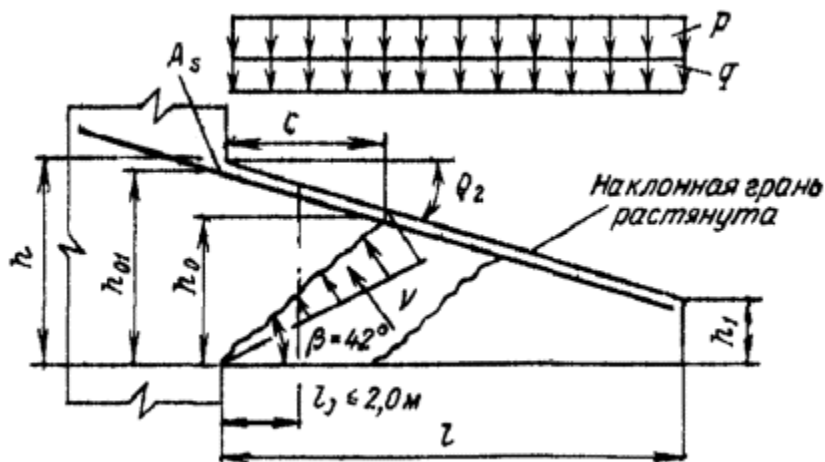


Рис. 28. К примеру расчета 30

Пример 30. Дано. Исходные данные предыдущего примера, меняется только направление нагрузок, принятое условно перпендикулярным сжатой грани (рис. 28).

Требуется определить площадь сечения поперечной арматуры.

Расчет. Из предыдущего примера: $x = 0,0915$; $j_2 = 0,683$; $\operatorname{tg} b = 0,91$; $b = 42^\circ$.

Рабочая высота в начале наклонного сечения



$$h_o = \frac{h_{01} \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} \theta} = \frac{4,9 \cdot 0,91}{0,91 + 0,29} = 3,7 \text{ м,}$$

где

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{5 - 1,5}{12} = 0,292$$

По формуле (103)

$$Q_b = \frac{0,683 \cdot 0,75 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 3,7 \cdot 0,91}{1,2} = 1437 \text{ кН.}$$

Длина проекции наклонного сечения на горизонтальную плоскость

$$c = \frac{h_o}{\operatorname{tg} \beta} = \frac{3,7}{0,91} = 4,1 \text{ м.}$$

Расчетное значение поперечной силы по формуле (109)

$$Q_1 = Q - Q_g + V \cos b = Q - (q + p + 0,5q_g) c + 0,5pc = 3600 - (25 + 200 + 0,5 \times 2,4 \times 10 \times 5) 4,1 + 0,5 \times 200 \times 4,1 = 2841 \text{ кН.}$$

В сечении, проходящем через начало наклонного сечения, $M = 8800$ кН×м (с учетом противодействия); $N_t = 600$ кН, $Q = 2280$ кН.

Высота сжатой зоны по формуле (61)



$$x = 3,7 - \sqrt{3,7^2 - \frac{2 \cdot 0,95 \cdot 1,25 \cdot 600 \cdot 12,9}{1 \cdot 1,1 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 1}} = 0,25 \text{ м,}$$

где $e = e_0$ -

$$\frac{h}{2} + a =$$

$$\frac{8800}{600} - \frac{3,8}{2} + 0,1 = 12,9 \text{ м.}$$

Плечо внутренней пары сил

$$z = h_0 -$$

$$\frac{x}{2} = 3,7 -$$

$$\frac{0,25}{2} = 3,575 \text{ м.}$$

Поперечное усилие, воспринимаемое продольной растянутой арматурой по формуле (122)

$$Q_s = \frac{8800 \cdot 0,292}{3,575} = 720 \text{ кН.}$$

Необходимая поперечная арматура при армировании отгибами при $\alpha = 45^\circ$ равна



$$\Sigma A_{s,ins} = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n Q_1 - \gamma_c(\gamma_b Q_b + Q_s)}{\gamma_c \gamma_s R_{sw} \sin \alpha} = \frac{0,95 \cdot 1,25 \cdot 2841 - 1(1,1 \cdot 1437 + 720)}{1 \cdot 1,1 \cdot 290 \cdot 10^3 \cdot 0,71} \cdot 10^4 = 47,6 \text{ см}^2.$$

На расстоянии 4,1 м от опоры поставим 2 плоскости отгибов, в каждой плоскости

$$A_{s,ins} = \frac{\Sigma A_{s,inc}}{2} = \frac{47,6}{2} = 23,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем в каждой плоскости 2 $\text{Æ} 40$ А-III (25,1 см²).

В случае необходимости расположения строительного шва в пределах консоли вблизи опорного сечения из условия минимума поперечной арматуры рекомендуется располагать его в соответствии с п. 3.41 Пособия на расстоянии от опоры l_j не более $0,45h_j$, где h_j - высота сечения по шву, т.е. в данном случае $l_j \notin 2,0$ м (см. рис. 28) [$l_j \notin 0,45(1,5 + x)$, здесь $x/(5 - 1,5) = (12 - l_j)/12$; $12x = 42 - 3,5l_j$; $12x = 42 - 3,5 \times 0,45(1,5 + x)$; $12x = 42 - 2,36 - 1,575x$; $x = 2,92$ м; $l_j \notin 0,45(1,5 + 2,92) = 2,0$ м].

В противном случае к величине Q_b следует вводить понижающий коэффициент в зависимости от отношения l_j/h_j (см. табл. 18), что ведет к увеличению поперечной арматуры.

Необходимо проверить возможность образования второго наклонного сечения, конец которого совпадает с нормальным сечением, проходящим через начало первой наклонной трещины. Для этого определяем силовые факторы на расстоянии $s = 4,1$ м от опоры и проверяем условие (см. пример 29). Далее, если условие (102) не удовлетворяется, производим расчет второго наклонного сечения, аналогично проведенному расчету.

Пример 31. Дано. Изгибаемая железобетонная балка прямого угольного сечения $g_c = 1,0$; $b = 50$ см; $h = 40$ см; $a = 4$ см; бетон класса В20 ($R_b = 11,5$ МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа, $g_b = 1,1$); балка армирована двумя плоскими каркасами с поперечными стержнями $\text{Æ} 10$ А-II ($R_{sw} = 225$ МПа, $A_{ws1} = 1,131$ см², $s = 15$ см, $g_s = 1,1$); продольная арматура класса А-III ($A_s = 12,56$ см², $R_s = 365$ МПа, $g_s = 1,1$); изгибающий момент в нормальном сечении, проходящем через конец наклонного сечения в сжатой зоне, $M = 110$ кН·м, поперечная сила в том же нормальном сечении $Q = 140$ кН; класс сооружения III ($g_n = 1,15$); сочетание нагрузок основное ($g_{cl} = 1,0$).



Требуется проверить прочность наклонного сечения на действие поперечной силы.

Проверяем условие (100). Так как $1 \times 1,15 \times 140 = 161 \text{ кН} < 0,25 \times 1 \times 1,1 \times 11,5 \times 103 \times 0,5 \times 0,4 = 532,5 \text{ кН}$, сечение достаточно.

Проверяем условие (102). Для этого определяем по формулам (104), (105) и (107) значения ξ , j_2 и $\text{tg } b$:

$$\xi = \frac{12,56}{50 \cdot 36} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,221;$$

$$j_2 = 0,5 + 2 \times 0,221 = 0,942;$$

$$\text{tg } b = \frac{2}{1 + \frac{110}{140 \cdot 0,36}} = 0,628 < 1,5.$$

Так как условие (102) не удовлетворяется, т.е. $g_c g_b 3 j_2 R_{bt} b h_0 \text{tg } b = 1 \times 1,1 \times 0,942 \times 0,9 \times 10^3 \times 0,5 \times 0,36 \times 0,628 = 105,4 \text{ кН} < g_l c g_n Q = 161 \text{ кН}$, поперечная арматура должна быть расчетной.

Проверку прочности наклонного сечения производим по условию (108).

Длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента $c = h_0 / \text{tg } b = 36 / 0,628 = 57,3 \text{ см}$. Количество поперечных стержней, пересекающих наклонное сечение с каждой стороны балки, $c/s = 57,3/15 = 3,8 \text{ шт.}$, т.е. 4 шт.

Так как хомуты двухветвевые, количество хомутов, пересекающих наклонное сечение, - 8 шт. $g_c (S_g s R_{sw} A_{sw} + g_b Q_b) = 1(1,1 \times 225 \times 8 \times 1,131 \times 10^{-1} + 105,4) = 329 \text{ кН} > 161 \text{ кН}$, т.е. прочность наклонного сечения обеспечена.

В соответствии с п. 3.45 проверку прочности изгибаемых элементов, армированных хомутами, разрешается производить по формуле (111)



$$glcgnQ \leq gcQ_{swb}.$$

Определяем по формуле (116) усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{\gamma_s R_{sw} A_{sw} n_w}{s} = \frac{1,1 \cdot 22,5 \cdot 1,131 \cdot 2}{15} = 3,7 \text{ кН/см} >$$

$$\frac{\gamma_b R_{br} b}{2} =$$

$$\frac{1,1 \cdot 0,9 \cdot 10^{-1} \cdot 50}{2} = 2,5 \quad q_{sw} = \text{кН/см, т.е. условие (117) удовлетворено.}$$

По формуле (112) вычисляем

$$Q_{swb} = 2$$

$$\sqrt{0,942 \cdot 1,1 \cdot 0,9 \cdot 10^{-1} \cdot 50 \cdot 36^2 \cdot 3,7} = 299 \text{ кН} > glcgnQ = 161 \text{ кН.}$$

Прочность наклонного сечения обеспечена, так как условие (111) удовлетворено.

Проверим, удовлетворяет ли принятый шаг поперечных стержней условию (110)

$$s_{\max} = \frac{1 \cdot 1,1 \cdot 0,942 \cdot 0,9 \cdot 10^{-1} \cdot 50 \cdot 36^2}{1 \cdot 1,1 \cdot 140} = 39 \text{ см} > s = 15 \text{ см.}$$

В соответствии с п. 8.98 настоящего Пособия s должно быть не более 15 см, так как высота сечения $h < 45$ см.

Таким образом, армирование удовлетворяет всем требованиям.



Пример 32. Дано. Железобетонный свободно опертый изгибаемый балочный элемент прямоугольного сечения (рис. 29): $h = 1,8$ м; $h_0 = 1,72$ м; $a = 0,08$ м; $b = 0,52$ м; расчетный пролет $l_0 = 6$ м; расчетная равномерно распределенная длительно действующая нагрузка $q = 810$ кН/м; бетон класса В15 ($R_{bt} = 0,75$ МПа, $g_{b4} = 0,9$, $\nu = 8,7$); арматура продольная класса А-III: $A_s = 73,89$ см² (12 АЕ 28); коэффициент армирования $m = 0,00826$; арматура поперечная класса А-II ($R_{sw} = 225$ МПа, $g_s = 1,1$); сооружение I класса ($\nu_n = 1,25$); сочетание нагрузок основное ($g_{lc} = 1,0$).

Требуется определить площадь сечения поперечной арматуры.

Расчет. Из расчета прочности по наклонному сечению (п. 3.42) поперечное армирование не требуется.

Проводим расчет прочности в зонах конструктивного армирования по вторичным растягивающим напряжениям согласно п. 3.56.

Определяем высоту сжатой зоны в соответствии с указаниями п. 6.8

$$x = -\nu m h_0 + \sqrt{(\nu m h_0)^2 + 2 \nu m h_0^2} = -8,7 \times 0,00826 \times 1,72 +$$

$$\sqrt{(8,7 \cdot 0,00826 \cdot 1,72)^2 + 2 \cdot 8,7 \cdot 0,00826 \cdot 1,72^2} = 0,54 \text{ м.}$$

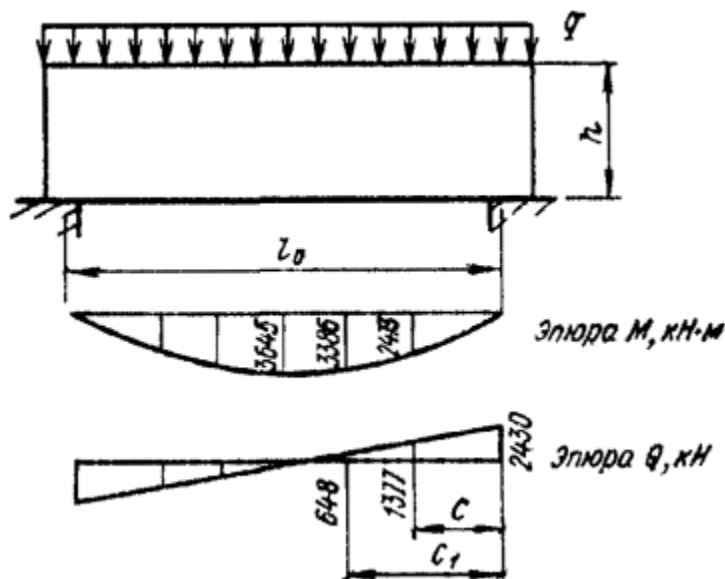


Рис. 29. К примеру расчета 32

В соответствии с указаниями п. [3.56](#) первое расчетное поперечное сечение принимаем на расстоянии от опоры

$$c = 1,25h - 1,5x = 1,25 \times 1,8 - 1,5 \times 0,54 = 1,3 \text{ м};$$

последующие сечения располагаем с шагом $0,5h$, равным $0,9$ м. Схема нагружения балочного элемента и эпюры расчетных усилий M и Q представлены на рис. [29](#).

Находим коэффициенты влияния параметров балки K_L и угла наклона трещины K_t на напряженное состояние. По формуле ([136](#)) $K = 0,7 \times (4 - 100 \times 0,00826)$

$\sqrt{28}/100 \times 0,54 = 0,218$. Из ([135](#)) коэффициент $K_L = 0,218 / (0,33 \times 0,218^2 + 5,2) = 0,042$. По формуле ([138](#)) $\text{tg } 2b = 4 / (1,7 + 0,042 \times 2473 / 1377 \times 1,72) = 2,268$, откуда $b = 33,2^\circ$. Из формулы ([137](#)) коэффициент $K_t = 1 - (1 - 1,5 \times 0,54 / 1,8) 33,2^\circ / 45^\circ = 0,61$.

Значения вторичных поперечных растягивающих напряжений определяются из зависимостей ([133](#)) и ([134](#)) и соответственно равны:

$$\sigma_y^M = 0,042 \times$$

$$\frac{1 \cdot 1,25 \cdot 2473}{0,52 \cdot 1,72 \cdot 0,54} \times 10^{-3} = 0,27 \text{ МПа};$$

$$\sigma_y^Q = 0,85 \times 0,61 \times$$

$$\frac{1 \cdot 1,25 \cdot 1377}{0,52 \cdot 0,54} \times 10^{-3} = 3,18 \text{ МПа}.$$



$$\sigma_y^M +$$

$\sigma_y^Q = 0,27 + 3,18 = 3,45 \text{ МПа} > gb4R_{bt} = 0,9 \times 0,75 = 0,68 \text{ МПа}$, т.е. условие прочности (132) не выполняется и требуется расчет площади сечения поперечного армирования.

Необходимая площадь сечения поперечной арматуры на 1 м длины пролета определяется по формуле (140). Как для длительно действующей нагрузки $1,11 \cdot 225 \left[\frac{2500 \cdot 0,52 \cdot (0,27 + 3,18)}{0,9 \cdot 0,75} \right] = 17,43 \text{ см}^2$.

Таблица 20

Расположение расчетных поперечных сечений	Изгибающий момент, кН×м	Поперечная сила, кН	Расчетная площадь поперечной арматуры на 1 м длины пролета, см ²
1,3 м от опоры	2473	1377	-17,43
2,2 м от опоры	3386	648	-8,60
3 м от опоры (середина пролета)	3645	-	-

Дальнейшие расчеты прочности в сечениях, удаленных от опоры на расстояния $s_1 = 2,2; 3 \text{ м}$ (середина пролета), проводятся аналогичным путем. В центре пролета условие прочности выполняется, так как

$$\sigma_y^M +$$



$\sigma_y^e = 0,4 \text{ МПа} < 0,68 \text{ МПа}$, т.е. поперечной арматуры не требуется. Результаты расчетов сведены в табл. 20.

Принимаем поперечную арматуру АЕ 12 А-II ($A_{sw1} = 1,13 \text{ см}^2$) при шаге 25'15 см на длине 1,5 м, начиная от опоры, при шаге 50'15 см на следующем участке длиной 1 м; на среднем участке пролета длиной 1 м арматуры не требуется.

Пример 33. Дано. Пазовый элемент бычка здания ГЭС (рис. 30) $h = 1,6 \text{ м}$; $h_0 = 1,5 \text{ м}$, $b = 1 \text{ м}$; $l_c = 0,6 \text{ м}$; $l_1 = 0,55 \text{ м}$; $a = 0,35 \text{ м}$; ширина закладной детали $l_{sup} = 0,4 \text{ м}$; нагрузка от затвора, $Q = 2400 \text{ кН}$; бетон класса В15 ($R_b = 8,5 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$, $E_b = 23 \times 10^3 \text{ МПа}$, $g_b = 1,1$); арматура класса А-III ($R_s = 365 \text{ МПа}$, $E_s = 200 \times 10^3 \text{ МПа}$, $g_s = 1,1$); класс сооружения I ($g_n = 1,25$); сочетание нагрузок основное ($g_{lc} = 1,0$).

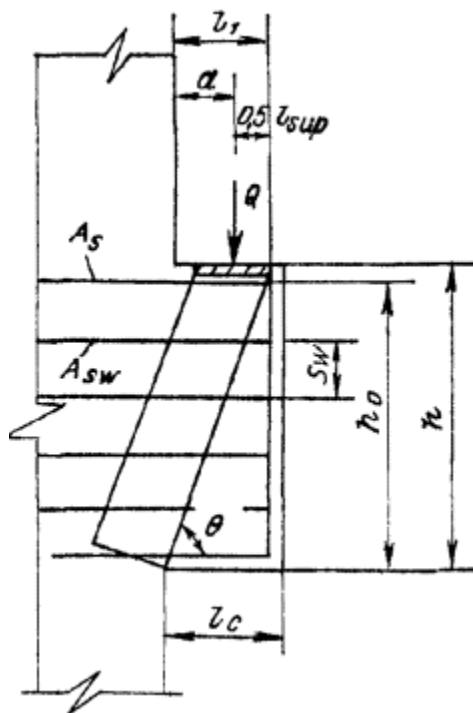


Рис 30. К примеру расчета 33

Требуется проверить прочность консоли и определить продольную арматуру и хомуты.

Расчет. При расчете коротких консолей ($l_c = 0,6 \text{ м} < 0,9h_0 = 1,35 \text{ м}$) в соответствии с п. 3.57 должно выполняться условие (146).



В соответствии с п. [8.99](#) принимаем шаг хомутов $s_w = 30 \text{ см} < h/4 = 160/4 = 40 \text{ см}$.

При горизонтальных хомутах $\text{Æ} 25 \text{ А-III}$ через 40 см в горизонтальной плоскости на ширине $b = 1 \text{ м}$:

$$\mu\eta_1 = \frac{A_{s_w}}{b s_w} = \frac{4,909 \cdot 2,5}{100 \cdot 30} = 0,0041;$$

$$\sin^2 \theta = \frac{h_o^2}{h};$$

$$\sin^2 \theta = \frac{h_o^2}{h_o^2 + l_1^2} =$$

$$\frac{1,5^2}{1,5^2 + 0,55^2} = 0,883;$$

$$0,8 g b^3 R_b b l_{sup} \sin^2 \theta$$

$$\left(1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \mu\eta_1 \right) = 0,8 \times 1,1 \times 8,5 \times 10^3 \times 1 \times 0,4 \times 0,883 ($$

$$1 + 5 \cdot \frac{200 \cdot 10^3}{23 \cdot 10^3} \cdot 0,0041) = 3100 \text{ кН} < 3,53 g b^3 R_b b h_o = 3,5 \times 1,1 \times 0,75 \times 10^3 \times 1 \times 1,5 = 4330 \text{ кН}.$$

Так как $3100 \text{ кН} > g l c g n Q = 1 \times 1,25 \times 2400 = 300 \text{ кН}$, прочность консоли по поперечной силе обеспечена.



Из условия (147) определяем необходимую площадь продольной арматуры консоли

$$A_s = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n Q l_1}{k_o \gamma_s R_s} = \frac{1 \cdot 1,25 \cdot 2400 \cdot 0,55}{1,5 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot 10^3} = 10^4 = 27,4 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2,5 АЕ 40 А-III (31,4 см²).

Необходимо проверить напряжение сжатия в месте передачи нагрузки на консоль, оно не должно превышать $R_{b,loc}$; согласно п. 3.61 настоящего Пособия $R_{b,loc} = j_b R_b = 1 \times 8,5 = 8,5$ МПа, где j_b - принято по табл. 22.

Так как $g_l c g_n Q = 1 \times 1,25 \times 2400 = 3000$ кН < $u g_b 3 R_{b,loc} A_{loc1} = 1 \times 1,1 \times 8,5 \times 10^3 \times 0,4 \times 1 = 3740$ кН, условие (155) выполняется, размеры закладной части, передающей давление от затвора, достаточны.

Пример 34. Дано. Верхняя часть и консоль быка плотины; размеры, м, приведены на рис. 31; на консоль действует сосредоточенная нагрузка от подкрановой балки $F = 8000$ кН и собственный вес при $r = 2,4$ г/см³; сооружение II класса ($g_n = 1,2$); сочетание нагрузок основное ($g_{lc} = 1,0$); бетон класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа, $R_{bt} = 0,75$ МПа, $E_b = 23 \times 10^3$ МПа, $g_b = 1,1$); арматура класса А-II ($R_s = 280$ МПа, $E_s = 210 \times 10^3$ МПа, $g_s = 1,1$).

Требуется рассчитать верхнюю часть быка плотины с консолью и дать схему армирования.

Расчет. Статический расчет выполняем методом конечных элементов по стандартной программе (в данном случае по [20], разработанной сотрудниками ВНИИГа Ю. Н. Ефимовым, Л. Б. Сапожниковым, А. П. Троицким).



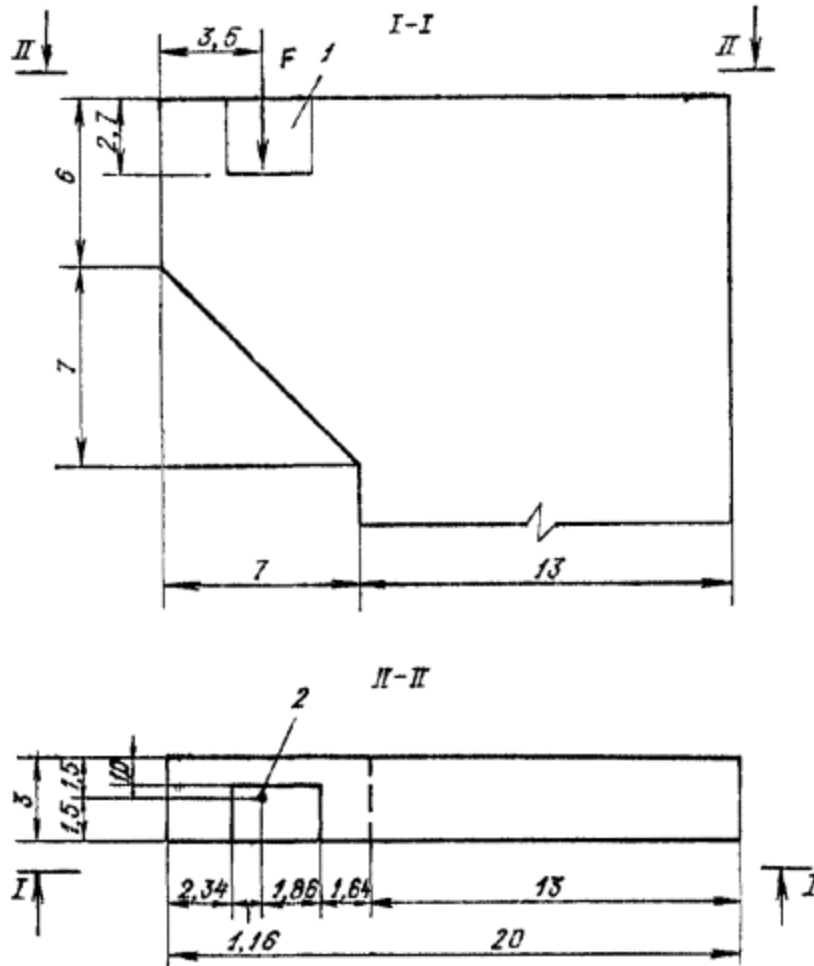


Рис. 31. К примеру расчета 34

1 - штраба под подкрановую балку; 2 - место приложения нагрузки.

За расчетную область принята верхняя часть быка вместе с консолью высотой 26 м, которая представлена набором из 817 треугольных элементов, связанных в 452 узловых точках, при одинаковом шаге между узлами в вертикальном и горизонтальном направлениях, равном 1 м. Расчет произведен для плосконапряженного состояния при коэффициенте поперечной деформации $\nu = 0,15$.

На рис. 32 показаны значения и направления полученных расчетом на ЭВМ главных напряжений σ_m , МПа, в характерных (опорном и двух смежных с ним) сечениях, схему армирования консоли см на рис. 34.



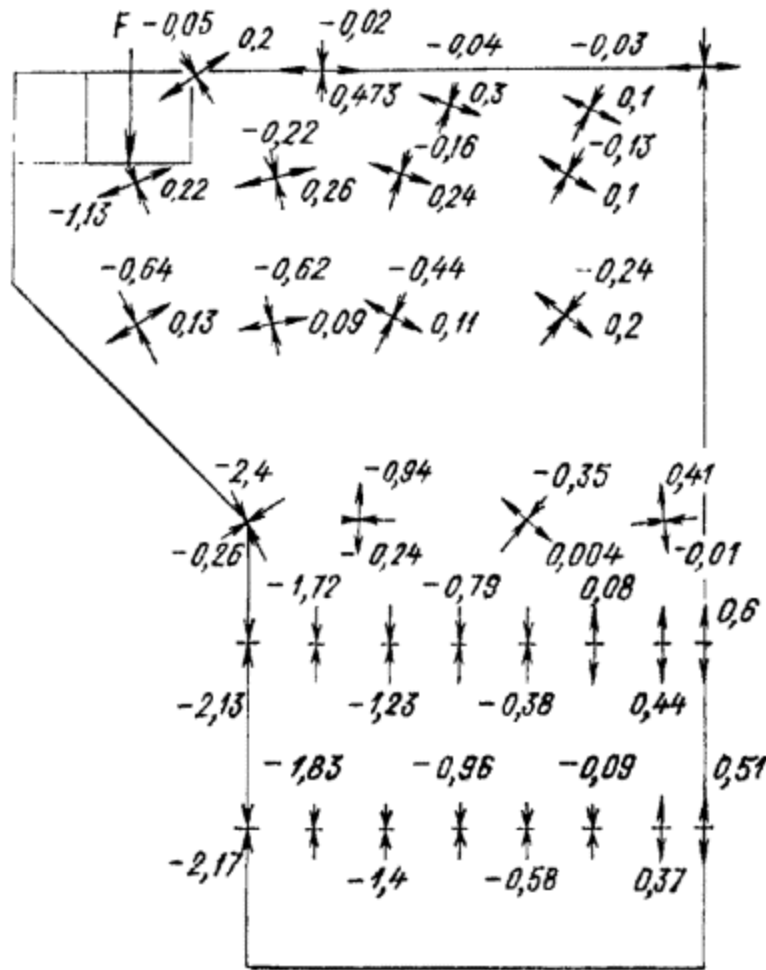


Рис. 32. Направления и значения главных напряжений, МПа

«+» - растяжение, «-» - сжатие

Так как $g_{lcsmt} = 1 \times 0,473 = 0,473$ МПа $< R_{bt,ser} = 1,15$ МПа, конструкция трещиностойкая.

В соответствии с п. 3.58 Пособия площадь сечения горизонтальной арматуры определяем из условия (150) по огибающей эпюре трех приведенных сечений I-I, II-II, III-III (рис. 33):

$$\Sigma A_s = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n \Sigma b \Delta h \bar{\sigma}_{mt}}{\gamma_s R_s} = \frac{1 \cdot 1,2 \cdot 3 \cdot (0,43 + 0,35 + \dots + 0,055 + 0,03)}{1,1 \cdot 280} \cdot 10^4 = 252 \text{ см}^2.$$



Арматуру распределяем по высоте растянутой зоны быка в соответствии с огибающей эпюрой

σ_{mt} следующим образом:

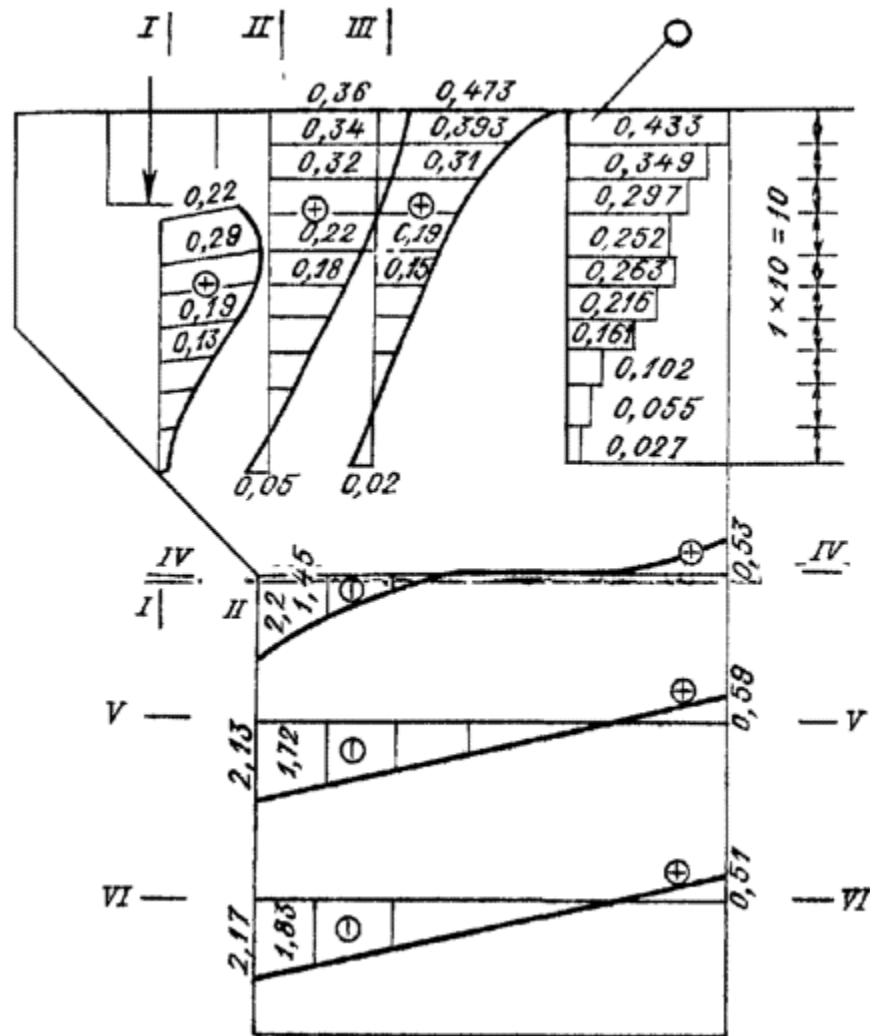


Рис. 33. Эпюры главных напряжений σ_{mt} , МПа, в сечениях
 O - огибающая эпюра σ_{mt} , МПа; «+» - растяжение, «-» - сжатие

Получено, см^2

Поставлено, см^2

$A_{s1} = 50,2$

54 (11 Æ 25)

$A_{s2} = 40,6$

39,3 (8 Æ 25)



$A_{s3} = 34,8$	39,3 (8 Æ 25)
$A_{s4} = 29,3$	39,3 (8 Æ 25)
$A_{s5} = 30,4$	39,3 (8 Æ 25)
$A_{s6} = 25,6$	25,1 (8 Æ 20)
$A_{s7} = 18,7$	25,1 (8 Æ 20)
$A_{s8} = 11,9$	16,08 (8 Æ 16)
$A_{s9} = 6,5$	16,08 (8 Æ 16)
$A_{s10} = 3,7$	16,08 (8 Æ 16)



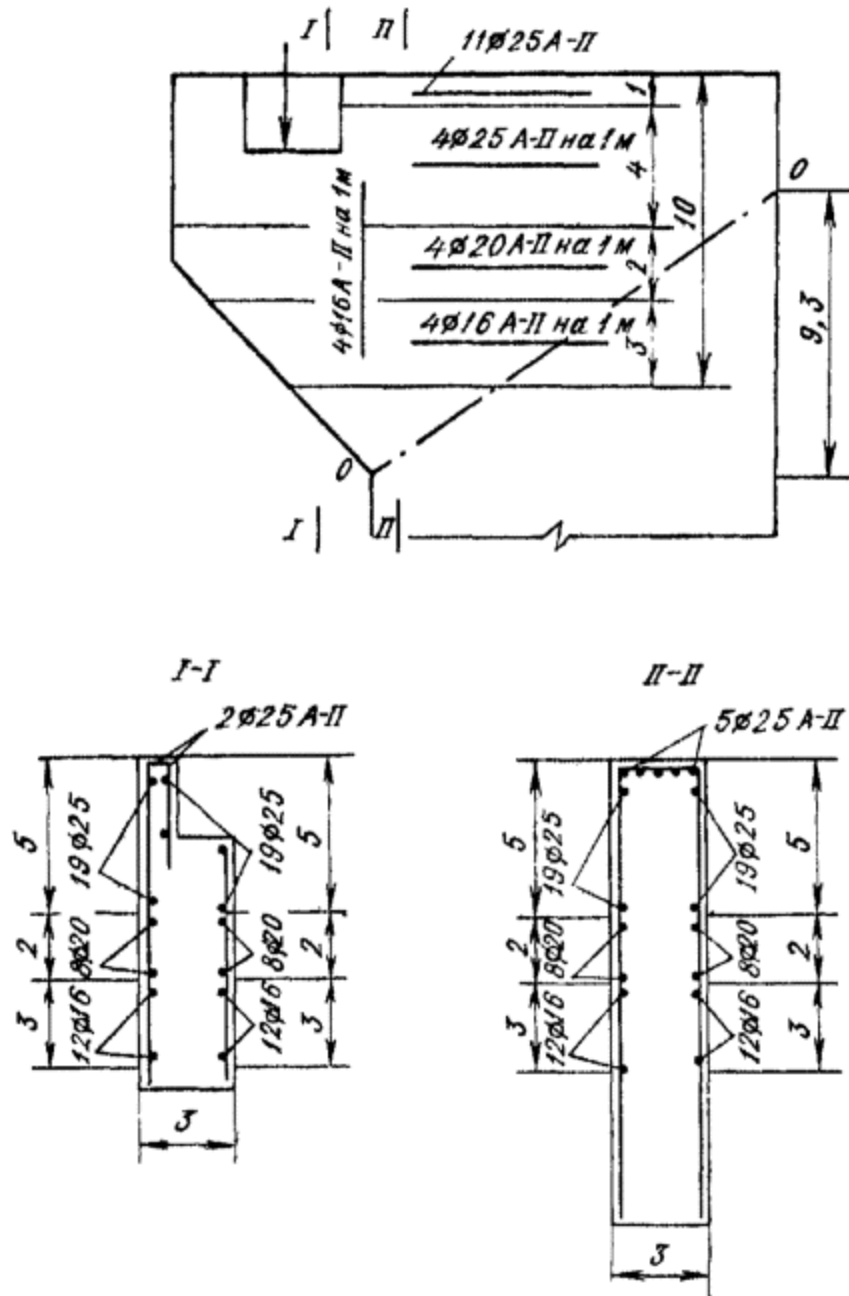


Рис. 34. Схема армирования короткой консоли. Размеры, м

Так как расчетные площади арматуры A_{s8} - A_{s10} меньше рекомендуемой в п. 8.26 конструктивной арматуры открытых поверхностей бетонных сооружений, находящихся в зоне переменного уровня воды и подвергающихся воздействию отрицательных температур, принимаем в этих сечениях конструктивную арматуру $\text{Æ} 16 \text{ A-II}$ с шагом 25 см, т.е. по двум боковым граням быка в сумме 8 $\text{Æ} 16 \text{ A-II}$ на 1 м.



В соответствии с п. [8.107](#) Пособия растянутую арматуру рекомендуется заводить в сжатую зону на длину l_{an} , определенную по формуле ([219](#)). При наличии растягивающих напряжений по всей верхней зоне быка, что имеет место в данном примере, растянутую арматуру рекомендуется завести за наклонное сечение 0-0 (рис. [34](#)), проходящее через конец опорного сечения в сжатой зоне и отсекающее такой объем бетона, который создает удерживающий момент от собственного веса (и всех сил, постоянно приложенных на этом участке), равный моменту от нагрузки на консоль и от собственного веса консоли относительно точки 0, т.е. $M_0 = -3000 \times 3,5 \times 2,4 \times 10 [(3 \times 6 \times 7 \times 3,5 + 0,5 \times 3 \times 7 \times 7 \times 7/3 - 2 \times 3,02 \times 2,7 \times 3,15) + (3 \times 13 \times 13 \times 6,5 - 0,5 \times 3 \times 13 \times 9,3 \times 13/3)] = -28000 - 13420 + 41600 = -41420 + 41600 > 0$.

Длина заделки арматуры за сечение 0-0 по формуле ([219](#))

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d = \left(0,7 \cdot \frac{280}{8,5} + 11 \right) d = 34d$$

Анкеровку растянутой горизонтальной арматуры можно осуществить и вертикальной (распределительной) арматурой, заделанной в сжатую зону горизонтальных сечений IV-IV, V-V, VI-VI при наличии равнопрочных крестообразных соединений арматуры.

Так как главные растягивающие напряжения в верхней зоне быка правее сечения III-III значительно меньше $R_{bt} = 0,75$ МПа и выход из работы растянутой зоны бетона в указанных сечениях не приводит к потере несущей способности конструкции, армирование этой зоны быка (при отсутствии других нагрузок) конструктивное.

Пример 35. Дано. Перекрытие спиральной камеры здания ГЭС: пролет в свету $l = 7,5$ м; $h = 3,0$ м; $a = a\phi = 0,1$ м; расчетные нагрузки: равномерно распределенная от собственного веса и веса оборудования $q = 100$ кН/м² и сосредоточенная от колонн $F = 500$ кН, несущих крановую нагрузку и вес верхнего строения здания ГЭС; сооружение I класса ($g_n = 1,25$); случай ремонтный ($g_{lc} = 0,95$); класс бетона В15 [$R_b = 8,5$ МПа $R_{bt} = 0,75$ МПа, $g_{b3} = 1,1$, $g_{b4} = 0,9$]; арматура класса А-II ($R_s = 280$ МПа, $R_{sw} = 225$ МПа, $g_s = 1,1$).



Требуется определить площадь поперечной арматуры.

Расчет. Так как отношение расчетной длины элемента к его высоте $l/h = 7,5/3,0 = 2,5 < 3$, то в соответствии с п. 3.44 расчет на действие поперечной силы следует производить по главным растягивающим напряжениям.

Воспользуемся готовым решением для плит. По [21] наибольшие изгибающие моменты и поперечные силы на 1 м ширины плиты: опорный $M = 1460$ кН×м, пролетный $M = 1610$ кН×м, $Q_A = 790$ кН, $Q_B = 2520$ кН.

Продольная арматура, верхняя и нижняя, подбирается по формулам (28) и (29) на изгибающие моменты соответственно 1460 кН×м и 1610 кН×м. Принимаем 4 АЕ 28 А-II на 1 м ($24,6$ см²).

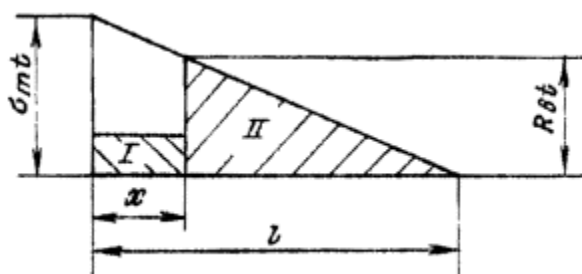


Рис. 35. Эпюра smt

I - на продольную арматуру; II - на бетон

Проверяем условие (101).

Для опоры А $g_l c g_n Q_A = 0,95 \times 1,25 \times 790 = 940$ кН $< g_c g_b 4 R_{bt} b h_0 = 1 \times 0,9 \times 0,75 \times 10^3 \times 1 \times 2,9 = 1957$ кН, т.е. расчетной арматуры на поперечную силу на опоре А не требуется.

Для опоры В $g_l c g_n Q_B = 0,95 \times 1,25 \times 2520 = 2992$ кН $> g_c g_b 4 R_{bt} b h_0 = 1957$ кН, т.е. на опоре В требуется поперечное армирование. В соответствии с п. 3.44 и формулой (164) для изгибаемых элементов прямоугольного сечения



$$\sigma_{\text{mt}} = \tau = \frac{Q}{bt} = \frac{2520}{1 \cdot 0,9 \cdot 2,9} = 965,5 \text{ кН/м}^2 = 0,97 \text{ МПа} \quad (97 \text{ т/м}^2 = 9,7 \text{ кг/см}^2).$$

Эпюру Q примем для простоты прямолинейной, длина ее $l = 4$ м со стороны опоры B (рис. 35).

Длина участка, на котором требуется поставить поперечную арматуру

$$x = l - R_{bt}l/s_{\text{mt}} = 0,9 \text{ м.}$$

При наличии в сечении верхней и нижней продольной арматуры часть эпюры главных растягивающих напряжений, в данном случае 20 % площади эпюры, так как имеет место сосредоточенная нагрузка (и 40 % при распределенной нагрузке), можно передать на продольную арматуру.

На поперечную арматуру передадим 80 % (60 %) площади эпюры, т.е. усилие, передаваемое на хомуты,

$$Q_{\text{sw}} = 0,8 \times$$

$$\frac{0,97 + 0,75}{2} \times 10^3 \times 1 \times 0,9 = 620 \text{ кН.}$$

Суммарная площадь хомутов на площади $1 \text{ м} \times 0,9 \text{ м}$

$$A_{\text{sw}} = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n Q_{\text{sw}}}{\gamma_c \gamma_s R_{\text{sw}}} = \frac{0,95 \cdot 1,25 \cdot 820}{1 \cdot 1,1 \cdot 225 \cdot 10^2} \cdot 10^4 = 29,7$$

При шаге хомутов 40×80 см площадь одного хомута

$$A_{\text{sw1}} = \frac{29,7}{3 \cdot 1,25} = 7,9 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\text{Æ } 32 \text{ А-II}$ ($8,04 \text{ см}^2$).



Вместо хомута можно поставить отгибы. Площадь отгибов $A_{s,inc} = 0,71A_{sw} = 0,71 \times 29,7 = 21,1 \text{ см}^2$. Кроме того, необходимо произвести проверку на продавливание в соответствии с п. [3.62](#) настоящего Пособия.

При размерах колонны $1 \times 1 \text{ м}$ и $h = 2,9 \text{ м}$ среднеарифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании в пределах h_o ,

$$u_m = 4 \times$$

$$\frac{1 + (1 + 2,9 + 2,9)}{2} = 4 \cdot 3,9 = 15,6 \text{ м.}$$

Проверяем условие [\(157\)](#) $glcgnF \leq gbR_{bt}u_mh_o$.

Так как $0,95 \times 1,25 \times 5000 = 5930 \text{ кН} < 1,1 \times 0,75 \times 10^3 \times 15,6 \times 2,9 = 37300 \text{ кН}$, дополнительного расчетного армирования вертикальной арматурой по периметру колонны не требуется.

Пример 36. Дано. Балка-стенка, жестко закрепленная боковыми кромками (рис. [36, а](#)). Задача плоская; $b = 1 \text{ м}$; класс сооружения I ($gn = 1,25$); случай строительный ($glc = 0,95$); бетон класса В15 ($R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$, $gb = 1,1$); арматура класса А-III ($R_s = 365 \text{ МПа}$, $gs = 1,1$); нагрузка $q = 1000 \text{ кН/м}^2$.

Требуется подобрать расчетную арматуру.

Расчет. Значения напряжений s_x , s_y и t_{xy} можно определить по [\[22, табл. 461\]](#).

В табл. [21](#) приводятся результаты указанного расчета для 45 точек; кроме того, приводятся значения главных напряжений s_1 , s_2 и углов наклона a_1 направлений главных напряжений к оси Ox , отсчитываемых от оси Ox против часовой стрелки.

Определяем изгибающие моменты:

в сечении 1-9

$$M_{1-9} = 0,5(1,21 + 1,38) \times 10^3 \times 0,25 \times 1(3 + 0,25) + 0,5(0,885 + 0,718) \times 10^3 \times 0,5 \times 1 \times 3 + 0,5(0,532 + 0,366) \times 10^3 \times 0,5(0,285 + 0,115) \times 10^3 \times 0,5 \times 1 \times 1 = 2803 \text{ кН} \times \text{м.}$$



в сечений 37-45

$$M_{37-45} = -10^3 [0,5(3,05 + 3,22) \times 0,25 \times 1 \times 3,75 + 0,5(1,67 + 1,83) \times 0,5 \times 1 \times 3 + 0,5(1,01 + 1,18) \times 0,5 \times 1 \times 2 + 0,5(0,476 + 0,643) \times 0,5 \times 1,1] = -6938 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Таблица 21

Номер точки	Напряжение, МПа					Угол α_1 , град, мин
	s_x	s_y	t_{xy}	s_1	s_2	
1	-1,38	-1,00	0	-1,0	-1,38	90°
2	-0,885	-0,963	0	-0,885	-0,963	0
3	-0,532	-0,852	0	-0,532	-0,852	0
4	-0,282	-0,693	0	-0,282	-0,693	0
5	-0,083	-0,50	0	-0,083	-0,50	0
6	0,115	-0,307	0	0,115	-0,307	0
7	0,366	-0,148	0	0,366	-0,148	0
8	0,718	-0,037	0	0,718	-0,037	0
9	1,21	0	0	1,21	0	0
10	-1,20	-1,00	0	-1,00	-1,20	90°



Номер точки	Напряжение, МПа					Угол α_1 , град, мин
	s_x	s_y	t_{xy}	s_1	s_2	
11	-0,733	-0,967	0,153	-0,65	-1,04	26°15′
12	-0,422	-0,856	0,286	-0,280	-0,988	26°24′
13	-0,229	-0,694	0,363	-0,03	-0,893	28°40′
14	-0,083	-0,50	0,389	0,15	-0,733	30°54′
15	0,062	-0,306	0,363	0,285	-0,529	31°33′
16	0,261	-0,144	0,286	0,409	-0,292	27°20′
17	0,566	-0,033	0,153	0,603	-0,07	13°30′
18	1,04	0	0	1,04	0	0
19	-0,598	-1,00	0	-0,598	-1,00	0
20	-0,259	-0,976	0,304	-0,147	-1,09	20°10′
21	-0,109	-0,86	0,578	0,205	-1,17	28°25′
22	-0,071	-0,69	0,73	0,413	-1,17	33°30′
23	-0,083	-0,50	0,781	0,517	-1,10	37°30′



Номер точки	Напряжение, МПа					Угол α_1 , град, мин
	s_x	s_y	t_{xy}	s_1	s_2	
24	-0,095	-0,309	0,73	0,536	-0,94	40°50ϕ
25	-0,058	-0,140	0,578	0,481	-0,679	43°
26	0,092	-0,023	0,304	0,344	-0,275	39°35ϕ
27	0,431	0	0	0,431	0	0
28	0,557	-1,00	0	0,557	-1,00	0
29	0,596	-0,957	0,488	0,736	-1,10	16°03ϕ
30	0,398	-0,821	0,382	0,86	-1,28	27°40ϕ
31	0,158	-0,663	1,08	0,902	-1,41	34°35ϕ
32	-0,083	-0,509	1,12	0,844	-1,44	39°40ϕ
33	-0,323	-0,337	1,08	0,749	-1,41	44°55
34	-0,565	-0,179	0,882	0,531	-1,275	51°10ϕ
35	-0,763	-0,043	0,488	0,204	-1,01	63°10ϕ
36	-0,723	0	0	0	-0,723	90°



Номер точки	Напряжение, МПа					Угол α_1 , град, мин
	s_x	s_y	t_{xy}	s_1	s_2	
37	3,05	-1,00	0	3,05	-1,00	0
38	1,67	-0,96	0,656	1,825	-1,115	13°15φ
39	1,01	-0,904	1,125	1,53	-1,42	24°45φ
40	0,476	-0,704	1,41	1,41	-1,64	33°40φ
41	-0,083	-0,50	1,50	1,22	-1,81	41°05φ
42	-0,643	-0,296	1,41	0,951	-1,89	48°30φ
43	-1,18	-0,096	1,125	0,611	-1,89	57°55φ
44	-1,83	-0,037	0,656	0,177	-2,04	71°57φ
45	-3,22	0	0	0	-3,22	90°

Определяем площадь сечения продольной арматуры при $h_0 = h - a = 4 - 0,1 = 3,9$ м;

в сечении 1-9

$$\alpha_m = \frac{\gamma_c \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_y b h_0} = \frac{0,95 \cdot 1,25 \cdot 2803}{1 \cdot 1,1 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 3,9^2} = 0,0234 ;$$



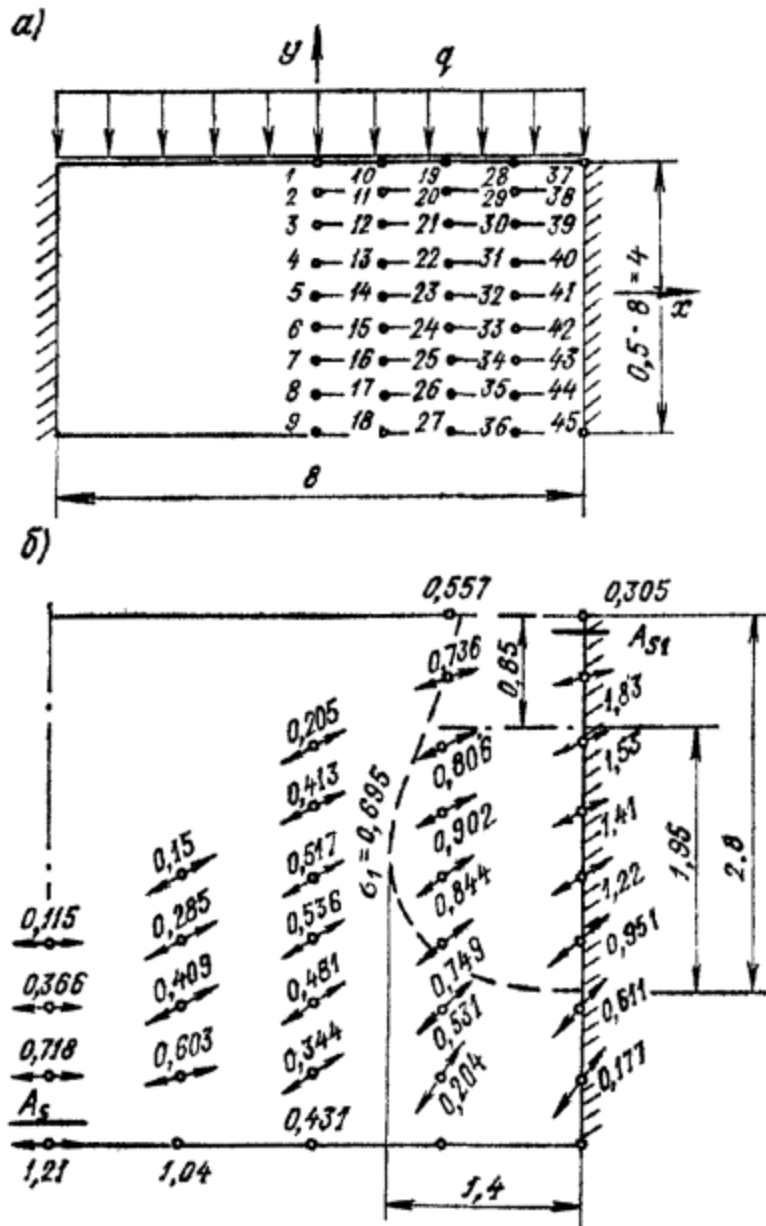


Рис. 36. К примеру расчета 36

а - расчетная схема балки-стенки, жестко закрепленной боковыми кромками; б - напряжения S_1 , МПа, размеры, м

по табл. 17 $\chi = 0,988$;



$$A_s = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_s R_s h_o} = \frac{0,95 \cdot 1,25 \cdot 2803}{1 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,988 \cdot 3,9} \cdot 10^4 = 21,5 \text{ см}^2;$$

в сечении 37-45

$$\alpha_m = \frac{0,95 \cdot 1,25 \cdot 6938}{1 \cdot 1,1 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 3,9^2} = 0,0579;$$

по табл. 17 $\chi = 0,97$;

$$A_{s1} = \frac{0,95 \cdot 1,25 \cdot 6938}{1 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,97 \cdot 3,9} \cdot 10^4 = 54,4 \text{ см}^2.$$

Так как $l/h = 8/4 = 2 < 3$, в соответствии с п. 3.44 расчет на действие поперечной силы производится по главным растягивающим напряжениям (см. рис. 36, б).

На поперечную арматуру передаем растягивающие усилия при напряжениях в бетоне, превышающих значение

$$\frac{\gamma_c \gamma_b R_{bt}}{\gamma_n \gamma_{lc}} = \frac{1 \cdot 1,1 \cdot 0,75}{1,25 \cdot 0,95} = 0,695 \text{ МПа.}$$

Линия $s_1 = 0,695$ МПа показана на рис. 36, б пунктиром. С помощью продольной арматуры в заделке ($A_s = 54,4 \text{ см}^2$) может быть воспринята равнодействующая s_{mt} в области толщиной 0,85 м, считая от верхней грани. Поэтому требуется постановка расчетной, поперечной арматуры в области размерами 1,40'1,95 м (см. рис. 36, б).

Угол наклона a_o к оси балки-стенки (горизонтали) в расчетной области изменяется от 25 до 50°, составляя примерно 35°.

Наиболее экономичной будет расчетная арматура, наклоненная к оси балки-стенки под углом $a_o = 35^\circ$. Наиболее простые



конструктивные решения получаются при армировании горизонтальными или вертикальными хомутами. Возможны различные комбинированные решения. При этом следует иметь в виду, что в области, где $smt < 0,695 \text{ МПа} \approx 7,0 \text{ кгс/см}^2$, требуется постановка конструктивной арматуры.

Подбор сечений поперечной арматуры производится аналогично тому, как это сделано в примере [34](#).

Расчет железобетонных элементов на местное действие нагрузок

Расчет на местное сжатие

3.61. При расчете на местное сжатие (смятие) должно удовлетворяться условие

$$g_{lc} g_n N \leq \gamma_g b R_{b,loc} A_{loc1}, \quad (155)$$

где N - продольная сила от местной нагрузки; γ - коэффициент, принимаемый равным 1 при равномерном распределении местной нагрузки и 0,75 при неравномерном ее распределении на площади смятия (под концами балок, прогонов, перемычек); g_b - коэффициент, принимаемый по табл. [7](#); в случае без косвенного армирования $g_b = 0,9$, с косвенным армированием $g_b = 1,1$; $R_{b,loc}$ - расчетное сопротивление бетона смятию

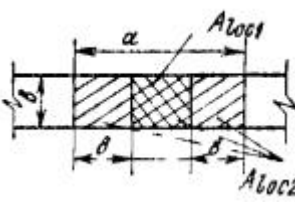
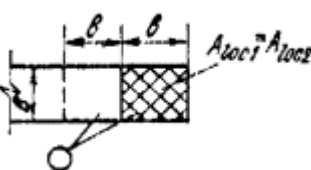
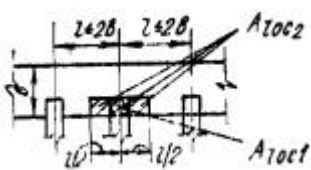
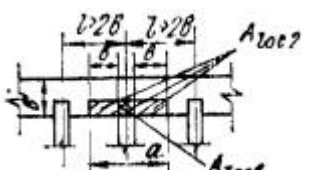
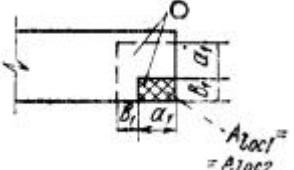
$$R_{b,loc} = j_b R_b, \quad (156)$$

здесь $j_b =$

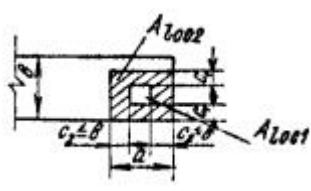
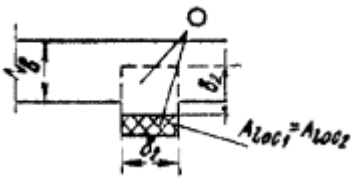
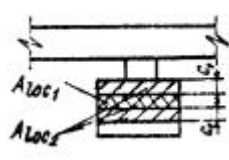
$\sqrt[3]{A_{loc2} / A_{loc1}}$, но не более значений, приведенных в табл. [22](#); A_{loc1} - площадь смятия; A_{loc2} - расчетная площадь смятия (см. табл. [22](#)).

Таблица 22



Схемы приложения местной нагрузки ,			j_b
По всей ширине элемента	<i>a</i>		2,5
Краевой по всей ширине элемента	<i>б</i>		1
В местах опирания концов прогонов и балок	<i>в</i>		2,5
	<i>г</i>		2,5
Краевой на угол элемента	<i>д</i>		1



Схемы приложения местной нагрузки ,			<i>j_b</i>
На часть длины и ширины элемента	<i>e</i>		2,5
Краевой в пределах выступа стены (пилястра)	<i>ж</i>		1
На сечение сложной формы	<i>и</i>		2,5

о - минимальная зона армирования сетками, при которой косвенное армирование учитывается в расчете.

Расчет на продавливание

3.62. Расчет на продавливание плитных конструкций (без поперечной арматуры) от действия сил, равномерно распределенных по ограниченной площади, производится из условия

$$glcgnF \leq F_b = gbR_{bt}u_m h_o, \quad (157)$$

где F - продавливающая сила; gb - коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 7; в случае армирования плит только нижней арматурой $gb = gb4 = 0,9$, при армировании верхней и нижней арматурой $gb = gb3 = 1,1$; u_m - среднеарифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения h_o .



При определении величины u_m предполагается, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, а боковые грани наклонены под углом 45° к горизонтали (рис. 37, а).

Если схема опирания такова, что продавливание может происходить по поверхности пирамиды с углом наклона боковых граней больше 45° , например, в свайных ростверках (рис. 37, б), то принимается фактическая пирамида продавливания. При этом несущая способность фактической пирамиды принимается не более, чем для пирамиды с $c = 0,4h_0$, где c - горизонтальная проекция боковой грани пирамиды продавливания.

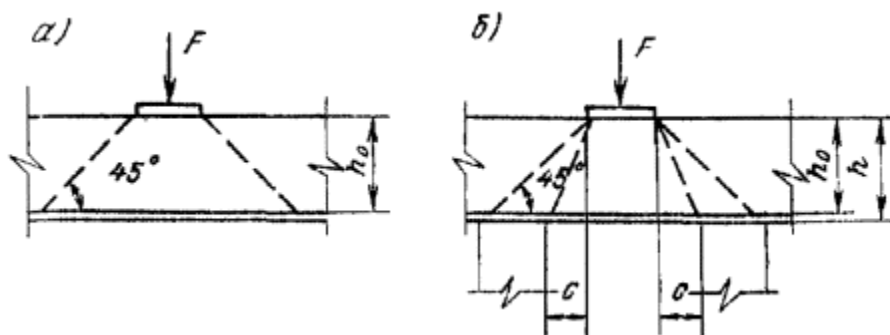


Рис 37. Схема пирамиды продавливания при угле наклона ее боковых граней к горизонтали

а - равном 45° ; б - большем 45°

При наличии хомутов в пределах пирамиды продавливания

$$g_l c g_n F \leq F_b + 0,8 F_{sw}, \quad (158)$$

но не более $2F_b$, где F_b - см. формулу (157); $F_{sw} = 175 S g_s A_{sw}$ - сумма всех поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, пересекающими боковые грани пирамиды продавливания; 175, МПа, - предельные напряжения в хомутах. При этом должно соблюдаться условие $F_{sw} \leq 0,5 F_b$.



Расчет железобетонных элементов на выносливость при действии многократно повторяющейся нагрузки

3.63 (4.8). Расчет железобетонных элементов на выносливость производится при числе циклов изменения нагрузки 2×10^6 и более за весь расчетный срок эксплуатации сооружения (например, проточные части гидроагрегатов, водосбросы, плиты водобоя, подгенераторные конструкции и др.).

3.64 (5.31). Расчет на выносливость сечений, нормальных к продольной оси элементов, производится путем сравнения крайних напряжений в бетоне и растянутой арматуре с соответствующими расчетными сопротивлениями бетона $R_{b\phi}$ и арматуры $R_{s\phi}$, определяемыми согласно указаниям пп. [3.66](#) и [3.67](#).

При этом крайние напряжения в бетоне и растянутой арматуре умножаются на коэффициенты надежности по назначению сооружений g_n и сочетаний нагрузок g_{lc} , принимаемые по п. [1.2](#) Пособия. Сжатая арматура на выносливость не рассчитывается.

3.65 (5.32). В трещиностойких элементах крайние напряжения в бетоне и арматуре определяются по расчету как для упругого тела по приведенным сечениям с учетом указания п. [3.68](#).

В нетрещиностойких элементах площадь и момент сопротивления приведенного сечения определяются без учета растянутой зоны бетона и при треугольной эпюре напряжений в сжатой зоне (по второй стадии работы сечения). Высота сжатой зоны бетона определяется по п. [6.8](#) и прил. [6](#); напряжения в арматуре - по п. [5.3](#).

3.66 (2.13). Расчетные сопротивления бетона при расчете железобетонных конструкций на выносливость $R_{b\phi}$ и $R_{bt\phi}$ вычисляются умножением соответствующих значений сопротивлений R_b и R_{bt} на коэффициент условий работы g_{b2} , принимаемый по табл. [23](#).

Таблица 23(5)



Состав бетона по влажности	Коэффициенты условий работы бетона g_{b2} при многократно повторяющейся нагрузке и коэффициенте асимметрии цикла r_b							
	0-0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
Естественной влажности	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0
Водонасыщенный	0,45	0,50	0,60	0,70	0,80	0,85	0,95	1,0

Примечания: 1. Коэффициент g_{b2} для бетонов, класс которых установлен в возрасте 28 сут, принимается по [СНиП 2.03.01-84](#) [2].

2. Коэффициент $r_b = s_{b,min}/r_{b,max}$ соответственно наименьшее и наибольшее напряжения в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки.

3.67 (2.19). Расчетное сопротивление растянутой стержневой арматуры $R_{s\phi}$ при расчете железобетонных конструкций на выносливость определяется по формуле

$$R_{s\phi} = g_s g_{s1} R_s, \quad (159)$$

где g_s - коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 11; для железобетонных конструкций $g_{s2} = 1,1$, для сталежелезобетонных конструкций $g_{s3} = 0,9$; g_{s1} - коэффициент условий работы; для арматуры классов А-I, А-II и А-III вычисляется по формуле (160), для других классов арматуры - по [СНиП 2.03.01-84](#) [2].

$$\gamma_{s1} = \frac{1,8 \eta_o \eta_s \eta_c}{1 - \rho_s (1 - \eta_o \eta_s \eta_c / 1,8)}. \quad (160)$$

Здесь h_o - коэффициент, учитывающий класс арматуры и принимаемый для арматуры класса А-I - 0,44; А-II - 0,32; А-III - 0,28; h_s - коэффициент, учитывающий диаметр арматуры и



принимаемый для диаметра 20 мм и менее - 1,0; диаметра 30 - 0,9; диаметра 40 - 0,85; 60 мм и более - 0,8; h_s - коэффициент, учитывающий тип сварных стыков, принимается по табл. 24; $r_s = s_{s,min}/s_{s,max}$ - коэффициент асимметрии цикла, здесь $s_{s,min}$ и $s_{s,max}$ - соответственно наименьшее и наибольшее напряжения в растянутой арматуре.

Растянутая арматура на выносливость не проверяется, если коэффициент gs_1 , определяемый по формуле (160), больше единицы.

Таблица 24 (11)

Тип сварного соединения стержневой арматуры	Коэффициент h_s
Контактное стыковое	
с механической зачисткой	1,0
без механической зачистки	0,8
Стыковое, выполненное способом ванной одноэлектродной сварки на стальной подкладке длиной	
5 диаметров и более наименьшего из стыкуемых стержней	0,8
1,5-3 диаметра наименьшего из стыкуемых стержней	0,6
Стыковое с парными симметричными накладками	0,55



Примечание. Для арматуры, не имеющей сварных стыковых соединений, значение h_s принимается равным единице.

3.68 (2.22). При расчете железобетонных конструкций на выносливость неупругие деформации в сжатой зоне бетона учитываются снижением модуля упругости бетона. Коэффициенты приведения арматуры к бетону $\nu\phi$ принимаются по табл. 25.

Таблица 25(13)

Класс бетона по прочности на сжатие	B15	B20	B25	B30	B35	B40
Коэффициент приведения $\nu\phi$	25	23	20	18	15	10

3.69 (5.33). В элементах железобетонных конструкций при расчете на выносливость наклонных сечений главные растягивающие напряжения, умноженные на коэффициенты g_n и g_{lc} , воспринимаются бетоном, если их значения не превышают $g_c R_{\phi} b t$. Если главные растягивающие напряжения превышают $g_c R_{\phi} b t$, то их равнодействующая должна быть полностью передана на поперечную арматуру при напряжениях в ней, равных расчетным сопротивлениям $g_c R_s \phi$.

3.70 (5.34). Главные растягивающие напряжения следует определять по формуле:

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau^2}, \quad (161)$$

где

$$\sigma_x = \frac{My}{J_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}}; \quad (162)$$



$$\tau = \frac{Qs_{red}}{J_{red}b}. \quad (163)$$

В формулах (161)-(163) M , Q , N - усилия, найденные при значении коэффициента надежности по нагрузке, равном единице; s_x , t - нормальное и касательное напряжения в бетоне A_{red} , J_{red} - площадь и момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести; s_{red} - статический момент части приведенного сечения, лежащей по одну сторону от оси на уровне которой определяются касательные напряжения, относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения; y - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до линии, на уровне которой определяется напряжение; b - ширина сечения на том же уровне.

Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения главные растягивающие напряжения σ_{mt} допускается рассчитывать по формуле

$$\sigma_{mt} = \tau = \frac{Q}{bz}, \quad (164)$$

где $z = 0,9h_0$.

В формуле (161) растягивающие напряжения следует вводить со знаком «плюс», а сжимающие - со знаком «минус».

В формуле (162) знак «минус» принимается для внецентренно сжатых элементов, знак «плюс» - для внецентренно растянутых.

3.71. (6.4). Расчет по образованию трещин при действии многократно повторяющейся нагрузки производится из условия

$$g_{lcsbt} \leq g_{cgb2R_{bt,ser}}, \quad (165)$$



где s_{bt} - максимальное нормальное растягивающее напряжение в бетоне, определяемое расчетом как для упругого тела по приведенным сечениям с учетом указаний пп. [3.68](#) и [4.7](#).

Пример расчета к пп. [3.63-3.71](#)

Пример 37. Дано. Железобетонное сечение диффузора отсасывающей трубы: $h = 1,2$ м; $h_0 = 1,15$ м; $b = 1$ м; бетон, класса В15; арматура класса А-II; сооружение I класса ($g_n = 1,25$).

Нагрузки:

статические - вес ригеля, превышение давления в трубе при аварийном сбросе нагрузки, температурные воздействия (равномерный нагрев или охлаждение);

динамические - пульсационное давление, вызванное нестационарностью гидравлического режима в трубе.

При расчете по статической схеме:

$$M = \begin{cases} +965 \text{ кН} \cdot \text{м}, \\ -745 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{cases}$$

$$Q = \begin{cases} 136 \text{ кН}, \\ 282 \text{ кН}. \end{cases}$$

$$N_c = \begin{cases} 40 \text{ кН}, \\ 18 \text{ кН}. \end{cases}$$

Площадь рабочей арматуры $A_s = 33,15 \text{ см}^2$, $A_s \phi = 26,31 \text{ см}^2$; поперечное армирование отсутствует.

При расчете по динамической схеме:

момент меняется от 315 кН×м до минус 95 кН×м (характеристика цикла r отрицательна), поперечная сила меняется от 160 кН до 0, $N = 1$ кН;



число циклов загрузки $N = 5,8 \times 10^8 > 2 \times 10^6$.

Требуется рассчитать на выносливость железобетонное сечение.

Р а с ч е т . Проверим трещиностойкость сечения в соответствии с п. 3.71 как для упругого изгибаемого элемента (силой сжатия пренебрегаем ввиду ее малого значения).

Для этого определяем приведенные характеристики сечения как для упругого тела:

$$y_o = \frac{s_o}{J_{red}} = \frac{0,5bh^2 + v'A_s a + v'A'_s (h_o - a')}{bh + v'(A_s + A'_s)} =$$

$$= \frac{0,5 \cdot 1 \cdot 1,2^2 + 25 \cdot 0,003315 \cdot 0,05 + 25 \cdot 0,002631(1,2 - 0,05)}{1 \cdot 1,2 + 25(0,003315 + 0,002631)} = 0,58 \text{ м,}$$

где $v\phi = 25$ (по табл. 25).

$$J_{sed} = \frac{1 \cdot 1,2^3}{12} + 1 \times 1,2(0,6 - 0,58)^2 + 25(0,003315 \times 0,53^2 + 0,002631 \cdot 0,57^2) = 0,189 \text{ м}^4$$

$$\frac{W_{red}}{M} = \frac{0,185}{0,58} = 0,326 \text{ м}^3.$$

Так как $glcsbt = g lc \overline{W_{red}} 1 \times$

315
 $0,326 = 970 \text{ кН/м}^2 = 0,97 \text{ МПа} > gcgb2R_{bt,ser} = 1 \times 0,65 \times 1,15 = 0,75 \text{ МПа}$ ($gb2 = 0,65$ по табл. 23 при знакопеременной нагрузке), сечение нетрещиностойкое. Поэтому в дальнейшем расчет сечения будем производить без учета работы растянутой зоны бетона в предположении треугольной эпюры напряжений в сжатой



зоне в соответствии с п. [3.65](#), т.е. высоту сжатой зоны бетона x определяем из условия

$$S_{red} = \frac{bx^2}{2} - \nu\phi A_s(h_0 - x) + \nu\phi A_s\phi(x - a\phi) = 0.$$

При $M_{max} = 315$ кН×м.

$$\frac{1 \cdot x^2}{2} - 25 \times 0,003315 (1,15 - x) + 25 \times 0,002631 (x - 0,05) = 0,$$

откуда $x = 0,32$ м;

$$J_{red} = \frac{bx^3}{3} + \nu\phi A_s\phi(x - a\phi) + \nu\phi A_s (h_0 - x) =$$

$$\frac{1 \cdot 0,32^3}{3} + 25 \times 0,00263 (0,32 - 0,05)^2 + 25 \times 0,003315 \times (1,15 - 0,32)^2 = 0,0729 \text{ м}^4;$$

напряжение в бетоне

$$\sigma_{b,max} = \frac{Mx}{J_{red}} = \frac{315 \cdot 0,32}{0,0729} = 1380 \text{ кН/м}^2 = 1,38 \text{ МПа}.$$

В соответствии с примечанием к табл. [7](#) расчетное сопротивление умножается на произведение соответствующих



коэффициентов условий работы, в данном случае на $gb2 = 0,65$ и $gb3 = 1,1$, т.е. $R_b\phi = gb2gb3R_b = 0,65 \times 1,1 \times 8,5 = 6,1$ МПа.

Выносливость бетона на сжатие обеспечена, так как при наибольшем значении момента $M = 315$ кН×м

$$g_l c g_n s_b, \max = 1 \times 1,25 \times 1,38 = 1,72 \text{ МПа} < R_b \phi = 6,1 \text{ МПа.}$$

Напряжение в растянутой (нижней) арматуре

$$\sigma_{s, \max} = \frac{\nu' M (h_o - x)}{J_{red}} = \frac{25 \cdot 315 (1,15 - 0,32) 10^{-3}}{0,0729} = 90 \text{ МПа}$$

или в соответствии с п. 5.3 по формуле (177)

$$\sigma_{s, \max} = \frac{M}{A_s z} = \frac{315 \cdot 10}{33,15 \cdot 1,05} = 90 \text{ МПа,}$$

где $z = h_o - x/3 = 1,15 - 0,32/3 = 1,05$ м.

Напряжение в сжатой (верхней) арматуре

$$\sigma'_{s, \min} = \frac{\nu' M (x - a')}{J_{red}} = \frac{25 \cdot 315 (0,325 - 0,05) 10^{-3}}{0,0729} = -29,2 \text{ МПа.}$$

2. При $M_{\min} = -95$ кН×м ($N \gg 0$).

$$\frac{1 \cdot x^2}{2} - 25 \times 0,002631 (1,15 - x) + 25 \times 6,003315 (x - 0,05) = 0,$$



откуда $x = 0,28$ м;

$$J_{red} = \frac{1 \cdot 0,28^3}{3} + 25 \times 0,003315 (0,28 - 0,05)^2 + 25 \times 0,002631 (1,15 - 0,28)^2 = 0,06139 \text{ м}^4;$$

напряжение в сжатой (нижней) арматуре

$$\sigma_{s,\min} = \frac{\nu' M (x - a')}{J_{red}} = \frac{25 \cdot 95 (0,28 - 0,05) 10^{-3}}{0,06139} = -8,90 \text{ МПа};$$

напряжение в растянутой (верхней) арматуре

$$\sigma_{s,\max} = \frac{\nu' M (h_0 - x)}{J_{red}} = \frac{25 \cdot 95 (1,15 - 0,28) 10^{-3}}{0,06138} = 33,7 \text{ МПа}.$$

Проверяем прочность арматуры:

а) нижней

$$\rho_s = \frac{\sigma_{s,\min}}{\sigma_{s,\max}} = -\frac{8,9}{90} = -0,099 ;$$

По формуле (160)



$\gamma_{s1} = \frac{1,8 \cdot 0,32 \cdot 0,89 \cdot 0,8}{1 - 0,099 \left(1 - \frac{0,32 \cdot 0,89 \cdot 0,8}{1,8} \right)} = 0,376$, где $h_0 = 0,32$, $h_s = 0,89$ (Æ 32), $h_c = 0,8$ (ванный стык) в соответствии с п. 3.67. По формуле (159) $R_{s\phi} = 0,376 \times 1,1 \times 280 = 115,8$ МПа.

Так как $glcgnss,max = 1 \times 1,25 \times 90 = 112,5$ МПа < $R_{\phi s} = 115,8$ МПа, прочность нижней арматуры обеспечена;

б) верхней

$$\rho_s = \frac{\sigma'_{s,min}}{\sigma'_{s,max}} = -\frac{29,2}{33,7} = -0,866$$

по формуле (160)

$\gamma_{s1} = \frac{1,8 \cdot 0,32 \cdot 0,89 \cdot 0,8}{1 - 0,866 \left(1 - \frac{0,32 \cdot 0,89 \cdot 0,8}{1,8} \right)} = 0,234$; по формуле (159) $R_{s\phi} = 0,234 \times 1,1 \times 280 = 72,1$ МПа.

Так как

$$glcgn\phi s,max = 1 \times 1,25 \times 33,7 = 42,1 \text{ МПа} < R_{\phi s} = 72,1 \text{ МПа},$$

прочность верхней арматуры обеспечена.

Проверка наклонного сечения

$$\rho_b = \frac{Q_{min}}{Q_{max}} = \frac{0}{160} = 0; \text{ т.е., } gb2 = 0,65 \text{ по табл. 23.}$$

По формуле (164)



$$\sigma_{mt} = \frac{160 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,9 \cdot 1,10} = 0,155 \text{ МПа.}$$

Так как $glcgn\sigma_{mt} = 1 \times 1,25 \times 0,155 = 0,19 \text{ МПа} < gcR\phi bt = 1 \times 0,65 \times 1,1 \times 0,75 = 0,54 \text{ МПа}$, поперечная арматура не требуется, главные растягивающие напряжения полностью воспринимаются бетоном.

Расчет несущих железобетонных балок в сборно-монолитных конструкциях

3.72 (4.3). Сборно-монолитные конструкции, а также монолитные конструкции с несущей арматурой рассчитываются по прочности, деформациям, образованию и раскрытию трещин для двух стадий работы:

а) до приобретения бетоном, уложенным на месте использования конструкции, заданной прочности - на воздействие нагрузки от собственного веса этого бетона и других нагрузок, действующих на данном этапе возведения конструкции;

б) после приобретения бетоном, уложенным на месте использования конструкции, заданной прочности - на нагрузки, действующие при эксплуатации конструкции, включая собственный вес.

3.73. Расчет на прочность производится на расчетные нагрузки отдельно по двум стадиям без суммирования усилий и напряжений.

При этом принимается следующий порядок расчета:

1) рассчитывается конструкция на полную эксплуатационную нагрузку с учетом собственного веса при полной высоте течения с соответствующими коэффициентами;

2) подбирается высота сборных железобетонных балок на нагрузки строительного периода (на вес свежееуложенного бетона) таким образом, чтобы арматура этого этапа (A_{s1}) не превышала арматуру эксплуатационного периода A_s при обязательном соблюдении условия $x_1 = x_1/h_01 \leq x_R$.

Нагрузки строительного периода определяются в соответствии со [СНиП 3.03.01-87](#) [23].



Допускается расчет строительного периода производить при едином коэффициенте надежности по нагрузке, равном 1,2, средней плотности бетона $r = 2,5 \text{ г/см}^3$ и коэффициентах $g_{lc} = g_n = g_b = g_s = 1,0$.

Высоту и ширину ребра сборных несущих железобетонных балок рекомендуется назначать так, чтобы не требовалась дополнительная арматура на восприятие поперечной силы строительного периода. Если сборная балка в дальнейшем будет входить в перекрытие (плитную конструкцию), разрешается не армировать ее поперечной арматурой при условии, что $Q_1 \leq 0,9R_{bt}bh_0$. Если сборная балка представляет собой первый ярус подкрановой или забральной балки (балочной конструкции), соответственно - $Q_1 \leq 0,6R_{bt}bh_0$.

Если перечисленные условия не соблюдаются, целесообразно увеличить высоту (ширину) ребра балки, когда это позволяет грузоподъемность механизмов, или разбить строительный этап на два (или более) этапа. При этом арматура каждого этапа, рассчитанная на нагрузки только этого этапа, не должна превышать арматуры эксплуатационного периода при обязательном соблюдении условия $\chi_i \leq \chi_R$.

3.74. Расчет по предельным состояниям второй группы допускается ограничивать проверкой прогиба сборного элемента на нормативные нагрузки строительного периода (первый этап). При этом если $h_0/l > 1/22$, проверку прогиба сборного элемента разрешается не производить.

Величину раскрытия трещин допускается проверять только в эксплуатационный период при напряжениях в арматуре, равных R_s .

3.75. В наклонных перекрытиях (перекрытия отсасывающих труб) полная нагрузка раскладывается на нагрузку, действующую в плоскости перекрытия параллельно нижней грани, и на нагрузку, действующую нормально к нижней грани перекрытия.

Пример расчета к пп. [3.72-3.75](#)

Пример 38. Дано. Перекрытие здания ГЭС (рис. [38](#)) высотой $H = 3 \text{ м}$ и пролетом в свету 11 м возводится с помощью типовых для данного здания ГЭС сборных балок высотой $h = 65 \text{ см}$; $h_0 = 55 \text{ см}$; $h_1 = 15 \text{ см}$; $b_f = 140 \text{ см}$; $b = 100 \text{ см}$; $B = 150 \text{ см}$, принятых по условиям производства работ и грузоподъемности крана 25 т ;



расчетный пролет балки 11,15 м; арматура сборных балок, подобранная из расчета перекрытия на эксплуатационные нагрузки, $A_s = 88 \text{ см}^2$ (7 $\text{A} \text{E} 40 \text{ A-III}$); бетон класса В25 ($R_b = 14,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$); монолитный бетон перекрытия класса В20 ($R_b = 11,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$); $g_c = 1,0$.

Требуется определить порядок возведения перекрытия здания ГЭС, величины прогибов и раскрытия трещин перекрытия при заданных арматуре и высоте сборных балок.

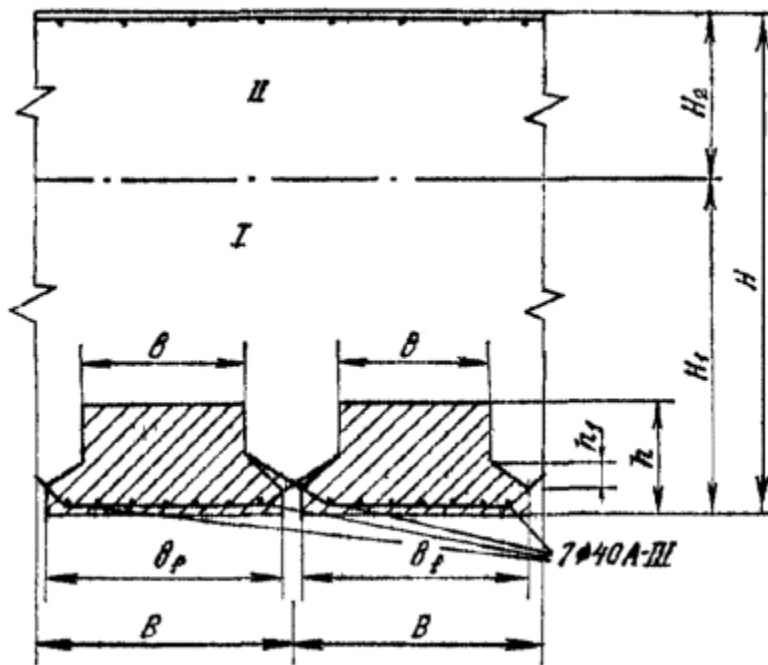


Рис. 38. К примеру [38](#)

Расчет. Определяем возможную высоту бетонирования (высоту первого яруса) при заданных арматуре и высоте сборной балки при $g_f = 1,2$ и $g_l c = g_n = g_b = g_s = 1$ в соответствии с п. [3.73](#).

Для этого находим несущую способность балки.

Высота сжатой зоны при расчетной ширине $b = 1,0 \text{ м}$ и $A_s = 88 \text{ см}^2$.



$$x = \frac{\gamma_s R_s A_s}{\gamma_b R_b b} = \frac{1,1 \cdot 365 \cdot 88}{1,1 \cdot 14,5 \cdot 100} = 21,7 \quad \text{см} < x R h_o = 0,6 \times 55 = 33 \text{ см};$$

из условия (39) $g_l c g_n M \leq g_c g_b R_b b x (h_o - 0,5x) = 1 \times 1 \times 14,5 \times 10^3 \times 1 \times 0,22 (0,55 - 0,5 \times 0,22) = 1404 \text{ кН} \times \text{м}$, т.е. при $g_l c = g_n = 1$ несущая способность балки $M = 1404 \text{ кН} \times \text{м}$.

Для шарнирно опертой балки $M = ql^2/8$, отсюда

$$q = \frac{8M}{l^2} = \frac{8 \cdot 1404}{11,15^2} = 90,3 \text{ кН/м}.$$

Нагрузка от балки и монолитного бетона $q = g_f r g_b H b$, отсюда

$$H = \frac{q}{\gamma_f r g_b} = \frac{90,3}{1,2 \cdot 2,5 \cdot 9,8 \cdot 1,5} = 2,06 \text{ м}.$$

Принимаем высоту первого яруса бетонирования $H_1 = 2 \text{ м}$.

Рассчитываем сборную железобетонную балку на нагрузку первого яруса бетонирования. В соответствии с п. 3.73 принимаем коэффициент надежности по нагрузкам $g_f = 1,2$ и $g_l c = g_n = g_b = g_s = 1$.

Нормативная нагрузка

$$q_{1n} = r g_b h b = 2,5 \times 9,8 \times 2 \times 1,2 = 73,5 \text{ кН/м}.$$

Расчетная нагрузка

$$q_1 = g_f q_{1n} = 1,2 \times 73,5 = 88,2 \text{ кН/м}.$$

Расчетные условия



$$M = \frac{q_1 l^2}{8} = \frac{88,2 \cdot 11,15^2}{8} = 1370,65 \text{ кН}\times\text{м};$$

$$Q = \frac{q_1 l}{2} = \frac{88,2 \cdot 11,15}{2} = 491,7 \text{ кН}\times\text{м};$$

Площадь сечения продольной арматуры равна

$$A_s = \frac{\gamma_b R_b b}{\gamma_c \gamma_s R_s} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \gamma_{le} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b}} \right) = \frac{1 \cdot 14,5 \cdot 100}{1 \cdot 1 \cdot 365} \cdot \left(55 - \sqrt{55^2 - \frac{2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1370,65 \cdot 10^6}{1 \cdot 1 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 100}} \right) =$$
$$= 84,6 \text{ см}^2 < 88 \text{ см}^2.$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{21,3}{55} = 0,39 < 0,6 = \chi R.$$

Проверяем условие $Q \leq 0,9 R_b b h_0$, поскольку сборные балки в дальнейшем войдут в перекрытие.

Так как $Q = 491,7 \text{ кН} < 0,9 \times 1,05 \times 10^3 \times 1 \times 0,55 = 519,8 \text{ кН}$, поперечное армирование не требуется.

Определяем прогиб сборной балки.

Для этого вычисляем

$$\nu = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{30000} = 6,67 ;$$



$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{88,0}{100,55} = 0,016 ; \nu m = 6,67 \times 0,016 = 0,11.$$

По рис. 6-1 определяем высоту сжатой зоны $\chi/h_0 = 0,37$, $\chi = 0,37 \times 0,55 = 0,20$ м.

Площадь

$$A = 1 \times 0,35 + 1,4 \times 0,15 + 0,5(1 + 1,4)0,15 = 0,74 \text{ м}^2.$$

Статический момент

$$S = 1,4 \times 0,15 \times 0,075 + 1 \times 0,5 \times 0,4 + 2 \times 0,5 \times 0,15 \times 0,15 \times 0,2 = 0,22 \text{ м}^3.$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести сечения

$$y = \frac{S}{A} = \frac{0,22}{0,74} = 0,33 \text{ м.}$$

Момент инерции сжатого бетонного сечения

$$J_b = \frac{1 \cdot 0,2^3}{12} + 1 \times 0,2 (0,35 - 0,5 \times 0,2)^2 = 0,01317 \text{ м}^4.$$

Момент инерции арматурного сечения

$$J_s = 88,0(30 - 5)^2 = 55000 \text{ см}^4 = 0,00055 \text{ м}^4.$$

Кратковременная жесткость изгибаемого нетрещиностойкого элемента

$$B_k = 1,1E_b(J_b + \nu J_s) = 1,1 \times 30000 (0,01317 + 6,67 \times 0,00055) = 555,67 \text{ МПа} \times \text{м}^4.$$

Прогиб



$$y = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{1n} l^4}{B_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{73,5 \cdot 11,15^4}{555,67 \cdot 10^3} = 0,027 \text{ м};$$

$\frac{y}{l} = \frac{0,027}{11,15} = \frac{1}{413} < \frac{1}{250}$ - предельно допустимого прогиба плоских перекрытий пролетом более 7 м ([СНиП 2.03.01-84](#) [21]).

Так как $h_1/l = 65/1115 = 1/17 > 1/22$, проверку прогиба можно было не производить в соответствии с п. [3.74](#).

Рассчитываем железобетонный элемент высотой 2,0 м на нагрузку второго яруса бетонирования высотой $H_2 = 1$ м.

Дополнительная нормативная нагрузка

$$q_{2n} = r g b H_2 = 2,5 \times 9,8 \times 1,5 \times 1 = 36,75 \text{ кН/м.}$$

Дополнительная расчетная нагрузка

$$q_2 = 1,2 \times 36,75 = 44,1 \text{ кН/м.}$$

Полная расчетная нагрузка

$$q_{2,tot} = 88,2 + 44,1 = 132,3 \text{ кН/м.}$$

Расчетные усилия:

$$M = \frac{q_{2,tot} l^2}{8} = \frac{132,3 \cdot 11,15^2}{8} = 2056 \text{ кН}\cdot\text{м};$$



$$Q = \frac{q_{2, \text{tot}} l}{2} = \frac{132,3 \cdot 11,5}{2} = 737,6 \text{ кН} \times \text{м};$$

$$A_s = \frac{\gamma_b R_b b}{\gamma_c \gamma_s R_s} \left(h_o - \sqrt{h_o^2 - \frac{2 \gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b}} \right) = \frac{1 \cdot 11,5 \cdot 150}{1 \cdot 1 \cdot 365} \left(190 - \sqrt{190^2 - \frac{2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2056 \cdot 10^2}{1 \cdot 1 \cdot 11,5 \cdot 0,1 \cdot 150}} \right) =$$

$$= 30,2 \text{ см}^2 < 88,0 \text{ см}^2;$$

$$\xi = \frac{x}{h_o} = \frac{6,4}{190} = 0,03 < 0,6 = \xi_R$$

Работы по выполнению второго яруса бетонирования можно начинать после достижения бетоном первого яруса класса В7,5, т.е. $Q = 737,6 \text{ кН} < 0,9 R_{bt} b h_o = 0,9 \times 0,48 \times 10^3 \times 1,50 \times 1,9 = 1231,2 \text{ кН}$.

Таким образом, армирование на поперечную силу не требуется.

Определяем величину раскрытия трещин.

В соответствии с п. [3.74](#) величину раскрытия трещин определяем только в эксплуатационный период при напряжениях в арматуре, равных $R_s = 365 \text{ МПа}$, по формуле ([175](#))

$$a_{cr} = \delta \varphi \eta \frac{\sigma_s - \sigma_{s, \text{бг}}}{E_s} \gamma (4 - 100 \mu) \sqrt{d}$$

где

$$\mu = \frac{A_s}{b h_o} = \frac{88,0}{150 \cdot 290} = 0,0020.$$



Тогда

$$a_{cr} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{365 - 20}{200000} \cdot 7(4 - 100 \cdot 0,0020) \cdot \sqrt{40} = 0,29 \text{ мм.}$$

Допускаемая величина раскрытия трещин при градиенте напора $I = 26,5/3 \gg 9$, II класс сооружения, $d = 40$ мм и суммарной концентрации ионов $[Cl^-] + 0,25[SO_4^{2-}]$ 500 мг/л по табл. 27:

$$D_{cr} = 0,295 \times 1,3 \times 1,25 = 0,48 \text{ мм, т.е. } a_{cr} = 0,29 \text{ мм} < g_c D_{cr} = 1 \times 0,48 = 48 \text{ мм.}$$

Таким образом, принятые размеры сборной балки удовлетворяют грузоподъемности крана и дают возможность без увеличения продольной и поперечной арматуры перекрытия, подобранной на эксплуатационные нагрузки, забетонировать его в два этапа.

4. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

4.1. Железобетонные элементы рассчитываются по образованию трещин:

нормальных к продольной оси элемента;

наклонных к продольной оси элемента.

4.2. (6.1). Расчет железобетонных элементов по образованию трещин следует производить:

а) в случаях, когда по условиям эксплуатации трещины не допускаются;

б) для выявления зон трещинообразования при расчете статически неопределимых стержневых и массивных конструкций;



в) при наличии специальных требований норм проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений.

К числу конструкций, в которых трещины не допускаются, относятся:

напорные и безнапорные элементы, находящиеся в зоне переменного уровня воды и подвергающиеся периодическому замораживанию и оттаиванию при невозможности устройства необходимых защитных мероприятий;

конструкции, к которым предъявляется требование водонепроницаемости, в тех случаях, когда это требование невозможно обеспечить технологическими мероприятиями;

элементы причальных набережных, погружаемые в грунт забивкой или вибрированием;

лицевые элементы причальных набережных, сваи и свай-оболочки для стадий изготовления, транспортирования и монтажа.

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента

4.3 (6.2). Расчет по образованию трещин центрально растянутых железобетонных элементов следует производить по формуле

$$m \leq \frac{N}{\gamma_d R_{bt,ser} A_{red}}, \quad (166)$$

где m - коэффициент, принимаемый равным: 1,0 - при однорядном армировании, а также при многорядном, когда расстояние между рядами арматуры или между стержнями в ряду больше $8d$; 1,2 - при многорядном армировании, когда расстояние между рядами арматуры и между стержнями в ряду равно или меньше $8d$; γ_d - коэффициент, учитывающий влияние на трещиностойкость элемента количества арматуры и дисперсности армирования; определяется по формуле

$$\gamma_d = 1 + \mu^2 \nu^2 \frac{100}{d}, \quad (167)$$



где m - коэффициент армирования сечения; ν - отношение модулей упругости арматуры и бетона; d - диаметр арматуры, мм.

При $100m/d \leq 0,05$ следует принимать $gd = 1,0$. При $glgd > 2$ следует принимать $glgd = 0$.

Переход на многорядное армирование с целью повышения трещиностойкости конструкций целесообразен в случаях, когда коэффициент армирования армированной зоны сечения $m_s = A_s/8db > 0,015$.

Примечание. Многорядное армирование, когда расстояние между рядами арматуры и стержнями в ряду равно или меньше $8d$, является дисперсным армированием.

4.4 (6.2). Расчет по образованию трещин изгибаемых железобетонных элементов следует производить по формуле

$$glcM \leq gcglgrR_{bt,ser}W_{t,red}, \quad (168)$$

где gl - коэффициент, определяемый согласно п. 4.3; gr - коэффициент, учитывающий неупругую работу бетона растянутой зоны сечения и определяемый по формуле

$$\gamma_r = 1 + \frac{c + 2a}{h_t}, \quad (169)$$

где c - параметр, определяемый по табл. 13; a - расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до растянутой грани; h_t - высота растянутой зоны приведенного сечения; $W_{t,red}$ - момент сопротивления приведенного сечения для растянутой грани.

При $glgr > 2,0$ следует принимать $glgr = 2,0$.

4.5 (6.2). Расчет по образованию трещин внецентренно сжатых железобетонных элементов следует производить по формуле



$$\gamma_{lc} = \left(\frac{M}{W_{t,red}} - \frac{N}{A_{red}} \right) \leq \gamma_c \gamma_l \gamma_r R_{bt,ser}, \quad (170)$$

где g_l и g_r - коэффициенты, определяемые согласно пп. [4.3](#) и [4.4](#).

4.6 (6.2). Расчет по образованию трещин внецентренно растянутых железобетонных элементов следует производить по формуле

$$\gamma_{lc} = \left(\frac{M}{\gamma_r W_{t,red}} + \frac{N}{\gamma_d A_{red}} \right) \leq \gamma_c \gamma_l R_{bt,ser}, \quad (171)$$

где g_l , g_d - коэффициенты, определяемые согласно п. [4.3](#) как для центрально растянутого элемента; g_r - коэффициент, определяемый согласно п. [4.4](#) как для изгибаемого элемента такого же поперечного сечения.

Примечания: 1. В формулах [\(166\)](#)-[\(171\)](#) знак равенства соответствует условию образования трещин, знак неравенства - условию трещиностойкости.

2. При определении коэффициента g_r , рассматривается приведенное сечение.

3. При расчетах по формулам [\(168\)](#)-[\(171\)](#) наличие арматуры в сжатой зоне допускается не учитывать.

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента

4.7 (6.3). Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента, производится из условия

$$g_l c_{sm} \leq g_c g_l g_r g_{b5} R_{bt,ser}, \quad (172)$$

где g_l , g_r - см. пп. [4.3](#), [4.4](#); g_{b5} - коэффициент условий работы бетона (см. табл. [7](#)), определяемый по формуле



$$\gamma_{bS} = \left(1 + \gamma_l \gamma_r \frac{\sigma_{mc}}{\sigma_{mt}} \cdot \frac{R_{bt,ser}}{R_{b,ser}} \right)^{-1} \quad (173)$$

При $glgr > 2,0$ следует принимать $glgr = 2,0$.

Коэффициент gl вычисляется в зависимости от схемы армирования (однорядное или многорядное, дисперсное или обычное) области элемента, для которой производится проверка трещиностойкости.

При определении коэффициента gr высота растянутой зоны сечения h_t находится по эпюре напряжений в плоскости главных растягивающих напряжений.

Если касательные напряжения в поперечном сечении элемента вызваны только действием перерезывающей силы, следует принимать $gr = 1,0$ (т.е. $h_t = \forall$).

Если касательные напряжения в поперечном сечении элемента обусловлены действием крутящего момента или совместным действием кручения и изгиба, следует принимать:

при проверке трещиностойкости бетона боковых граней элемента $h_t = 0,5b$ (здесь b - ширина сечения элемента на уровне, где имеют место максимальные значения главных растягивающих напряжений);

при проверке трещиностойкости бетона грани, растянутой от действия изгибающего момента, $h_t = y_t$.

Значения главных растягивающих и главных сжимающих напряжений в бетоне smt и smc определяются по формуле (11). Напряжение smc в формуле (173) принимается по абсолютной величине. Проверка условия (11) производится для наружных граней элемента, в точках пересечения их с главными центральными осями инерции приведенного сечения, а для элементов таврового, двутаврового и коробчатого сечений также в местах примыкания сжатых полок к стенке.

4.8 (6.4). Расчет по образованию трещин при действии многократно повторяющейся нагрузки производится в соответствии с п. 3.71.



4.9 (6.6). При расчетах по образованию трещин следует учитывать пониженную прочность на растяжение строительных швов, вводя в условия (166), (168), (170)-(172) вместо $R_{bt,ser}$ величину $yR_{bt,ser}$.

Для сооружений I и II классов величину коэффициента, учитывающего влияние швов бетонирования на прочность бетонных элементов на растяжение, следует определять на основании экспериментов.

Для сооружений I и II классов на предварительных стадиях проектирования, а для сооружений III и IV классов - во всех случаях допускается принимать $y = 0,5$.

Примеры расчета к пп. 4.1-4.9

Пример 39. Дано. Сталежелезобетонный водовод энергетического сооружения ($g_c = 1,0$) I класса ($g_n = 1,25$) при основном сочетании нагрузок ($g_{lc} = 1,0$) испытывает давление $p = 1,2$ МПа. Внутренний диаметр водовода $D = 7,0$ м, толщина стенки $t = 0,5$ м. Стальная облицовка имеет толщину $d = 10$ мм и изготовлена из стали марки 09Г2С ($R_{si} = 355$ МПа, $E_{si} = 200 \times 10^3$ МПа). Армирование стенки водовода выполнено стержнями АЕ 36 мм арматуры класса А-II ($R_s = 280$ МПа, $E_s = 200 \times 10^3$ МПа), установленными в 2 ряда с шагом 20 см и расстоянием между рядами 36 см

$$(A_s = 2 \times 5 \times 10,18 = 101,8 \text{ см}^2; \mu = \frac{A_s}{A} = \frac{101,8}{50 \cdot 100} = 0,02).$$

Водовод возведен из бетона класса В20 ($R_{bt,ser} = 1,4$ МПа, $E_b = 27 \times 10^3$ МПа) без строительных швов в поперечном сечении.

Требуется оценить трещиностойкость водовода на действие внутреннего давления.

Расчет. При действии внутреннего давления стенки водовода испытывают осевое растяжение с усилием $N = pD/2 = 1,2 \times 7,0/2 = 4,2$ МН.

Поэтому оценку трещиностойкости водовода производим по формуле (166).

Площадь приведенного сечения стенки водовода равна



$$A_{red} = A + A_{sv} + A_{siv} = 0,5 \times 1,0 + 0,01018 \times$$

$$\frac{200 \cdot 10^3}{27 \cdot 10^3} + 0,01 \times$$

$$\frac{200 \cdot 10^3}{27 \cdot 10^3} = 0,6495 \text{ м}^2.$$

Учитывая, что расстояние между рядами арматуры равно $10d$, принимаем $gl = 1,0$.

$$\gamma_d = 1 + \mu^2 v^2 \frac{100}{d} = 1 + 0,02^2 \times 7,4^2 \times$$

$$\frac{100}{36} = 1,06.$$

Тогда

$$glcN = 1,0 \times 4,2 = 4,2 \text{ МН} > gcglgdR_{bt,ser}A_{red} = 1,0 \times 1,0 \times 1,06 \times 1,4 \times 0,6495 = 0,96 \text{ МН}.$$

Следовательно, водовод является нетрециностойким. Требуется предусмотреть мероприятия по защите арматуры от коррозии.

Пример 40. Дано. В тавровом шпунте, используемом для создания противотрационной завесы энергетического сооружения ($gc = 1,0$), действует при основном сочетании нагрузок ($glc = 1,0$) изгибающий момент, определенный с учетом коэффициента перегрузки, $M = 0,16 \text{ МН} \times \text{м}$. Шпунт изготовлен из бетона класса В25 ($R_{bt,ser} = 1,6 \text{ МПа}$, $E_b = 30000 \text{ МПа}$). Геометрические размеры поперечного сечения шпунта и схема его армирования приведены на рис. [39](#).

Требуется произвести расчет по образованию трещин.



Расчет. Определяем геометрические характеристики приведенного сечения при

$$\nu = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200 \cdot 10^3}{30 \cdot 10^3} = 6,67;$$

$$A_{red} = 0,15 \times 1,5 + 0,3(0,6 - 0,15) + 6,67 \times 0,002512 + 6,67 \times 0,001608 = 0,225 + 0,135 + 0,0168 + 0,0107 = 0,3875 \text{ м}^2;$$

$$S_{red} = 0,225 \times 0,075 + 0,135 \times 0,375 + 0,0168 \times 0,05 + 0,0107 \times 0,55 = 0,07347 \text{ м}^3;$$

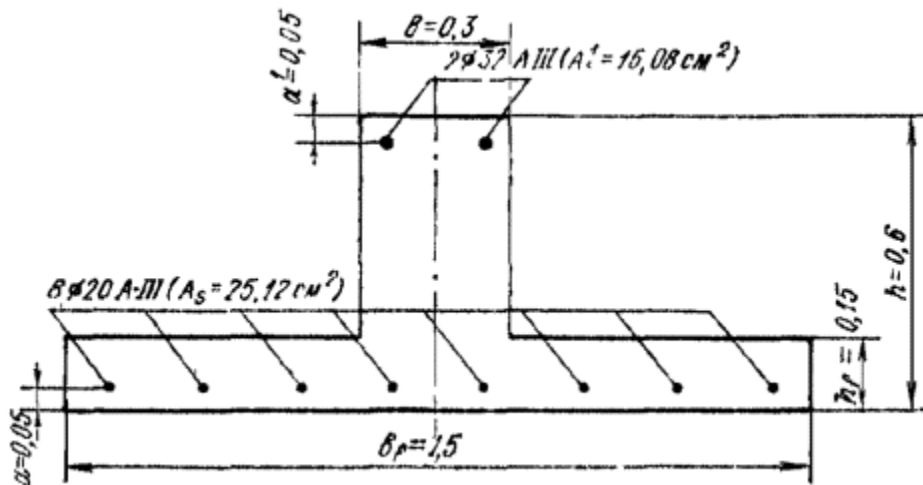


Рис. 39. К примеру расчета 40. Размеры, м

$$y_t = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{0,07347}{0,3875} = 0,19 \text{ м};$$

$$y_c = h - y_t = 0,60 - 0,19 = 0,41 \text{ м};$$



$$J_{red} = \frac{1,5 \cdot 0,15^3}{12} + 0,225(0,19 - 0,075)^2 +$$

$$\frac{0,3 \cdot 0,45^3}{12} + 0,135(0,41 - 0,225)^2 + 0,0168(0,19 - 0,05)^2 + 0,0107$$

$$(0,41 - 0,05)^2 = 0,012 \text{ м}^4;$$

$$W_{t.red} = \frac{0,012}{0,19} = 0,0631 \text{ м}^3.$$

По табл. 13 при классе бетона В25 $c = 6,1$ см. Тогда по формуле (169)

$$g_r = 1 + \frac{6,1+10}{19} = 1,85.$$

Так как армирование однорядное, то $g_l = 1$. Проверяем условие (168). Так как $g_c g_l g_r R_{bt,ser} W_{t,red} = 1 \times 1 \times 1,85 \times 1,6 \times 0,0631 = 0,187$ МН \times м $> g_l c M = 1/0,16 = 0,16$ МН \times м, сечение трещиностойкое.

Пример 41. Дано. В расчетном сечении железобетонного элемента энергетического сооружения ($g_c = 1,0$) при основном сочетании нагрузок ($g_l c = 1,0$) возникают усилия: $M = 3,1$ МН \times м, сжимающее усилие $N = 0,8$ МН. Размеры сечения, м, и схема армирования представлены на рис. 40. Элемент изготовлен из бетона класса В15 ($R_{bt,ser} = 1,15$ МПа, $R_{b,ser} = 11,0$ МПа, $E_b = 23 \times 10^3$ МПа), заармирован арматурой класса А-II ($R_s = 280$ МПа, $E_s = 210 \times 10^3$ МПа). Расчетное сечение совпадает со швом бетонирования.

Требуется оценить трещиностойкость сечения элемента.

Расчет. Рассматриваемый элемент является внецентренно сжатым, поэтому его трещиностойкость проверяем по условию (170).

Вычисляем

$$\nu = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210 \cdot 10^3}{23 \cdot 10^3} = 9,12;$$

$$J_{red} = 1 \times 4 + 9,12 \times 0,01257 + 9,12 \times 0,02514 = 4 + 0,115 + 0,230 = 4,345 \text{ м}^2;$$



$$S_{red} = 4,2 + 0,115 \times 3,9 + 0,230 \times 0,18 = 8,489 \text{ м}^3$$

$$y_t = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{8,489}{4,345} = 1,95 \text{ м}; y_c = 2,05 \text{ м};$$

$$J_{red} = \frac{1,4^3}{12} + 4 \times 0,05^2 + 0,115 \times 1,95^2 + 0,230 \times 1,77^2 = 5,33 + 0,01 + 0,437 + 0,720 = 6,497 \text{ м}^4;$$

$$W_{t,red} = \frac{6,497}{1,95} = 3,33 \text{ м}^3;$$

$$W_{c,red} = \frac{6,497}{2,05} = 3,17 \text{ м}^3;$$

$$\sigma_t = \frac{M}{W_{t,red}} - \frac{N}{A_{red}} = \frac{3,1}{3,33} - \frac{0,8}{4,345} = 0,93 - 0,184 = 0,746 \text{ МПа};$$

$$\sigma_c = \frac{M}{W_{c,red}} + \frac{N}{A_{red}} = \frac{3,1}{3,17} + \frac{0,8}{4,345} = 1,161 \text{ МПа};$$



$$h_t = \frac{4 \cdot 0,746}{0,746 + 1,161} = 1,56 \text{ м};$$

$$\gamma_r = 1 + \frac{c + 2a}{h_t} = 1 + \frac{7,3 + 2,18}{156} = 1,28;$$

$gl = 1,2$, так как армирование двухрядное, и выполняется условие дисперсности распределения арматуры.

Принимаем $\gamma = 0,5$, поскольку результаты экспериментов по определению величины коэффициента, учитывающего влияние швов бетонирования на прочность бетонных элементов на растяжение, отсутствуют.

Определив необходимые величины, проверяем условие трещиностойкости расчетного сечения

$$\gamma_{lc} \left(\frac{M}{W_{t,red}} - \frac{N}{A_{red}} \right) = 1 \left(\frac{3,1}{3,33} - \frac{0,8}{4,345} \right) = 0,746 \text{ МПа} < g_c g_l g_r R_{bt,ser} = 1 \times 1,2 \times 1,28 \times 1,15 \times 0,5 = 0,882 \text{ МПа}.$$

Результаты расчета показывают, что данное сечение является трещиностойким.



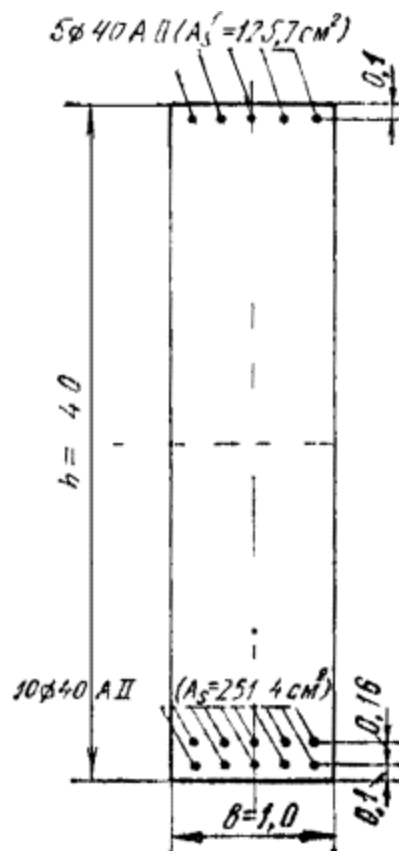


Рис. 40. К примеру расчета 41



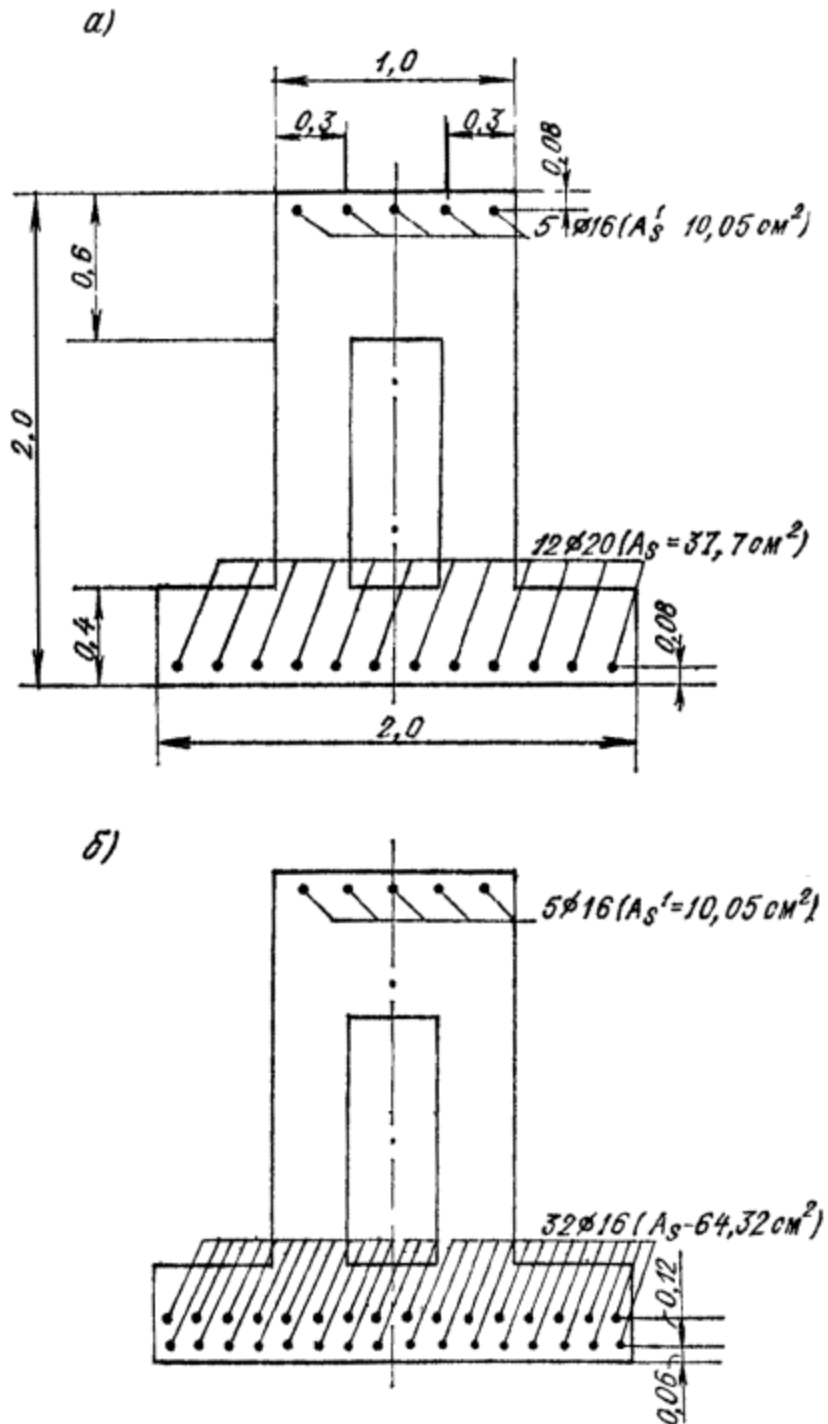


Рис. 41. К примеру расчета 42

a - схема армирования, принятая по расчету на прочность; *б* - рекомендуемая схема армирования с учетом обеспечения трещиностойкости. Размеры, м



Пример 42. Дано. Железобетонный элемент энергетического сооружения ($g_c = 1,0$) II класса ($g_n = 1,2$) при действии основного сочетания нагрузок ($g_{lc} = 10$) испытывает растягивающее усилие $N = 1,5$ МН, приложенное на расстоянии 0,4 м от наиболее напряженной грани. Размеры поперечного сечения элемента и схема его армирования по расчету на прочность приведены на рис. 41. Элемент изготовлен из бетона класса В15 ($R_{bt,ser} = 1,15$ МПа, $E_b = 23 \times 10^3$ МПа, $c = 7,3$ см) и заармирован арматурой класса А-III ($R_s = 365$ МПа, $E_s = 200 \times 10^3$ МПа). По условиям эксплуатации к элементу предъявляется требование его трещиностойкости.

Требуется проверить трещиностойкость элемента и в случае необходимости откорректировать схему его армирования.

Расчет. Определяем геометрические характеристики приведенного сечения:

$$\nu = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200 \cdot 10^3}{23 \cdot 10^3} = 8,7;$$

$$A_{red} = 2 \times 0,4 + 2 \times 0,3 \times 1,0 + 1 \times 0,6 + 0,00377 \times 8,7 + 0,0010 \times 8,7 = 0,8 + 0,6 + 0,6 + 0,033 + 0,009 = 2,04 \text{ м}^2;$$

$$S_{red} = 0,8 \times 0,2 + 0,6 \times 0,9 + 0,6 \times 1,7 + 0,033 \times 0,08 + 0,009 \times 1,92 = 0,16 + 0,54 + 1,02 + 0,003 + 0,017 = 1,740 \text{ м}^3;$$

$$y_t = 0,85 \text{ м}; y_c = 1,15 \text{ м};$$

$$J_{red} = \frac{2 \cdot 0,4^3}{12} + 0,8 \times 0,65^2 + \frac{2 \cdot 0,3 \cdot 1^3}{12} + 0,6 \times 0,05^2 + \frac{1 \cdot 0,6^3}{12} + 0,6 \times 0,85^3 + 0,033 \times 0,77^2 + 0,009 \times 1,07^2 = 0,0107 + 0,338 + 0,05 + 0,001 + 0,018 + 0,433 + 0,0196 + 0,0103 = 0,8806 \text{ м}^4;$$



$$W_{t,red} = \frac{J_{red}}{y_t} = \frac{0,8806}{0,85} = 1,036 \text{ м}^3;$$

$$W_{c,red} = \frac{J_{red}}{y_c} = \frac{0,8806}{1,15} = 0,765 \text{ м}^3;$$

Находим значения необходимых расчетных коэффициентов. Коэффициент g_r определяем как для изгибаемого элемента такого же поперечного сечения. В этом случае $h_t = y_t = 0,85$ м.

Тогда

$$g_r = 1 + \frac{c+2a}{100 \cdot h_t} = 1 + \frac{7,3+2,8}{(0,00377+0,0010) \cdot 85} = 1,27;$$

$$g_d = 1 + m^2 v^2 \frac{v^2}{d} = 1 + \frac{2,04}{2,04} \times 8,7^2 \times \frac{100}{20} = 1,0;$$

$g_l = 1,0$, так как армирование однорядное. Эксцентриситет нормальной силы относительно центра тяжести сечения равен $e_o = 0,85 - 0,40 = 0,45$ м.

Проверяем условие трещиностойкости ([171](#)).

$$\gamma_{lc} \left(\frac{N_{e_o}}{\gamma_r W_{t,red}} + \frac{N}{\gamma_d A_{red}} \right) = 1 \left(\frac{1,5 \cdot 0,45}{1,27 \cdot 1,036} + \frac{1,5}{1,0 \cdot 2,04} \right) = (0,512 + 0,735) = 1,247$$

МПа > $g_c g_l c R_{bt,ser} = 1,0 \times 1,0 \times 1,15 = 1,15$ МПа.

Расчет показывает, что рассматриваемое сечение является нетрещиностойким.



Для обеспечения трещиностойкости сечения имеются три пути:

- изменение схемы армирования растянутой зоны путем перехода на двухрядное дисперсное армирование;
- увеличение количества арматуры в растянутой зоне сечения при однорядной схеме армирования;
- увеличение количества арматуры при одновременном изменении схемы армирования.

Первый путь является самым экономичным. Однако в рассматриваемом примере его применение неэффективно, так как коэффициент армирования армированной зоны

$\mu_s = \frac{37,7}{8,2 \cdot 200} = 0,0118 < 0,015$. Определяем минимальную площадь арматуры, при которой целесообразно применение многорядного армирования:

$$A_{s,\min} = 8dBm_{s,\min} = 8 \times 2 \times 200 \times 0,015 = 48 \text{ см}^2.$$

Принимаем вместо 12 $\text{Æ} 20$ ($A_s = 37,7 \text{ см}^2$) 32 $\text{Æ} 16$ ($A_s = 64,32 \text{ см}^2$). Рекомендуемая схема армирования; приведена на рис. [41](#).

Принимаем (в запас прочности) геометрические характеристики сечения при двухрядном армировании такими же, что и при однорядном. В соответствии с рекомендуемой схемой армирования:

$$\gamma_r = 1 + \frac{c + 2a}{h_f} = 1 + \frac{7,3 \pm 2(6 + 6)}{85} = 1,37 ;$$

$$\gamma_d = 1 + \mu^2 v^2 \frac{100}{d} = 1 + \left(\frac{0,006432 + 0,0010}{2,04} \right)^2 8,7^2 \cdot \frac{100}{20} \approx 1,0 ;$$



$gl = 1,2$, так как армирование двухрядное и удовлетворяются условия п. 4.3.

Тогда

$$\gamma_{lc} \left(\frac{N_{e_0}}{\gamma_r W_{t,red}} + \frac{N}{\gamma_d A_{red}} \right) = 1 \left(\frac{1,5 \cdot 0,45}{1,37 \cdot 1,036} + \frac{1,5}{1,0 \cdot 2,04} \right) = (0,475 + 0,735) = 1,21$$

МПа < $g_c g_l R_{bt,ser} = 1,0 \times 1,2 \times 1,15 = 1,38$ МПа.

Следовательно, при рекомендуемой схеме армирования элемента его трещиностойкость обеспечивается.

Пример 43. Дано. В железобетонном внецентренно растянутом элементе энергетического сооружения ($g_c = 1,0$) при действии нагрузок основного сочетания ($g_l c = 1,0$) имеют место усилия: $N = 1,5$ МН, $M = 1,6$ МН×м, $T = 1,2$ МН; элемент изготовлен из бетона класса В25 ($R_{b,ser} = 18,5$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,6$ МПа, $E_b = 30 \times 10^3$ МПа, $c = 6,1$ см). Для армирования элемента использована арматура класса А-II ($E_s = 210 \times 10^3$ МПа). Размеры поперечного сечения элемента и схема его армирования приведены на рис. 42.

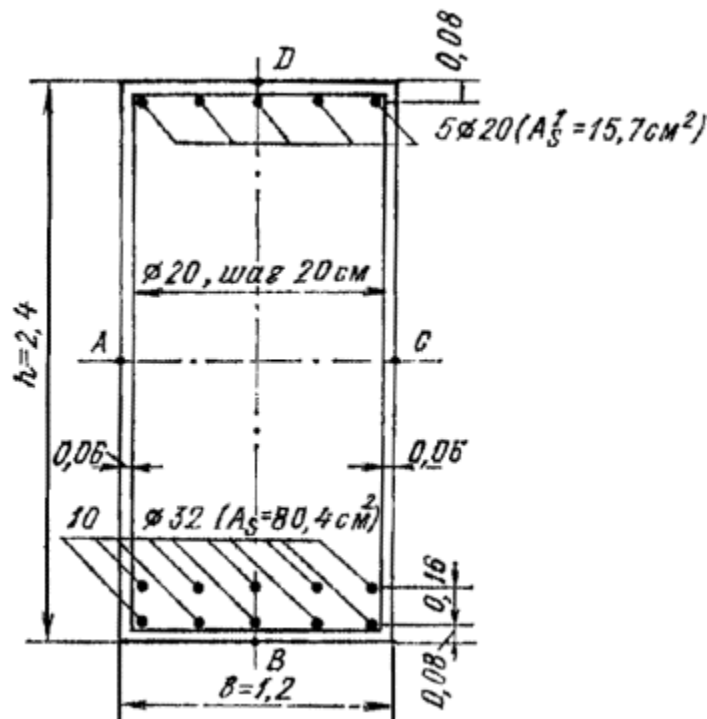


Рис. 42. К примеру расчета 43. Размеры, м

Требуется оценить трещиностойкость элемента.

Расчет. Рассматриваемый элемент подвержен совместному действию растягивающей силы, изгиба и кручения. Поэтому в нем наряду с возможностью образования нормальных трещин в растянутой зоне элемента вероятно образование трещин, наклонных к его продольной оси.

Опасными с точки зрения образования наклонных трещин являются области бетона, прилегающие к наружным граням элемента посередине длинных (точки *A* и *C*) и короткой (точка *B*) сторон.

Предварительные расчеты показали, что геометрические характеристики приведенного поперечного сечения отличаются от соответствующих характеристик бетонного сечения незначительно - на 1-2 %. Поэтому при определении геометрических характеристик сечения и напряжений в бетоне наличием арматуры пренебрегаем.

Проверяем трещиностойкость бетона в точке *A*, расположенной на уровне центра сечения (условия образования наклонных трещин в точках *A* и *C* аналогичны).

Определяем значения напряжений в точке *A*:

$$\sigma_x^A = \frac{1,5}{2,4 \cdot 1,2} = 0,52 \text{ МПа};$$

$$\sigma_y^A = 0;$$



$$\tau_{xy}^A = \frac{T}{W_t} = \frac{1,2}{0,493 \cdot 1,2^3} = 1,41 \text{ МПа};$$

($W_t = ab^3$, при $b:h = 1:2$ $a = 0,493$ [24]).

По формуле (11) вычисляем главные напряжения

$$\sigma_{m(mс)}^A = 0,26 \pm$$

$$\sqrt{0,26^2 + 1,41^2} = 0,26 + 1,43;$$

$$\sigma_{mt}^A = 1,69 \text{ МПа}; \sigma_{мс}^A = -1,17 \text{ МПа}.$$

Находим значения расчетных коэффициентов. Принимаем $gl = 1,0$, так как армирование боковых граней элементов хомутами - однорядное.

При определении высоты растянутой зоны h_t следует иметь в виду, что в плоскости действия главных растягивающих напряжений в точке A и на противоположной грани сечения (в точке C) имеют место главные сжимающие напряжения интенсивностью

$$\sigma_{мс}^C = \sigma_{мс}^A = 1,17 \text{ МПа}.$$

В связи с этим



$$h_t = b \frac{\sigma_{mt}^A}{\sigma_{mt}^A + |\sigma_{mc}^C|} = 1,2 \times$$

$$\frac{1,69}{1,69 + 1,17} = 0,71 \text{ м.}$$

Тогда

$$\gamma_r = 1 + \frac{c + 2a}{h_t} = 1 + \frac{6,1 + 2 \cdot 6,0}{71} = 1,25 ;$$

$$\gamma_{b5} = \left(1 + \gamma_1 \gamma_r \frac{\sigma_{mc}}{\sigma_{mt}} \cdot \frac{R_{bt,ser}}{R_{b,ser}} \right)^{-1} = \left(1 + 1,0 \cdot 1,25 \cdot \frac{1,17}{1,69} \cdot \frac{1,6}{18,5} \right)^{-1} = 0,93$$

По формуле (172) проверяем условие трещиностойкости бетона в точке А.

$$1 \times 1,69 < 1,0 \times 1,0 \times 1,25 \times 0,93 \times 1,6 = 1,86 \text{ МПа.}$$

Расчет показывает, что боковые грани элемента по условию образования наклонных трещин являются трещиностойкими.

Проверяем далее трещиностойкость бетона в точке В. По условию недопущения нормальных трещин в точке В должно выполняться требование п. 4.6.

Определяем значения необходимых расчетных коэффициентов.

При проверке трещиностойкости внецентренно растянутого элемента по нормальным сечениям коэффициент g_r определяется как для изгибаемого элемента такого же поперечного сечения. В этом случае $h_t = 0,5h = 1,2$ м. Тогда



$$\gamma_r = 1 + \frac{6,1 + 2 \cdot 1,6}{120} = 1,32.$$

Принимаем

$$gd = 1,0, \text{ так как } 100m/d = 0,01 < 0,05;$$

$gl = 1,2$, так как армирование двухрядное, отвечающее принципам дисперсного армирования.

По формуле (171) проверяем трещиностойкость элемента

$$1 \left(\frac{1,6 \cdot 6}{1,32 \cdot 1,2 \cdot 2,4^2} + \frac{1,5}{1 \cdot 1,2 \cdot 2,4} \right) = 1,05 + 0,52 = 1,57 \text{ МПа} < 1 \times 1,2 \times 1,6 = 1,92 \text{ МПа}.$$

Расчет показывает, что условие трещиностойкости по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, соблюдается.

По условию недопущения в точке B трещин, наклонных к продольной оси элемента, должно выполняться требование п. 4.7.

Определяем значения напряжений в точке B :

$$\sigma_x^B =$$

$$\frac{N}{A_{red}} + \frac{M}{W_{t,red}} = \frac{1,5}{2,88} + \frac{1,6 \cdot 6}{1,2 \cdot 2,4} = 0,52 + 1,39 = 1,91 \text{ МПа}.$$



$$\sigma_y^B = 0;$$

$$\tau_{xy}^B = \gamma \tau_{xy}^A = 0,795 \times 1,41 = 1,12 \text{ МПа};$$

(при $b:h = 1:2$ $g = 0,795$ [24]).

$$\sigma_{m(\text{мс})}^B = \frac{1,91}{2} \pm \sqrt{\frac{1,91^2}{4} + 1,12^2} = 0,96 \pm 1,47;$$

$$\sigma_{mt}^B = 2,43 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc}^B = -0,51 \text{ МПа}.$$

Для определения коэффициента g_r необходимо знать высоту растянутой зоны сечения. Находим ее в двух предположениях:

- по эпюре нормальных напряжений в поперечном сечении;
- по эпюре главных напряжений.

Определяем напряжения в середине противоположной грани (в точке D):



$$\sigma_x^D =$$

$$\frac{N}{A_{red}} - \frac{M}{W_{c,red}} = 0,52 - 1,39 = -0,87 \text{ МПа};$$

$$\sigma_y^D = 0;$$

$$\tau_{xy}^D =$$

$$\tau_{xy}^B = 1,12 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{m(mc)}^D = \frac{-0,87}{2} \pm \sqrt{\frac{(-0,87)^2}{4} + 1,12^2} = -0,435 \pm 1,19;$$

$$\sigma_{mt}^D = 0,75 \text{ МПа}; \sigma_{mc}^D = -1,64 \text{ МПа}.$$

Высота растянутой зоны сечения:

- по эпюре нормальных напряжений в поперечном сечении



$$h_t = 2,4 \cdot \frac{1,91}{1,91 + 0,87} = 1,65 \text{ м};$$

- по эпюре главных напряжений

$$h_t = 2,4 \cdot \frac{2,43}{2,43 + 1,64} = 1,43 \text{ м.}$$

В запас прочности принимаем $h_t = 1,65 \text{ м}$.

Тогда

$$\gamma_r = 1 + \frac{c + 2a}{h_t} = 1 + \frac{6,1 + 2 \cdot 1,6}{1,65} = 1,23.$$

Принимаем $gl = 1,2$, так как растянутая зона бетона в области точки *B* имеет двухрядное дисперсное армирование.

$$\gamma_{bs} = \left(1 + 1,2 \cdot 1,23 \cdot \frac{0,51}{2,43} \cdot \frac{1,6}{18,5} \right)^{-1} = 0,97.$$

По формуле (172) проверяем возможность образования наклонных трещин в точке *B*.

$$1 \times 2,43 \text{ МПа} > 1,0 \times 1,2 \times 1,23 \times 0,97 \times 1,6 = 2,29 \text{ МПа.}$$

Выполненный расчет показывает, что по условию образования наклонных трещин нижняя грань элемента не отвечает требованиям трещиностойкости.



5. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

5.1 (6.7). В нетрещиностойких стержневых элементах расчет по раскрытию нормальных к продольной оси трещин выполняется из условия

$$a_{cr} \leq g_c D_{cr}, \quad (174)$$

где a_{cr} - расчетная ширина раскрытия трещин, мм; D_{cr} - допускаемая ширина раскрытия трещин, мм, определяемая по п. [5.5-5.9](#).

5.2 (6.8). Ширина раскрытия трещин a_{cr} , мм, определяется по формуле

$$a_{cr} = djlh \frac{\sigma_s - \sigma_{s,bg}}{E_s} \times 7(4 - 100m) \sqrt{d}, \quad (175)$$

где d - коэффициент, принимаемый равным для элементов: изгибаемых и внецентренно сжатых - 1, центрально и внецентренно растянутых - 1,2; jl - коэффициент, принимаемый равным: при учете временного действия нагрузок - 1, при $F_l/F_c < 2/3$ - 1, при $F_l/F_c \geq 2/3$ - 1,3; здесь F_c и F_l - наибольшие обобщенные усилия (изгибающий момент, нормальная сила и т.п.) соответственно от действия полной нагрузки (постоянной, длительной, кратковременной) и от действия постоянной и длительной нагрузок; при учете многократно повторяющейся нагрузки при воздушно-сухом состоянии бетона $jl = 2 - r_s$, где r_s - коэффициент асимметрии цикла; в водонасыщенном состоянии $jl = 1,1$; h - коэффициент, принимаемый равным при арматуре: стержневой периодического профиля - 1; гладкой стержневой - 1,4; проволочной периодического профиля - 1,2; s_s - напряжение в растянутой арматуре, определяемое в соответствии с п. [5.3](#) без учета сопротивления бетона растянутой зоны сечения; s_s, bg - начальное растягивающее напряжение в арматуре от набухания бетона. Для конструкций, находящихся в воде, $s_s, bg = 20$ МПа; для конструкций, подверженных длительному высыханию, в том числе во время строительства, $s_s, bg = 0$; m - коэффициент армирования сечения, принимаемый равным $m = A_s/bh_0$, но не более 0,02; d



- диаметр стержней арматуры, мм. При различных диаметрах стержней значение d принимается равным

$$d = \frac{\sum_1^k n_i d_i^2}{\sum_1^k n_i d_i}, \quad (176)$$

здесь n - число стержней одного диаметра.

5.3 (6.9). Напряжения в арматуре определяются по формулам:

для изгибаемых элементов

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z}; \quad (177)$$

для центрально растянутых

$$\sigma_s = \frac{N}{A_s}; \quad (178)$$

для внецентренно растянутых и внецентренно сжатых элементов при больших эксцентриситетах

$$\sigma_s = \frac{N(e \pm z)}{A_s z}; \quad (179)$$

для внецентренно растянутых элементов при малых эксцентриситетах:

для арматуры S :



$$\sigma_s = \frac{Ne'}{A_s(h_0 - a')}; \quad (180)$$

для арматуры Sφ:

$$\sigma_s = \frac{Ne}{A_s'(h_0 - a')}; \quad (181)$$

В формулах (177)-(181) усилия M и N принимаются с учетом фильтрационного давления, определяемого в соответствии с п. 1.8 Пособия; z - плечо внутренней пары сил - разрешается принимать по результатам расчета сечения на прочность при расчетных нагрузках; знак «плюс» принимается при внецентренном растяжении, знак «минус» - при внецентренном сжатии.

Для определения величины раскрытия трещин при известных напряжениях в арматуре, проценте армирования и диаметре арматуры можно вместо формулы (175) пользоваться графиками рис. 8.1-8.4. При этом для промежуточных значений напряжений в арматуре величина раскрытия трещин определяется по интерполяции.

Таблица 26 (18)



Гидрокарбонатная щелочность воды w , мг×экв/л	Допускаемая ширина раскрытия трещин D_{cr} , мм, в сооружениях I класса по условию коррозионной стойкости	Максимальное значение В/Ц бетона при напоре H , м		
		10	50	200
До 0,25 включительно	Не допускается	0,50	0,48	0,45
0,4	0,05	0,55	0,50	0,45
0,4	0,10	0,48	0,45	0,42
0,8	0,05	0,63	0,48	0,52
0,8	0,10	0,59	0,55	0,50
0,8	0,15	0,56	0,52	0,48
0,8	0,20	0,54	0,50	0,46
0,8	0,25	0,52	0,49	0,45
0,8	0,35	0,50	0,47	0,44
0,8	0,50	0,48	0,45	0,43
1,6	0,05	0,70	0,69	0,64



Гидрокарбонатная щелочность воды w , мг×экв/л	Допускаемая ширина раскрытия трещин D_{cr} , мм, в сооружениях I класса по условию коррозионной стойкости	Максимальное значение В/Ц бетона при напоре H , м		
		10	50	200
1,6	0,10	0,70	0,66	0,62
1,6	0,15	0,68	0,64	0,60
1,6	0,20	0,66	0,62	0,58
1,6	0,25	0,64	0,60	0,57
1,6	0,35	0,62	0,58	0,55
1,6	0,50	0,60	0,56	0,53
2,4	0,05	0,70	0,70	0,70
2,4	0,10	0,70	0,70	0,69
2,4	0,15	0,70	0,70	0,66
2,4	0,25	0,70	0,66	0,62
2,4	0,35	0,68	0,64	0,60



Гидрокарбонатная щелочность воды w , мг×экв/л	Допускаемая ширина раскрытия трещин D_{cr} , мм, в сооружениях I класса по условию коррозионной стойкости	Максимальное значение В/Ц бетона при напоре H , м		
		10	50	200
2,4	0,50	0,66	0,62	0,59
3,2 и больше	Не ограничивается			

5.4. По условиям обеспечения долговечности сооружения и его эксплуатационных качеств ширина раскрытия трещин a_{cr} , при отсутствии специальных защитных мероприятий не должна превышать допускаемой ширины D_{cr} , принимаемой наименьшей из четырех значений, определенных независимо друг от друга в качестве максимальных по условиям коррозионной стойкости бетона, сохранности арматуры, морозостойкости бетона на участке трещины, допускаемого фильтрационного расхода воды через трещины в соответствии с пп. [5.5-5.9](#).

5.5. Для массивных напорных конструкций с минимальным размером сечения более 1 м допускаемая ширина раскрытия трещин D_{cr} , мм, по условиям коррозионной стойкости бетона определяется по табл. [26](#) или рис. [7.1](#).

Таблица 27 (19)



Условия воздействия среды на конструкцию	Градиент напора I	Допускаемая ширина раскрытия трещин D_{cr} , мм, в сооружениях I класса по условию сохранности арматуры, при суммарной концентрации ионов $[Cl^-] + 0,25 [SO_4^{2-}]$ в йодной среде, мг/л				
		менее 50	100	200	400-1000	
Постоянное водонасыщение	До 5	0,50	0,40	0,35	0,30	
	50	0,45	0,35	0,30	0,25	
	300	0,40	0,30	0,25	0,20	
Периодические насыщения водой при числе циклов в год:	менее 100	До 5	0,30	0,25	0,20	0,15
		50	0,30	0,20	0,15	0,10
		300	0,30	0,20	0,10	0,05
	200-1000	До 5	0,25	0,20	0,15	0,10
		50	0,20	0,15	0,10	0,05
		300	0,20	0,10	0,10	0,05



Условия воздействия среды на конструкцию	Градиент напора I	Допускаемая ширина раскрытия трещин D_{cr} , мм, в сооружениях I класса по условию сохранности арматуры, при суммарной концентрации ионов $[Cl^-] + 0,25 [SO_4^{2-}]$ в йодной среде, мг/л			
		менее 50	100	200	400-1000
Капиллярный подсос, брызги	-	0,20	0,15	0,10	0,05

Примечания: 1. При суммарной концентрации C в воде ионов $Cl^- + 0,25SO_4^{2-}$, большей 1000 мг/л, значения D_{cr} умножаются на коэффициент, равный $\lg 1000/\lg C$. При C , меньшей 0,26 мг'экв/л, и при отсутствии защитных мероприятий напорные конструкции следует проектировать трещиностойкими.

2. Для сооружений II - IV классов значения D_{cr} умножаются соответственно на 1,3, 1,6 и 2. При диаметре арматуры 40 мм и более допускается увеличивать D_{cr} на 25 %. При этом во всех случаях значение D_{cr} не должно превышать 0,5 мм.

3. Значения D_{cr} справедливы для арматурной стали классов А-I, А-II, А-III, Ат-III, А-IIIв, А-IV, Ат-IVк, Вр-1, для остальных классов значения D_{cr} умножаются на 0,5.

В табл. 26 приведены максимальные значения В/Ц бетона сооружений, эксплуатируемых в неагрессивной по отношению к бетону водной среде (см. прил. 10). В частности, вода является неагрессивной по содержанию сульфатов при концентрации в ней ионов SO_4^{2-} , мг/л, в количествах, указанных в прил. 11 и зависящих от вида цемента в бетоне. Содержание в природных водоемах ионов хлора по условию стойкости бетона практически не ограничивается. При напорах свыше 100 м величина В/Ц бетона во всех случаях не должна превышать 0,65.

Для сквозных трещин в безнапорных конструкциях, расположенных ниже уровня воды, D_{cr} определяется по графикам рис 1, прил. 7 при $H = 10$ м. Ширина раскрытия сквозных клиновидных трещин нормируется на стороне их меньшего



раскрытия. Ширина раскрытия несквозных трещин в напорных и безнапорных конструкциях при обеспечении коррозионной стойкости бетона не ограничивается.

5.6. Значения D_{cr} по условию сохранности арматуры в железобетонных конструкциях, эксплуатируемых при постоянном и периодическом насыщении водой, а также в зоне капиллярного поднятия воды и брызг следует определять по табл. [27](#) или рис. [7.2](#).

Основными факторами являются суммарная среднегодовая концентрация C в воде-среде ионов хлора и сульфата, режим увлажнения конструкции, градиент гидростатического напора для напорных конструкций и положение конструкции относительно уровня воды в водоеме.

Таблица 28 (20)



Расчетное количество циклов замораживания	Марка бетона по морозостойкости	Допускаемая ширина раскрытия трещин D_{cr} , мм, в сооружениях I класса по условию замораживания и оттаивания					
		к пресной воде в зоне припая льда при температуре воздуха, °С			на воздухе в зоне капиллярного поднятия воды при температуре воздуха, °С		
		-9±4	-19±5	-30±5	-9±4	-19±5	-30±5
50	F50	0,05	0	0	0,15	0,10	0
	F100	0,10	0,05	0	0,20	0,15	0,10
	F200	0,20	0,15	0,05	0,30	0,25	0,15
	F300	0,30	0,25	0,15	0,40	0,30	0,20
	F400	0,30	0,30	0,20	0,50	0,40	0,25



Расчетное количество циклов замораживания	Марка бетона по морозостойкости	Допускаемая ширина раскрытия трещин D_{cr} , мм, в сооружениях I класса по условию замораживания и оттаивания					
		к пресной воде в зоне припая льда при температуре воздуха, °С			на воздухе в зоне капиллярного поднятия воды при температуре воздуха, °С		
		-9±4	-19±5	-30±5	-9±4	-19±5	-30±5
100	F50	0	0	0	0	0	0
	F100	0,05	0	0	0,15	0,10	0
	F200	0,15	0,10	0,05	0,25	0,15	0,10
	F300	0,25	0,20	0,10	0,35	0,25	0,15
	F400	0,30	0,25	0,15	0,40	0,30	0,20



Расчетное количество циклов замораживания	Марка бетона по морозостойкости	Допускаемая ширина раскрытия трещин D_{cr} , мм, в сооружениях I класса по условию замораживания и оттаивания					
		к пресной воде в зоне припая льда при температуре воздуха, °С			на воздухе в зоне капиллярного поднятия воды при температуре воздуха, °С		
		-9±4	-19±5	-30±5	-9±4	-19±5	-30±5
200	F50	0	0	0	0	0	0
	P100	0	0	0	0	0	0
	F200	0,10	0,05	0	0,20	0,10	0,05
	F300	0,20	0,10	0,05	0,30	0,20	0,10
	F400	0,30	0,15	0,10	0,35	0,25	0,15



Расчетное количество циклов замораживания	Марка бетона по морозостойкости	Допускаемая ширина раскрытия трещин D_{cr} , мм, в сооружениях I класса по условию замораживания и оттаивания					
		к пресной воде в зоне припая льда при температуре воздуха, °С			на воздухе в зоне капиллярного поднятия воды при температуре воздуха, °С		
		-9±4	-19±5	-30±5	-9±4	-19±5	-30±5
300	F50	0	0	0	0	0	0
	F100	0	0	0	0	0	0
	F200	0,05	0	0	0,15	0,05	0
	F300	0,15	0,05	0	0,25	0,10	0,05
	F400	0,25	0,10	0,05	0,30	0,20	0,10

Примечание. Для сооружений II - IV классов значения D_{cr} умножаются соответственно на 1,3, 1,6 и 2. При этом во всех случаях D_{cr} не должно превышать 0,5 мм.

При этом величина D_{cr} для сквозных трещин, выходящих на безнапорную грань на уровне ниже уровня воды в верхнем бьефе, принимается такой же, что и для трещин, расположенных на напорной грани ниже уровня воды, а для несквозных трещин D_{cr} - применительно к условиям полного водонасыщения и $I = 5$; для несквозных трещин, расположенных на низовой грани напорных и безнапорных сооружений в зоне выше уровня воды, - для условия капиллярного поднятия воды. Ширина раскрытия клиновидных трещин определяется на уровне оси арматуры.



5.7. Значения D_{cr} по условию морозостойкости бетона на участках трещин определяются по табл. 28 и графикам рис. 7.3 для частей конструкций, расположенных в зоне переменного уровня воды, а также ниже этого уровня - в зоне припая льда. Для частей конструкций, постоянно находящихся выше уровня воды в водоеме, в зоне капиллярного поднятия воды, значения D_{cr} определяются по табл. 28 и по графикам рис. 7.4.

Для каждого заданного комплекса условий: отрицательной температуры воздуха и расчетного количества циклов N замораживания - оттаивания, варьируя значения марки бетона F по морозостойкости, определяют оптимальное значение D_{cr} , при котором достигается максимальная экономия арматуры и цемента.

5.8. Фильтрационный расход воды q_0 , мл/с×см, через сквозную трещину в напорных сооружениях в начальный период эксплуатации (до самоуплотнения) вычисляется по формуле

$$q_0 = 0,377 (\sqrt{1 + 3,7a_{cr}^3 I} - 1). \quad (182)$$

Расход воды q_t через t суток фильтрации после самоуплотнения трещины может быть найден по формуле

$$\lg(2,3 \lg$$

$$\frac{q_0}{q_t}) = b(\lg t - \lg T), \quad (183)$$

где b и $\lg T$ - параметры функции самоуплотнения трещин в бетоне, зависящие от ширины раскрытия трещины a_{cr} , бикарбонатной щелочности фильтрующейся воды W , мг×экв/л, и градиента напора $I = H/L$, где L - толщина конструкции или длина пути фильтрации в трещине. Значения параметров b и $\lg T$ для некоторых значений a_{cr} вычисляются по формулам, приведенным в табл. 29.

5.9. Значения D_{cr} по условию ограничения фильтрационного расхода воды через сквозную трещину в напорных сооружениях определяются по формуле



$$\Delta_{cr} = \left(\frac{q^2 + 0,754q}{0,524I} \right)^{1/3}, \quad (184)$$

где q - расход воды через 1 см фронта потока воды в трещине, мл/с×см, принимаемый равным допускаемому по условиям эксплуатации сооружений расходу воды в начальный момент q_0 , или после некоторого периода t суток q_t , если в этот период допускается повышенный фильтрационный расход.

Таблица 29

a_{cr} , мм	b	$\lg T$
0,1	$0,293 + 0,08W + 0,0016I$	$0,756 - 0,393W - 0,0028I$
0,3	$0,344 + 0,045W + 0,0036I$	$0,408 - 0,256W - 0,0001I$
0,5	$0,191 + 0,011W + 0,0027I$	$1,38 - 1,158W - 0,016I$

Примечания: 1. Для промежуточных значений a_{cr} параметры b и $\lg T$ принимаются по интерполяции.

2. Формулы таблицы применимы в пределах значений W от 0,5 до 3,2 мг×эquiv/л и градиентах напора I от 1 до 100.

Значения q устанавливаются на стадии проектирования в зависимости от назначения конструкции.

Вместо формулы (184) допускается пользоваться эквивалентными ей графиками, рис. 7.5.

Предельная ширина раскрытия несквозных трещин по условию ограничения фильтрационного расхода воды не нормируется.

Примеры расчета к пп. 5.1-5.9

Пример 44. Дано. Изгибаемый железобетонный элемент, находящийся в период эксплуатации под односторонним напором воды: $g_c = 1,0$; $h = 1,5$ м; $h_0 = 1,35$ м; $b = 1,0$ м; бетон класса В20; армирование 5 АЕ 36 А-III ($A_s = 50,9 \text{ см}^2 = 50,9 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$); изгибающий момент при длительном действии нагрузки и коэффициенте перегрузки $gf = 1$ $M = 194 \times 10^4$ Н×м; класс



сооружения II. Среднегодовая концентрация химических элементов в воде-среде: ионов бикарбоната $\text{HCO}_3^- = 0,95$ мг×экв/л, агрессивной углекислоты 15 мг/л, ионов сульфата $\text{SO}_4^{2-} = 200$ мг/л, ионов хлора $\text{Cl}^- = 400$ мг/л, pH = 6,2; расчетная отрицательная температура воздуха в наиболее холодный месяц $t = -15^\circ$; расчетное количество циклов замораживания-оттаивания конструкции $N = 50$.

Требуется вычислить ширину раскрытия трещин в элементе и определить ее допустимость по условиям долговечности сооружения.

Расчет. 1. Ширину раскрытия трещин, нормальных к оси элемента, вычисляем по формуле (175). В соответствии с п. 5.3 плечо внутренней пары z в формуле (177) разрешается определять из расчета прочности сечения при расчетных нагрузках, поэтому высоту сжатой зоны бетона принимаем равной

$$x = \frac{A_s \gamma_s R_s}{\gamma_b R_b b} = \frac{50,9 \cdot 10^{-4} \cdot 1,1 \cdot 365}{1,1 \cdot 11,5 \cdot 1} = 0,162 \text{ м.}$$

тогда

$$z = h_0 -$$

$$\frac{x}{2} = 0,135 - \frac{0,162}{2} = 1,27 \text{ м.}$$

По формуле (177) $s_s = 194 \times 10^4 / 50,9 \times 10^{-4} \times 1,27 = 3,0 \times 10^8 \text{ Па} = 300 \text{ МПа}$.

Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{50,9 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 1,35} = 0,0037$$



Ширина раскрытия трещин по формуле (175)

$$a_{cr} = 1 \times 1,3 \times 1 \times \frac{300 - 20}{2 \cdot 10^5} \times 7 \times (4 - 0,37)$$

$$\sqrt{36} = 0,28 \text{ мм.}$$

2. Оцениваем агрессивность воды-среды по отношению к бетону.

По содержанию в воде ионов HCO_3^- , агрессивной углекислоты и показателя рН вода в соответствии с прил. 10 относится к слабоагрессивной по отношению к бетону нормальной проницаемости. Проектируя для сооружения II класса неагрессивную степень воздействия воды на бетон, необходимо в соответствии с прил. 10 применить бетон пониженной проницаемости с характеристиками, приведенными в прил. 9 (марка бетона по водонепроницаемости W6, водоцементное отношение В/Ц £ 0,55). Такой бетон удовлетворяет и другим требованиям прил. 10. По признаку сульфатной агрессивности воды (концентрация $\text{SO}_4^{2-} = 200 < 250$ мг/л) в соответствии с прил. 11 возможно применение в бетоне обычного портландцемента по ГОСТ 10178-76 [25].

3. Определяем допускаемую ширину раскрытия трещин.

а) По условию коррозионной стойкости бетона в бортах трещин напорных и безнапорных конструкций при неагрессивной по отношению к бетону воде-среде ширина раскрытия несквозных трещин в соответствии с п. 5.5 не ограничивается.

б) По условию сохранности арматуры в несквозных трещинах на напорной грани конструкции значения D_{cr} в соответствии с п. 5.6 определяем по кривой 1 для $I = 5$ на графике рис. 7.2. Для $C = 400 + 0,25 \times 200 = 450$ мг/л имеем $D_{cr} = 0,30$ мм. Для сооружений II класса повышающий коэффициент 1,3; получаем $D_{cr} = 1,3 \times 0,30 = 0,39$ мм.

в) По условию морозостойкости бетона на участках трещин на напорной грани в зоне припая льда значения D_{cr} определяем по



графику рис. 7.3 для $N = 50$. При расчетной температуре $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ имеем следующие значения D_{Cr} в зависимости от марки бетона по морозостойкости: при F400 - 0,325 мм, при F300 - 0,265 мм, при F200 - 0,19 мм, при F100 - 0,07 мм.

г) По условию водопроницаемости ширина раскрытия несквозных трещин не ограничивается.

Выводы. Полученной в начале расчетной ширине раскрытия трещин $a_{Cr} = 0,28$ мм удовлетворяет значение D_{Cr} при условии применения бетона марки F300. В этом случае для сооружения II класса $D_{Cr} = 0,265 \times 1,3 = 0,345$ мм $> 0,28$ мм. При марке бетона F200 условие не удовлетворяется, так как $D_{Cr} = 0,19 \times 1,3 = 0,25$ мм $< 0,28$ мм.

Если по некоторым соображениям намечено использование бетона марки F200, необходимо увеличить коэффициент армирования, обеспечивающий ширину раскрытия трещин, меньшую чем 0,25 мм.

Вопрос о преимуществах вариантов с повышением расхода арматуры при марке бетона F200 или с минимально необходимым по расчету расходом арматуры при марке бетона F300 решается на основании технико-экономических расчетов.

В данном случае целесообразно оставить расчетное количество арматуры и назначить нестандартную марку бетона по морозостойкости F250, при которой определенная по интерполяции допускаемая величина раскрытия трещин равна $D_{Cr} = 0,225 \times 1,3 = 0,29$ мм $> 0,28$ мм.

Пример 45. Дано. Бетонная плотина: $g_c = 1,0$; сооружение II класса; в зоне переменного уровня воды грань плотины заармирована арматурой класса А-II диаметром 20 мм; среднегодовая концентрация веществ в воде: $\text{HCO}_3^- = 1,2$ мг×эquiv/л, $\text{SO}_4^{2-} = 1200$ мг/л, $\text{Cl}^- = 1000$ мг/л, $\text{Mg}^{2+} = 200$ мг/л, агрессивная $\text{CO}_2 = 25$ мг/л, $\text{pH} = 7,0$; расчетная отрицательная температура воздуха в наиболее холодный месяц $t = -23\text{ }^{\circ}\text{C}$, расчетное количество циклов замораживания-оттаивания $N = 150$.

Требуется определить безопасную по условиям долговечности сооружения ширину раскрытия несквозных трещин термоусадочного происхождения на низовой грани в зонах ниже и выше уровня воды в нижнем бьефе.



Расчет. 1. Производим оценку агрессивности воды-среды по отношению к бетону.

По признакам выщелачивающей коррозии, водородного показателя рН и содержания магниальных солей вода неагрессивна к бетону нормальной проницаемости, поскольку содержание в воде ионов HCO_3^- , равное $1,2 \text{ мг} \times \text{экв/л}$, больше $1,05 \text{ мг/экв/л}$, $\text{pH} = 7,0 > 6,5$, а содержание ионов Mg^{2+} , равное 200 мг/л , меньше 1000 мг/л (см. прил. 10). По содержанию же агрессивной углекислоты, равному 25 мг/л , вода слабоагрессивна в отношении бетона нормальной проницаемости и неагрессивна к бетону пониженной проницаемости.

По содержанию сульфатов (см. прил. 11) вода сильно агрессивна по отношению к бетону нормальной проницаемости на обычном портландцементе по ГОСТ 10178-76 [25] (группа I) и неагрессивна - к бетону на портландцементе II группы, поскольку содержание в воде ионов SO_4^{2-} , равное 1200 мг/л , меньше 1500 мг/л .

По содержанию ионов хлора агрессивность воды по отношению к бетону подводной зоны не нормируется.

Таким образом, для обеспечения максимальной долговечности бетона (неагрессивное воздействие среды) независимо от наличия и размеров трещин по условию содержания в воде агрессивной углекислоты необходимо применение бетона пониженной проницаемости с показателями, приведенными в прил. 9, в частности с В/Ц $\leq 0,55$, по условию содержания в воде сульфатов необходимо использование портландцемента II группы (по прил. 11).

2. Определяем допускаемую ширину раскрытия трещин.

а) По условию коррозионной стойкости бетона в бортах трещин при неагрессивных по отношению к бетону водах ширина раскрытия несквозных трещин в соответствии с п. 5.5 не ограничивается.

б) По условию сохранности арматуры в трещинах на участке переменного уровня воды значение D_{Cr} определяем по графику рис. 7.2. По кривой для группы III при $I = 5$ и $C = 1000 \text{ мг/л}$ имеем $D_{Cr} = 0,10 \text{ мм}$. Для фактической суммы концентрации ионов Cl^- и $0,25\text{SO}_4^{2-}$, равной $C = 1000 + 0,25 \times 1200 = 1300 \text{ мг/л}$, в соответствии с п. 5.6 вводим коэффициент $\lg 1000 / \lg C = 3/3,114$



= 0,96. Для сооружений II класса повышающий коэффициент 1,3; окончательно получаем $D_{Cr} = 1,0 \times 0,96 \times 1,3 = 0,125$ мм.

в) По условию морозостойкости бетона на участках трещин в зоне переменного уровня и ниже его, в зоне припая льда, D_{Cr} определяем по графикам рис. 7.3.

По интерполяции между графиками для $N = 100$ и $N = 200$ циклов получаем для $N = 150$ и температуры -23 °С при марке бетона по морозостойкости F400 $D_{Cr} = (0,22 + 0,14)/2 = 0,18$ мм, а при марке F300 $D_{Cr} = (0,17 + 0,09)/2 = 0,13$ мм. С введением для сооружения II класса коэффициента 1,3 получаем при марке F400 $D_{Cr} = 0,18 \times 1,3 = 0,235$, а при F300 $D_{Cr} = 0,13 \times 1,3 = 0,17$ мм.

г) По условию морозостойкости бетона на участках выше переменного уровня воды (в зоне капиллярного поднятия воды) значения D_{Cr} определяем по графикам рис. 7.4. По интерполяции между графиками для $N = 100$ и $N = 200$ циклов при температуре воздуха -23 °С получаем для $N = 150$ циклов при марке бетона по морозостойкости F400 $D_{Cr} = (0,26 + 0,21)/2 = 0,23$ мм, а при марке F300 $D_{Cr} = (0,2 + 0,16)/2 = 0,19$ мм. Введя коэффициент 1,3, окончательно получим при F400 $D_{Cr} = 0,23 \times 1,3 = 0,30$ мм, а при F300 $D_{Cr} = 0,19 \times 1,3 = 0,25$ мм.

д) По условию водопроницаемости ширина раскрытия несквозных трещин в напорных сооружениях не нормируется.

Вывод. В зонах переменного уровня воды и ниже его необходимо применение бетона пониженной проницаемости марки W6 (В/Ц £ 0,55), приготовленного на портландцементе группы II (по прил. 11). Допускаемая ширина раскрытия трещин в зоне переменного уровня воды и ниже его, на участке припая льда, ограничиваемая по условиям сохранения арматуры, равна 0,125 мм. Это же значение удовлетворяет и по условиям морозостойкости бетона марки F300. Ниже уровня замерзания воды в водоеме требования к морозостойкости бетона и ограничению ширины раскрытия трещин по условиям долговечности сооружения отпадают. Сохраняется только требование к виду цемента и марке бетона по водонепроницаемости W6.

В случае неприменения конструктивного армирования в зоне переменного уровня воды ограничение ширины раскрытия трещин по условию сохранности арматуры отпадает, и допускаемая ширина раскрытия трещин в этой зоне и ниже ее, на участке



припая льда, ограничиваемая по условиям морозостойкости бетона, равна 0,23 мм при марке F400 и 0,17 мм при марке F300.

Выше переменного уровня воды может применяться бетон нормальной проницаемости марки W4, приготовленный на обычном портландцементе группы I (по прил. 11). Допускаемая ширина раскрытия трещин в этой зоне, ограничиваемая по условиям морозостойкости бетона, равна 0,30 мм при марке F400 и 0,25 мм при марке F300.

Учитывая относительно небольшую разницу в значениях D_{cr} , целесообразно во всем сооружении применить бетон марки F300.

Пример 46. Дано. Внецентренно растянутый железобетонный элемент, подверженный одностороннему напору воды, $H = 75$ м; класс сооружения III; толщина элемента $b = 1,25$ м; расчетная ширина раскрытия сквозных трещин на напорной поверхности $a_{cr} = 0,25$ мм, на безнапорной - 0,20 мм. Среднегодовая концентрация химических веществ в воде-среде:

$\text{НСО}_3^- = 2,0$ мг×экв/л, $\text{Mg}^{2+} = 500$ мг/л, $\text{SO}_4^{2-} = 1800$ мг/л, $\text{Cl}^- = 1200$ мг/л, агрессивной углекислоты 8 мг/л, $\text{pH} = 7$; расчетная отрицательная температура воздуха $t = -20$ °С; расчетное количество циклов замораживания - оттаивания $N = 200$; допускаемый фильтрационный расход воды через трещины в конструкции в начальный момент эксплуатации сооружения $q_0 = 0,007$ л/с×м = 0,07 мл/с×см.

Требуется определить допускаемую ширину раскрытия трещины.

Р а с ч е т . 1. Определяем коррозионную стойкость бетона в воде-среде. По содержанию химических веществ вода неагрессивна к бетону нормальной проницаемости марки W4 (прил. 10). По содержанию сульфатов (1800 мг/л) необходимо использование портландцемента II группы (по прил. 11), причем в случае марки бетона W4 вода будет оказывать на него слабоагрессивное воздействие, допустимое для сооружений III класса.

2. Определяем допускаемую ширину раскрытия трещин.

а) По условию коррозионной стойкости бетона в бортах трещин значения D_{cr} находим; по графикам рис. 7.1. Для тяжелого бетона (по прил. 9) марке бетона W4 соответствует максимальное значение В/Ц = 0,60. Для $H = 75$ по интерполяции между



графиками для $H = 50$ и $H = 100$ м по кривой $\text{HCO}^{-3} = 2,0$ мг×эquiv/л при $V/C = 0,60$ определяем $D_{Cr} = (0,40 + 0,30)/2 = 0,35$ мм. Введя для сооружений III класса коэффициент 1,6, получим $D_{Cr} = 0,35 \times 1,6 = 0,56$ мм. Учитывая указанное в п. [5.5](#) ограничение, окончательно принимаем $D_{Cr} = 0,50$ мм.

б) По условию сохранности арматуры в подводной зоне на напорной грани значения D_{Cr} определяем по графикам рис. [7.2](#). Для градиента напора $I = H/b = 75/1,25 = 60$ по кривым группы I при $C = 1000$ мг/л имеем $D_{Cr} = 0,24$ мм. Фактическая расчетная концентрация ионов $\text{Cl}^{-} + 0,25\text{SO}_4^{2-} = 1200 + 0,25 \times 1800 = 1650$ мг/л. В соответствии с примечанием 1 к табл. [27](#) вводится поправочный коэффициент $\lg 1000/\lg C = 3,0/3,217 = 0,935$. Учитывая этот коэффициент и коэффициент 1,6 для сооружений III класса, окончательно имеем $D_{Cr} = 0,24 \times 0,935 \times 1,6 = 0,36$ мм. Такое же значение D_{Cr} принимаем и для трещин на безнапорной поверхности в соответствии с п. [5.6](#).

В надводной части конструкции в зоне капиллярного подъема воды и брызг значения D_{Cr} определяем по кривой группы IV (см. рис. [7.2](#)). С учетом упомянутых коэффициентов получим $D_{Cr} = 0,04 \times 0,935 \times 1,6 = 0,06$ мм.

в) По условию морозостойкости бетона на участках трещин на напорной грани в зоне переменного горизонта воды и ниже его, в пределах полосы припая льда, значения D_{Cr} определяем по графикам рис. [7.3](#) для $N = 200$ при температуре -20 °С. С учетом коэффициента 1,6 для сооружений III класса получим при марке бетона по морозостойкости F400 $D_{Cr} = 0,175 \times 1,6 = 0,28$ мм, а при марке F300 $D_{Cr} = 0,11 \times 1,6 = 0,176$ мм.

Для безнапорной поверхности конструкции по соответствующим графикам рис. [7.4](#) ($N = 200$, $t = -20$ °С) с учетом коэффициента 1,6 имеем: при марке F400 $D_{Cr} = 0,24 \times 1,6 = 0,38$ мм, при марке F300 $D_{Cr} = 0,19 \times 1,6 = 0,30$ мм, при марке F200 $D_{Cr} = 0,12 \times 1,6 = 0,19$ мм.

г) По условию ограничения фильтрационного расхода воды через трещины в конструкции значения D_{Cr} определяем по графикам рис. [7.4](#). Для $I = 60$ и $q_0 = 0,07$ мл/с×см имеем $D_{Cr} = 0,12$ мм.

Это значение мало отличается от расчетной ширины раскрытия трещин $a_{Cr} = 0,20$ мм на безнапорной поверхности конструкции. Учитывая процессы самоуплотнения трещины, можно рассчитать время, за которое фильтрационный расход через трещину



раскрытием 0,20 мм снизится до допускаемой величины 0,07 мл/с×см.

Начальный расход через трещину раскрытием $a_{cr} = 0,20$ мм по формуле (182) равен $q_0 = 0,377(\sqrt{1 + 3,7 \cdot 0,2^3 \cdot 60} - 1) = 0,24$ мл/с×см.

$$\sqrt{1 + 3,7 \cdot 0,2^3 \cdot 60} - 1) = 0,24 \text{ мл/с} \times \text{см.}$$

Значения параметров функции самоуплотнения трещин раскрытием 0,1 и 0,3 мм вычисляем по формулам табл. 29. Для трещин раскрытием 0,2 мм указанные параметры определяем путем интерполяции:

$$\text{при } a_{cr} = 0,1 \text{ мм } b = 0,293 + 0,08W + 0,0016I = 0,293 + 0,08 \times 2,0 + 0,0016 \times 60 = 0,550;$$

$$\text{при } a_{cr} = 0,3 \text{ мм } b = 0,344 + 0,045W + 0,0036I = 0,344 + 0,045 \times 2,0 + 0,0036 \times 60 = 0,650;$$

$$\text{при } a_{cr} = 0,2 \text{ мм по интерполяции } b = (0,550 + 0,650) / 2 = 0,60;$$

$$\text{при } a_{cr} = 0,1 \text{ мм } \lg T = 0,756 - 0,393W - 0,0029I = 0,756 - 0,393 \times 2,0 - 0,0028 \times 60 = -0,200;$$

$$\text{при } a_{cr} = 0,3 \text{ мм } \lg T = 0,408 - 0,256W - 0,0001I = 0,408 - 0,256 \times 2,0 - 0,0001 \times 60 = -0,110;$$

$$\text{при } a_{cr} = 0,2 \text{ мм по интерполяции}$$

$$\lg T = \frac{-0,200 + (-0,110)}{2} = 0,155.$$

В формуле (183) принимаем $q_t = q_0 = 0,07$ мл/с×см, тогда $2,3 \lg$

$$\frac{q_0}{q_t} = 2,3 \lg$$



0,24

$0,07 = 2,3 \lg 3,43 = 2,3 \times 0,535 = 1,23$; , $\lg 1,23 = 0,090$; подставив полученные значения в формулу (183), получим $0,090 = b \lg t - b \lg T = 0,6 \lg t + 0,6 \times 0,155$, откуда $\lg t = (0,090 - 0,093)/0,6 = -0,005 = 1,095$ и $t = 0,9$ сут.

Таким образом, фильтрационный расход через трещины раскрытием 0,20 мм вследствие процессов естественного самоуплотнения снизится до допускаемой величины $q_0 = 0,07$ мл/с×см приблизительно после 1 сут фильтрации.

Считая повышенный фильтрационный расход в течение 1 сут допустимым, можно принять расчетную ширину раскрытия трещин на безнапорной грани, равную $a_{cr} = 0,20$ мм, допускаемой по условиям коррозионной стойкости бетона (0,20 мм < 0,50 мм), сохранности арматуры (0,20 мм < 0,36 мм), морозостойкости бетона марки F300 (0,20 мм < 0,30 мм) и фильтрационного расхода воды (0,20 мм = 0,20 мм).

Расчетная ширина раскрытия трещин на напорной грани (ниже уровня воды), равная 0,25 мм, удовлетворяет требованиям по условиям коррозионной стойкости бетона (0,25 мм < 0,50 мм), сохранности арматуры (0,25 мм < 0,36), морозостойкости бетона марки F400 (0,25 мм < 0,28 мм) и фильтрационного расхода воды, определяемого расходом через меньшее сечение клиновидной трещины (на безнапорной грани $a_{cr} = 0,20$ мм).

Вместо марки бетона по морозостойкости F400 может быть назначена марка F300, для чего потребуется увеличение расхода арматуры на напорной грани в количестве, необходимом для уменьшения расчетной величины раскрытия трещин, вычисляемой по формуле (175), до допускаемой величины по условию морозостойкости $D_{cr} = 0,176$ мм. Выбор варианта с увеличенным расходом арматуры или с высокой маркой бетона F400 решается на основании технико-экономического расчета.

В надводной конструкции в зонах капиллярного подъема воды и брызг допускаемая ширина раскрытия трещин, ограничиваемая по условию сохранности арматуры, получена равной $D_{cr} = 0,06$ мм. Обеспечение такой ширины достигается путем усиленного дисперсного армирования. Защитные мероприятия в виде поверхностной изоляции не рекомендуются как недолговечные и неэффективные в отношении защиты арматуры (влага проникает к арматуре путем капиллярного подъема). Достаточно надежная защита арматуры в трещинах бетона достигается путем инъекции полимеризующихся смол.



Пример 47. Дано. Напорная железобетонная стена здания ГЭС: класс сооружения II; испытывает растягивающие напряжения; при эксплуатационной нагрузке в ней образуются сквозные трещины; напор в нижней части стены $H = 80$ м; градиент напора $I = 120$; среднегодовой состав воды в водохранилище, мг/л; $\text{HCO}_3^- = 67$ ($W = 1,1$ мг×экв/л), $\text{Cl}^- = 20$, $\text{SO}_4^{2-} = 60$, $\text{Ca}^{2+} = 40$, $\text{Mg}^{2+} = 12$, агрессивная $\text{CO}_2 = 5$; допускаемый фильтрационный расход воды через трещины в стене $q_0 = 0,01$ л/см×м = 0,1 мл/с×см; расчетная отрицательная температура воздуха $t = -30$ °С; расчетное количество циклов замораживания $N = 100$.

Требуется определить допускаемую ширину раскрытия трещин.

Р а с ч е т . 1. Определяем коррозионную стойкость бетона в водосреде. По содержанию всех приведенных в анализе веществ вода неагрессивна по отношению к бетону нормальной проницаемости. Может быть назначена марка бетона по водонепроницаемости W4 с использованием обычного портландцемента по ГОСТ 10178-76 [25] (см. прил. 10, 11).

2. Определяем допускаемую ширину раскрытия трещин.

а) По условию коррозионной стойкости бетона значение D_{Cr} определяем по графикам рис. 7/1, приняв для бетона марки W4 значение В/Ц = 0,60. Для $H = 80$ м по интерполяции между графиками для $H = 50$ м и $H = 100$ м при В/Ц = 0,60 по кривой для $\text{HCO}_3^- = 1,1$ мг×экв/л получаем $D_{Cr} = 0,09$ мм. Введя для сооружения II класса повышающий коэффициент 1,3, окончательно получим $D_{Cr} = 0,09 \times 1,3 = 0,117$ мм.

б) По условию сохранности арматуры в сквозных фильтрующих трещинах на напорной и безнапорной гранях конструкции значение D_{Cr} определяем по графикам рис. 7/. Расчетная концентрация агрессивных веществ $C = \text{Cl}^- + 0,25\text{SO}_4^{2-} = 20 + 0,25 \times 60 = 35$ мг/л. По кривым группы I для $I = 120$ по интерполяции получим $D_{Cr} = 0,42$ мм, а с коэффициентом 1,3 - $D_{Cr} = 0,42 \times 1,3 = 0,55$ мм. Учитывая примечание 2 к табл. 27, окончательно принимаем $D_{Cr} = 0,5$ мм.

в) По условию морозостойкости бетона на участках трещин в зоне переменного уровня воды в водохранилище и ниже его, в полосе припая льда, значение D_{Cr} определяем по графику рис. 7.3 для $N = 100$ и $t = -30$ °С. С учетом коэффициента 1,3 получим при марке бетона по морозостойкости F400 $D_{Cr} = 0,17 \times 1,3 = 0,22$ мм,



при марке F300 $D_{Cr} = 0,12 \times 1,3 = 0,156$ мм, при марке F200 $D_{Cr} = 0,05 \times 1,3 = 0,065$ мм.

г) По условию ограничения фильтрационного расхода воды $q_0 = 0,1$ мг/с×см значение D_{Cr} определяем по графику рис. 7.5. Для значения $q_0 = 0,1$ мл/с×см и градиента напора $I = 120$ по интерполяции получаем $D_{Cr} = 0,11$ мм.

Вывод. Для рассмотренной конструкции должен быть использован бетон марки по водонепроницаемости W4, по морозостойкости F300 с применением обычного портландцемента по ГОСТ 10178-76 [25]. Допускаемая ширина раскрытия трещин, ограничиваемая по условию коррозионной стойкости бетона (0,117 мм) и по условию ограничения фильтрационного расхода воды (0,11 мм), должна быть принята равной $D_{Cr} = 0,11$ мм. При этом получается запас надежности в отношении морозостойкости бетона ($D_{Cr} = 0,156$ мм) и сохранности арматуры ($D_{Cr} = 0,5$ мм).

Пример 48. Дано. Сталежелезобетонный напорный водовод I класса с внутренней стальной оболочкой. Фильтрация через стенки водовода исключена. В железобетонном слое по расчету допускается образование трещин. Водовод проложен в туннеле и омывается снаружи безнапорной грунтовой водой, содержащей следующие вещества, мг/л: $\text{HCO}_3^- = 215$ ($W = 3,5$ мг×экв/л), $\text{Cl}^- = 1220$, $\text{SO}_4^{2-} = 4500$, $\text{Ca}^{2+} = 1600$, $\text{Mg}^{2+} = 200$, агрессивная $\text{CO}_2 = 54$; pH = 6,2; температура воздуха по трассе водовода в течение года положительная.

Требуется определить допускаемую ширину раскрытия трещин в железобетонном слое водовода.

Расчет. 1. Определяем агрессивность воды-среды по отношению к бетону (по прил. 10, 11).

По признаку выщелачивающей коррозии ($\text{HCO}_3^- = 3,5$ мг×экв/л $> 1,05$ мг×экв/л) и по содержанию магниевых солей ($200 < 1000$ мг/л) вода неагрессивна к бетону нормальной проницаемости (бетон марки W4), по показателю pH вода неагрессивна к бетону пониженной проницаемости (pH = 6,2 $> 5,0$), что требует применения марки бетона W6, по содержанию агрессивной углекислоты ($54 > 40$ мг/л) вода неагрессивна только к бетону особо низкой проницаемости марки W8 (В/Ц £ 0,45). По содержанию сульфатов ($\text{SO}_4^{2-} = 4500$ мг/л) в соответствии с примечанием прил. 11 (о введении коэффициента 1,7 в случае применения бетона марки W8) предельная допустимая



концентрация ионов SO_4^{2-} при неагрессивном воздействии воды на бетон на портландцементе группы II равна $1,7 \times 3000 = 5100$ мг/л. Поскольку $4500 < 5100$ мг/л, бетон марки W8 следует готовить на цементе группы II по прил. 11.

2. Определяем допускаемую ширину раскрытия трещин.

а) По условию коррозионной стойкости бетона ширина раскрытия несквозных (не фильтрующих) трещин не ограничивается;

б) по условию сохранности арматуры величину D_{Cr} определяем по графику рис. 7.2. По кривой группы I при $I = 5$ (постоянное полное водонасыщение), $C = 1000$ мг/л имеем $D_{Cr} = 0,29$ мм. Фактическая расчетная концентрация $C = \text{Cl}^- + 0,25\text{SO}_4^{2-} = 1220 + 0,25 \times 4500 = 2345$ мг/л. Коэффициент $\lg 1000 / \lg C = 3,0 / 3,37 = 0,89$. Окончательно $D_{Cr} = 0,29 \times 0,89 = 0,258$ мм;

в) по условию морозостойкости бетона ограничений нет, поскольку конструкция работает при положительной температуре воздуха;

г) по условию фильтрации ширина раскрытия несквозных трещин не ограничивается.

Вывод. Для внешнего железобетонного слоя водовода необходимо применение бетона марки по водонепроницаемости W8, приготовленного на портландцементе II, группы (по прил. 11). Требования к морозостойкости бетона не предъявляются. Допускаемая ширина раскрытия трещин, ограничиваемая по условию сохранности арматуры из арматурной стали класса А-III, $D_{Cr} = 0,26$ мм.

Если водовод не полностью погружен в воду, а часть его находится в зоне капиллярного поднятия воды, то допускаемая ширина раскрытия трещин, ограничиваемая по условию сохранности арматуры, определяется по кривой группы IV (см. рис. 7.2). Учитывая полученный выше коэффициент 0,89, будем иметь $D_{Cr} = 0,11 \times 0,89 = 0,10$ мм. При полном отсутствии воды и эксплуатации водовода в воздушной среде с относительной влажностью выше 0,60 в соответствии с табл. 2 СНиП 2.03.01-84 [2] $D_{Cr} = 0,3$ мм.



6. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

6.1 (6.11). Деформации железобетонных конструкций, а также усилия в элементах статически неопределимых конструкций определяются методами строительной механики с учетом трещин и неупругих свойств бетона.

В случае сложных статически неопределимых систем допускается определять перемещения по формулам сопротивления материалов.

6.2. Перемещения - прогибы и углы поворотов сечений стержневых элементов следует определять по формуле Мора непосредственным интегрированием или любыми методами численного интегрирования, обеспечивающими необходимую точность вычислений.

Для изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов следует определять прогибы, обусловленные деформациями изгиба и сдвига. При $l/h > 5$ в расчетах допускается учитывать только деформации изгиба.

6.3. Формула Мора для определения перемещений сечений элементов имеет следующий вид

$$f = \int_0^l \frac{M_p(x)\bar{M}(x)}{B_x} dx + K \int_0^l \frac{Q_p(x)\bar{Q}(x)}{D_x} dx, \quad (185)$$

где $M_p(x)$, $Q_p(x)$ - изгибающий момент и поперечная сила в сечении с координатой x от внешней нагрузки при ее кратковременном действии; $M(x)$, $Q(x)$ - изгибающий момент и поперечная сила в сечении с координатой x от единичной силы (единичного момента), приложенной в сечении, в котором определяется прогиб (угол поворота); B_x - жесткость элемента на изгиб, определяемая



в соответствии с требованиями п. 6.4; D_k - жесткость элемента на сдвиг, определяемая в соответствии с требованиями п. 6.6; K - коэффициент неравномерности распределения касательных напряжений по высоте поперечного сечения элемента, принимаемый равным: для прямоугольного, круглого и кольцевого сечений 1,2; для таврового и двутаврового - по формуле $K = A/A_w$, но не менее 1,2; здесь A - площадь поперечного сечения элемента; A_w - площадь поперечного сечения стенки элемента; l - длина элемента или участка, в пределах которого выполняется интегрирование.

6.4 (6.12, 6.13). Жесткость (на изгиб) изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов следует определять по формулам:

а) при кратковременном действии нагрузки для трещиностойких элементов и их участков

$$B_k = 0,9E_b J_{red}; \quad (186)$$

для нетрещиностойких элементов и их участков

$$B_k = 1,1E_b(J_b + \nu J_s); \quad (187)$$

Независимо от схемы нагружения элемента J_b определяется в предположении треугольной эпюры напряжений в сжатой зоне сечения.

Для определения жесткости нетрещиностойких участков изгибаемых элементов прямоугольного поперечного сечения допускается использовать зависимость и номограмму, приведенные в справочном прил. 12.

б) при одновременном действии кратковременных и длительных нагрузок:

для трещиностойких элементов и их участков

$$B_k = 0,8E_b J_{red}; \quad (188)$$

для нетрещиностойких элементов и их участков

$$B = B_k(C + V)/(dC + V), \quad (189)$$



где C - обобщенное усилие от длительно действующих нагрузок; V - обобщенное усилие от кратковременных действующих нагрузок; d - коэффициент снижения жесткости, принимаемый равным: для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне 1,5; то же в растянутой зоне 2,5; для прямоугольных, двутавровых, коробчатых и других замкнутых сечений 2.

6.5 (6.12, 6.13). Жесткость элементов, растянутых силой, приложенной между равнодействующими усилий в арматуре S и $S\phi$, следует определять по формулам:

а) при кратковременном действии нагрузки для трещиностойких элементов и их участков:

$$T_K = 0,9(1 + \nu m)E_b A_b; \quad (190)$$

для нетрещиностойких элементов и их участков

$$T_K = 1,2E_s(A_s + A\phi_s); \quad (191)$$

б) при одновременном действии кратковременных и длительных нагрузок:

для трещиностойких элементов и их участков

$$T = 0,8(1 + \nu m)E_b A_b; \quad (192)$$

для нетрещиностойких элементов и их участков

$$T = T_x \frac{C + V}{2C + V}, \quad (193)$$

но не менее $T = E_s(A_s + A\phi_s)$.

6.6. (6.12, 6.13). Жесткость изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов на сдвиг определяется по формулам:

а) при кратковременном действии нагрузки

$$D_K = G_b A_b b(x), \quad (194)$$



где $G_b = 0,4E_b$ - модуль сдвига бетона; $b(x)$ - коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформации сдвига и принимаемый равным: на участках элементов без трещин 1,0; на участках элементов с наклонными к продольной оси элемента трещинами 0,2; на участках, где имеются только нормальные или нормальные и наклонные к продольной оси элемента трещины 0,3а, здесь a - коэффициент жесткости нетрещиностойких участков изгибаемых элементов, определяемый по прил. 12;

б) при одновременном действии кратковременных и длительных нагрузок

$$D = D_k(C + V)/(dC + V). \quad (195)$$

6.7. Перемещения следует вычислять отдельно на участках, в пределах которых установлено отсутствие или наличие трещин с последующим суммированием результатов.

В тех случаях, когда длина трещиностойких участков составляет менее 15 % длины элемента, допускается их влиянием пренебречь и значения жесткостей сечений с трещинами распространять на весь элемент.

6.8. При определении A_b и J_b высота сжатой зоны сечения находится из уравнений:

а) для изгибаемых элементов

$$x^2 +$$

$$\frac{2\nu}{b} (A_s + A_s\phi) x -$$

$$\frac{2\nu}{b} (h_0 A_s + a\phi A_s\phi) = 0; \quad (196)$$

б) внецентренно сжатых с большим эксцентриситетом элементов

$$x^3 + 3(e - h_0)x^2 + \frac{2\nu}{b} [eA_s + (e - h_0 + a\phi)A_s\phi]x - \frac{2\nu}{b} [eh_0A_s + a\phi(e - h_0 + a\phi)A_s\phi] = 0, \quad (197)$$


в) для внецентренно растянутых с большим эксцентриситетом элементов

$$x^3 - 3(e + h_0)x^2 - \frac{6\nu}{b} [eA_s + (e + h_0 - a\phi)A_s\phi]x + \frac{6\nu}{b} [eh_0A_s + a\phi(e + h_0 - a\phi)A_s\phi] = 0, \quad (198)$$

где $e = e_0$ -

$$\frac{h}{2} + a =$$

$$\frac{M}{N} - \frac{h}{2} + a.$$

Разрешается принимать $A_s\phi = 0$, при этом формулы (196)-(198) принимают вид:

а) для изгибаемых элементов

$$x^2 +$$

$$\frac{2\nu}{b} A_s x -$$

$$\frac{2\nu h_0 A_s}{b} = 0; \quad (199)$$

б) для внецентренно сжатых с большим эксцентриситетом элементов

$$x^3 + 3(e - h_0)x^2 + \frac{6\nu e A_s}{b} x - \frac{6\nu e h_0 A_s}{b} = 0, \quad (200)$$

в) для внецентренно растянутых с большим эксцентриситетом элементов

$$x^3 - 3(e + h_0)x^2 - \frac{6\nu e A_s}{b} x + \frac{6\nu e h_0 A_s}{b} = 0, \quad (201)$$

Кубические уравнения рекомендуется решать подбором, принимая в первом приближении $x = (0,2-0,3) h_0$.



Высоту сжатой зоны железобетонных элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой можно определять по прил. 6.

Примеры расчета к пп. 6.1-6.8

Пример 49. Дано. Изгибаемый железобетонный элемент прямоугольного сечения ($h = 2,0$ м, $b = 1,0$ м, $l = 10$ м) энергетического сооружения ($g_c = 1,0$), изготовленный из бетона класса В15 ($R_{b,ser} = 11,0$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,15$ МПа, $E_b = 23,5 \cdot 10^3$ МПа) и арматуры класса А-III ($A_s = 25,4$ см²; $E_s = 200 \cdot 10^3$ МПа); $h_o = 1,85$ м; $a = a\phi = 0,15$ м. При основном сочетании нагрузок ($g_{lc} = 1,0$) элемент воспринимает равномерно распределенную нагрузку $q = 125$ кН/м.

Требуется определить прогиб элемента в середине его пролета.

Расчет. Проверим вначале трещиностойкость элемента по условиям образования нормальных и наклонных трещин и в случае необходимости определим длину трещиностойких и нетрещиностойких участков элемента.

а) Проверяем трещиностойкость по условию образования нормальных трещин.

Геометрические характеристики сечения:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_o} = \frac{25,4 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 1,85} = 0,00137;$$

при $m \in 0,005$ допускается принимать:

$$A_{red} = A = bh = 1 \times 2 = 2 \text{ м}^2;$$

$$W_{red} = W =$$

$$\frac{bh^2}{6} =$$



$$\frac{1 \cdot 2^2}{6} = 0,667 \text{ м}^3;$$

$$J_{red} = J = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 2^3}{12} = 0,667 \text{ м}^4;$$

$$h_t = 0,5h = 1 \text{ м.}$$

Расчетные коэффициенты:

$g_l = 1,0$, так как армирование однорядное (см. п. [4.3](#));

$$\gamma_\gamma = 1 + \frac{c + 2a}{h_t} = 1 + \frac{7,3 + 2 \cdot 15}{100} = 1,373;$$

($c = 7,3$ см - см. табл. [13](#)).

Максимальный изгибающий момент при основном сочетании нагрузок

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{125 \cdot 10^2}{8} = 1060 \text{ кН} \times \text{м.}$$

Проверяем условие трещиностойкости ([168](#))

$$1 \times 1562,5 > 1 \times 1 \times 1,373 \times 1,15 \times 10^3 \times 0,667 = 1060 \text{ кН} \times \text{м.}$$

Расчет показывает, что средняя по длине часть балки является нетрещиностойкой.

Определяем длину трещиностойких и нетрещиностойких участков балки, имея в виду, что трещины возникают при

$$M > M_{crc} = g_c g_l g_r R_{bt,ser} W_{red} = 1060 \text{ кН} \times \text{м.}$$



В сечении балки, расположенном на расстоянии x от опоры

$$M_x = \frac{qlx}{2} - \frac{qx^2}{2}.$$

Приняв $M_x = M_{crс} = 1060$ кН×м и решив это уравнение относительно x , получим $x_1 = 2,17$ м; $x_2 = 7,83$ м. Следовательно, трещиностойкие участки расположены при $x < 2,17$ м и $x > 7,83$ м. Средний участок балки длиной 5,66 м ($7,83$ м $> x > 2,17$ м) является нетрещиностойким.

б) Проверяем трещиностойкость по условию образования наклонных трещин.

Наклонные трещины могут образоваться на приопорных участках элемента, в зоне действия больших перерезывающих сил.

$$Q =$$

$$\frac{ql}{2} = \frac{125 \cdot 10}{2} = 625 \text{ кН.}$$

В сечении на опоре:

$$s_x = 0; s_y = 0; t_{xy} =$$

$$\frac{3Q}{2A} = \frac{3}{2} \cdot \frac{625}{2} = 470 \text{ кН/м}^3 = 0,47 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{m(m)} = \pm \sqrt{\tau_{xy}^2} = \pm$$



$$\sqrt{0,47^2} = \pm 0,47 \text{ МПа.}$$

Расчетные коэффициенты:

$g_l = 1,0$, так как армирование граней элемента хомутами однорядное;

$g_r = 1,0$, так как эпюра напряжений s_{mt} на уровне оси балки имеет участок, где градиент напряжений равен 0. По формуле (173)

$$\gamma_{bs} = \left(1 + 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,47}{0,47} \cdot \frac{1,15}{11} \right)^{-1} = 0,90.$$

Проверка трещиностойкости элемента по условию образования наклонных трещин производится по формуле (172)

$$1 \times 0,47 \text{ МПа} < 1 \times 1 \times 1 \times 0,9 \times 1,15 = 1,035 \text{ МПа.}$$

Условия удовлетворяются, следовательно, наклонные трещины в элементе отсутствуют.

Определяем прогиб элемента в середине его пролета. Он будет складываться из прогибов, сформированных на нетрещиностойких и на трещиностойких участках элемента, имеющих различные жесткости.

Жесткости участков элемента без трещин находим по формулам (186) и (194):

$$B_k = 0,9E_b J_{red} = 0,9 \times 23500 \times 10^3 \times 0,667 = 14,1 \times 10^6 \text{ кН/м}^2;$$

$$D_k = G_b A_b b(x), \text{ где } G_b = 0,4E_b - 0,4 \times 23500 = 9400 \text{ МПа};$$

$$b(x) = 1,0 \text{ (на участках без трещин);}$$

$$D_k = 9400 \times 10^3 \times 2 \times 1 = 18,8 \times 10^6 \text{ кН.}$$

Жесткости участков с трещинами определяем по формулам (187)-(194)



$$B_k = 1,1E_b(J_b + \nu J_s), \text{ где } \nu =$$

$$\frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{23500} = 8,5.$$

Высоту сжатой зоны бетона вычисляем в предположении распределения напряжений по высоте сечения - по линейному закону (см. п. [6.8](#))

$$x = h_0 \left(\sqrt{(\nu\mu)^2 + 2\nu\mu} - \nu\mu \right) = 1,85 \left(\sqrt{(0,00137)^2 + 2 \cdot 8,5 \cdot 0,00137} - 8,5 \cdot 0,00137 \right) = 0,262 \text{ м};$$

$$J = \frac{bx^3}{3} - \frac{1 \cdot 0,262^3}{3} = 0,006 \text{ м}^4 = 60 \times 10^{-4} \text{ м}^4;$$

$$J_s = A_s(h_0 - x)^2 = 25,4 \times 10^{-4} (1,85 - 0,262)^2 = 64,05 \times 10^{-4} \text{ м}^4;$$

$$B_k = 1,1 \times 23500 \times 10^3 (60 \times 10^{-4} + 8,5 \times 64,05 \times 10^{-4}) = 15,6 \times 10^5 \text{ кН} \times \text{м}^2;$$

$D_k = G_b A_b b(x)$, где $b(x) = 0,3$ на участках, где есть нормальные или нормальные и наклонные трещины.

Коэффициент a определяем по формуле (1) прил. [12](#)

$$a = 4,4x^3 + 12\nu m(1 - x)^2,$$

где $x = x/h_0 = 0,262/1,85 = 0,1414$;

$$a = 4,4 \times 0,1414^3 + 12 \times 8,5 \times 0,00137 (1 - 0,1414)^2 = 0,1155;$$

$$b(x) = 0,3 \times 0,1155 = 0,035;$$



$$D_k = 9400 \times 10^3 \times 2 \times 0,035 = 6,58 \times 10^5 \text{ кН.}$$

Усилия в левой половине элемента от действия внешней нагрузки:

$$M_p(x) =$$

$$\frac{qlx}{2} - \frac{qx^2}{2}; Q_p(x) =$$

$$\frac{ql}{2} - qx.$$

Для определения прогиба в середине элемента прикладываем сосредоточенную силу

$\bar{P} = 1$, тогда в левой половине элемента усилия от единичной силы составят:

$$f' = 2 \int_0^{2,17} \frac{M_p(x) \bar{M}(x)}{B_x} dx + 2 \int_0^{2,17} \frac{Q_p(x) \bar{Q}(x)}{D_x} dx =$$

$$= 2 \int_0^{2,17} \left(\frac{qlx}{2} - \frac{qx^2}{2} \right) \frac{x dx}{2 B_x} + 2 \cdot 1,2 \int_0^{2,17} \left(\frac{ql}{2} - qx \right) \frac{1 dx}{2 D_x} =$$

Определяем отдельно части прогиба f' и f'' сформированные соответственно на трещиностойких и нетрещиностойких участках элемента:

$$= \left(2ql \frac{x^3}{6} \Big|_0^{2,17} - 2q \frac{x^4}{4} \Big|_0^{2,17} \right) \frac{1}{2 B_x} + 2,4 \left(\frac{qlx}{2} \Big|_0^{2,17} - \frac{qx^2}{2} \Big|_0^{2,17} \right) \frac{1}{2 D_x} =$$

$$= \left(2 \cdot 125 \cdot 10^4 \cdot \frac{2,17^3}{12} - 2 \cdot 125 \cdot \frac{2,17^4}{16} \right) \frac{1}{14,1 \cdot 10^6} +$$

$$+ 2,4 \left(125 \cdot 10^4 \cdot \frac{2,17}{4} - \frac{125 \cdot 2,17^2}{4} \right) \frac{1}{18,8 \cdot 10^6} =$$

$$= \frac{1790}{14,1 \cdot 10^6} + \frac{1275}{18,8 \cdot 10^6} = 127 \cdot 10^{-6} + 68 \cdot 10^{-6} = 195 \cdot 10^{-6} = 0,195 \text{ мм,}$$



$$\begin{aligned}
&= \left(2ql \frac{x^2}{12} \Big|_{2,17} - 2 \frac{x^3}{16} \Big|_{2,17} \right) \frac{1}{E_x} + 2,1,2 \left(\frac{qlx}{4} \Big|_{2,17} - \frac{qx^2}{4} \Big|_{2,17} \right) \frac{1}{D_x} = \\
&\text{База нормативной документации: } \text{www.complexdoc.ru} \\
&= \left[2 \cdot 125 \cdot 10 \left(\frac{5^3}{12} - \frac{2,17^3}{12} \right) - 2 \cdot 125 \left(\frac{5^4}{16} - \frac{2,17^4}{16} \right) \right] \frac{1}{15,6 \cdot 10^5} + \\
&+ 2,4 \left[\left(\frac{125 \cdot 10 \cdot 5}{4} - \frac{125 \cdot 10 \cdot 2,17}{4} \right) - \left(\frac{125 \cdot 5^2}{4} - \frac{125 \cdot 2,17^2}{4} \right) \right] \frac{1}{6,58 \cdot 10^5} = \\
&= \frac{14500}{15,6 \cdot 10^5} + \frac{600}{6,58 \cdot 10^5} = 930 \cdot 10^{-5} + 91 \cdot 10^{-5} = 1021 \cdot 10^{-5} \text{ м} = 10,21 \text{ мм}.
\end{aligned}$$

Полный прогиб середины изгибаемого элемента составит $f = f\phi + f'' = 0,195 + 10,21 = 10,405$ мм.

Пример 50. Дано. При взаимодействии с другими элементами сооружения изгибаемый элемент, рассмотренный в примере 49, воспринимает продольную сжимающую силу $N = 480$ кН.

Требуется определить прогибы внецентренно сжатого элемента в середине пролета.

Расчет. Проверяем вначале трещиностойкость элемента по условию образования нормальных трещин. Геометрические характеристики сечения элемента принимаем такими же, как в примере 49.

При внецентренном сжатии высота растянутой зоны сечения определяется по формуле (19)

$$h_t = 0,5h \left(1 - \frac{1}{6\eta} \right) = \frac{h}{12} \cdot \frac{6e_o - h}{e_o}.$$

В наиболее напряжённом сечении $M = 1562,5$ кН×м (см. пример 49). В этом случае

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{1562,5}{480} = 3,25 \text{ м, тогда}$$

$$h_t = \frac{2}{12} \cdot \frac{6 \cdot 3,25 - 2}{3,25} = 0,897 \text{ м}.$$



Расчетные коэффициенты:

$g_l = 1,0$, так как армирование однорядное;

$$\gamma_r = 1 + \frac{c + 2a}{h_t} = 1 + \frac{7,3 + 2 \cdot 15}{89,7} = 1,416$$

Проверяем условие трещиностойкости (170)

$$1 \left(\frac{1302,5}{0,667} - \frac{480}{2} \right) = 2140 \text{ кПа} > 1 \times 1 \times 1,416 \times 1150 = 1630 \text{ кПа}.$$

Расчет показывает, что средняя по длине часть внецентренно сжатого элемента является нетрещиностойкой. Определим его границы.

Некоторая сложность определения $M_{crс}$ состоит в том, что сопротивление сечения растяжению зависит в данном случае (при внецентренном сжатии) от изгибающего момента в сечении. Имея в виду, что $M = Ne_o$, а

$$\gamma_r = 1 + \frac{c + 2a}{h_t} = 1 + \frac{12e_o(c + 2a)}{h(6e_o - h)}, \text{ запишем выражение (170) в виде}$$

$$\gamma_{lc} \left(\frac{Ne_o}{W_{red}} - \frac{N}{A_{red}} \right) = \gamma_c \gamma_l \left[1 + \frac{12e_o(c + 2a)}{h(6e_o - h)} \right] R_{bt,ser}$$

В полученном выражении неизвестной величиной является e_o . Выполнив необходимые вычисления, получаем $e_o = 2,62$ м.

Тогда

$$\frac{M_{crс}}{Ne_o} = \frac{N}{e_o} = 480 \times 2,62 = 1256 \text{ кН} \times \text{м}.$$

При этом $h_t = 12 \frac{M_{crс}}{e_o} = 0,87$ м; $\gamma_r = 1 + \frac{c + 2a}{h_t} = 1,428$.



Величину M_{crc} можно определить также методом последовательных приближений. С этой целью преобразуем выражение (170) в вид

$$\gamma_{lc} M_{crc} = \left(\gamma_c \gamma_r R_{bt,ser} + \frac{N \gamma_{lc}}{A_{red}} \right) W_{red}$$

Принимаем вначале $g_r = 1,373$ как для изгибаемого элемента.

Тогда

$$M_{\phi crc} = (1 \times 1 \times 1,373 + 1,15 \times 10^3 + \frac{480 \cdot 1}{2}) 0,667 = 1214 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

При $M = M_{\phi crc} = 1214 \text{ кН}\cdot\text{м}$ и $N = 480 \text{ кН}$ определяем высоту растянутой зоны сечения

$$h_t = h \cdot \frac{\sigma_t}{\sigma_t + \sigma_c},$$

где

$$\sigma_{t(c)} = \pm \frac{M}{W_{re}} - \frac{N}{A_{red}} = \pm \frac{1214}{0,667} - \frac{480}{2} = \pm 1820 - 240 \text{ кПа}; \sigma_t = 1580 \text{ кПа}; \sigma_c = -2060 \text{ кПа}.$$

Тогда

$$h_t = 2 \cdot \frac{1580}{1580 + 2060} = 0,87 \text{ м}; \quad \gamma_r = 1 + \frac{c + 2a}{h_t} = 1 + \frac{7,3 + 2 \cdot 15}{87} = 1,428$$

При $g_r = 1,428$

$$M_{\phi \phi crc} = (1 \times 1 \times 1,428 \times 1,15 \times 10^3 + \frac{480 \cdot 1}{2}) 0,667 = 1256 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

При $M = M_{\phi \phi crc} = 1256 \text{ кН}\cdot\text{м}$ и $N = 480 \text{ кН}$ найдем вновь h_t и g_r :



$$\sigma_{t(c)} = \pm \frac{1256}{0,607} - \frac{480}{2} = \pm 1880 - 240;$$

$$\sigma_t = 1640 \text{ кПа}; \sigma_c = -2120 \text{ кПа};$$

$$h_t = 2 \cdot \frac{1640}{1640 + 2120} = 0,872 \text{ м};$$

$$\gamma_r = 1 + \frac{7,3 + 2 \cdot 15}{87,2} = 1,428$$

Полученные значения h_t и g_r совпали с предыдущим приближением, поэтому процесс подбора следует считать завершенным. Принимаем $M_{crc} = 1256 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Определяем длину трещиностойких и нетрещиностойких участков элемента, имея в виду, что трещины возникают при $M > M_{crc} = 1256 \text{ кН}\cdot\text{м}$. В сечении балки, расположенном на расстоянии x от опоры, $M_x = qx/2 - qx^2/2$. Приняв $M_x = qx/2 - qx^2/2 = M_{crc} = 1256 \text{ кН}\cdot\text{м}$ и решив полученное уравнение относительно x , получаем: $x_1 = 2,78 \text{ м}$, $x_2 = 7,22 \text{ м}$.

Следовательно, трещиностойкие участки расположены при $x < 2,78 \text{ м}$ и $x > 7,22 \text{ м}$. Средний участок элемента длиной $4,44 \text{ м}$ ($7,22 \text{ м} > x > 2,78 \text{ м}$) является нетрещиностойким.

Определяем далее прогиб элемента в середине его пролета. Он будет складываться из прогибов, сформированных соответственно на трещиностойких и нетрещиностойких участках.



Жесткости участков без трещин и с трещинами определяются без учета жесткости от сдвига.

Жесткость участков элемента без трещин определяется по формуле (186)

$$B_k = 0,9E_b J_{red} = 0,9 \times 23500 \times 10^3 \times 0,667 = 14,1 \times 10^6 \text{ кН м}^2;$$

жесткость участков с трещинами - по формуле (187)

$$B_k = 1,1E_b(J_b + \nu J_s), \text{ где } \nu = 8,5.$$

Высоту сжатой зоны бетона находим в предположении распределения напряжений по высоте сечения по линейному закону (см. п. 6.8).

$$x = h_0 [\sqrt{(\nu\mu - \sigma^n)^2 + 2\nu\mu} - (\nu\mu - \sigma^n)],$$

где

$$\sigma^n = \frac{N}{A_{red} R_b} = \frac{480}{2 \cdot 8,5 \cdot 10^3} = 0,0282; \nu\mu = 8,5 \times 0,00137 = 0,01165;$$

$$x = 1,85 [$$

$$\sqrt{(0,01165 - 0,0282)^2 + 2 \cdot 8,5 \cdot 0,00137} - (0,01165 - 0,0282)] = 1,85 \times 0,17 = 0,315 \text{ м};$$

$$J_b = \frac{bx^3}{3} = \frac{1 \cdot 0,315^3}{3} = 0,0104 \text{ м}^4;$$

$$J_s = A_s(h_0 - x)^2 = 25,4 \times 10^{-4} (1,85 - 0,315)^2 = 59,85 \times 10^{-4} \text{ м}^4;$$

$$B_k = 1,1 \times 23500 \times 10^3 (104 \times 10^{-4} + 8,5 \times 59,85 \times 10^{-4}) = 15,8 \times 10^5 \text{ кН} \times \text{м}.$$



Момент в левой половине элемента от действия внешней нагрузки

$$M_p(x) = \frac{qlx}{2} - \frac{qx^2}{2}.$$

Для определения прогиба в середине пролета прикладываем сосредоточенную силу

$\bar{P} = 1$, тогда в левой половине элемента момент от единичной силы составит $M(x) = \frac{1}{2} \int_0^{2,78} \frac{M_p(x) M(x)}{B_x} dx = \frac{1}{2} \int_0^{2,78} \left(\frac{qlx}{2} - \frac{qx^2}{2} \right) \frac{x}{2 B_x} dx =$

Часть прогиба, сформированного на трещиностойких участках

$$= \left[2ql \frac{x^3}{12} - 2q \frac{x^4}{16} \right]_0^{2,78} \frac{1}{B_x} =$$

$$= \left(2 \cdot 125 \cdot 10 \cdot \frac{2,78^3}{12} - 2 \cdot 125 \cdot \frac{2,78^4}{16} \right) \frac{1}{14,1 \cdot 10^6} =$$

$$f'' = 2 \int_{2,78}^{5,0} \frac{M_p(x) M(x)}{B_x} dx = 2 \int_{2,78}^{5,0} \left(\frac{qlx}{2} - \frac{qx^2}{2} \right) \frac{x}{2 B_x} dx =$$

$$= 251 \cdot 10^{-6} \text{ м} = 0,251 \text{ мм},$$

Часть прогиба, сформированного на нетрещиностойком участке,

$$= \left[2 \cdot 125 \cdot 10 \left(\frac{5^3}{12} - \frac{2,78^3}{12} \right) - 2 \cdot 125 \left(\frac{5^4}{16} - \frac{2,78^4}{16} \right) \right] \frac{1}{15,8 \cdot 10^5} = \frac{12700}{15,8 \cdot 10^5} =$$

$$=$$

$$= 8,05 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 8,05 \text{ мм}.$$

Полный прогиб середины внецентренно сжатого элемента составит $f = f' + f'' = 0,251 + 8,05 = 8,256 \text{ мм}$.

7. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ



КОНСТРУКЦИЙ НА ТЕМПЕРАТУРНЫЕ И ВЛАЖНОСТНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

7.1 (7.1). Учет температурных воздействий следует производить:

а) при расчете бетонных конструкций по прочности в соответствии с п. [3.1](#), а также при расчете их по образованию (недопущению) трещин в случаях, когда нарушение монолитности этих конструкций может изменить статическую схему их работы, вызвать дополнительные внешние силовые воздействия или увеличение противодействия, привести к снижению водонепроницаемости и долговечности конструкции;

б) при расчете статически неопределимых железобетонных конструкций, а также при расчете железобетонных конструкций по образованию (недопущению) трещин в случаях, указанных в п. [4.2](#);

в) при определении деформаций и перемещений элементов сооружений для назначения конструкций температурных швов и противофильтрационных уплотнений;

г) при назначении температурных режимов, требуемых по условиям возведения сооружения и нормальной его эксплуатации;

д) при расчете тонкостенных железобетонных элементов прямоугольного сечения (тавровые, кольцевые и др.), контактирующих с грунтом.

Температурные воздействия допускается не учитывать в расчетах тонкостенных конструкций, если обеспечена свобода перемещений этих конструкций.

7.2 (7.2). При расчете бетонных и железобетонных конструкций следует учитывать температурные воздействия эксплуатационного и строительного периодов.

К температурным воздействиям эксплуатационного периода относятся климатические колебания наружного воздуха, воды в



водоемах и эксплуатационный подогрев (или охлаждение) сооружения.

Температурные воздействия строительного периода определяются с учетом экзотермии и других условий твердения бетона, включая конструктивные и технологические мероприятия по регулированию температурного режима конструкции, температуры замыкания строительных швов, полного остывания конструкции до среднесезонных эксплуатационных температур, колебаний температуры наружного воздуха и воды в водоемах.

Конкретный перечень температурных воздействий, учитываемых в расчетах бетонных и железобетонных конструкций основных видов гидротехнических сооружений, устанавливается нормами на проектирование соответствующих видов сооружений.

7.3 (7.3). В расчетах бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений за температурные воздействия при соответствующем обосновании допускается учитывать тепловое влияние солнечной радиации.

7.4 (7.4). Учет влажностных воздействий при расчете бетонных и железобетонных конструкций должен быть обоснован в зависимости от возможности развития усадки или набухания бетона этих конструкций.

Допускается не учитывать усадку бетона в расчетах:

массивных конструкций;

тонкостенных конструкций, находящихся под водой, контактирующих с водой или засыпанных грунтом, если были предусмотрены меры по предотвращению высыхания бетона в период строительства.

7.5 (7.5). Температурные и влажностные поля конструкций рассчитываются методами строительной физики с использованием основных положений, принятых для нестационарных процессов.

7.6 (7.6) Данные о температуре и влажности наружного воздуха и другие климатологические характеристики должны приниматься на основе метеорологических наблюдений в районе строительства. При отсутствии таких наблюдений необходимые сведения следует



принимать по [СНиП 2.01.01-82 \[14\]](#) и по официальным документам Государственной гидрометеорологической службы.

Температура воды в водоемах определяется на основе специальных расчетов и по аналогам.

7.7 (7.7) Для сооружений I класса теплофизические характеристики бетона устанавливаются на основании специальных исследований. Для сооружений других классов и при предварительном проектировании сооружений I класса указанные характеристики бетона допускается принимать по табл. [13.1](#) и [13.2](#).

7.8 (7.8). Деформативные характеристики бетона, необходимые для расчета термонапряженного состояния конструкций, допускается принимать:

начальный модуль упругости бетона, МПа, в возрасте менее 180 сут по формуле

$$E_b(t) = 10^5 \left[1,7 + \frac{360}{c[\ln(t/180) + 5,2]} \right] \quad (202)$$

где c - безразмерный параметр, принимаемый по табл. [13.3](#); t - возраст бетона, сут;

начальный модуль упругости бетона в возрасте 180 сут и более следует принимать в соответствии с п. [2.16](#).

Характеристики ползучести бетона следует принимать по табл. [13.4](#). Указанные характеристики применимы для бетона классов В15-В25 массивных бетонных сооружений типа плотин.

Для сооружений I класса деформативные характеристики бетона следует уточнять исследованиями на образцах из бетона производственного состава.

7.9 (7.9). Расчет бетонных и железобетонных конструкций по образованию (недопущению) температурных трещин следует производить по формулам:

а) при проверке образования трещин и определении их размеров



$$A(t) \geq \frac{[g_{cm} \gamma(t) R_{btm}]^2}{2E_b(t)} \quad (203)$$

Для образования поверхностной трещины необходимо, чтобы условие (203) выполнялось в пределах зоны растяжения, глубина которой в направлении, перпендикулярном поверхности, была бы не менее $1,3d_{max}$, где d_{max} - максимальный размер крупного заполнителя бетона;

б) при недопущении трещин в конструкциях, рассчитываемых по второй группе предельных состояний,

$$A(t) \geq \frac{[g_{cm} \gamma(t) R_{btm}]^2}{2E_b(t)} \quad (204)$$

в) при недопущении трещин в конструкциях, рассчитываемых по первой группе предельных состояний,

$$A(t) \geq \frac{[g_{cm} \gamma(t) R_{bt}]^2}{2E_b(t)} \quad (205)$$

где R_{btn} и R_{bt} - соответственно нормативное и расчетное сопротивления бетона на осевое растяжение, определяемые в соответствии с п. 2.12; h - коэффициент перехода от нормативного сопротивления бетона на осевое растяжение к средней прочности на осевое растяжение бетона производственного состава, определяемый в соответствии с п. 7.10; $\gamma(t)$ - коэффициент, учитывающий зависимость прочности бетона на осевое растяжение от возраста t и принимаемый для строительного периода по табл. 13.5 для эксплуатационного периода, как правило, равным 1; $E_b(t)$ - модуль упругости бетона, определяемый в соответствии с п. 7.8; g_{cm} - коэффициент условий работы, равный для массивных сооружений 1,1, для остальных - 1,0; $A(t)$ - работа растягивающих напряжений на соответствующей разности полных и вынужденных температурных деформаций в бетоне:



$$A(t) = \int_0^t \sigma^+(\tau) \frac{\partial [\varepsilon(\tau) - \alpha T(\tau)]}{\partial \tau} d\tau, \quad (206)$$

где t - текущее время; $T(t)$ - температура бетона в момент времени t ; α - температурный коэффициент линейного расширения бетона; $\varepsilon(t)$ - деформации бетона, определенные с учетом переменных во времени модуля упругости и ползучести бетона; $s^+(t)$ - растягивающие напряжения в бетоне:

$$s^+(t) = s(t) \text{ при } s(t) > 0;$$

$$s^+(t) = 0 \text{ при } s(t) \leq 0,$$

где $s^+(t)$ - напряжения в бетоне, определенные с учетом переменных во времени модуля упругости и ползучести бетона.

7.10 (7.10). Коэффициент h определяется по формуле

$$h = (1 - uv)^{-1}, \quad (207)$$

где u - коэффициент, зависящий от установленной обеспеченности q гарантированной прочности бетона и равный 1,64 при $q = 0,95$ и 1,28 при $q = 0,90$; v - коэффициент вариации прочности бетона производственного состава.

В проектах бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений следует принимать $v = 0,135$ при $q = 0,95$, $v = 0,17$ при $q = 0,90$.

7.11. В случае плоской деформации выражение для работы растягивающих напряжений

$\sigma_{\text{РР}}^+(t)$ на соответствующей разности полных и вынужденных температурных деформаций может быть представлено в виде



$$A^{(\beta)}(t) = \int_{t_0}^t \sigma_{\beta\beta}^+(\tau) \frac{\partial \{ \varepsilon_{\beta\beta}(\tau) - \alpha(1+\nu)[T(\tau) - T(t_0)] \}}{\partial \tau} d\tau, \quad (208)$$

где

$$\sigma_{\beta\beta}^+(t) \text{ и}$$

$\varepsilon_{\beta\beta}(t)$ - напряжения и деформации по площадкам, параллельным возможной трещине; ν - коэффициент Пуассона; t_0 - время схватывания бетона.

При $A^{(\beta)}(t) > 0$, умножив обе части неравенств (203)-(205) на $2E_b(t)$, получим:

$$\sigma_{\beta\beta}^{red}(t) \geq g_{cmhy}(t)R_{btn}; \quad (209)$$

$$\sigma_{\beta\beta}^{red}(t) \leq g_{cm\gamma}(t)R_{btn}; \quad (210)$$

$$\sigma_{\beta\beta}^{red}(t) \leq g_{cm\gamma}(t)R_{bt}; \quad (211)$$

где

$$\sigma_{\beta\beta}^{red}(t) \text{ - условное напряжение, равное}$$



$$\sigma_{\beta\beta}^{red}(t) =$$

$$\sqrt{2E_b(t)A^{(\beta)}(t)}. \quad (212)$$

7.12. При анализе трещиностойкости построенного сооружения в процессе остывания его до среднесуточных эксплуатационных температур и в эксплуатационный период модуль деформации бетона обычно принимается постоянным, а ползучесть бетона, как правило, не учитывается либо учитывается приближенно с помощью коэффициентов релаксации температурных напряжений. Расчеты выполняются, как правило, методами теории упругости, в частности, методом конечных элементов.

Рассматриваются две основные задачи.

Первая задача - расчеты термонапряженного состояния сооружения под влиянием температурных воздействий только переходного и эксплуатационного периодов. Напряженно-деформированное состояние, сформировавшееся в сооружении за строительный период, игнорируется.

В тех случаях, когда критерии трещиностойкости бетона определяются по зависимостям (203)-(205), работа растягивающих напряжений на соответствующей разности полных и вынужденных температурных деформаций в бетоне A_{ser} находится по формуле

$$A_{ser} = \frac{(\sigma_{ser}^+)^2}{2E_b}, \quad (213)$$

где



σ_{ser}^+ - растягивающие напряжения, развивающиеся в сооружении только от воздействия переходного и эксплуатационного периодов.

Если критерии трещиностойкости бетона принимаются в соответствии с неравенствами (209)-(211), то в левую часть указанных неравенств вместо A_{ser} вводится работа растягивающих напряжений, выраженная в условных напряжениях

σ_{ser}^{red} .

В данном случае

$$\sigma_{ser}^{red} =$$

$$\sigma_{ser}^+ \quad (214)$$

Вторая задача - расчеты термонапряженного состояния сооружения в переходный и эксплуатационный периоды с учетом состояния сооружения в строительный период. В этом случае находится полная работа растягивающих напряжений.

При использовании в качестве условий трещиностойкости зависимостей (203)-(205) полная работа растягивающих напряжений A_{tot} определяется по формуле

$$A_{tot} = A_b + A_{ser} +$$

$$\frac{\sigma_b^+ \sigma_{ser}^+}{E_b}, \quad (215)$$

где



σ_b^+ и A_b - соответственно растягивающие напряжения и их работа в рассматриваемом элементе сооружения на момент завершения строительства.

Если в левую часть неравенств (209)-(211) вместо A_{tot} , A_b и A_{ser} ввести их значения, выраженные в условных напряжениях соответственно через

$$\sigma_{tot}^{red},$$

$$\sigma_b^{red} \text{ и}$$

$$\sigma_{ser}^{red} \text{ (см. п. 7.11), то}$$

$$\sigma_{tot}^{red} = \sqrt{(\sigma_b^{red})^2 + (\sigma_{ser}^{red})^2 + 2\sigma_b^+ \sigma_{ser}^+}. \quad (216)$$

В свою очередь

$$\sigma_b^{red} =$$

$$\sqrt{2E_b A_b}, \quad (217)$$

а σ_{ser}^{red} определяется по формуле (214).

7.13 (7.12). Для сооружений I и II классов в технико-экономическом обосновании, а для сооружений III и IV классов - во



всех случаях допускается расчет по образованию (недопущению) трещин от температурных воздействий производить по формуле

$$s(t) \leq gcmghelimj(t)E_b(t), \quad (218)$$

где $s(t)$ - температурные напряжения в момент времени t ; gh - коэффициент, определяемый согласно указаниям п. 3.3; $elim$ - предельная растяжимость бетона, определяемая по табл. 13.6; $j(t)$ - коэффициент, учитывающий зависимость $elim$ от возраста бетона, определяемый по табл. 13.7.

При определении коэффициента gh значения h_t следует принимать равными длине участка эпюры растягивающих напряжений в пределах блока. В расчетах по формуле (218) следует принимать $gh = 1$ при $h_t \leq 100$ см или при наличии на участке эпюры растягивающих напряжений зоны с нулевым градиентом напряжений.

7.14. Напряжения и деформации в формулах (206), (208), (218) вычисляются в общем случае с учетом ползучести бетона. При этом для решения задачи ползучести можно использовать линейную зависимость между деформациями и напряжениями.

7.15. При определении температурных полей и напряжений в бетонных массивах могут быть использованы различные численные и аналитические методы теории теплопроводности и теории ползучести (при кратковременном нагружении - теории упругости).

Примеры расчета к пп. 7.1-7.15

Пример 51. Дано. Бетонный блок длиной 27 м, толщиной 3 м (рис. 43, а) укладывается на скальное основание в летнее время года. Трубное охлаждение отсутствует, горизонтальная поверхность блока не теплоизолируется. Среднемноголетние данные о температуре местности, °С:

Январь	-17,3	Июль	17,9
Февраль	-15,0	Август	15,8
Март	-6,6	Сентябрь	9,9
Апрель	2,2	Октябрь	1,1



Май	8,8	Ноябрь	-7,3
Июнь	14,6	Декабрь	-14,9

Блок бетонируется 15 августа. Начальная температура бетонной смеси равна температуре воздуха 15,8 °С. Температура скального основания на момент бетонирования равна, °С:

На поверхности основания		15,5
На глубине 0,5 м от поверхности		14,0
На глубине 1,0 м		12,4
-фф-	1,5 м	10,7
-фф-	2,0 м	9,1
-фф-	2,5 м	7,5
-фф-	3,0 м	6,1
-фф-	3,5 м	4,9
-фф-	4,0 м	3,9
-фф-	4,5 м	3,1
-фф-	5,0 м	2,5
-фф-	5,5 м	2,1
-фф-	6,0 м и более	2,0

Бетон класса В20 в возрасте 180 сут, осадка конуса 4 см, максимальная крупность заполнителя 80 мм.

В качестве вяжущего используется шлакопортландцемент с расходом 260 кг/м³. Адиабатический подъем температуры бетона в возрасте 1, 3, 7, 14, 28, 45, 90, 120 и 180 сут равен 3,5; 13,2; 21,5; 27,3; 30,7; 31,5; 32,3; 32,7 и 33,5 °С соответственно.

Требуется установить, нарушится ли монолитность блока, и определить время образования трещины.



Расчет. Согласно табл. [13.3](#) Пособия параметр $c = 72$. Начальный модуль упругости при сжатии и растяжении E_b в возрасте 180 сут принимаем по табл. [8](#) ($E_b = 37,5 \times 10^3$ МПа), в возрасте менее 180 сут - по формуле ([202](#)). Характеристики ползучести бетона принимаем по табл. [13.4](#); теплофизические характеристики - в соответствии с табл. [13.1](#) температурный коэффициент линейного расширения $abt = 1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$; теплопроводность $l_b = 2,67 \text{ Вт}/(\text{м} \times ^\circ\text{C})$; температуропроводность $at = 1,1 \times 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$; удельная теплоемкость $cb = 1 \text{ кДж}/(\text{кг} \times ^\circ\text{C})$; коэффициент теплоотдачи с открытой поверхности бетона в наружный воздух $b = 24 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \times ^\circ\text{C})$; плотность бетона $2400 \text{ кг}/\text{м}^3$, коэффициент Пуассона $\nu = 0,16$.

Модуль деформации скалы $18,0 \times 10^3$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,16$. Теплофизические характеристики скалы принимаем такими же, как для бетона.

Проверку образования трещин производим по формуле ([209](#)). Коэффициент g_{cm} для массивных сооружений равен 1,1. Коэффициент h определяем в соответствии с п. [7.10](#), коэффициент $y(t)$ принимаем по табл. [13.5](#). Нормативное сопротивление в соответствии с табл. [6](#) Пособия для бетона класса В20 $R_{btn} = 1,40$ МПа.

Во всех приведенных примерах температурное поле, напряжения и условные напряжения определены по методике, изложенной в [[26](#)], с помощью программ, разработанных сотрудниками ВНИИГа.

Температура в трех точках блока показана на рис. [43](#), б, напряжения s_{11} - на рис. [43](#), в, условные напряжения

σ_{11}^{red} - на рис. [43](#), г. Как следует из рис. [43](#), г, условие трещиностойкости нарушается через 34 сут после бетонирования в точке 4, отстоящей от горизонтальной поверхности блока на расстояние 0,4 м (см. рис. [43](#), г, д).

На рис. [43](#), в трещиностойкость оценивается по критерию ([218](#)). При этом принимается $gh = 1$, так как длина участка растягивающих напряжений в пределах блока в момент трещинообразования больше 1 м. Предельная растяжимость бетона e_{lim} определена по табл. [13.6](#), коэффициент $j(t)$ - по табл.



13.7. Из рис. 43, в следует, что в соответствии с (218) условие трещиностойкости тоже нарушается, причем через 36 сут после бетонирования.

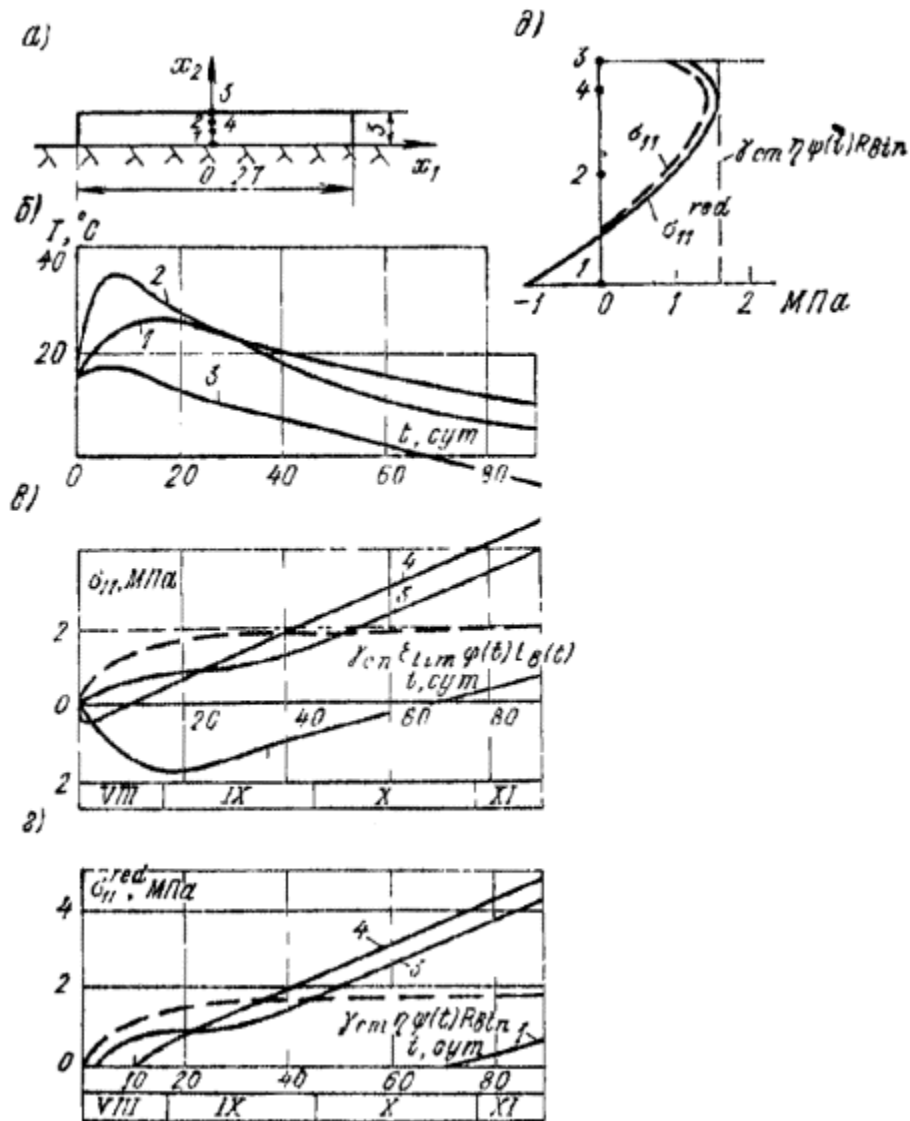


Рис. 43. К примеру расчета 51

a - расчетная схема, размеры, м; б - изменение температуры в точках блока; в - изменение напряжений в точках блока; г - изменение условных напряжений в точках блока; д - распределение условных напряжений по толщине плиты при $t = 34$ сут; 1-4 - точки блока

Пример 52. Дано. В блоке, о котором шла речь в предыдущем примере, начиная с момента укладки бетона, производится



трубное охлаждение. Шаг труб 1,5´1,5 м, температура воды в трубах +10 С. Через 10 сут после бетонирования блок перекрывается точно таким же блоком. Далее с интервалом 10 сут укладываются еще три блока, имеющих такие же размеры (рис. 44, а). Температура бетонной смеси в каждом из блоков равна температуре воздуха в момент бетонирования. Во втором - пятом блоках также применяется трубное охлаждение с таким же шагом труб (1,5´1,5 м) и с такой же температурой хладоносителя (10 °С), как и в первом блоке. Трубное охлаждение в каждом блоке работает 20 сут и затем отключается. После бетонирования пятого блока возведение столбчатого массива прекращается, и его поверхность укрывается теплоизоляцией с коэффициентом теплоотдачи $d = 0,7 \text{ Вт/м}^2 \times \text{°С}$.

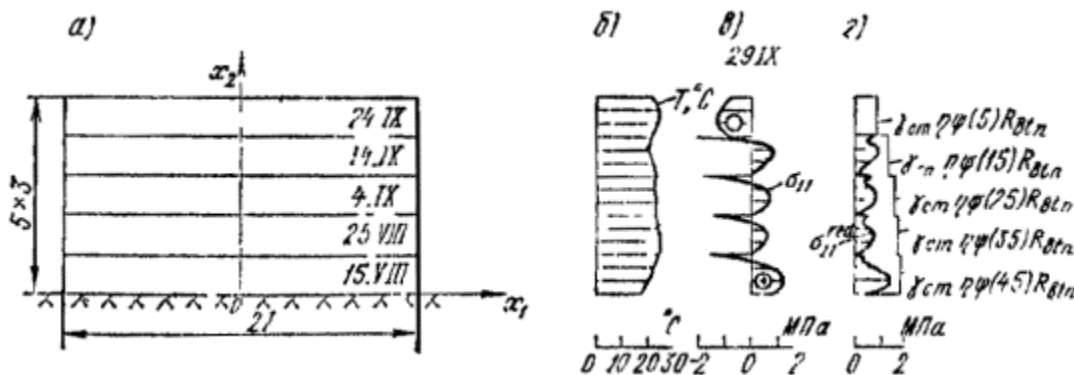


Рис. 44. К примеру расчета 52

а - расчетная схема, размеры, м; б, в, г - соответственно температура, нормальные и условные нормальные напряжения в центральном вертикальном сечении

Требуется проверить условия образования трещины (203), (209) через 45 сут после бетонирования первого блока (по состоянию на 29.IX).

Расчет. Расчеты производим с использованием методики, примененной в предыдущем примере. На рис. 44, б, в, г приводятся температура, нормальные напряжения s_{11} , условные нормальные напряжения

σ_{11}^{red} в центральном вертикальном сечении столбчатого массива (при $x_1 = 0$). На рис. 44, г приведены, кроме того, значения



прочностной характеристики $gcmhy(t)R_{btn}$, причем значение множителя gcm , как и в примере [51](#), принято равным 1,1. Из рисунка видно, что если трещина не возникла ранее, то к указанному сроку она образоваться не должна.

Пример 53. Дано. Столбчатый массив размерами в плане 15'25 м возводится высокими блоками (15 м - вдоль оси плотины, 25 м - в направлении от верхнего к нижнему бьефу). Одна из граней столба длиной 15 м совпадает с верхней гранью плотины. Одновременно с рассматриваемым массивом возводятся столбы соседних секций (рис. [45](#), а). Температура местности - та же, что и в примерах [51](#), [52](#). Бетонирование столба производится 30 сентября. Класс бетона В25 в возрасте 180 сут, осадка конуса 6 см, максимальный размер крупного заполнителя 80 мм. В качестве вяжущего используется портландцемент, адиабатический подъем температуры бетона в возрасте 1, 3, 7, 14, 30 и более сут равен 5,2; 19,5; 32,4; 40,4 и 45,6 °С соответственно. Сразу после бетонирования верховая и низовая грани столба укрываются теплоизоляцией с коэффициентом теплоотдачи $b = 0,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \times \text{°С})$.



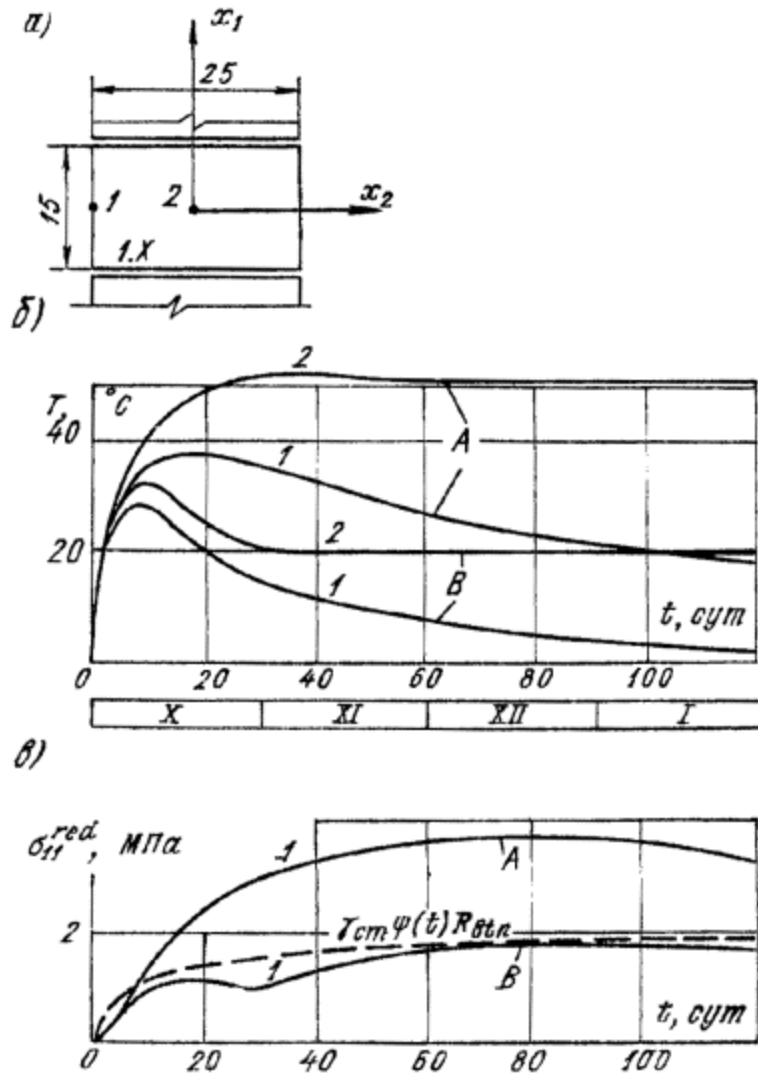


Рис. 45. К примеру расчета 63

a - расчетная схема, размеры, м; *б* - изменение температуры во времени; *в* - изменение условных напряжений; 1, 2 - точки блока; А - без трубного охлаждения; В - с трубным охлаждением

Требуется проверить выполнение условия (210) на протяжении первых четырех месяцев после бетонирования при двух предпосылках:

- 1) трубное охлаждение отсутствует;
- 2) применяется трубное охлаждение с шагом труб 1,5'1,5 м, которое включается сразу после бетонирования и действует 30 сут.



Расчет. Расчет конструкции производим по второй группе предельных состояний (трещины на напорной грани не допускаются, так как способствуют фильтрации воды и затрудняют нормальную эксплуатацию сооружения).

Из табл. [13.3](#) находим, что параметр s , входящий в формулу ([202](#)) для начального модуля упругости, равен 102. По табл. [8](#) принимаем модуль упругости бетона в возрасте 180 сут $40,0 \cdot 10^3$ МПа. Характеристики ползучести бетона принимаем в соответствии с табл. [13.4](#). Коэффициент Пуассона бетона $\nu = 0,16$, плотность $\rho = 2400$ кг/см³. Теплофизические характеристики бетона полагаются такими же, как и в примере [51](#). Нормативное сопротивление бетона $R_{btn} = 1,60$ МПа (табл. [6](#)), коэффициент условий работы $g_{cm} = 1,1$, коэффициент $\gamma(t)$ принимаем в соответствии с табл. [13.5](#) (верхняя строка указанной таблицы).

Результаты расчетов даны на рис. [45, б, в](#). На рис. [45, б](#) показана температура в двух точках на оси массива ($x_1 = 0$): в точке 1 - на верховой грани и в точке 2 - в центре столба. На рис. [45, в](#) представлены условные напряжения и прочностная характеристика $g_{cm}\gamma(t)R_{btn}$. Из рисунка видно, что вариант с трубным охлаждением является допустимым, так как критерии ([204](#)), ([210](#)) соблюдаются. Вариант без трубного охлаждения не удовлетворяет поставленным условиям: через 8 сут условие ([210](#)) нарушается.

Пример 54. Дано. Рассмотрим блок высотой 3 м и длиной 27 м, уложенный на скальное основание (рис. [46, а](#)). Климатические условия строительства те же, что и в предыдущих примерах. Дата бетонирования 1 октября. Температура бетонной смеси 5,5 °С. Бетон класса В20 в возрасте 180 сут, осадка конуса 4 см, максимальная крупность заполнителя 80 мм. Трубное охлаждение отсутствует. Сразу после бетонирования блок укрывается теплоизоляцией с коэффициентом теплоотдачи $b = 0,8$ Вт/м²×°С). Через 20 сут после бетонирования, когда температура воздуха снижается до 0 °С, теплоизоляция снимается, что приводит к температурному удару - резкому изменению температурного поля вблизи поверхности блока.

Температура скального основания на момент бетонирования равна, °С:

На поверхности 4,9

На глубине 0,375 м 3,8



-фф-	0,75 м	5,8
-фф-	1,5 м	7,5
-фф-	3,0 м	7,6
-фф-	4,5 м	5,6
-фф-	6,0 м	3,9
-фф-	9,0 м и более	2,4

Тип и расход цемента, адиабатический подъем температуры бетона, модуль упругости, коэффициент Пуассона бетона и скалы, характеристики ползучести бетона, теплофизические характеристики бетона и скалы, плотность бетона, нормативное сопротивление бетона, коэффициенты, g_{cm} , h и $y(t)$ те же, что и в примере [51](#).



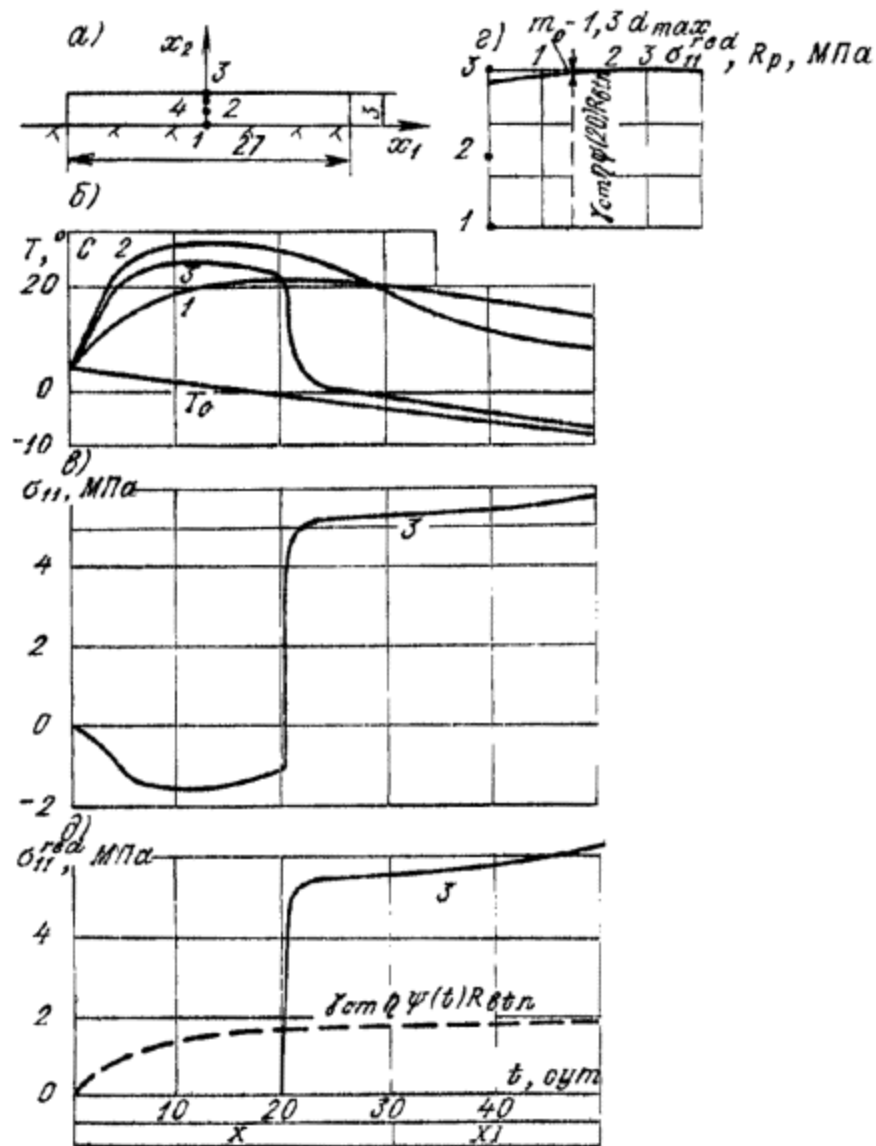


Рис. 46. К примеру расчета 54

a - расчетная схема, размеры, м; *б* - изменение температуры в точках блока и воздуха; *в* - изменение нормальных горизонтальных напряжений на поверхности блока; *г*, *д* - изменение условных напряжений; 1-4 - точки блока

Требуется установить, нарушается ли монолитность бетона.

Расчет. Графики, температуры в трех точках блока: на контакте со скалой (точка 1), в центре блока (точка 2) и на горизонтальной поверхности блока (точка 3), а также график температуры воздуха приведены на рис. 46, б. Из рис. 46, в видно,



что в результате снятия теплоизоляции нормальные горизонтальные напряжения на поверхности резко возросли от -1 МПа до значений, превышающих 5 МПа. Резко выросли и условные напряжения

σ_{11}^{red} (рис. 46, з, д). Не только на поверхности, но и в примыкающей к ней зоне растяжения глубиной $1,3d_{max}$, где d_{max} - максимальный размер крупного заполнителя бетона, напряжения

σ_{11}^{red} превышают $gcmhy(t)R_{bтн}$.

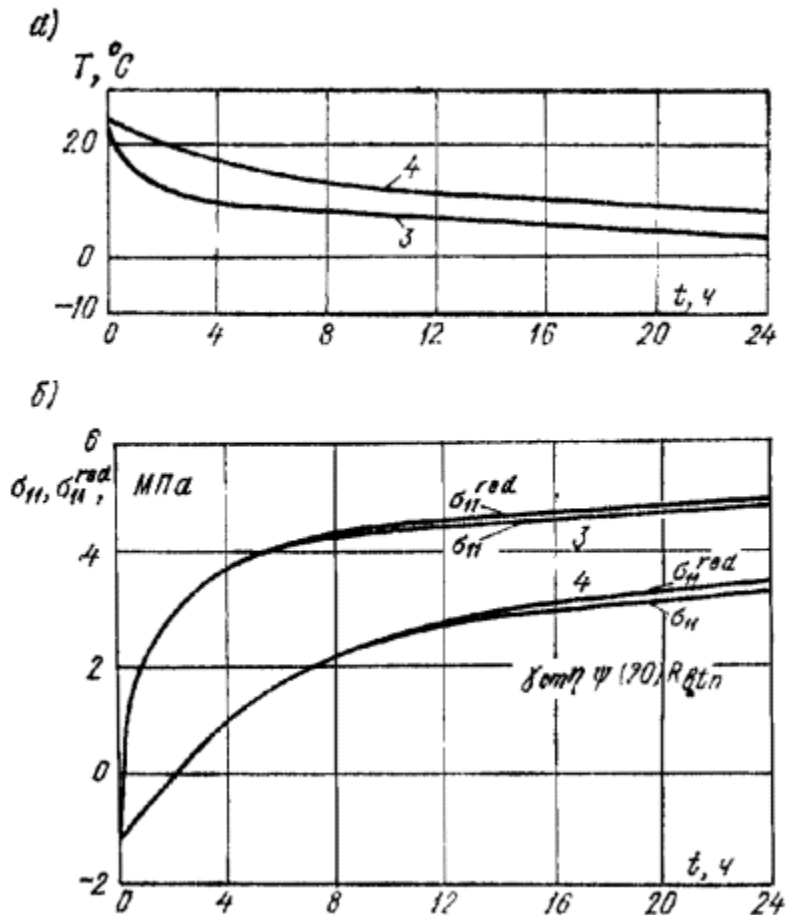


Рис. 47. К примеру расчета 54



a - изменение температуры во времени; b - изменение нормальных и условных напряжений во времени; 3, 4 - точки блока

В соответствии с (203), (209) выполняется необходимое условие образования поверхностной трещины.

Изменение температуры и напряжений сразу после снятия теплоизоляции в точке поверхности 3 и в точке 4, отстоящей от нее на расстояние, равное $1,3d_{max}$, показано в крупном масштабе на рис. 47. За счет того, что при проверке образования трещины условия (203), (209) в соответствии с п. 7.9 фактически должны проверяться не в точке 3, а и точке 4, условные напряжения на поверхности в момент исчерпания трещиностойкости могут быть значительно больше, чем $gcmhy(t)R_{btn}$ (рис. 47, б). Отношение условных и фактических напряжений в точках 3 и 4 характеризует кажущееся увеличение прочности, вызванное градиентами напряжений (деформаций). Равенство

$\sigma_{11}^{red} = gcmhy(t)R_{btn}$ выполняется в точке 4 через 6 ч после удаления теплоизоляции (рис. 47, б); в это время условные и фактические напряжения в точке 4 равны 1,6 МПа, а на поверхности достигают 4,0 МПа. Кажущееся увеличение прочности составляет $4,0/1,6 \gg 2,5$. Приблизительно во столько же раз по сравнению с одноосным растяжением увеличиваются предельные деформации бетона.

Пример 55. Дано. Стенка резервуара изготавливается из бетона класса В25 в возрасте 180 сут и имеет толщину 0,8 м. Расход цемента (портландцемент) 320 кг/м^3 , максимальная крупность заполнителя 40 мм, осадка конуса 8 см. Бетонирование производится при температуре воздуха $5,0 \text{ }^\circ\text{C}$. Через 1, 3, 7, 10, 14, 20, 30 и 60 сут после бетонирования температура воздуха равна 5,3; 5,8; 6,9; 7,9; 8,7; 10,4; 13,0 и $18,8 \text{ }^\circ\text{C}$ соответственно. Температура бетонной смеси $5 \text{ }^\circ\text{C}$. Адиабатический подъём температуры бетона в возрасте 1, 3, 7, 14, 28 и 45 сут равен 14,2; 26,6; 37,4; 41,0; 42,6 и $43,0 \text{ }^\circ\text{C}$ соответственно. Трещины не допускаются.

Требуется определить достаточность мероприятия по теплоизоляции - опалубки с коэффициентом теплоотдачи $b = 5,8 \text{ Вт/(м}^2 \times \text{ }^\circ\text{C)}$, которая снимается через 10 сут. После снятия опалубки бетон стенки граничит с воздухом (коэффициент теплоотдачи $b = 23 \text{ Вт/(м}^2 \times \text{ }^\circ\text{C)}$).



Расчет. Расчет производим по первой группе предельных состояний для сечений, удаленных от дна резервуара и верхнего свободного торца стенки, для чего воспользуемся формулой (211). Коэффициент g_{cm} примем равным 1, коэффициент $y(t)$ - по табл. 13.5, расчетное сопротивление $R_{bt} = 1,05$ МПа по табл. 5 для бетона класса В25.

Согласно табл. 13.3 в формуле (202) $c = 69$, в соответствии с табл. 8 модуль упругости E_b в возрасте 180 сут принимаем равным $37,0 \times 10^3$ МПа. Характеристики ползучести бетона принимаем по табл. 13.4. Коэффициент Пуассона бетона $\nu = 0,16$. Плотность бетона 2400 кг/м³. В соответствии с табл. 13.1 температурный коэффициент линейного расширения $abt = 1 \times 10^{-5}$ °С, теплопроводность $lb = 2,67$ Вт/(м×°С), температуропроводность $at = 1,1 \times 10^{-6}$ м²/с, удельная теплоемкость $cb = 1$ кДж/(кг×°С).

Результаты расчета представлены в табл. 30. Здесь приводятся температура воздуха, температура, напряжение и условные напряжения в центре и на поверхности стенового элемента. Нижние индексы у напряжений означают, что последние (напряжения s_{22}) относятся к поверхности или центру стены. Из таблицы видно, что условные напряжения и в центре и на поверхности не больше, чем $g_{cm}h_y(t)R_{btn}$, и условия трещиностойкости (205), (211) в данном случае выполняются. Теплозащитные свойства опалубки и сроки ее снятия обеспечивают трещиностойкость.

Таблица 30

t , сут	0	1	3	7	10	14	30	60
T_a , °С	5,0	5,3	5,8	6,9	7,9	8,7	13,0	18,8
T_c , °С	5,0	19,2	21,9	15,3	11,0	9,0	12,7	18,7
T_s , °С	5,0	15,3	17,0	12,7	10,0	8,8	12,9	18,8
s_c , МПа	0	-0,06	-0,09	-0,09	0,22	0,31	0,30	0,33



s_s , МПа	0	0,10	0,14	-0,15	-0,38	-0,52	-0,58	-0,55
$\sigma_{\varepsilon}^{red}$, МПа	0	0	0	0,10	0,25	0,35	0,41	0,42
σ_s^{red} , МПа	0	0,13	0,26	0,26	0,28	0,29	0,31	0,32
$g_{cmytR_{btn}}$, МПа	0	0,13	0,33	0,49	0,59	0,65	0,83	0,93

Пример 56. Дано. Бетонный элемент типа стены изготовлен из бетона класса В20 (в возрасте 180 сут). Бетонная смесь имела осадку конуса 6 см. При ее изготовлении использовался крупный заполнитель с $d_{max} = 80$ мм. Расчетом установлено, что через 35 сут после бетонирования блока в наиболее напряженном сечении на гранях элемента имеют место растягивающие напряжения интенсивностью: в точке A $s_A = 1,52$ МПа, в точке B $s_B = 1,36$ МПа. Глубины зон растягивающих напряжений составляют $h_t^A = 0,32$ м; $h_t^B = 1,08$ м (рис. 48).

Требуется проверить трещиностойкость конструкции в возрасте 35 сут.

Расчет. Расчет производим по формуле (218). Необходимые данные о прочности и модуле упругости бетона принимаем по табл. 13.3, 13.6, 13.7. Для бетона данного состава, класса и возраста

$$c = 72; e_{lim} = 5 \times 10^{-5}; j(t) = 0,9.$$

Определяем модуль упругости бетона в возрасте 35 сут



$$E_b = \frac{10^5}{1,7 + \frac{360}{\left[\ln \frac{t}{180} + 5,2 \right]}} = \frac{10^5}{1,7 + \frac{360}{72 \left[\ln \frac{35}{180} + 5,2 \right]}} = 32,3 \times 10^3 \text{ МПа.}$$

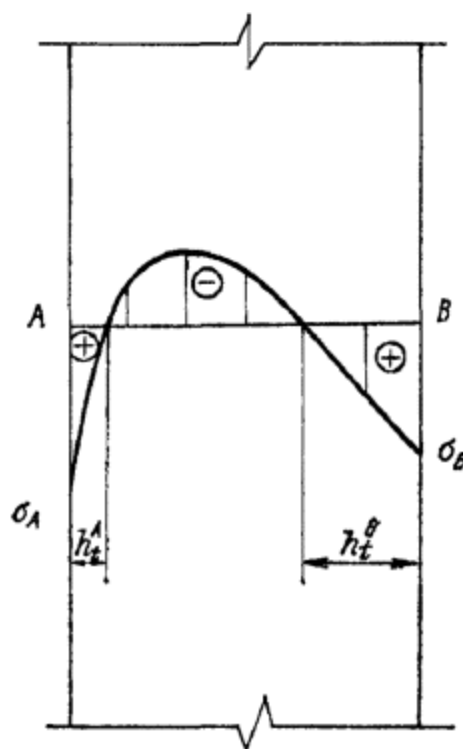


Рис. 48. К примеру расчета 56.

Ближайшим к полученному значению является класс бетона В15. По табл. 13 Пособия находим, что для бетона класса В15 $c = 7,3$ см. Тогда

$$\gamma_h^A = 1 + \frac{7,3}{32} = 1,23;$$



$$\gamma_k^B = 1 + \frac{7,3}{108} = 1,07;$$

Принимаем $g_{cm} = 1,0$, так как конструкция немассивная.

Проверяем условие трещиностойкости элемента:

в точке *A*

$$s_A = 1,52 \text{ МПа} < g_{cm} g_{helimj}(t) E_b(t) = 1,0 \times 1,23 \times 5 \times 10^{-5} \times 0,9 \times 32,3 \times 10^3 = 1,79 \text{ МПа};$$

в точке *B*

$$s_B = 1,52 \text{ МПа} < 1,0 \times 1,07 \times 5 \times 10^{-5} \times 0,9 \times 32,3 \times 10^3 = 1,56 \text{ МПа}.$$

Условия трещиностойкости на обеих гранях элемента выполняются.

Пример 57. Дано. Низовая грань бетонной плотины в эксплуатационный период подвергается сезонным воздействиям колебаний температуры наружного воздуха. Блоки низовой грани возведены из бетона класса В25, максимальная крупность заполнителя 80 мм, осадка конуса 6 мм.

Требуется проверить трещиностойкость блоков низовой грани плотины с учетом влияния только эксплуатационных температурных воздействий (напряженно-деформированное состояние сооружения, сложившееся в строительный период, игнорируется).

Расчет. Принимаем, что по расчету сооружения на низовой грани в зимнее время развиваются растягивающие температурные напряжения $s_{ser}^+ = 2 \text{ МПа}$.

В этом случае по формуле (213) находим

$$A_{ser} = 0,050 \times 10^{-3} \text{ МПа}.$$

Проверку трещиностойкости проводим с использованием критерия по зависимости (203) для зрелого бетона класса В25. В



данном случае $g_{cm} = 1,1$; $h = 1,28$; $j(t) = 1,0$; $E_b(t) = 40 \times 10^3$ МПа.
Получаем

$$\frac{[\gamma_{cm} j(t) R_{btn}]^2}{2E_b(t)} = \frac{[1,1 \cdot 1,28 \cdot 1 \cdot 1,6]^2}{2 \cdot 40 \cdot 10^3} = 0,063 \cdot 10^{-3} \text{ МПа.}$$

Так как $A_{ser} < 0,063 \times 10^{-3}$ МПа, трещиностойкость бетонной кладки низовой грани плотины в исследуемом случае обеспечена.

Рассмотрим этот же случай в соответствии с п. [7.12](#).

Тогда по формуле ([214](#)) определяем

$$\sigma_{ser}^{red} = 2 \text{ МПа,}$$

а по выражению ([209](#))

$$g_{cm} j(t) R_{btn} = 1,1 \times 1,28 \times 1 \times 1,6 = 2,25 \text{ МПа.}$$

Итак,

$\sigma_{ser}^{red} < 2,25$ МПа; отсюда оценка трещиностойкости бетонной кладки низовой грани плотины та же, что и в предыдущем анализе.

Пример 58. Дано. В прискальном блоке (бетон класса В25) в центре подошвы плотины к концу строительства сооружений имелось: $s^+ b = 2$ МПа; $Ab = 0,045 \times 10^{-3}$ МПа. В этот период трещин в блоке не наблюдалось. Затем сооружение остыло до среднемноголетних эксплуатационных температур. Расчет плотины на такое остывание дал в рассматриваемом блоке дополнительные растягивающие напряжения



$$\sigma_{сер}^+ = 2 \text{ МПа.}$$

Требуется проверить, сохранится ли монолитность блока после полного остывания сооружения.

Расчет. В первую очередь следует определить полную работу растягивающих напряжений A_{tot} по формуле (215)

$$A_{tot} = A_b + A_{сер} +$$

$$\frac{\sigma_b^+ \sigma_{сер}^+}{E_b} .$$

Имеем

$$A_{сер} = \frac{(\sigma_{сер}^+)^2}{2E_b} = \frac{0,045 \times 10^{-3}}{2 \cdot 40 \cdot 10^3} = 0,050 \times 10^{-3} \text{ МПа.}$$

$$\frac{\sigma_b^+ \sigma_{сер}^+}{E_b} =$$

$$\frac{2 \cdot 2}{40 \cdot 10^3} = 0,100 \cdot 10^{-3} \text{ МПа.}$$

В результате $A_{tot} = 0,195 \times 10^{-3} \text{ МПа.}$

Так как

$$A_{tot} >$$

$$\frac{[\gamma_{см} \eta \psi(t) R_{btm}]^2}{2E_b(t)} = 0,063 \times 10^{-3} \text{ МПа,}$$

следует, что трещиностойкость прискального блока после общего остывания плотины не обеспечивается,



Рассмотрим этот случай с использованием зависимостей (209)-(211) и (216).

Сначала переведем A_b в

σ_b^{red} по формуле (217)

$$\sigma_b^{red} = \sqrt{2E_b A_b} = \sqrt{2 \cdot 40 \cdot 10^3 \cdot 0,045 \cdot 10^{-3}} = 1,9 \text{ МПа.}$$

По зависимости (214) определяем

$$\sigma_{ser}^{red} =$$

$$\sigma_{ser}^+ = 2 \text{ МПа.}$$

Далее по формуле (216) получаем

$$\sigma_{tot}^{red} = \sqrt{(\sigma_b^{red})^2 + (\sigma_{ser}^{red})^2 + 2\sigma_b^+ \sigma_{ser}^+} = \sqrt{(1,9)^2 + (2,0)^2 + 2 \cdot 2 \cdot 2} = 3,95 \text{ МПа.}$$

Условие появления трещины принимаем по неравенству (209)



$$\sigma_{tot}^{red} > gcmhy(t)R_{btn}.$$

Для данного случая имеем

$$gcmhy(t)R_{btn} = 1,1 \times 1 \times 1,28 \times 1,6 = 2,25 \text{ МПа}.$$

В итоге получаем, что

$\sigma_{tot}^{red} > 2,25 \text{ МПа}$, т.е. приходим к тому же выводу о появлении трещины, что в предыдущем расчете

8. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

Общие указания

8.1. При проектировании бетонных и железобетонных конструкций для обеспечения требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона следует выполнять конструктивные требования, изложенные в настоящем разделе.

8.2 (3.1). При проектировании конструкций, испытывающих температурные и влажностные воздействия, необходимо предусматривать конструктивные решения и технологические мероприятия.

Конструктивные решения: выбор наиболее рациональной конструкции в данных природных условиях; разрезка конструкции постоянными и временными температурно-усадочными швами; устройство теплоизоляции на наружных бетонных поверхностях; применение предварительно напряженной арматуры (для тонкостенных конструкций).

Технологические мероприятия: снижение тепловыделения бетона применением низкотермичных цементов, уменьшением расхода цемента за счет использования воздухововлекающих и пластифицирующих добавок, золы-уноса и др.; снижение температуры бетонной смеси, максимальное рассеивание начальной теплоты и экзотермии за счет наиболее выгодного сочетания высоты ярусов бетонирования и интервалов между



укладкой ярусов при заданной интенсивности роста сооружений; регулирование температурного и влажностного режимов поверхностей бетонных массивов для защиты этих поверхностей от резких колебаний температуры среды и сохранения в теплое время года во влажном состоянии с помощью постоянной или временной теплоизоляции или теплогидроизоляции, поливки водой, устройства шатров с кондиционированием воздуха и т.п.; применение трубного охлаждения бетонной кладки; повышение однородности бетона, обеспечение его высокой растяжимости, повышение предела прочности на осевое растяжение; замыкание статически неопределимых конструкций, а также омоноличивание массивных конструкций при температурах бетона, близких к его минимальным эксплуатационным температурам.

8.3 (3.2). Для предотвращения образования трещин или уменьшения их раскрытия в монолитных бетонных и железобетонных сооружениях должны предусматриваться постоянные температурно-усадочные и осадочные швы, а также временные строительные швы. Постоянные швы должны обеспечивать возможность взаимных перемещений частей сооружений как в процессе строительства, так и в процессе эксплуатации. Временные строительные швы должны обеспечивать: снижение температурно-усадочных напряжений в бетоне в процессе возведения сооружений; снижение усилий, вызванных неравномерной осадкой частей сооружения в строительный период; соблюдение требуемой интенсивности работ по возведению сооружения; унификацию армоконструкций, опалубки, сборных элементов и т.п.

8.4 (3.3). Постоянные швы в сооружениях могут выполняться либо сквозными, либо в виде надрезов по тем поверхностям, которые подвержены значительным колебаниям температуры.

Расстояние между постоянными, а также временными швами назначается в зависимости от климатических и геологических условий, конструктивных особенностей сооружения, последовательности производства работ и т.п.

В частях массивных монолитных и сборно-монолитных сооружений, которые подвержены значительным колебаниям температуры и перемещения которых затрудняются связью со скальным основанием или с бетоном внутренних частей сооружения, расстояние между температурно-усадочными швами определяется расчетом в соответствии с требованиями разд. 7. При отсутствии расчетного обоснования расстояние между



постоянными швами в бетонных сооружениях на скальном основании следует назначать не более 30 м.

8.5 (3.5). Для уменьшения температурно-усадочных напряжений, а также влияния неравномерных осадок основания допускается устройство временных расширенных швов, заполняемых бетоном (замыкающие блоки) после выравнивания температур и стабилизации осадок.

8.6 (3.4). В проекте сборно-монолитных конструкций должны предусматриваться мероприятия по обеспечению надежной связи по поверхностям контакта при омоноличивании конструкций.

8.7. Для обеспечения надежной работы строительных швов в зоне действия поперечных сил (приопорные участки элементов) без увеличения расчетной поперечной арматуры швы рекомендуется располагать от опоры на расстоянии $l_j \leq 0,45h_f$ (см. п. [3.41](#)).

8.8 (.22). Арматуру железобетонных конструкций рекомендуется предусматривать в виде армоферм, армопакетов, сварных каркасов и сеток.

Типы армоконструкций должны назначаться с учетом принятого способа производства работ и обеспечивать возможность механизированной подачи бетона и тщательной его проработки.

Установку арматуры необходимо производить промышленными методами при максимальной экономии металла на конструктивные элементы для закрепления в блоке бетонирования. Рекомендуется применять пространственные армокаркасы, а также армопанельные плиты, содержащие частично или полностью рабочую арматуру данного конструктивного элемента.

Увеличение площади сечения, определенной расчетом на эксплуатационные нагрузки, для восприятия нагрузок строительного периода не допускается.

8.9. При возведении сооружений из монолитного бетона для армирования горизонтальных и вертикальных элементов рекомендуется применять сборные железобетонные балки, плиты, несущие армофермы и армоблоки, на которые навешивается опалубка.



8.10. При возведении сооружения из сборно-монолитного бетона с применением армопанельных конструкций армирование вертикальных элементов и перекрытий существенно упрощается, так как вместо армоферм и армоблоков применяются пакеты и сетки, которыми армируются формообразующие несущие плиты и балки.

Схемы армирования сооружений

8.11. Схемы армирования сооружений зависят от статических условий работы сооружения; типа, назначения и конструктивных особенностей сооружения; (монолитное, сборно-монолитное или сборное); принятой схемы организации производства бетонных и железобетонных работ; очередности производства работ; типа применяемых арматурных конструкций (пакеты, сетки, армокаркасы, армопанели, армоблоки и т.д.).

Армирование фундаментных плит

8.12. Армирование фундаментных плит рекомендуется выполнять по трем схемам:

1 - раздельное армирование нижнего и верхнего контуров плиты (или только верхнего) в виде сеток или пакетов в зависимости от назначения плиты, месторасположения и несущей способности (рис. 49, а, б). Поверхность контакта бетона со скалой рекомендуется не армировать, если растягивающие напряжения не превышают расчетных сопротивлений бетона на растяжение.



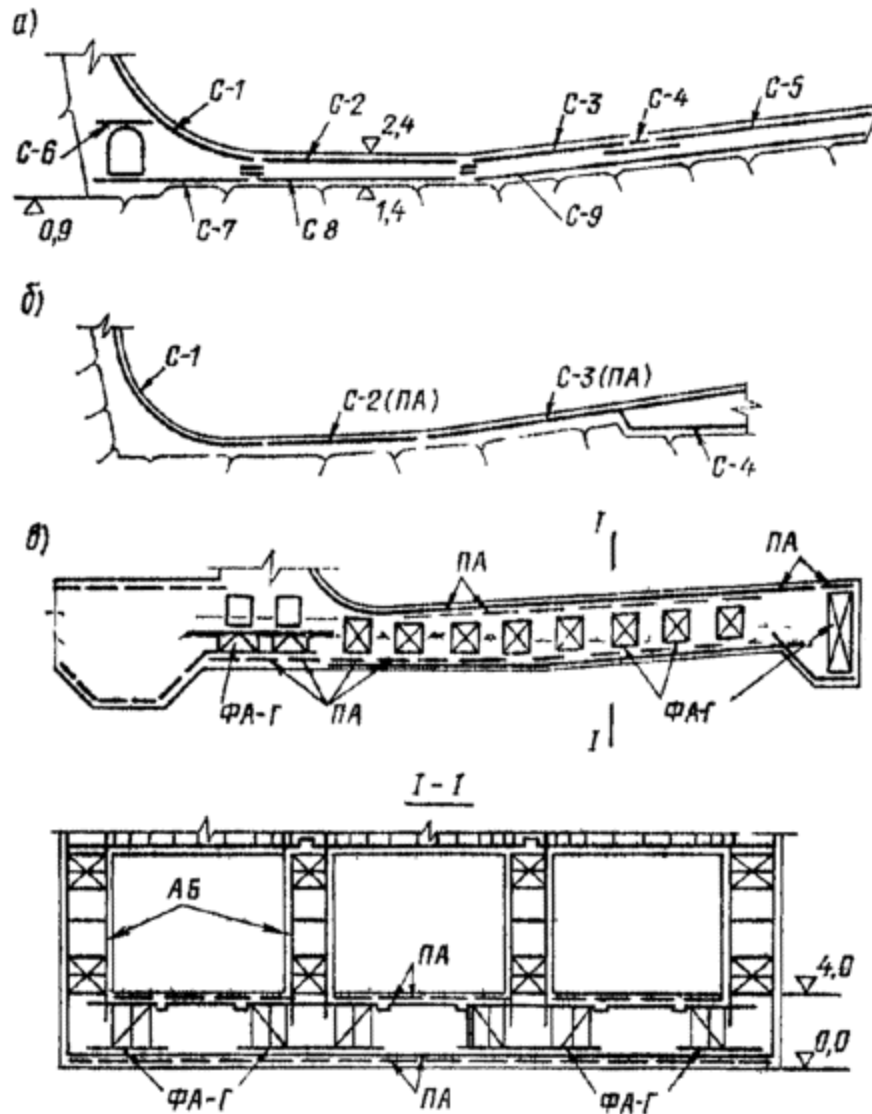


Рис. 49. Схемы армирования фундаментных плит

а - двухстороннее армирование сетками; *б* - одностороннее армирование сетками (пакетами); *в* - армирование фундаментной плиты на нескальном основании пакетами и армофермами; С - сетка; ПА - пакет; ФА-Г - армоферма горизонтальная; АБ - армоблок

2 - объединение в армофермы всей рабочей арматуры: отогнутой и рабочей в направлении поперек потока русла. Рабочую арматуру вдоль потока целесообразно выполнять в виде укрупненных пакетов (рис. 49, в).



3 - объединение в армофермы отогнутой арматуры и части расчетной арматуры в направлении поперек потока. Остальная часть арматуры поперек потока и вся арматура вдоль потока объединяются в пакеты или сетки (рис. 49, в).

По схеме 1 армируются элементы при отсутствии поперечной арматуры; по схеме 2 - элементы небольшой высоты. По схеме 3 армирование осуществляется поярусно, при этом отсутствие верхней сетки, устанавливаемой перед бетонированием верхнего яруса, обеспечивает лучшие условия укладки бетона и свободное бетонирование нижележащего яруса.

Установка в блоке арматурных изделий (сеток, каркасов) в процессе бетонирования, как правило, должна быть исключена.

Для удобства бетонирования (проходка рабочих с инструментом и подача бетона) рекомендуется оставлять в верхних сетках просветы (окна) 70×70 см и располагать их в плане в соответствии со схемой производства работ.

Армирование вертикальных конструкций

8.13. Вертикальные элементы железобетонных конструкций рекомендуется армировать по следующим схемам:

- 1 - вертикальные армофермы с горизонтальными армопакетами;
- 2 - горизонтальные и наклонные армофермы с вертикальными армопакетами;
- 3 - армоблоки, в которых объединяется рабочая арматура всех направлений (см. рис. 49, в, разрез I-I);
- 4 - армопанели, включающие рабочую арматуру двух направлений, спаренные армопанели или односторонние в зависимости от грузоподъемности кранов, опирающиеся на вертикальные армофермы или подкосы.

Армирование вертикальных элементов сооружения армопакетами из стержней диаметром более 40 мм производится с установкой монтажных конструкций (колонн), соединенных прогонами из уголков или швеллеров, на которые навешиваются вертикальные пакеты.



Из первых трех предлагаемых схем наилучшей для массивных вертикальных элементов является схема армирования 3 с применением армоблоков, при этом вес монтажной арматуры составляет примерно 5-10 %, монтаж конструкции резко ускоряется при максимальном использовании грузоподъемности кранов. В схеме 1 монтажная арматура составляет ориентировочно 12-15 %; в схеме 2 - 18-22 %.

Армирование спаренными армопанелями по схеме 4 обладает достоинствами армоблоков и исключает необходимость возведения специальной опалубки и распалубки.

Армирование перекрытий и других горизонтальных элементов

8.14. Бетонирование перекрытий целесообразно осуществлять с помощью:

- а) несущих сборных железобетонных элементов (рис. [50](#));
- б) несущих армоферм с подвешенной к нижнему поясу фермы опалубкой или омоноличенным нижним поясом (рис. [51](#)).

Возведение перекрытий на поддерживающих лесах должно быть исключено из практики проектирования и строительства как неэкономичное и трудоемкое.

8.15. Для восприятия веса бетонной смеси при возведении перекрытий, забральных и подкрановых балок зданий гидроэлектростанций и других гидротехнических сооружений рекомендуется применять несущие сборные железобетонные балки таврового сечения (см. рис. [50](#)).

Применение сборных железобетонных балок весьма эффективно, так как позволяет отказаться от устройства специальных подмостей и дает возможность сэкономить металл по сравнению с применением несущих металлических ферм с омоноличенным нижним поясом за счет исключения металла верхних поясов, стоек и раскосов ферм.



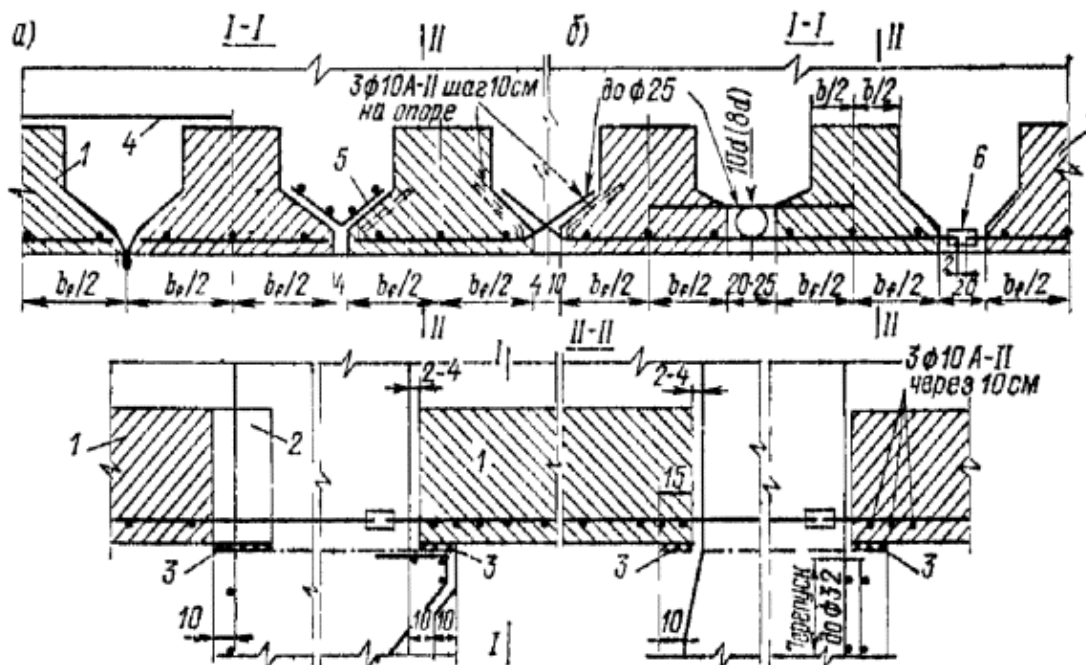


Рис. 50. Конструкция сборных несущих железобетонных балок таврового сечения

а - при отсутствии рабочей арматуры поперечного направления; б - при наличии рабочей арматуры поперечного направления; 1 - сборная балка; 2 - опорное ребро балки, 3 - выравнивающий слой 2-5 см; 4 - распределительная арматура при высоте балки менее 0,6 м; 5 - дополнительный каркас распределительной арматуры; б - ванная сварка. Размеры, см

Расчет сборно-монолитных железобетонных конструкций производится согласно пп. [3.72-3.75](#).

При необходимости выпуски продольной арматуры из сборной балки наращиваются в соответствии с расчетом на эксплуатационные нагрузки.



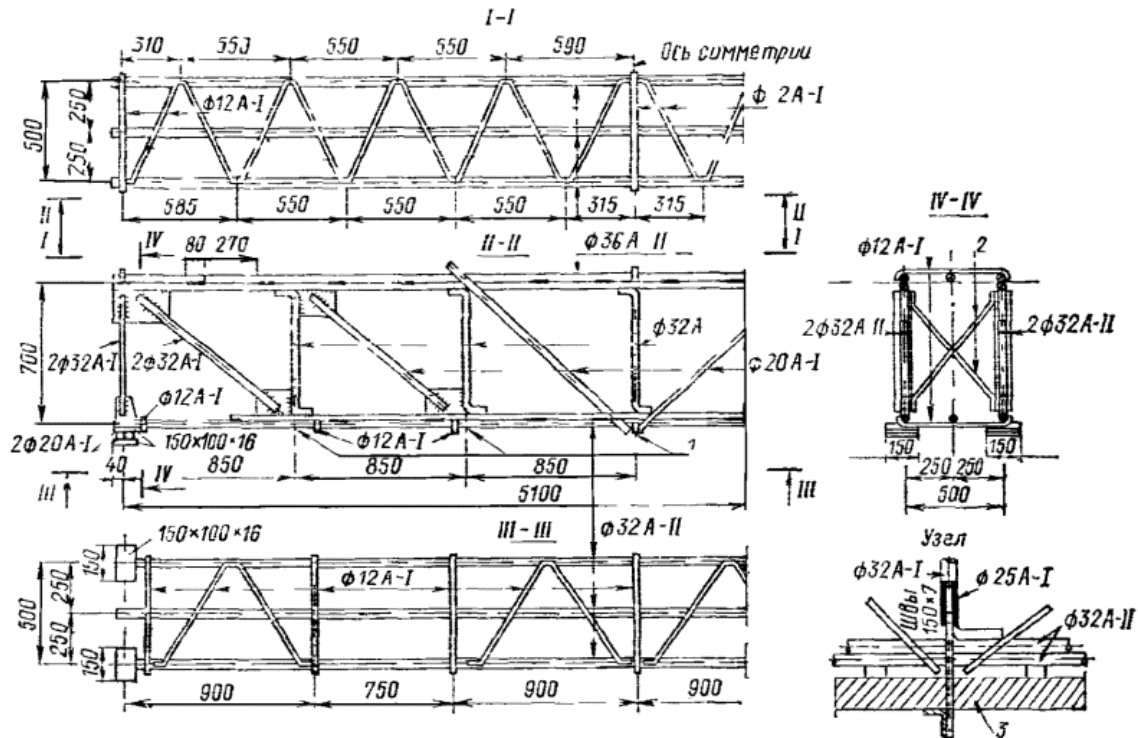


Рис. 51. Несущая армоферма с подвешенной к нижнему поясу опалубкой

1 - места подвески опалубки; 2 - связи АЕ 16 А-I в опорных сечениях и по оси симметрии; 3 - опалубка. Размеры, см

При наличии расчетной рабочей арматуры другого направления стыкование этой арматуры осуществляется сваркой, перепуском или петлевыми стыками. В этом случае между балками устраиваются зазоры 10-25 см, которые перекрываются инвентарными нащельниками с уплотнениями. При отсутствии расчетной арматуры другого направления распределительная арматура ставится в пределах 10-12 % от рабочей продольной арматуры.

Балки рекомендуется устанавливать на выровненную поверхность. Площадь опирания определяется из расчета на смятие. Глубина опирания для удобства производства работ назначается в пределах 12-20 см с каждой стороны балки.

Для исключения скола полок сборных элементов на опорах балок ставится по три хомута из арматуры класса А-II АЕ 10 мм с шагом 10 см.



Поверхность контакта для лучшего сцепления сборных балок с монолитным бетоном рекомендуется делать шероховатой.

В наклонных перекрытиях (см. п. [3.75](#)) необходимо проверить балку на сдвиг при бетонировании на нагрузку, параллельную нижней грани, и в случае необходимости предусмотреть закрепление балки от сдвига.

Армирование спиральных камер и водоводов

Спиральные камеры

8.16. В зависимости от параметра PD (произведение давления на диаметр входного сечения) спиральные камеры имеют круглое или трапецеидальное сечение. Стены и перекрытия спиральных камер трапецеидального сечения армируются отдельно в соответствии с указаниями пп. [8.13-8.15](#).

8.17. Спиральные камеры для высоконапорных радиально-осевых турбин подразделяются на следующие три типа:

- стальная, отделенная мягкой прокладкой от бетона агрегатного блока (рис. [52, а](#));
- сталежелезобетонная без устройства мягкой прокладки, в которой стальная оболочка и арматурный каркас воспринимают усилия совместно с бетоном агрегатного блока (рис. [52, б](#));
- сталежелезобетонная с устройством мягкой прокладки в верхней части между бетоном агрегатного блока и сталежелезобетонной оболочкой (рис. [52, в](#)).

8.18. Стальная спиральная камера, целиком воспринимающая гидравлическое давление, является наиболее простой, надежной и рациональной конструкцией при условии возможности применения для ее изготовления обычных сталей. В этом типе спиральной камеры агрегатный блок армируется конструктивно сетками из арматуры класса А-II (рис. [52, а](#)).

8.19. В массиве агрегатных блоков со спиральной камерой сталежелезобетонной конструкции устанавливается расчетная арматура, обеспечивающая лимитированное трещинообразование в бетоне и раскрытие швов бетонирования до 0,3 мм. С этой же целью по периметру агрегатного блока должно применяться армирование в виде спаренных сеток арматуры со стержнями



диаметром 25-32 мм и шагом 20-25 см (см. рис. 52, б). За стальной оболочкой сталежелезобетонной спиральной камеры устанавливается кольцевая арматура, замкнутая на статор турбины. По поверхности кольцевой арматуры устанавливается торовая арматура. Площадь сечения кольцевой арматуры определяется расчетом.

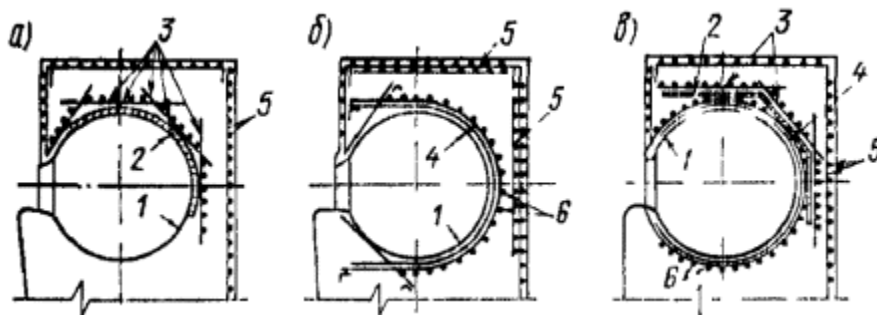


Рис. 52. Схемы армирования спиральных камер

а - стальной с мягкой прокладкой; *б* - сталежелезобетонной без мягкой прокладки; *в* - то же с мягкой прокладкой; 1 - стальная оболочка; 2 - мягкая прокладка; 3 - конструктивная арматура; 4 - кольцевая рабочая арматура; 5 - арматура блока; 6 - торовая арматура

К статору турбины привариваются вертикальные стержни арматуры, являющиеся основой для формирования армокаркаса шахты турбины. Если шахта турбины имеет стальную облицовку, то к ней привариваются анкеры, заводимые за армокаркас шахты.

8.20. Сталежелезобетонная спиральная камера с мягкой прокладкой армируется так же, как и без прокладки. Наличие мягкой прокладки позволяет уменьшить арматуру блока (см. рис. 52, в).

8.21. Все арматурные сетки, устанавливаемые по периметру агрегатного блока в углах, должны сопрягаться между собой, а верхние сетки - с армокаркасами шахты турбины.

Вертикальные стержни армокаркаса железобетонной шахты генератора должны быть заведены за горизонтальные сетки верхней плоскости блока на расстояние, обеспечивающее заделку шахты генератора в массив агрегатного блока.



Водоводы

8.22. Турбинные трубопроводы могут быть стальными, железобетонными и сталежелезобетонными.

В приплотинных ГЭС и ГАЭС независимо от расхода воды рекомендуется применять сталежелезобетонные трубопроводы, обладающие повышенной надежностью и долговечностью (рис. 53).

Толщину стальной оболочки в сталежелезобетонных трубопроводах следует принимать минимальной по условиям монтажа и транспортирования.

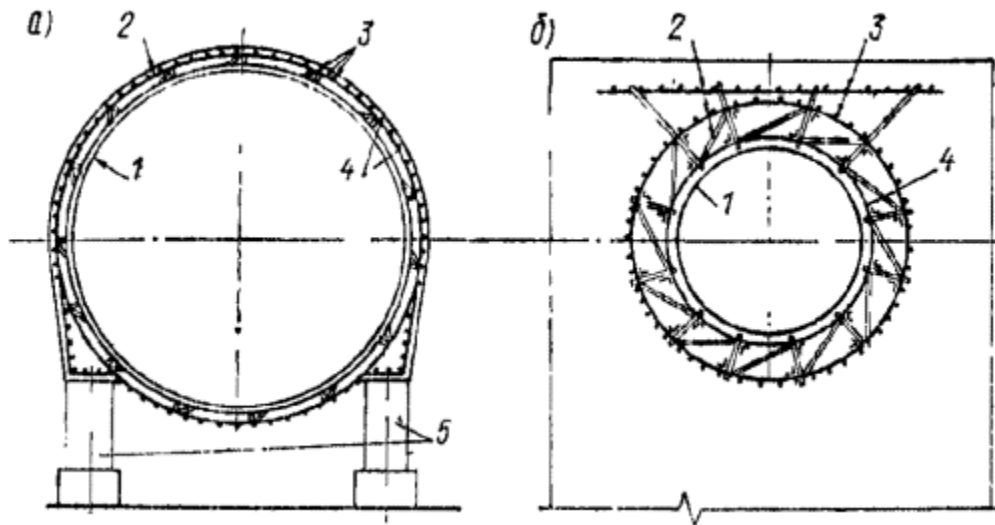


Рис. 53. Схемы армирования железобетонных трубопроводов

а - выносного; *б* - встроенного; 1 - стальная оболочка; 2 - рабочая арматура (кольцевая или спиральная); 3 - распределительная арматура; 4 - армокаркас; 5 - опоры трубопровода; 6 - секция плотины

8.23. Конструирование сталежелезобетонных водоводов рекомендуется производить в соответствии с [18].

Армирование шахты генератора

8.24. Армирование шахты генератора (рис. 54) производится по контуру двойной арматурой, сетками или армокаркасами.



В отдельных наиболее напряженных зонах при необходимости устанавливается расчетная поперечная арматура. Вокруг отверстий в шахте ставится дополнительная компенсирующая арматура в соответствии с требованиями п. [8.86](#).

С целью максимальной индустриализации строительных работ армирование шахты допускается производить в виде кольцевого армокаркаса.

Применение армокаркасов позволяет перенести все основные работы по армированию на армозаводы, сведя к минимуму монтаж в блоке при обеспечении высокого качества изготовления арматурных изделий.

На рис. [54](#) приведена схема армирования шахты генератора Красноярской ГЭС.

Каркас изготавливался полностью на армозаводе, разрезался на шесть частей и в таком виде доставлялся к месту монтажа.

Основу каркаса составляли вертикальные фермы, расположенные радиально через 0,75 м по окружности кольца фермы и состоящие из двух вертикальных уголков, скрепленных горизонтальными и диагональными связями. К полкам вертикальных уголков ферм присоединялась на сварке горизонтальная кольцевая арматура каркаса, к которой, в свою очередь, точечной сваркой прикреплялась вертикальная арматура.

Для обеспечения необходимой жесткости и неизменяемости секций каркаса при транспортировке к ним присоединялись дополнительные временные связи, которые после окончания монтажа каркаса снимались.



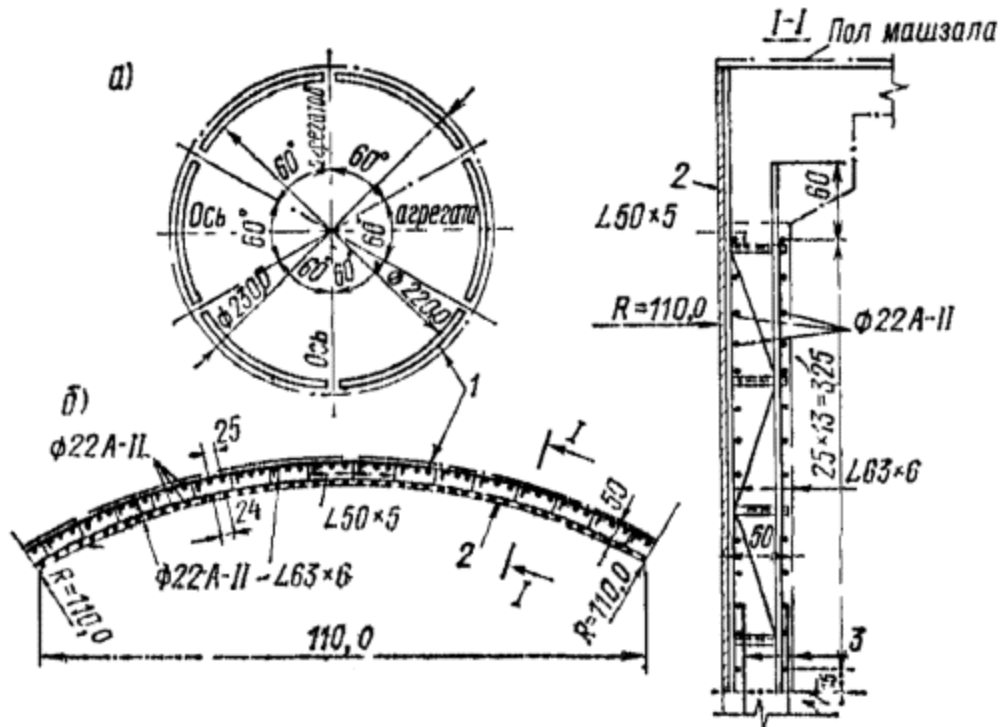


Рис. 54. Схема армирования шахты генератора

a - разрезка каркаса на секции (шестерки); *б* - секция каркаса (шестерка); 1 - наружный контур шахты; 2 - стальной лист $d = 6$ мм; 3 - выпуски арматуры из массива. Размеры, см

Армирование массивных конструкций и подпорных стен

8.25. В массивных бетонных конструкциях гидротехнических сооружений - массивно-контрфорсных плотинах, высоких арочных и арочно-гравитационных плотинах, массивных гравитационных устоях плотин и головах судоходных шлюзов - расчетная арматура, как правило, не устанавливается.

Исключением являются отдельные элементы: быки, оголовки плотин, подпорные стены, фундаментные плиты и т.п., в которых требуется расчетная арматура. Ее конструирование осуществляется в соответствии с указаниями настоящего Пособия.

8.26 (3.23). Открытые поверхности бетонных сооружений, находящиеся в зоне переменного уровня воды и подвергающиеся воздействию отрицательных температур, а также открытые поверхности сооружений, возводимых в условиях сухого климата,



допускается армировать сетками из арматуры класса А-II диаметром 16 мм. Рекомендуемый шаг арматуры 20-30 см.

Во всех остальных случаях конструктивное армирование открытых поверхностей бетонных сооружений не допускается.

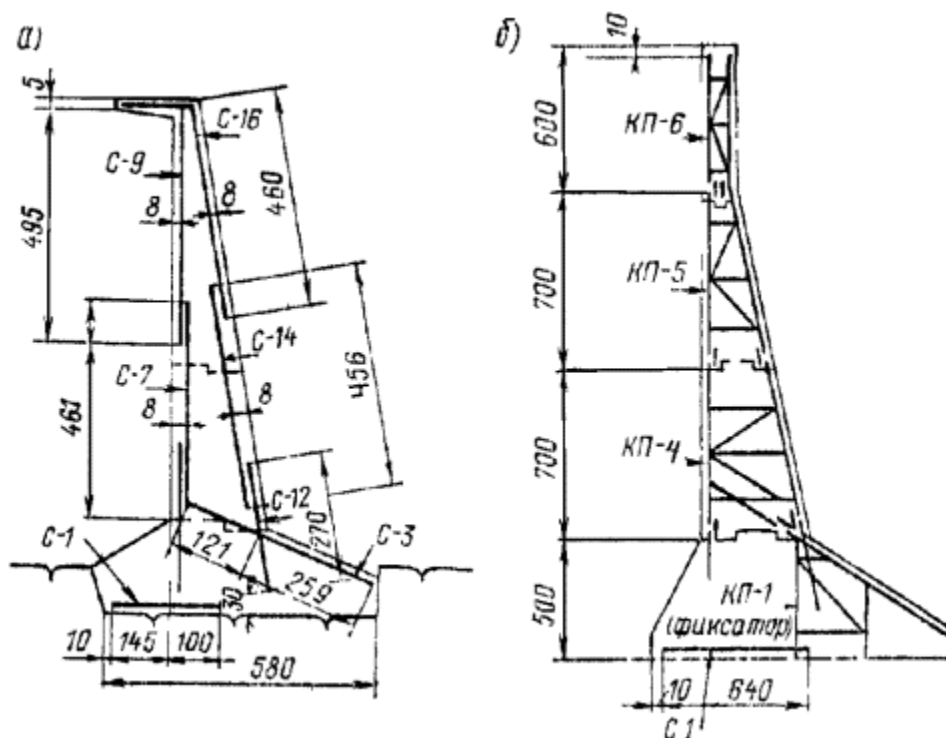


Рис. 55. Схемы армирования подпорных стен

а - сетками; б - каркасами. Размеры, см

8.27. Подпорные стены рекомендуется армировать сварными армоконструкциями - сетками, каркасами или армоблоками (рис. 55).

Принципы проектирования армоконструкций

8.28. Арматуру железобетонных конструкций рекомендуется проектировать в виде укрупненных блоков и пространственных каркасов. Необходимо стремиться к унификации арматуры и закладных деталей, минимальному количеству разных марок и диаметров арматурной стали, типов арматурных элементов - сеток и каркасов, шагов продольных и поперечных стержней.



Монтажная арматура в арматурных конструкциях должна максимально использоваться в качестве расчетной арматуры железобетонного элемента.

8.29. При проектировании армоконструкций всех видов должны быть обеспечены возможность восприятия ими расчетных нагрузок и неизменяемость (жесткость) конструкций при их транспортировании, монтаже и в процессе укладки бетонной смеси.

8.30. Форма армоконструкций, их размеры и вес должны увязываться с технологией изготовления, условиями транспортирования и монтажа, т.е. грузоподъемностью кранового оборудования и транспортных средств. При проектировании армоконструкций следует предусматривать как можно меньше сварки при монтаже в блоках бетонирования, возможность скорейшего освобождения кранов после подачи армоконструкций для монтажа, обеспечение устойчивого положения арматуры в блоках бетонирования и необходимые удобства при выполнении работы по подготовке блоков и укладке бетонной смеси вибраторами.

8.31. Членение арматуры для образования армоконструкций должно производиться преимущественно вдоль основных рабочих стержней, по осям опор, а в пролете - по сечениям, где действуют минимальные изгибающие моменты.

Ограничение размеров армоконструкций размерами блока бетонирования не обязательно. По соображениям производства работ допускается применение армоконструкций, пересекающих строительные швы между блоками бетонирования.

Ненесущие армоконструкции

8.32. Ненесущие армоконструкций (пакеты, сетки и армокаркасы) должны применяться в тех блоках бетонирования, где опалубка подвергается лишь боковому давлению бетонной смеси и не требует устройства лесов и других поддерживающих конструкций, т.е. в массивах, плитах, не перекрывающих пролетов, плитах флутбетов, понуров, рисбермы, в быках, устоях, водосливах, опорных конусах и цилиндрах и других подобных сооружениях.



8.33. Формы армоконструкций должны обеспечивать возможность сборки и сварки (соединения) плоских и пространственных элементов желательно без их кантовки.

Пакеты и сетки

8.34. Арматурные пакеты состоят из рабочих стержней, располагаемых параллельно в одном направлении и соединенных поперечными монтажными элементами с помощью электросварки. Расстояние между рабочими стержнями может быть в пределах 100-600 мм.

Для изготовления арматурных пакетов из стержневой арматуры должна применяться точечная контактная сварка. При ручной сварке в качестве монтажных элементов желательно применение угловой или швеллерной стали, что обеспечивает большую прочность при сварке пересечений «вкрест».

8.35. Максимальные размеры арматурных пакетов определяются условиями транспортирования и монтажа в блоке бетонирования. Длина пакетов из условия допускаемой гибкости их при монтаже не должна превышать $400d$ и 20 м. Применение пакетов шириной более 3,2 м не рекомендуется.

8.36. Поперечные связи армопакетов рекомендуется выполнять из уголков или арматурной стали. Расстояние между связями допускается принимать равным $100d$ и не более 500 см. Стержни пакетов привариваются к уголкам связям на полную длину примыкания.

При диаметре арматуры пакетов менее 50 мм допускается принимать связи из арматурной стали диаметром, равным половине диаметра рабочей арматуры.

При длине пакетов более 4 м в начале и конце пакета рекомендуется устанавливать диагональные крестовые связи - растяжки из стержней арматуры $\text{Æ} 12$ мм, которые привариваются к каждому стержню точечной сваркой.

Более рационально применение рулонных пакетов на накладных из полосовой стали толщиной $d = 3-5$ мм. Транспортирование пакетов в рулонах позволяет увеличить их ширину и исключить повреждение стержней.



8.37. При проектировании сеток следует учитывать требования унификации габаритных размеров, шагов, диаметров продольной и поперечной арматуры. Сетки должны быть удобны для транспортирования и укладки их в блок бетонирования.

8.38. Для изготовления сварных сеток с использованием контактной точечной сварки следует применять арматуру классов А-I, А-II, А-III. Допускается сварка стержней при любых сочетаниях указанных классов арматурной стали.

8.39. В сетках с нормируемой прочностью крестообразных соединений, например, применяемых для армирования балок, сварка всех мест пересечения стержней (узлов) обязательна.

В сетках с рабочей арматурой периодического профиля, применяемых для армирования плит, допускается предусматривать сварку не всех пересечений стержней; при этом должны быть сварены все пересечения стержней в двух крайних рядах по периметру сетки, остальные узлы могут быть сварены или связаны через узел в шахматном порядке.

8.40. В зависимости от назначения арматурных сеток и конструктивных особенностей ячейки сетки могут иметь форму квадратов или прямоугольников с отношением сторон до 1:4. Стержни меньшего диаметра располагаются вдоль короткой стороны сетки.

Сетки применяются для армирования плоских горизонтальных и вертикальных элементов сооружений, железобетонных плит, креплений напорных откосов земляных плотин, облицовок каналов, подпорных стен.

8.41. В стенах сетки и пакеты могут устанавливаться в проектное положение с помощью фиксаторов либо навешиваться на армофермы, если последние могут быть обоснованы расчетом.

На рабочих чертежах арматурных изделий и в случае необходимости на чертежах общих видов армирования железобетонных элементов следует показывать расположение поддерживающих конструкций (фиксаторов) для верхних сеток и пакетов, а в спецификациях - предусматривать расход стали на их изготовление.

8.42. Стыкование стержней сварных сеток в блоке бетонирования должно отвечать требованиям пп. [8.110-8.115](#). Во



всех случаях в сетках рекомендуется иметь стержни не более двух диаметров.

8.43. Сварные сетки, как правило, применяются со взаимно перпендикулярным расположением рабочих и распределительных стержней и без крюков на концах.

8.44. Сварные сетки с гнутыми стержнями при сгибании после сварки должны выполняться таким образом, чтобы места сварки находились вне пределов загиба и не ближе, чем на расстоянии $3d$ от его концов.

Армокаркасы

8.45. Армокаркасы конструируются из рабочих стержней, расположенных у граней элемента и связанных между собой (через толщу бетона плиты и стены) косыми или поперечными стержнями, необходимыми по схеме армирования, а также поперечными стержнями, заменяющими опалубочные тяги или монтажные стойки, поддерживающие арматуру.

8.46. Схема вертикальных армокаркасов в стенах должна обеспечивать возможность крепления вертикальной опалубки к их узлам без тяжей. Сварка армокаркасов с выпусками из нижележащего бетона или заделка в нижележащий бетон обязательна.

8.47. В одном плоском арматурном каркасе рекомендуется применять продольные стержни не более двух различных диаметров, а поперечные стержни - одного диаметра.

8.48. Сварные каркасы должны быть, как правило, сварены во всех точках пересечения продольных и поперечных стержней.

8.49. Пространственные каркасы следует конструировать достаточно жесткими, чтобы обеспечить возможность их складирования, перевозки и соблюдения проектного положения в блоке бетонирования. Пространственная жесткость их должна обеспечиваться установкой в необходимых случаях связей на сварке в виде диагональных стержней, планок и т.п.

Несущие армоконструкции

8.50. Применение несущих сварных армоконструкций, содержащих рабочую арматуру и воспринимающих



производственные нагрузки (от веса свежееуложенного бетона, строительных материалов, транспортных машин и т.п.), допускается в случае, когда целесообразность такого их использования подтверждается технико-экономическими расчетами по сравнению со сборными железобетонными элементами.

Увеличение площади сечения арматуры, определенной расчетом на эксплуатационные нагрузки, для восприятия нагрузок строительного периода не допускается.

8.51. Несущие арматурные конструкции представляют собой решетчатые сварные элементы, обладающие прочностью и жесткостью, достаточными для восприятия всех нагрузок, приходящихся на бетонируемую конструкцию до получения бетоном после твердения необходимой прочности.

8.52. Пространственная армоферма объединяет в себе две или более плоских ферм. С целью обеспечения жесткости и геометрической неизменяемости армоферм для основных элементов, работающих на сжатие (стоек и поясов), целесообразно применять сталь прокатных профилей, которая должна включаться в расчетные сечения рабочих стержней арматуры при прочностном расчете железобетонных элементов.

8.53. Несущие армофермы рекомендуется применять для армирования отдельных балок, колонн, консолей подпорных стен, быков, устоев и других массивных сооружений.

8.54. Армофермам следует придавать форму и размеры, соответствующие сечению железобетонных элементов.

Расположение стержней в армофермах должно соответствовать целесообразному их использованию в железобетонном сечении. Например, в решетках ферм следует нисходящие раскосы использовать в качестве расчетной поперечной арматуры в железобетонном элементе.

8.55. При назначении сечения элементов армокаркасов рекомендуется выполнять все растянутые элементы из круглой арматурной стали, а сжатые элементы - из угловой (профильной) стали.

Нерасчетные элементы решетки нужно стремиться выполнять из стержневой арматурной стали.



Стержни несущих легких армоферм должны быть преимущественно одиночными из круглой арматурной стали. В крупных армофермах для сжатых поясов и стоек допускаются стержни составных сечений из круглой стали и стали прокатных профилей.

8.56. В армофермах рекомендуется применять узлы с центральным присоединением раскосов и стоек к поясу.

8.57. Присоединение стержней решетки к поясам армофермы при помощи фасонки рекомендуется только для наиболее ответственных несущих армоферм. Размеры фасонки должны обеспечивать равнопрочность ее с присоединяемыми стержнями, считая по наименьшему размеру фасонки.

8.58. Сварные швы, присоединяющие двухветвевую серьгу или фасонку узла к поясному стержню, должны быть рассчитаны на усилие, равное разности осевых усилий смежных панелей, разделяемых данным узлом.

8.59. Вертикальные армофермы применяются для армирования колонн, подпорных стен, быков и т.д. В отдельных случаях армофермы могут быть использованы для монтажа на них постоянного оборудования до бетонирования конструкции.

8.60. В балках-стенках высоту армоферм рекомендуется назначать значительно меньше высоты балки-стенки, причем армоферма должна располагаться в ее нижней зоне. Строительный шов в бетоне следует располагать над верхним поясом армофермы и бетонировать балку-стенку в две-три очереди с тем, чтобы вес бетонной смеси, укладываемой во вторую очередь, воспринимался железобетонными сечениями ее нижней части.

Армопанельные конструкции

8.61. Армопанельные конструкции являются прогрессивными индустриальными изделиями, позволяющими существенно сократить применение съемных опалубок, уменьшить количество дополнительной монтажной арматуры, сократить общие трудозатраты, улучшить качество лицевых поверхностей и тем самым обеспечить ускорение строительных работ.



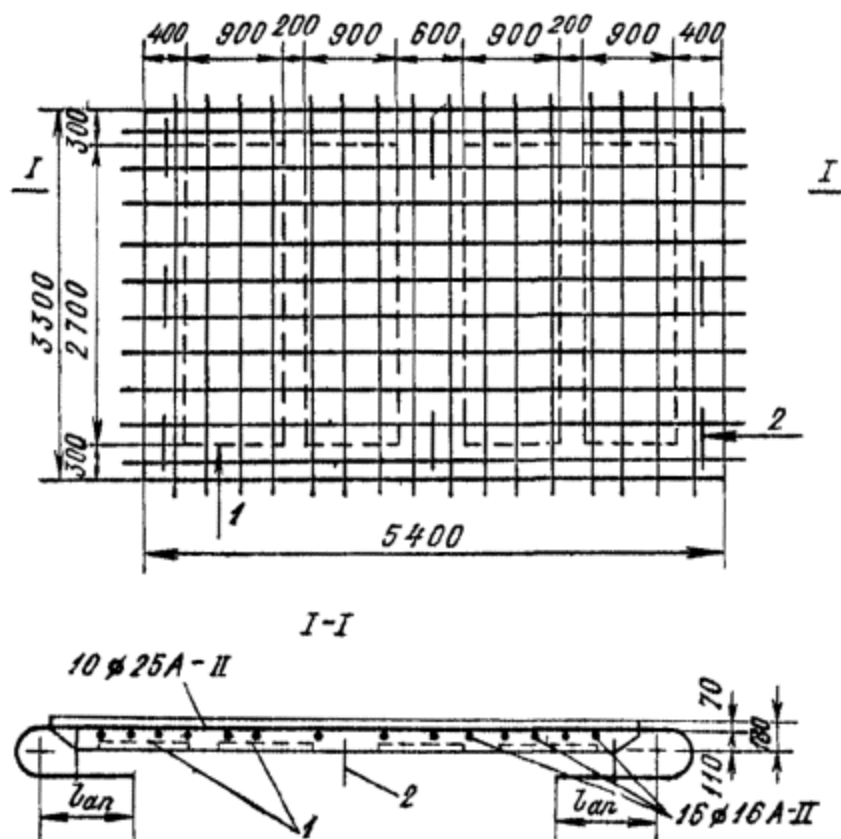


Рис. 56. Армирование плоской армопанели

1 - зона цилиндрических вмятин; 2 - выпуски для объединения панелей в объемный блок. Размеры, мм

Типы армопанельных конструкций, область их применения в сооружениях определяются сравнением технико-экономических вариантов.

В основном применяются ребристые и плоские армопанели (рис. [56-58](#)). В силу особенностей работы преимущества имеют ребристые армопанели. Плоские армопанели рекомендуется применять в отдельных случаях при надлежащем обосновании.



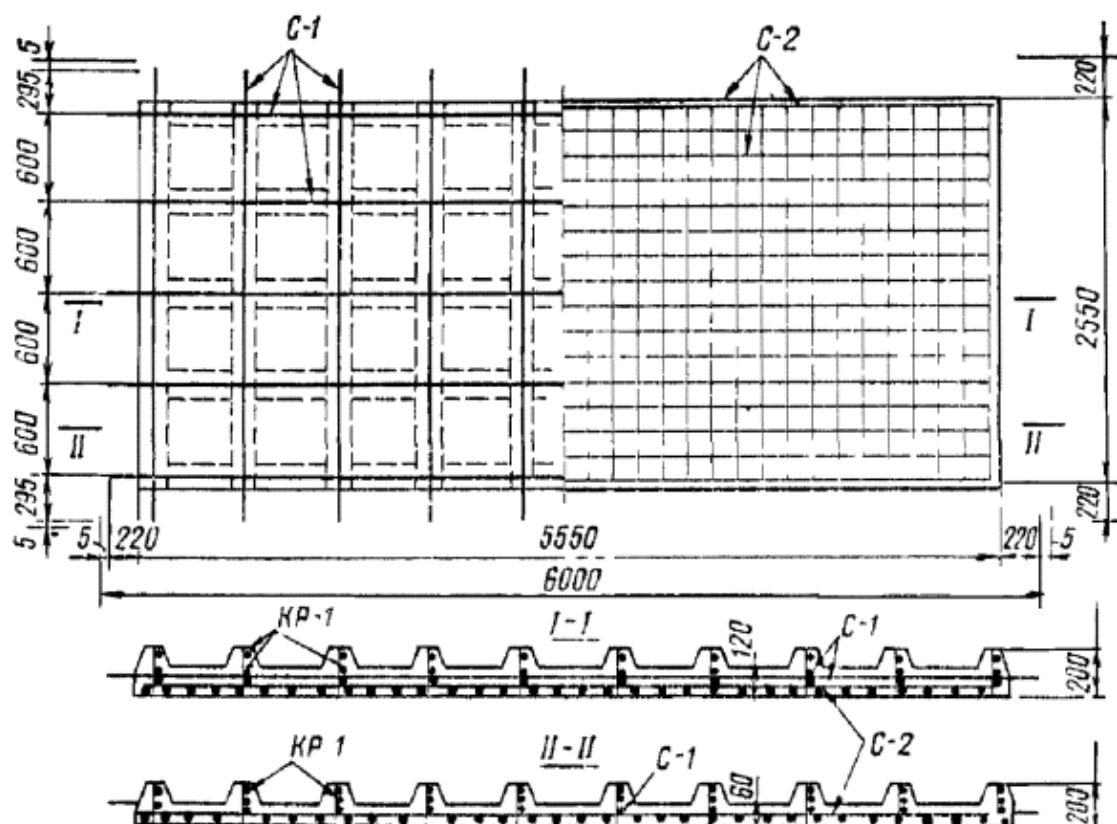


Рис. 57. Армирование ребристой армопанели с применением сварного стыка. Размеры, мм

8.62. В армопанельную конструкцию, как правило, должна включаться вся требующаяся арматура обоих направлений.

8.63. Длину и ширину армопанелей рекомендуется принимать на основании модульного унифицированного ряда для сооружений конкретного объекта или с учетом возможности изготовления их на базах стройиндустрии, а также с учетом возможностей технологии изготовления, транспортировки и монтажа объединенными укрупненными блоками.

Размеры сечений армопанелей определяются исходя из условий прочности при транспортировке и монтаже, ведения строительных работ, давления бетонной смеси, размещения арматуры.

8.64. Следует обеспечивать надежную связь армопанелей с бетоном заполнения.

Назначение технологических или конструктивных мероприятий на поверхности шва-контакта производится по графику (см. рис.



20) в зависимости от напряженного состояния, определяемого с учетом требований п. 3.56 настоящего Пособия. В пределах зоны 1 предусматривается только подготовка поверхности к бетонированию, в пределах зоны 2 - проведение технологических или конструктивных мероприятий, в пределах зоны 3 - специальные конструктивные мероприятия.

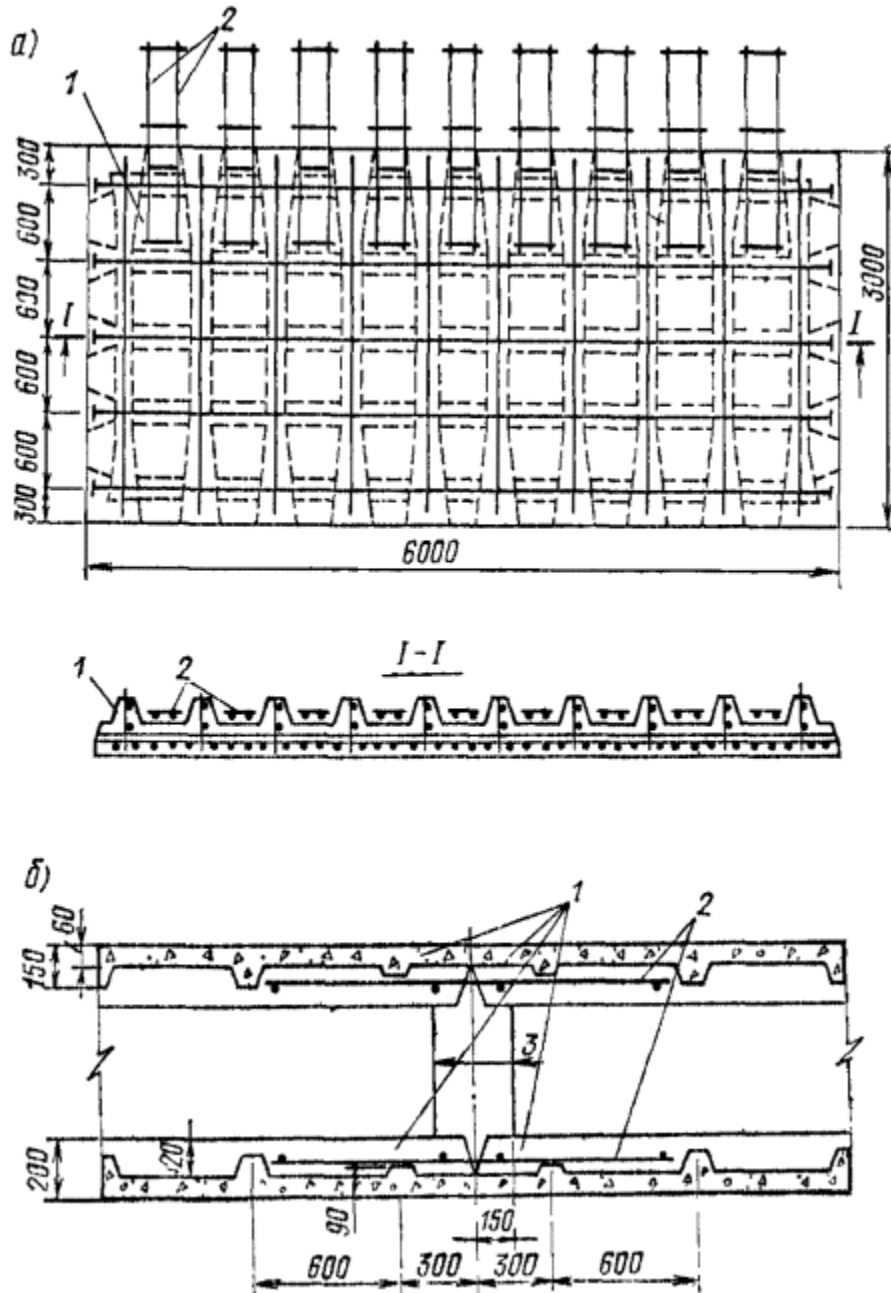


Рис. 58. Армирование ребристой армопанели с применением бессварного способа стыкования



а - схема; *б* - стык блоков из армопанелей; *1* - армопанели; *2* - перепускной арматурный каркас; *3* - монтажные стяжки
Размеры, мм

Подготовка поверхности контакта (зона *1*) включает следующие операции:

а) снятие цементной пленки после схватывания бетона без ограничения времени перерыва в укладке «нового» бетона. Технологические мероприятия по обработке поверхности блока снятием цементной пленки рекомендуется проводить в соответствии со [СНиП 3.03.01-87 \[23\]](#).

Цементная пленка на контактных поверхностях швов, претерпевающих сжимающие и касательные напряжения, может не сниматься.

б) вырубка дефектных мест бетона и удаление масляных пятен с поверхности;

в) удаление мусора, грязи, воды с поверхности;

г) тепловая обработка поверхности в зимний период.

Кроме того, при обработке поверхности блока рекомендуется учитывать положения пп. 2.2-2.11 [\[27\]](#).

Наиболее рациональными технологическими и конструктивными мероприятиями (зона *2*) являются:

а) снятие цементной пленки не позднее, чем через 3 сут после бетонирования, включая время пропаривания панелей;

б) штрабление цилиндрическими вмятиями - 12 % от площади, призматическими - 24 %.

Глубина штраб должна составлять не менее одного диаметра зерен крупного заполнителя наибольшей фракции и не менее 40 мм, диаметр или наименьший размер в плане должен составлять не менее трех диаметров зерен крупного заполнителя наибольшей фракции.

Устройство штраб обычным ручным штампом не допускается, так как при этом наблюдается разуплотнение поверхностного слоя бетона и снижение его прочностных характеристик.



Устройство штраб рекомендуется выполнять ручным или навесным виброштампом, обеспечивающим уплотнение поверхностного слоя в процессе штрабообразования.

Специальные конструктивные мероприятия (зона 5) включают изменение расположения шва-контакта, изменение геометрии конструкции, установку поперечной арматуры либо анкеров. Расчет арматуры производится согласно п. [3.56](#) настоящего Пособия.

При действии в сечении со швом-контактом сжимающих напряжений, нормальных к плоскости шва, расчетное сопротивление на срез следует увеличивать для необработанных швов на произведение сжимающих напряжений на коэффициент 0,65, а для обработанных швов: 0,9 для бетона класса В10; 1,15 - В20; 1,4 - В30.

При применении пластичных и литых бетонных смесей обязательна обработка контактных поверхностей. Контактные поверхности ребристых армопанелей (см. рис. [57](#)) допускается не обрабатывать. Ребра образуют глубокие штрабы; расчетные сопротивления принимаются как для обработанных поверхностей швов.

Проверку прочности бесшварных стыков армопанелей (см. рис. [58](#)) допускается производить по методикам, изложенным в [[28](#)].

Общие положения по конструированию и стыкованию арматуры

Классификация и применение арматуры

8.65. По своему назначению арматура подразделяется на рабочую (расчетную и конструктивную), распределительную и монтажную.

Рабочая арматура воспринимает растягивающие или сжимающие усилия. При этом необходимость установки и количество расчетной арматуры определяются расчетами конструкций, предусмотренными действующими нормативными документами. Конструктивная арматура устанавливается в настоящее время без расчетного обоснования для уменьшения



величины раскрытия трещин и ограничения их развития в глубину бетонного массива.

Распределительная арматура (главным образом в плитах) обеспечивает совместную работу стержней рабочей арматуры.

Монтажная арматура устанавливается дополнительно к рабочей арматуре для сборки арматурного каркаса и обеспечивает неизменное положение рабочих стержней в том случае, если такая сборка не может быть произведена за счет использования рабочей арматуры.

8.66. В качестве ненапрягаемой расчетной арматуры железобетонных элементов рекомендуется преимущественно применять горячекатаную арматурную сталь периодического профиля классов А-III, АТ-IIIС и арматурную проволоку диаметром 3-5 мм класса Вр-1 (в сварных сетках и каркасах).

Горячекатаную арматурную сталь периодического профиля класса А-II рекомендуется применять в основном для поперечной, распределительной и конструктивной арматуры, а для продольной расчетной - в случаях, когда использование арматуры класса А-III не допускается или нецелесообразно.

Горячекатаную гладкую стержневую арматурную сталь класса А-I рекомендуется применять для монтажной арматуры.

При обосновании экономической целесообразности допускается применение ненапрягаемой арматуры классов А-IV, А-V с обязательной проверкой величины раскрытия трещин.

В зависимости от условий эксплуатации железобетонных конструкций и характера нагрузок следует применять арматурную сталь класса и марки в соответствии с обязательным прил. 3. Область применения углеродистой стали для закладных деталей приведена в обязательном прил. 4. Сортамент стержневой арматуры дан в прил. 16.

В целях упорядочения производства арматурных изделий при проектировании железобетонных конструкций для объектов энергетического строительства следует руководствоваться сокращенным сортаментом арматурной стали согласно прил. 17.

8.67. Рекомендуется применение стержневой арматурной стали винтового профиля по ТУ 14-2-686-86 или ТУ 14-228-12-86 в



комплекте с соединительными элементами (муфтами, гайками и контргайками) по ТУ 14-283-19-86.

Арматурную сталь винтового профиля в комплекте, с соединительными элементами рекомендуется преимущественно применять классов А-II, А-III, АТ-IIIС и АТ-IVС взамен арматуры с профилем по [ГОСТ 5781-82](#) [29], соединяемой внахлестку без сварки, ванной или ручной дуговой сваркой, а также для крепления опалубки монолитных конструкций в качестве инвентарных тяжей многократного использования с пластмассовыми или металлическими трубчатыми распорками.

При отсутствии соединительных элементов допускается использование арматурной стали с винтовым профилем в железобетонных конструкциях всех видов взамен стержневой арматуры тех же диаметров и классов с профилем по [ГОСТ 5781-82](#) [29].

Нормативные и расчетные сопротивления, модуль упругости, коэффициенты условий работы для арматуры винтового профиля без соединений и с муфтовыми соединениями, выполненными в соответствии с [31] (пп. [8.116-8.122](#) настоящего Пособия), следует принимать как для стержневой арматуры соответствующих классов.

При использовании арматурной стали винтового профиля все виды арматурных работ, не связанные со стыкованием стержней муфтами и устройством анкеров из гаек и контргаек, а также сварку арматурных каркасов и сеток следует выполнять согласно положениям действующих норм проектирования, руководств и пособий, утвержденных в установленном порядке.

Защитный слой бетона

8.68. Защитный слой бетона для рабочей арматуры должен обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном на всех стадиях работы конструкции, а также защиту арматуры от внешних атмосферных, температурных и тому подобных воздействий.

8.69 (3.7). Толщину защитного слоя бетона следует принимать, как правило:

- не менее диаметра стержня и не менее 30 мм для рабочей арматуры и 20 мм для распределительной арматуры и хомутов и



балках и плитах высотой до 1 м, а также в колоннах с наименьшим размером сечения до 1 м;

- не менее 60 мм и не менее диаметра стержня для рабочей и распределительной арматуры массивных конструкций с минимальным размером сечения более 1 м.

Расстояние от поверхности продольной арматуры до поверхности бетонной подготовки должно быть не менее 35 мм.

8.70. Для сборных железобетонных элементов заводского изготовления проектного класса В15 и выше толщина защитного слоя может быть уменьшена на 10 мм против указанных выше значений, но не менее диаметра стержня.

8.71. При эксплуатации железобетонных конструкций в условиях агрессивной среды толщина защитного слоя бетона должна назначаться с учетом требований [СНиП 2.03.11-85 \[16\]](#).

8.72. Толщина защитного слоя бетона в местах расположения муфтовых соединений арматуры винтового профиля должна быть не менее $1,5d_n$ (d_n - номинальный диаметр стержней).

Расстояние между стержнями

8.73 (3.6). Расстояние в свету между арматурными стержнями по высоте и ширине сечения должно обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном и назначаться с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси.

Расстояние в свету между стержнями для немассивных конструкций следует принимать не менее наибольшего диаметра стержня, а также:

а) если стержни при бетонировании занимают горизонтальное или наклонное положение, - не менее: для нижней арматуры 25 мм и для верхней арматуры 30 мм; при расположении нижней арматуры более чем в два ряда по высоте расстояния между стержнями в горизонтальном направлении (кроме стержней двух нижних рядов) - не менее 50 мм;

б) если стержни при бетонировании занимают вертикальное положение, - не менее 50 мм.



В массивных железобетонных конструкциях расстояние в свету между стержнями рабочей арматуры по ширине сечения определяется крупностью заполнителя бетона, но не менее 2,5 мм. Расстояние в свету между стержнями периодического профиля принимается по номинальному диаметру d_H без учета выступов и ребер.

При компоновке расположения арматуры в сечении со стесненными условиями с учетом других примыкающих арматурных элементов и закладных деталей следует принимать во внимание диаметры стержней с учетом выступов и ребер.

В естественных условиях допускается располагать стержни арматуры попарно (без зазора между ними).

8.74. Вертикальные арматурные стержни в быках, стенах, колоннах, а также горизонтальные стержни в плитах следует располагать равномерно, на равных расстояниях друг от друга.

Стержни верхней арматуры плит толщиной более 1,5 м по условиям проработки укладываемой бетонной смеси рекомендуется располагать таким образом, чтобы в любом направлении на расстоянии 2,5-4 м в зависимости от конструкции между ними оставались свободные просветы (окна) размерами не менее 0,7'0,7 м.

8.75. Расстояния в свету между армофермами и армоблоками при отсутствии между ними штучных стержней, сеток, пакетов должны быть не более 1,0 м.

В случае заполнения промежутков сетками, пакетами или дополнительными стержнями наибольшее расстояние не ограничивается. При этом следует стремиться к возможной равномерности в распределении арматуры.

8.76 (3.8). В массивных нетрещиностойких железобетонных плитах и стенах сечением высотой 60 см и более с коэффициентом армирования $m = 0,008$ при надлежащем обосновании допускается многорядное расположение арматуры по сечению элемента, способствующее уменьшению максимальной ширины раскрытия трещин по высоте сечения.

8.77. Число рядов стержней одного направления в нижней, верхней или вертикальной арматуре рекомендуется назначать:



в горизонтальных элементах с высотой сечения до 150 см - не более двух, а при высоте сечения свыше 150 см - не более трех. Расстояние в свету между рядами арматуры должно быть не менее наибольшего диаметра стержня и не менее 50 мм.

8.78 (3.9). Если стержни арматуры размещаются в два и более ряда, то диаметры стержней рядов должны отличаться друг от друга не более чем на 40 %.

Продольное армирование

8.79. Площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах должна приниматься не менее 0,05 % от площади расчетного сечения бетона.

Указанное требование не распространяется на армирование, определяемое расчетом элемента для стадии транспортирования и возведения; в этом случае площадь сечения арматуры определяется только расчетом по прочности.

8.80 (3.10). Из условия долговечности гидротехнических сооружений без предварительного напряжения диаметр арматуры следует принимать для рабочей стержневой арматуры из горячекатаной стали не менее 10 мм, для спиралей и для каркасов и сеток, вязаных или изготовленных с применением контактной сварки, - не менее 6 мм.

8.81. Диаметр продольных стержней внецентренно сжатых элементов монолитных конструкций должен быть не менее 12 мм. В колоннах с размером меньшей стороны более 250 мм диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 16 мм.

Диаметр продольных стержней внецентренно сжатых элементов с расчетной сжатой арматурой не должен превышать 40 мм для бетона классов ниже В25.

Для особо мощных колонн при марке бетона выше В15 и соответствующем технологическом обеспечении (резка, сварка и т.п.), а также в массивных внецентренно сжатых элементах с высотой сечения $h \geq 1$ м могут применяться стержни диаметром более 40 мм.

Во внецентренно сжатых элементах, несущая способность которых при заданном эксцентриситете продольной силы используется менее чем на 50 %, а также в элементах с гибкостью



$l_0/r < 17$, где по расчету сжатая арматура не требуется, а количество растянутой арматуры не превышает 0,3 %, допускается не устанавливать продольную и поперечную арматуру по граням, параллельным плоскости изгиба.

В линейных внецентренно сжатых элементах с расчетной сжатой арматурой расстояние между осями стержней продольной арматуры в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба, должно приниматься не более 400 мм, а в направлении плоскости изгиба - не более 500 мм.

8.82. В балках и ребрах шириной более 150 мм число продольных стержней, доводимых до опоры, должно быть не менее двух. В балках и ребрах шириной 150 мм и менее допускается доведение до опоры одного продольного стержня.

8.83. На 1 м ширины плиты площадь сечения стержней, доводимых до опоры, должна составлять не менее 1/3 площади сечения стержней в пролете, определенной расчетом по наибольшему изгибающему моменту.

В плитах толщиной менее 350 мм расстояние между стержнями не должно превышать 400 мм.

8.84. Расстояния между осями рабочих стержней в средней части пролета плиты и над опорой (вверху) должны быть не более 200 мм при толщине плиты до 150 мм и не более $1,5h$ и 500 мм при толщине плиты более 150 мм, где h - толщина плиты.

8.85 (3.15). В изгибаемых элементах при высоте сечения более 700 мм у боковых граней следует устанавливать конструктивные продольные стержни с расстояниями между ними по высоте не более 400 мм и площадью сечения не менее 0,1 % площади сечения бетона со следующими размерами: высота элемента равна расстоянию между стержнями, ширина - половине ширины ребра элемента, но не более 200 мм.

8.86 (3.20). Отверстия в железобетонных элементах следует располагать в пределах ячеек арматурных сеток и каркасов.

Отверстия с размерами, превышающими размеры ячеек сеток, должны окаймляться дополнительной арматурой. Суммарная площадь ее сечения должна быть не менее сечения прерванной рабочей арматуры того же направления.



Поперечное армирование

8.87. В массивных железобетонных конструкциях гидротехнических сооружений расчетная поперечная арматура может выполняться в виде косых стержней (отгибов) и хомутов.

8.88. В балках или плитах толщиной не более 1,5 м следует предусматривать отгибы для перевода рабочего стержня арматуры из нижней зоны в верхнюю и, наоборот, с использованием наклонного участка в качестве косого стержня, воспринимающего поперечную силу. При высоте сечения балки или плиты более 1,5 м продольные рабочие стержни арматуры должны быть преимущественно прямыми. В этом случае отгибы (косые стержни), воспринимающие поперечное усилие, ставятся отдельно и привариваются к продольной верхней и нижней арматуре равнопрочными швами.

8.89. Отгибы стержней арматуры должны осуществляться по дуге окружности радиусом не менее $10d$. На концах отогнутых стержней должны устраиваться прямые участки длиной не менее $0,8l_{an}$, принимаемой согласно п. [8.107](#) настоящего Пособия, но не менее $20d$ в растянутой и $10d$ в сжатой зоне. Прямые участки отогнутых гладких стержней из арматуры класса А-I должны заканчиваться крюками. Начало отгиба в растянутой зоне должно отстоять от нормального сечения, в котором отгибаемый стержень используется по расчету, не менее чем на $0,5h_0$, а конец отгиба должен быть расположен не ближе того нормального сечения, в котором отгиб не требуется по расчету (рис. [59](#)).



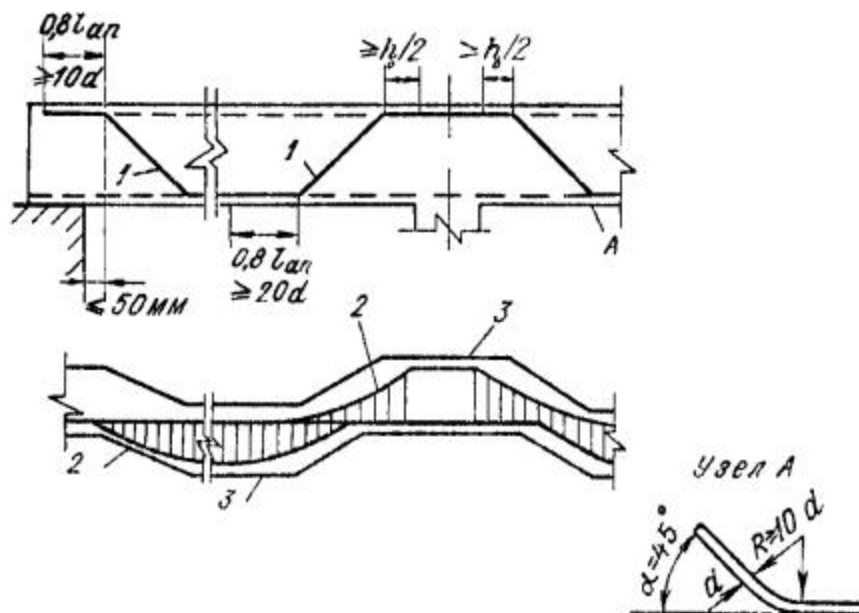


Рис. 59. Конструирование отгибов

1 - отогнутый стержень; 2 - эпюра моментов; 3 - эпюра материалов

8.90. Угол наклона отгибов к продольной оси элемента следует, как правило, принимать равным 45° . В элементах высотой более 800 мм и в балках-стенках допускается увеличивать угол наклона отгибов до 60° , а в нижних балках и в плитах - уменьшать до 30° .

Стержни с отгибами рекомендуется располагать на расстоянии не менее $2d$ от боковых граней элемента, где d - диаметр отгибаемого стержня.

Расстояние от грани свободной опоры до верхнего конца первого отгиба (считая от опоры) должно быть не более 50 мм (см. рис. 59).

8.91 (3.16). У всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится сжатая продольная арматура, должна предусматриваться также поперечная арматура, обеспечивающая закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении, за исключением элементов, предусмотренных в п. 8.81.



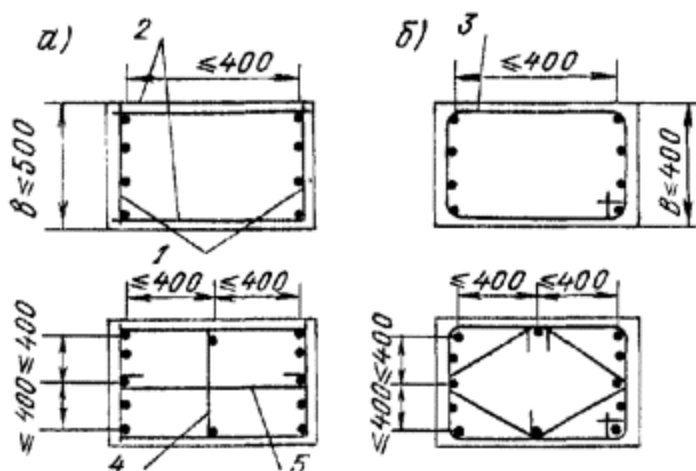


Рис. 60. Конструкции сварных и вязаных хомутов во внецентренно сжатых элементах с расчетной сжатой арматурой

a - армирование сварными каркасами; *б* - армирование вязаными каркасами; 1 - плоские сварные каркасы; 2 - соединительные стержни; 3 - вязаный хомут; 4 - промежуточный плоский сварной каркас; 5 - шпилька. Размеры, мм

Расстояние между поперечными стержнями у каждой поверхности должно быть не более удвоенной ширины грани элемента (удвоенной высоты) или не более 600 мм.

8.92 (3.17). Во внецентренно сжатых линейных элементах, а также в сжатой зоне изгибаемых элементов при наличии учитываемой в расчетах сжатой продольной арматуры хомуты должны ставиться на расстоянии не более $15d$ в вязаных и $20d$ в сварных каркасах и не более 500 мм. В местах стыкования рабочей арматуры внахлестку без сварки или, если общее насыщение внецентренно сжатого элемента продольной арматурой составляет более 3 %, расстояние между хомутами должно быть не более $10d$ и не более 300 мм.

8.93. Конструкция хомутов во внецентренно сжатых элементах при наличии учитываемой в расчете сжатой продольной арматуры должна быть такова, чтобы продольные стержни (по крайней мере, через один) располагались в местах перегиба хомутов, а эти перегибы - на расстоянии не более 400 мм по ширине грани элемента. При числе продольных стержней у грани не более четырех и ширине грани элемента не более 500 мм в сварных и не более 400 мм в вязаных каркасах допускается охват всех продольных стержней одним хомутом (рис. 60).



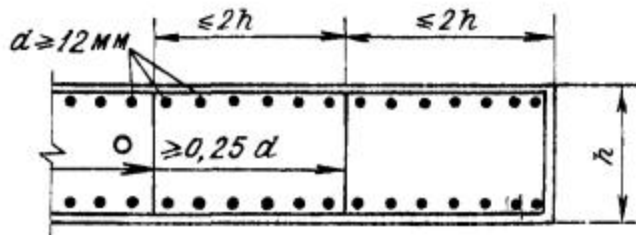


Рис. 61. Конструкция поперечных связей в массивных внецентренно сжатых элементах, рассчитываемых без учета сжатой арматуры

О - поперечные связи

8.94 (3.17). В массивных внецентренно сжатых элементах, рассчитываемых без учета сжатой арматуры, расстояние между конструктивными поперечными связями (хомутами) допускается увеличивать до двух высот (ширин) элемента (рис. 61).

8.95. Диаметр хомутов в каркасах внецентренно сжатых элементов должен приниматься не менее $0,25d$, где d - наибольший диаметр продольных стержней.

8.96. Для обеспечения анкеровки поперечной арматуры соединения продольных и поперечных стержней в сварных каркасах должны быть выполнены в соответствии с требованиями пп. 8.110-8.114. В вязаных каркасах хомуты должны конструироваться таким образом, чтобы в местах их перегиба обязательно располагались продольные стержни.

При этом как в сварных, так и в вязаных каркасах диаметр продольных стержней должен быть не менее диаметра поперечных.

8.97. В балках и ребрах высотой более 150 мм, а также в многопустотных сборных плитах высотой более 300 мм должна устанавливаться поперечная арматура.

Диаметр конструктивной арматуры рекомендуется принимать при диаметре продольной рабочей арматуры 25-32 мм не менее 8-10 мм, при диаметре более 32 мм - 12 мм и более.

В сплошных плитах любой толщины, а также в балках и ребрах высотой 150 мм и менее, в многопустотных сборных плитах



высотой 300 мм и менее допускается поперечную арматуру не устанавливать, если она не требуется по расчету.

8.98 (3.18). Расстояние между вертикальными поперечными стержнями в элементах, не имеющих отогнутой арматуры, и в случаях, когда поперечная арматура требуется по расчету или по конструктивным соображениям, должно приниматься:

а) на приопорных участках (не менее $1/4$ пролета) при высоте сечения менее или равном 450 мм - не более $h/2$ и не более 150 мм;

при высоте сечения более 450 мм - не более $h/3$ и не более 500 мм;

при высоте сечения, равной или более 2000 мм - не более $h/3$;

б) на остальной части пролета при высоте сечения от 300 до 2000 мм - не более $3/4h$ и не более 500 мм;

при высоте сечения более 2000 мм - не более $3/4h$.

8.99. Поперечное армирование коротких консолей (см. п. [3.57](#)) выполняется горизонтальными или наклонными под углом 45° хомутами. Шаг хомутов должен быть не более $h/4$ (h - высота консоли) и при высоте консоли до 1000 мм - не более 150 мм, а при высоте более 1000 мм - не более 300 мм.

8.100. Поперечная арматура, устанавливаемая в зоне продавливания, должна иметь анкеровку по концам, выполненную приваркой или охватом продольной арматуры. Расстояние между поперечными стержнями принимается не более $1/3h$, ширина зоны постановки поперечной арматуры должна быть не менее $1,5h$, где h - толщина плиты.

8.101 (3.19). В элементах, работающих на изгиб с кручением, вязаные хомуты должны быть замкнутыми с надежной анкеровкой по концам, а при сварных каркасах все поперечные стержни обоих направлений должны быть приварены к угловым продольным стержням, образуя замкнутый контур. При этом должна быть обеспечена равнопрочность соединений и хомутов (рис. [62](#)).



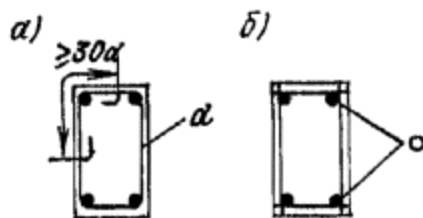


Рис. 62. Армирование балок, работающих на кручение с изгибом

a - вязаной арматурой; *б* - сварным каркасом; *О* - сварка

Распределительная и монтажная арматура

8.102 (3.12). Распределительную арматуру для элементов, работающих в одном направлении, следует назначать в размере не более 10 % площади рабочей арматуры и месте наибольшего изгибающего момента.

В балочных плитах распределительную арматуру рекомендуется устанавливать со стороны ближайшей к наружным поверхностям конструкции.

8.103. Площадь сечения распределительной арматуры в балочных плитах должна составлять не менее 10 % площади сечения рабочей арматуры в месте наибольшего изгибающего момента.

Рекомендуемые соотношения между диаметрами рабочей и распределительной арматуры приведены в табл. [31](#).

Таблица 31

Диаметр арматуры, мм		Площадь арматуры, см ²			Фактически процент при распределе арматуры рабочей
		рабочей	10 % рабочей арматуры	принятой распределительной	
рабочей	распределительной	рабочей	рабочей арматуры	распределительной	
60	20	28,27	2,83	3,14	11,1



Диаметр арматуры, мм		Площадь арматуры, см ²			Фактически процент при распределителе арматуры рабочей
рабочей	распределительной	рабочей	10 % рабочей арматуры	принятой распределительной	
55	18	23,76	2,38	2,55	10,7
50	16	19,64	2,00	2,01	10,2
45	16	15,90	1,60	2,01	12,6
40	14	12,57	1,26	1,54	12,2
36	12	10,18	1,02	1,13	11,1
32	10	8,04	0,80	0,79	9,8
28	10	6,16	0,62	0,79	12,8
25	8	4,91	0,50	0,5	10,1
22	8	3,80	0,40	0,5	13,2
20	6	3,14	0,31	0,28	8,9
18	6	2,55	0,26	0,28	11,0
16	6	2,01	0,20	0,28	13,9

Примечания: 1. Соотношения между диаметрами рабочей и распределительной арматуры определены для армосеток



железобетонных конструкций с одинаковым шагом в обоях направлениях.

2. Рекомендуется увеличивать шаг распределительной арматуры до двух-трех стержней на 1 м.

8.104. Монтажная арматура в арматурных конструкциях должна максимально использоваться в качестве расчетной арматуры железобетонного элемента.

Монтажную арматуру следует применять в минимальном количестве, необходимость ее постановки должна быть обоснована.

Анкеровка арматуры

8.105. При проектировании железобетонных конструкций необходимо обеспечить надежную анкеровку арматуры в бетоне, препятствующую их взаимному смещению.

Анкеровка арматуры может осуществляться одним из следующих способов или их сочетанием (рис. 63):

- сцеплением прямых стержней с бетоном;
- крюками или лапками;
- петлями;
- приваркой поперечных стержней;
- особыми приспособлениями (анкерами).



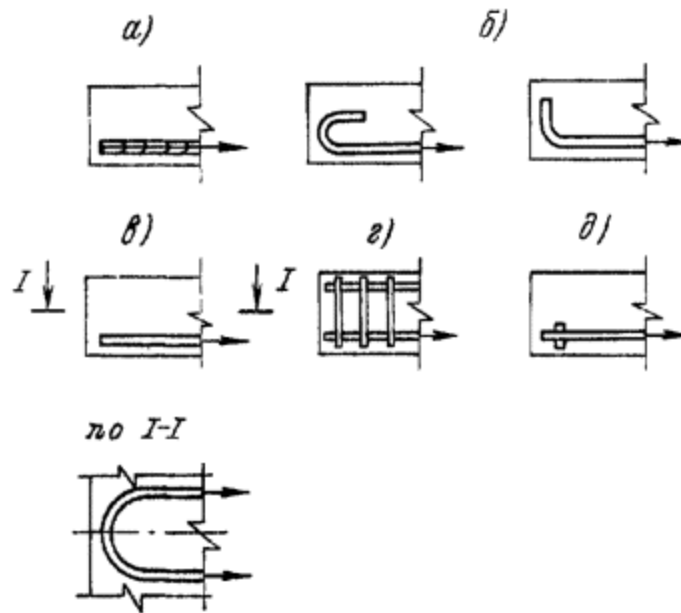


Рис. 63. Способы анкерки арматуры

а - сцеплением прямых стержней с бетоном; *б* - крюками и лапками; *в* - петлями; *г* - приваркой поперечных стержней; *д* - анкерами (особыми приспособлениями)

8.106. Стержни периодического профиля, а также гладкие арматурные стержни, применяемые в сварных каркасах и сетках, выполняются без крюков. Растянутые гладкие стержни вязаных каркасов и сеток должны заканчиваться крюками, лапками или петлями. Размеры крюков и лапок для анкерки гладких стержней арматуры должны приниматься в соответствии с рис. 64.

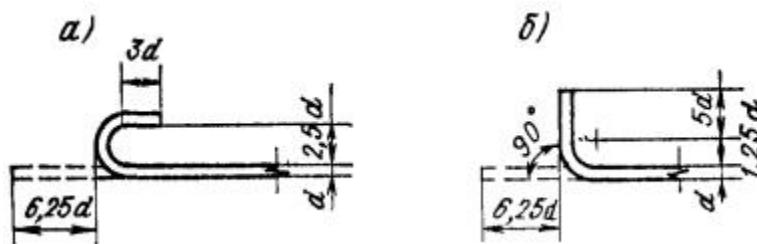


Рис. 64. Размеры крюков (а) и лапок (б) на концах гладких стержней рабочей арматуры

8.107. Продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть заведены за нормальное или наклонное к продольной оси элемента сечение, в котором они учитываются с полным



расчетным сопротивлением, на длину не менее l_{an} , определяемую по формуле

$$l_{an} = (w_{an}R_s/R_b + D_{lan})d, \quad (219)$$

но не менее $l_{an} = l_{and}$, где значения w_{an} , D_{lan} , l_{an} , а также допускаемые минимальные значения l_{an} определяются по табл. 32. При этом гладкие арматурные стержни должны оканчиваться крюками, выполняемыми согласно рис. 64, или иметь приваренную поперечную арматуру по длине заделки.

Таблица 32

Условия работы арматуры	Коэффициенты для определения анкеровки арматуры							
	периодического профиля				гладкой			
	w_{an}	D_{lan}	l_{an}	$l_{an},$ мм	w_{an}	D_{lan}	l_{an}	$l_{an},$ мм
			не менее				не менее	
Заделка арматуры								
растянутой в растянутом бетоне	0,70	11	20	250	1,20	11	20	250
сжатой или растянутой в сжатом бетоне	0,50	8	12	200	0,80	8	15	200
Стыки арматуры внахлестку								



Условия работы арматуры	Коэффициенты для определения анкеровки арматуры							
	периодического профиля				гладкой			
	w_{an}	D_{lan}	l_{an}	$l_{an},$ мм	w_{an}	D_{lan}	l_{an}	$l_{an},$ мм
не менее			не менее					
в растянутом бетоне	0,90	11	20	250	1,55	11	20	250
в сжатом бетоне	0,65	8	15	200	1,00	8	15	200

Если анкеруемые стержни поставлены с запасом по площади сечения против требуемой расчетом на прочность, то длину анкеровки l_{an} допускается уменьшать, умножая ее на отношение площади сечения арматуры, необходимой по расчету, к фактической.

Продольная растянутая арматура железобетонных элементов, анкеруемая в смежных бетонных массивах (например, консоли бычков зданий ГЭС и плотин, конструкции типа подпорных стен и др.), должна заводиться в сжатую зону на длину l_{an} , рассчитанную по формуле (219). Определение границы сжатой зоны производится расчетным или экспериментальным путем.

Допускается заводить растянутую арматуру на длину l_{an} , рассчитанную по формуле (219) с параметрами по верхней строке табл. 32, за плоскость, проведенную под углом 45° из сжатой зоны анкеруемого элемента в глубину бетонного массива (рис. 65, а, е).

8.108. При невозможности выполнения требований п. 8.107 должны быть приняты специальные меры по анкеровке продольных стержней (рис. 65, б, в, г, д):



а) устройство на концах стержней специальных анкеров в виде пластин, уголков и т.п.; в этом случае площадь контакта анкера с бетоном из условия прочности бетона на смятие должна быть не менее $N_s/2,5R_b$, где N_s - усилие, приходящееся на анкеруемый стержень; толщина анкеруемой пластины должна быть не менее $0,2d$ анкеруемого стержня и не менее 6 мм, длина заделки стержня должна определяться расчетом на выкалывание и приниматься не менее $10d$ (рис. 65, б, в);

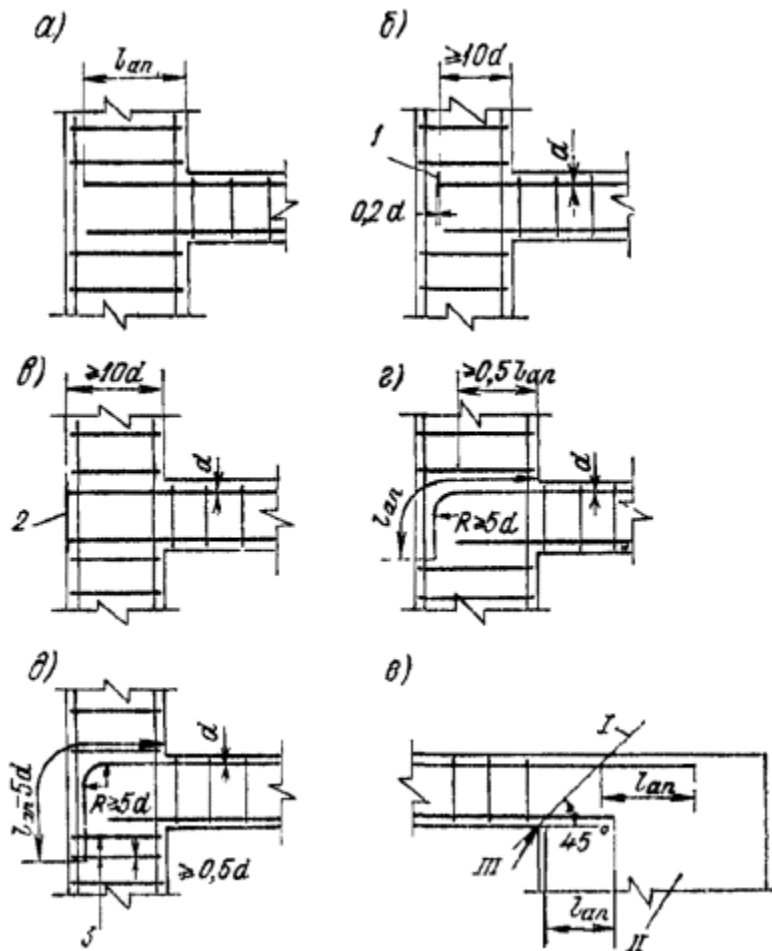


Рис. 65. Анкеровка арматуры на заземленных опорах

а, е - путем запуска стержней на длину l_{an} ; б - с помощью привариваемых анкерующих стержней; в - путем приварки стержней к закладным деталям; г - путем отгибания стержней; д - путем отгибания стержней и постановки дополнительных хомутов; 1 - анкерующая деталь; 2 - закладная деталь; 3 - дополнительные хомуты, препятствующие разгибанию стержня; I - граница зоны анкеровки; II - бетонный массив; III - сжатая зона



б) отгиб анкеруемого стержня на 90° по дуге круга радиусом в свету не менее $5d$, при этом длина прямого участка у начала заделки принимается не менее $0,5l_{an}$ (рис. 65, з);

в) приварка по длине заделки не менее двух поперечных анкерующих стержней диаметром не менее $0,5d$ продольных стержней. В этом случае длина анкеровки l_{an} , определенная согласно п. 8.107 для стержней периодического профиля, уменьшается на $5d$, а гладкие стержни выполняются без крюков (рис. 65, д).

Дополнительные сведения об анкеровке арматуры угловых сопряжений элементов приведены в пп. 8.128-8.131.

8.109. Для обеспечения анкеровки всех продольных стержней арматуры, заводимых за грань опоры, на крайних свободных опорах изгибаемых элементов должны выполняться следующие требования:

а) если поперечная арматура не требуется по расчету, длина запуска растянутых стержней за внутреннюю грань свободной опоры l_{an} должна составлять не менее $5d$. В сварных сетках и каркасах с продольной рабочей арматурой из гладких стержней к каждому растянутому продольному стержню на участке l_{an} должен быть приварен хотя бы один поперечный (анкерный) стержень, расположенный от конца каркаса (сетки) на расстоянии $c \geq 1,5d$. Диаметр анкерующего стержня d_s в балках и ребрах должен быть не менее половины диаметра продольных стержней (рис. 66, а);

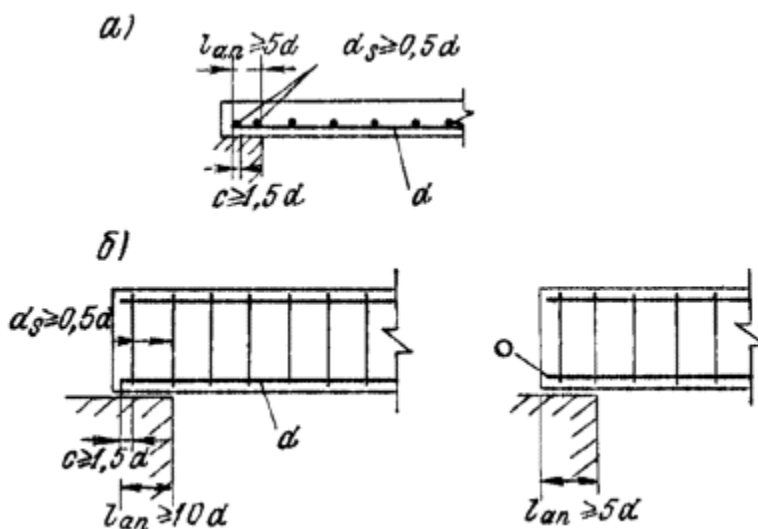


Рис. 66. Анкеровка арматуры на свободных опорах



a - при отсутствии расчетной поперечной арматуры; b - при наличии расчетной поперечной арматуры; O - анкерующая пластина

б) если поперечная арматура требуется по расчету, длина запуска стержней за внутреннюю грань свободной опоры должна быть не менее $10d$. В случае применения гладких стержней на участке l_{an} к каждому продольному стержню должно быть приварено не менее двух поперечных (анкерующих) стержней диаметром $d_s \geq 0,5d$, при этом расстояние от крайнего анкерующего стержня до конца каркаса должно быть не более $1,5d$ (рис. 66, б).

Если длина запуска стержней на свободной опоре, определенная в соответствии с п. 8.107 и табл. 32, меньше $10d$, а также при приварке концов стержней к надежно заанкерованным закладным деталям разрешается принимать $l_{an} < 10d$, но не менее $5d$ (рис. 66).

Стыки арматуры

Сварные стыки арматуры

8.110. Арматура из горячекатаной стали гладкого и периодического профилей, термически упрочненной стали классов АТ-IIIС и АТ-IVС и обыкновенной арматурной проволоки должна, как правило, изготавливаться с применением для соединения стержней между собой и с плоскими элементами проката контактной сварки: точечной и стыковой. Допускается применение дуговой сварки: автоматической, полуавтоматической и ручной согласно п. 8.113.

Типы сварных соединений должны назначаться с учетом условий эксплуатации и свариваемости стали в соответствии с указаниями государственных стандартов и нормативных документов на сварную арматуру и закладные детали железобетонных конструкций (см. обязательные прил. 14, 15 и ГОСТ 14098-85 [30]).

8.111. В заводских условиях при изготовлении сварных арматурных сеток, каркасов и соединений по длине стержней следует применять преимущественно контактную точечную и стыковую сварку, а при изготовлении закладных деталей - автоматическую сварку под флюсом для тавровых и контактную рельефную сварку для нахлесточных соединений.



8.112. При монтаже арматурных изделий и сборных железобетонных конструкций в первую очередь должны применяться полуавтоматические способы сварки, обеспечивающие возможность контроля качества соединений.

8.113. При отсутствии необходимого сварочного оборудования допускается выполнять в заводских и монтажных условиях крестообразные, стыковые, нахлесточные и тавровые соединения арматуры и закладных деталей, применяя приведенные в обязательных прил. [14](#) и [15](#) способы дуговой, в том числе ручной сварки.

Не допускается применять дуговую сварку прихватками в крестообразных соединениях стержней рабочей арматуры класса А-III марки 35ГС.

При выполнении сварных соединений, рассчитываемых на прочность, с применением ручной дуговой сварки следует устанавливать дополнительные конструктивные элементы в местах соединения стержней продольной и поперечной арматуры (прокладки, косынки, крючки и т.д.).

8.114. Допускается стыкование стержней сваркой в любом сечении по длине изделия. Стыки, осуществляемые дуговой сваркой, следует располагать таким образом, чтобы они не препятствовали бетонированию, т.е. устраивать их в местах, менее насыщенных арматурой.

8.115 (3.14). В конструкциях, рассчитываемых на выносливость, в одном сечении должно стыковаться, как правило, не более половины стержней растянутой рабочей арматуры. Применение стыков внахлестку (со сваркой и без сварки) для растянутой рабочей арматуры в этих конструкциях не допускается.

Допускается стыковать в одном сечении до 100 % стыков при условии постановки дополнительных плавающих стержней, площадь сечения которых определяется равнопрочностью сечения со стыками сечению без стыков в соответствии с формулой ([159](#)).

Стыки арматуры с винтовым профилем

8.116. Арматурные стержни винтового профиля (см. п. [8.67](#) и рис. [67](#)) имеют поперечные выступы в виде однозаходной винтовой линии, что позволяет равнопрочно стыковать арматуру инвентарными соединительными муфтами.



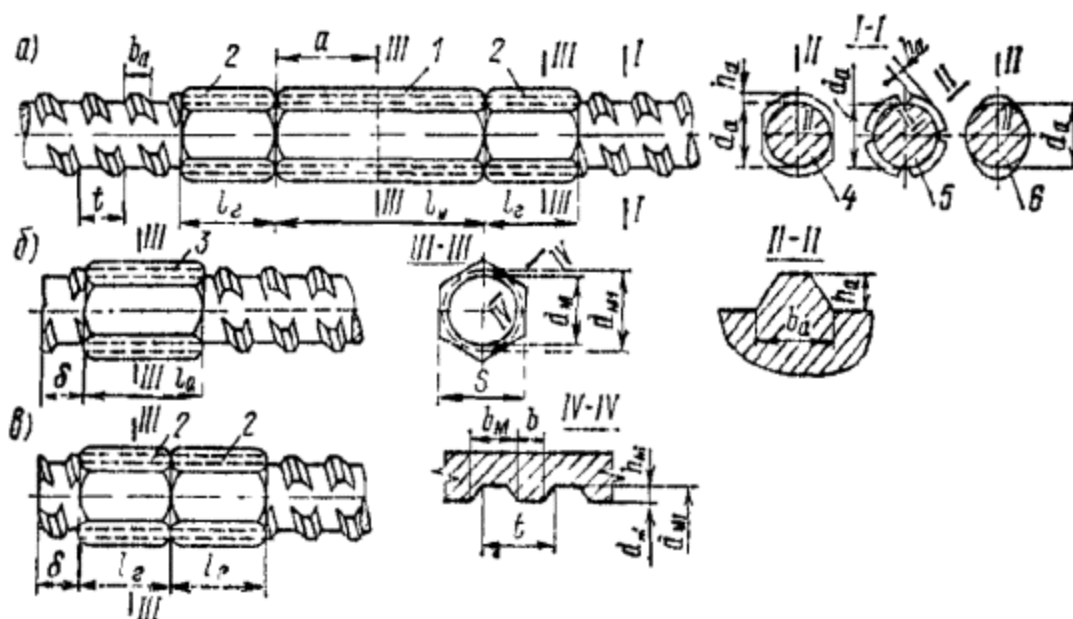


Рис. 67. Соединения арматуры винтового профиля

a - винтовое муфтовое соединение; *б* - концевой анкер арматуры; *в* - концевой анкер арматуры с использованием двух контргаек; 1 - соединительная винтовая муфта; 2 - контргайка; 3 - анкерная гайка; 4, 5 - профили по ТУ 14-2-686-86; 4, 6 - профили по ТУ 14-228-12-86

Стыковое муфтовое соединение арматурных стержней винтового профиля должно состоять, как правило, из соединительной муфты и двух контргаек (рис. 67, *a*). Размеры соединительных муфт и контргаек, мм, приведены в табл. 33.

При экспериментальном обосновании допускается применять соединения ненапрягаемой арматуры без контргаек с инъектированием полости муфты эпоксидным компаундом. Податливость таких соединений должна быть не более чем соединений с контргайками.

Таблица 33



Номинальный диаметр соединяемой арматуры d_H	Арматура					
	d_a		h_a		b_a	номинальный
	номинальный	предельное отклонение	номинальный	предельное отклонение		
10*	9,75	±0,3	1,1	+0,4 -0,1	2,0	5
12*	11,65		1,2		2,5	6
14	13,65		1,3		3,0	8
16	15,50	±0,35	1,4	+0,5 -0,15	3,6	8
18	17,60		1,5		4,0	10
20	19,55		1,6		4,3	10
22	21,60	±0,4	1,7	+0,6 -0,2	5,0	12
25	24,60		1,8		5,5	12
28	27,60		2,0		6,0	14
32	31,40	±0,4	2,2	+0,6 -0,2	6,8	16
36	35,30		2,5		7,8	18
40	39,20		3,0		8,6	20



* Соединительные элементы для арматуры диаметрами 10 и 12 мм находятся в стадии освоения.

8.117. Затяжка контргаек производится нормируемым усилием - моментом затяжки, зависящим от диаметра стыкуемых стержней и класса арматуры. Значения момента затяжки контргаек и параметры соединения арматуры винтового профиля классов А-III и Ат-IIIС приведены в табл. 34. При стыковании арматуры класса А-II момент затяжки определяют умножением этих значений на коэффициент 0,9, а арматуры класса Ат-IVС - на коэффициент 1,2.

8.118. Для обеспечения свободного навинчивания соединительных элементов концы стержней должны быть без загибов, заусениц и вмятин. При необходимости концы стержней следует править, а также обрезать и зачищать механизированными абразивными инструментами.

8.119. При стыковании стержней плоскость контакта их торцов должна равно отстоять от торцов муфты с допусковым отклонением $\pm 0,5d_n$, но не более 10 мм. Для контроля правильности положения муфты на стержнях предварительно наносятся краской метки, отстоящие от торцов стержней на половину длины муфты плюс длина контргайки ($0,5l_M + l_a$) (см. рис. 67). После затяжки контргаек расстояние от любого из свободных торцов до ближайшей метки не должно быть более $0,5d_n$ или 10 мм. При соединении стержней без контргаек метки на стержне наносятся на расстоянии от торцов, равном половине длины муфты ($0,5l_M$).

Таблица 34



Номинальный диаметр соединяемой арматуры d_H , мм	l_M , мм	l_2 , мм	a , мм		S , мм	Момент затяжки контргаек		L_c , мм
			номинальное	предельное отклонение		номинальный, Н×м (кгс×м)	предельное отклонение, %	
10	60	25	30		22	98 (10)		30
12	70	25	35		22	147 (15)		30
14	80	30	40	±0,25	22	196 (20)		35
16	90	30	45		24	196 (20)		40
18	100	35	50		27	245 (25)		45
20	110	35	55		30	294 (30)	10	50
22	120	40	60		32	392(40)		55
25	140	40	70		41	588 (60)		60
28	150	50	75	±5	41	882 (90)		70
32	160	50	80		50	1470 (150)		70
36	170	60	85		55	1960 (200)		80
40	180	60	90		60	2450 (250)		80



8.120. Затяжку контргаек производят динамическими ключами, пневматическими или гидравлическими механизированными устройствами, обеспечивающими достижение и контроль усилий затяжки в соответствии с пп. [8.116](#), [8.117](#).

8.121. Для обеспечения возможности соосного сведения арматурных выпусков при их стыковании муфтами на монтаже арматурные каркасы следует изготавливать в шаблонах, обеспечивающих отклонение стержней от проектного положения не более $\pm 0,1d_H$ или ± 2 мм.

При суммарной длине стыкуемых выпусков более $50d_H$ предельные отклонения от проектного положения подлежащих стыкованию стержней в каркасах могут быть определены по формуле

$$f = 0,01l^2_{в}/d^4_H, \quad (220)$$

но не более $0,2d_H$; здесь f - допускаемое отклонение; $l_{в}$ - длина одного выпуска; d_H - номинальный диаметр стержня.

8.122. Арматурная сталь винтового профиля, а также соединительные элементы (муфты, анкерные гайки) допускаются к применению только после проведения контрольных испытаний в соответствии с указаниями [\[31\]](#).

Стыки арматуры внахлестку (без сварки)

8.123. Стыки рабочей арматуры внахлестку применяются при стыковании сварных и вязаных каркасов и сеток, при этом диаметр рабочей арматуры должен быть не более 36 мм.

Стыки стержневой рабочей арматуры внахлестку не рекомендуется располагать в растянутой зоне изгибаемых и внецентренно растянутых элементов в местах полного использования арматуры. Такие стыки не допускаются в линейных элементах, сечение которых полностью растянуто.



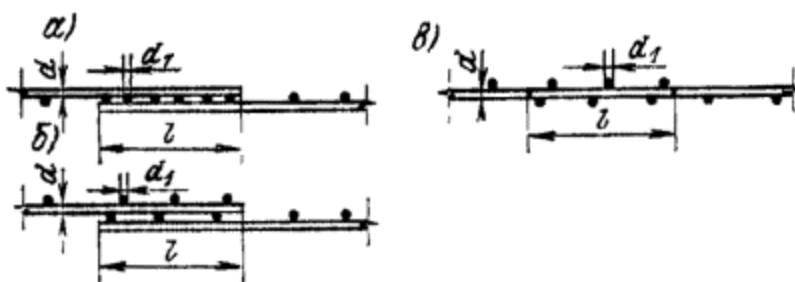


Рис. 68. Стыки сварных сеток внахлестку (без сварки) в направлении рабочей арматуры, выполненной из гладких стержней

a - при поперечных стержнях, расположенных в одной плоскости;
б, в - то же в разных плоскостях

8.124. Стыки растянутой или сжатой рабочей арматуры, а также сварных сеток и каркасов в рабочем направлении должны иметь длину перепуска (нахлестки) l не менее l_{an} , определяемой по формуле (219) и табл. 32.

8.125. Стыки сварных сеток и каркасов, а также растянутых стержней вязанных каркасов и сеток внахлестку без сварки должны, как правило, располагаться вразбежку. При этом площадь сечения рабочих стержней, стыкуемых в одном месте или на расстоянии менее длины перепуска l , должна составлять не более 50 % общей площади сечения растянутой арматуры при стержнях периодического профиля и не более 25 % - при гладких стержнях.

Стыкование отдельных стержней, сварных сеток и каркасов без разбежки допускается при конструктивном армировании (без расчета), а также на тех участках, где арматура используется не более чем на 50 %.

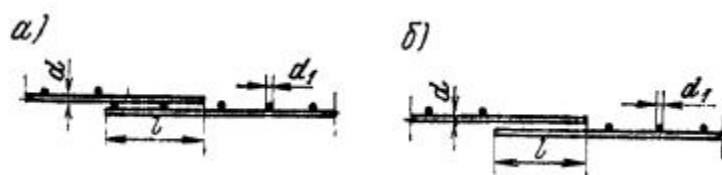


Рис. 69. Стыки сварных сеток внахлестку (без сварки) в направлении рабочей арматуры, выполненной из стержней периодического профиля



а - без поперечных стержней в пределах стыка в одной из стыкуемых сеток; *б* - то же в обеих стыкуемых сетках

8.126. Стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры из гладкой горячекатаной стали класса А-I должны выполняться таким образом, чтобы в каждой из стыкуемых в растянутой зоне сеток на длине нахлестки располагалось не менее двух поперечных стержней, приваренных ко всем продольным стержням сеток (рис. 68). Такие же типы стыков применяются и для стыкования внахлестку сварных каркасов с односторонним расположением рабочих стержней из всех видов арматуры.

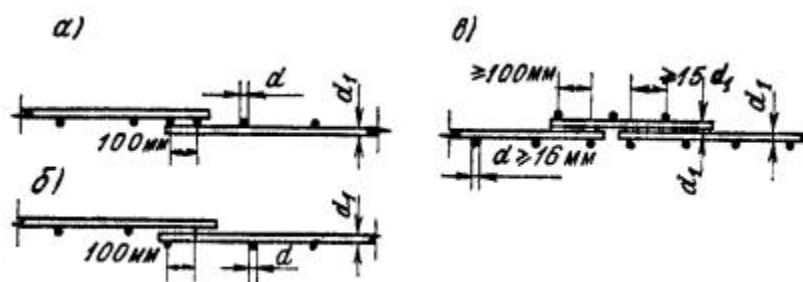


Рис. 70. Стыки сварных сеток в направлении распределительной арматуры

а - стык внахлестку с расположением рабочих стержней в одной плоскости; *б* - то же с расположением рабочих стержней в разных плоскостях; *в* - стык впритык с наложением дополнительной стыковой сетки

Стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры классов А-II и А-III выполняются без поперечных стержней в пределах стыка в одной или обеих стыкуемых сетках (рис. 69).

8.127. Стыки сварных сеток в нерабочем направлении выполняются внахлестку с перепуском. При диаметре рабочей арматуры 16 мм и более сварные сетки в нерабочем направлении допускается укладывать впритык друг к другу, перекрывая стык специальными стыковыми сетками, укладываемыми с перепуском в каждую сторону не менее $15d$ распределительной арматуры и не менее 100 мм (рис. 70).

Сварные сетки в нерабочем направлении допускается укладывать впритык без нахлестки и без дополнительных стыковых сеток в следующих случаях:



при укладке сварных полосовых сеток в двух взаимно перпендикулярных направлениях;

при наличии в местах стыков дополнительного конструктивного армирования в направлении распределительной арматуры.

Армирование угловых сопряжений

8.128. Входящие углы в растянутой зоне должны иметь поперечную арматуру, достаточную для восприятия:

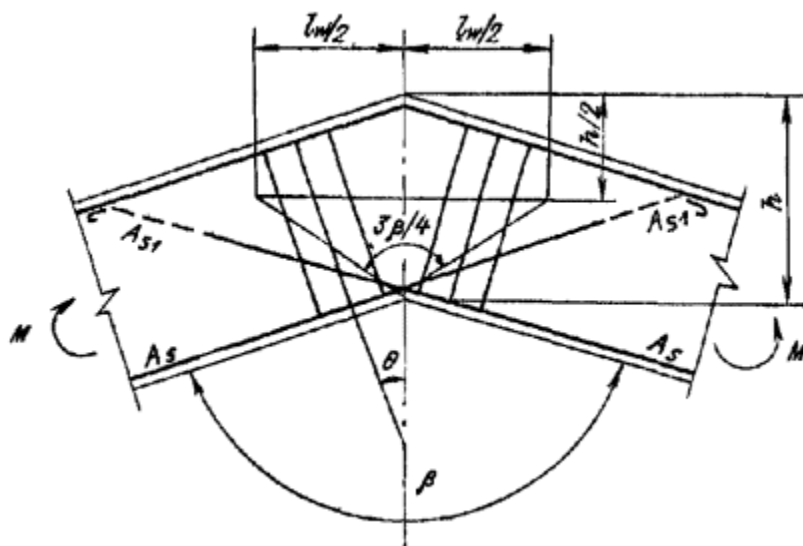


Рис. 71. Схема армирования входящего угла сопряжения железобетонных элементов в растянутой зоне

а) равнодействующей усилий в продольных растянутых стержнях, не заведенных в сжатую зону,

$$F1 = 2R_s A_{s1} \cos \beta / 2; \quad (221)$$

б) 35 % равнодействующей усилий во всех продольных растянутых стержнях

$$F2 = 0,7 R_s A_s \cos \beta / 2. \quad (222)$$

Поперечная арматура должна быть расположена на участке $l_w = h \operatorname{tg} 3/8 \beta$ (рис. 71). Сумма проекций усилий в поперечных стержнях (хомутах), расположенных на этом участке, на биссектрису угла должна составлять не менее суммы $F1 + F2$, т.е.



$$SR_{sw}A_{sw} \cos q^3 F1 + F2, \quad (223)$$

где A_S - площадь сечения всех продольных растянутых стержней; A_{s1} - площадь сечения продольных стержней, заанкеренных в сжатой зоне; b - входящий угол; SA_{sw} - площадь сечения поперечной арматуры в пределах l_w , q - угол наклона поперечных стержней к биссектрисе угла b .

8.129. Расчетную (рабочую) арматуру в углах сопряжения элементов следует анкеровать в соответствии с пп. [8.107](#), [8.108](#).

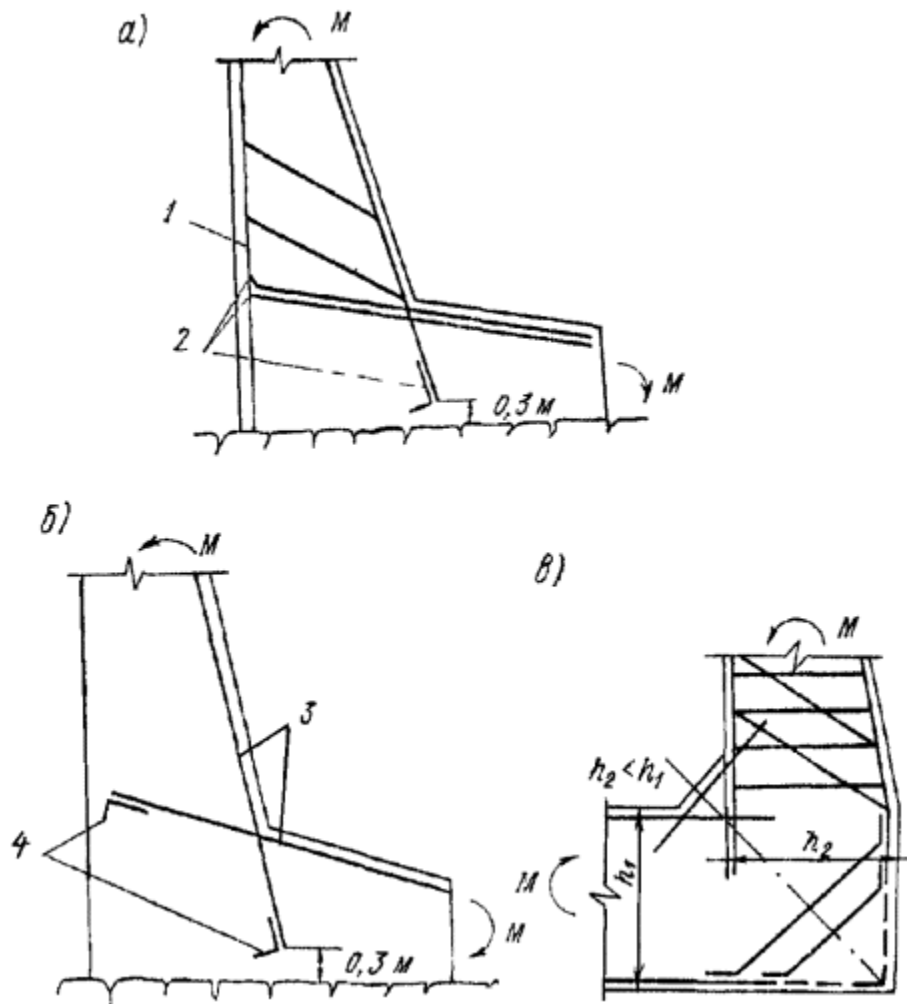


Рис. 72. Схемы армирования угловых сопряжений железобетонных конструкций

a - при наличии сжатой арматуры; *б* - при отсутствии сжатой арматуры; *в* - при массивных конструкциях; 1 - сжатая арматура; 2 - сварка; 3 - армосетки; 4 - неравнобокие уголки (приварить)



8.130. В уголковых подпорных стенах высотой более 12 м расчетная арматура граней, образующих входящий угол, должна анкероваться в сжатой зоне смежного элемента на величину l_{an} , определяемую по формуле (219) и табл. 32.

Длину сжатой зоны элемента допускается определять методом сопротивления материалов.

Если длина анкеровки l_{an} получается больше длины сжатой зоны, рекомендуется:

а) при наличии сжатой арматуры приваривать рабочие растянутые стержни к сжатой арматуре (рис. 72, а);

б) при отсутствии сжатой арматуры приваривать к концам анкеруемых стержней коротыши из арматурной стали длиной $6d$ или из уголков с размером полки не менее $4d$ (рис. 72, б).

8.131. Угловые сопряжения массивных железобетонных конструкций рекомендуется конструировать в соответствии с рис. 72, в.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1 Обязательное

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента

M - изгибающий момент;

N - продольная сила;

Q - поперечная сила;

T - крутящий момент.



Характеристики материалов

$R_b, R_{b,ser}$ - расчетные сопротивления бетона осевому сжатию соответственно для предельных состояний первой и второй групп;

$R_{bt}, R_{bt,ser}$ - расчетные сопротивления бетона осевому растяжению соответственно для предельных состояний первой и второй групп;

$R_s, R_{s,ser}$ - расчетные сопротивления арматуры растяжению соответственно для предельных состояний первой и второй групп;

R_{sw} - расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению для предельных состояний первой группы;

R_{sc} - расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;

E_b - начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

E_s - модуль упругости арматуры;

ν - отношение модулей упругости арматуры E_s и бетона E_b .

Характеристики положения продольной арматуры в поперечном сечении элемента

S - обозначение продольной арматуры:

для изгибаемых элементов - расположенной в зоне, растянутой от действия внешних усилий;

для сжатых элементов - в зоне, растянутой от действия внешних усилий, или у наименее сжатой стороны сечения;

для внецентренно растянутых элементов - наименее удаленной от точки приложения внешней продольной силы;

для центрально растянутых элементов - всей в поперечном сечении элемента;

S_ϕ - обозначение продольной арматуры:

для изгибаемых элементов - расположенной в зоне, сжатой от действий внешних усилий;



для сжатых элементов - в зоне, сжатой от действия внешних усилий, или у наиболее сжатой стороны сечения;

для внецентренно растянутых элементов - наиболее удаленной от точки приложения внешней продольной силы.

Геометрические характеристики

b - ширина прямоугольного сечения, ширина ребра таврового или двутаврового сечения;

b_f , $b_{f\phi}$ - ширина полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

h - высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

h_f , $h_{f\phi}$ - высота полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой, и сжатой зонах;

a , $a\phi$ - расстояние от равнодействующей усилий до ближайшей грани сечения соответственно в арматуре S и $S\phi$;

h_o , $h_{\phi o}$ - рабочая высота сечения ($h_o = h - a$; $h_{\phi o} = h - a\phi$);

x - высота сжатой зоны сечения (бетона);

χ - относительная высота сжатой зоны, равная χ/h_o ;

s - расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента;

e_o - эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения, равный M/N ;

e , $e\phi$ - расстояние от точки приложения продольной силы соответственно до равнодействующей усилий в арматуре S и $S\phi$;

l - пролет элемента;

l_o - расчетная длина элемента, подвергающегося действию сжимающей продольной силы;

d - номинальный диаметр арматурных стержней;

A - площадь всего бетона в поперечном сечении;

A_b - площадь сечения сжатой зоны бетона;



A_{red} - площадь приведенного поперечного сечения элемента;

A_s, A_{ϕ_s} - площадь сечения арматуры соответственно S и S_{ϕ} ;

A_{sw} - площадь сечения хомутов, расположенных в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

$A_{s,inc}$ - площадь сечения отогнутых стержней, расположенных в одной наклонной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

J - момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;

J_{red} - момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести;

J_s, J_b - момент инерции соответственно площади сечения арматуры и сжатой зоны бетона относительно центра тяжести сечения;

S_b - статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно точки приложения равнодействующей усилий в арматуре S ;

S_s, S_{ϕ_s} - статический момент площади сечения всей продольной арматуры относительно точки приложения равнодействующей усилий в арматуре S и S_{ϕ} ;

W_{red} - момент сопротивления приведенного сечения элемента для крайнего волокна;

I - градиент.

Приложение 2

Справочное

СООТНОШЕНИЕ ЕДИНИЦ ФИЗИЧЕСКИХ ВЕЛИЧИН,



ПОДЛЕЖАЩИХ ИЗЪЯТИЮ, С ЕДИНИЦАМИ СИ

Величина	Единица		Соотношение	
	подлежащая изъятию	СИ	точное	приближенное
Масса	кгс×с ² /м	кг	9,81 кг	10 кг
Сила, вес	кгс	Н	9,81 Н	10 Н
	тс	кН	9,81 кН	10 кН
Момент силы	кгс×м	Н×м	9,81 Н×м	10 Н×м
	тс×м	кН×м	9,81 кН×м	10 кН×м
Распределенная линейная нагрузка	кгс/м	Н/м	9,81 Н/м	10 Н/м
	тс/м	кН/м	9,81 кН/м	10 кН/м
Распределенная поверхностная нагрузка	кгс/м ²	Па	9,81 Па	10 Па
	тс/м ²	МПа	0,00981 МПа	0,01 МПа
Давление	кгс/см ²	Па	98066,5 Па	10 ⁵ Па
		МПа		0,1 МПа



Величина	Единица		Соотношение	
	подлежащая изъятию	СИ	точное	приближенное
Напряжение	кгс/см ²	Па	0,0981 МПа 9,81 Па	10 Па
	тс/м ²	МПа	0,00981 МПа	0,01 МПа
Нормативные расчетные сопротивления растяжению, сжатию, смятию, срезу; сцепление	и кгс/см ²	Па	98066,5 Па	10 ⁵ Па
		МПа	0,0981 МПа	0,1 МПа

Примечание. 1 кН = 10³ Н; 1 МПа = 10⁵ Па; 1 МН = 10³ кН; 1 МПа = 100 Н/см² = 0,1 кН/см² = 1000 кН/м².

Приложение 3 **Обязательное**

ОСНОВНЫЕ ВИДЫ АРМАТУРНОЙ СТАЛИ И ОБЛАСТЬ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ



КОНСТРУКЦИЯХ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ХАРАКТЕРА НАГРУЗОК И РАСЧЕТНОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ



Вид арматуры и документы, регламентирующие ее качество	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр арматуры, мм	Условия эксплуатации		
				статической		
				на открытом воздухе, неотапливаемое здание при расчетной температуре, °С	до минус 30 включ.	ниже минус 30 до минус 40 включ.
В отапливаемых зданиях						
Стержневая горячекатаная гладкая, ГОСТ 5781-82 [29] и ГОСТ 380-71 [32]	А-I	Ст3сп3	6-40	+	+	+
		Ст3пс3	6-40	+	+	+
		Ст3кп3	6-40	+	+	-
		ВСт3сп2	6-40	+	+	+
		ВСт3пс2	6-40	+	+	+
		ВСт3кп2	6-40	+	+	-
		ВСт3Гпс2	6-18	+	+	+



Вид арматуры и документы, регламентирующие ее качество	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр арматуры, мм	Условия эксплуатации		
				статической		
				В отапливаемых зданиях	на открытом неотапливаемом при расчетной температуре	
					до минус 30 включ.	ниже минус 30 до минус 40 включ.
Стержневая горячекатаная периодического профиля, ГОСТ 5781-82 [29]	А-II	ВСт5сп2	10-40	+	+	+
		ВСт5пс2	10-16	+	+	+
			18-40	+	+	-
			40-80	+	+	+
	Ас-II	10ГТ	10-32	+	+	+
	А-III	35ГС	6-40	+	+	+
			25Г2С	6-8	+	+
				10-40	+	+



Вид арматуры и документы, регламентирующие ее качество	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр арматуры, мм	Условия эксплуатации		
				статической		
				В отапливаемых зданиях	на открытом неотапливаемом при расчетной температуре	
до минус 30 включ.	ниже минус 30 до минус 40 включ.					
		32Г2Рпс	6-22	+	+	+
	Ас-III	14ГСП	12-28	+	+	+
Стержневая термически упрочненная периодического профиля, ГОСТ 10884-81 [33]	Ат-IIIС	БСт5пс БСт5сп	10-22	+	+	+
Обыкновенная арматурная проволока, ГОСТ 7348-81 [34]	Вр-I	-	3-5	+	+	+

Примечания: 1. Знак (+) обозначает допускается, знак (-) - не допускается, (+) - допускается применять только в вязаных каркасах и сетках.



2. Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается как средняя температура воздуха наиболее холодной пятидневки в зависимости от района строительства согласно [СНиП 2.01.01-82](#) [14].

3. Нагрузки следует относить к динамическим, если доля этих нагрузок при расчете конструкций по прочности превышает 0,1 статической нагрузки; к многократно повторяющимся - нагрузки, при которых коэффициент условий работы арматуры $g_{s1} < 1,0$ (см. табл. [11](#)).



Приложение 4

Обязательное

ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ УГЛЕРОДИСТОЙ СТАЛИ ДЛЯ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Характеристика закладных деталей	Расчетная температура, °С				
	до минус 30 включительно		ниже минус 30 до минус 40 включительно		
	Марка стали по ГОСТ 380-71 [32]	Толщина проката, мм	Марка стали по ГОСТ 380-71 [32]	Толщина проката, мм	
Рассчитываемые усилия от нагрузок: статических	на	ВСтЗкп2	4-30	ВСтЗпс6	4-25



Характеристика закладных деталей	Расчетная температура, °С			
	до минус 30 включительно		ниже минус 30 до минус 40 включительно	
	Марка стали по ГОСТ 380-71 [32]	Толщина проката, мм	Марка стали по ГОСТ 380-71 [32]	Толщина проката, мм
динамических многократно повторяющихся	и ВСт3пс6	4-10	ВСт3пс6	4-10
	ВСт3Гпс5	11-30	ВСт3Гпс5	11-30
	ВСт3сп5	11-25	ВСт3сп5	11-25
Конструктивные рассчитываемые силовое воздействие)	(не на БСт3кп2	4-10	БСт3кп2	4-10
	ВСт3кп2	4-30	ВСт3кп2	4-30

Примечания: 1. Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается как средняя температура воздуха наиболее холодной пятидневки в зависимости от района строительства согласно [СНиП 2.01.01-82](#) [14].

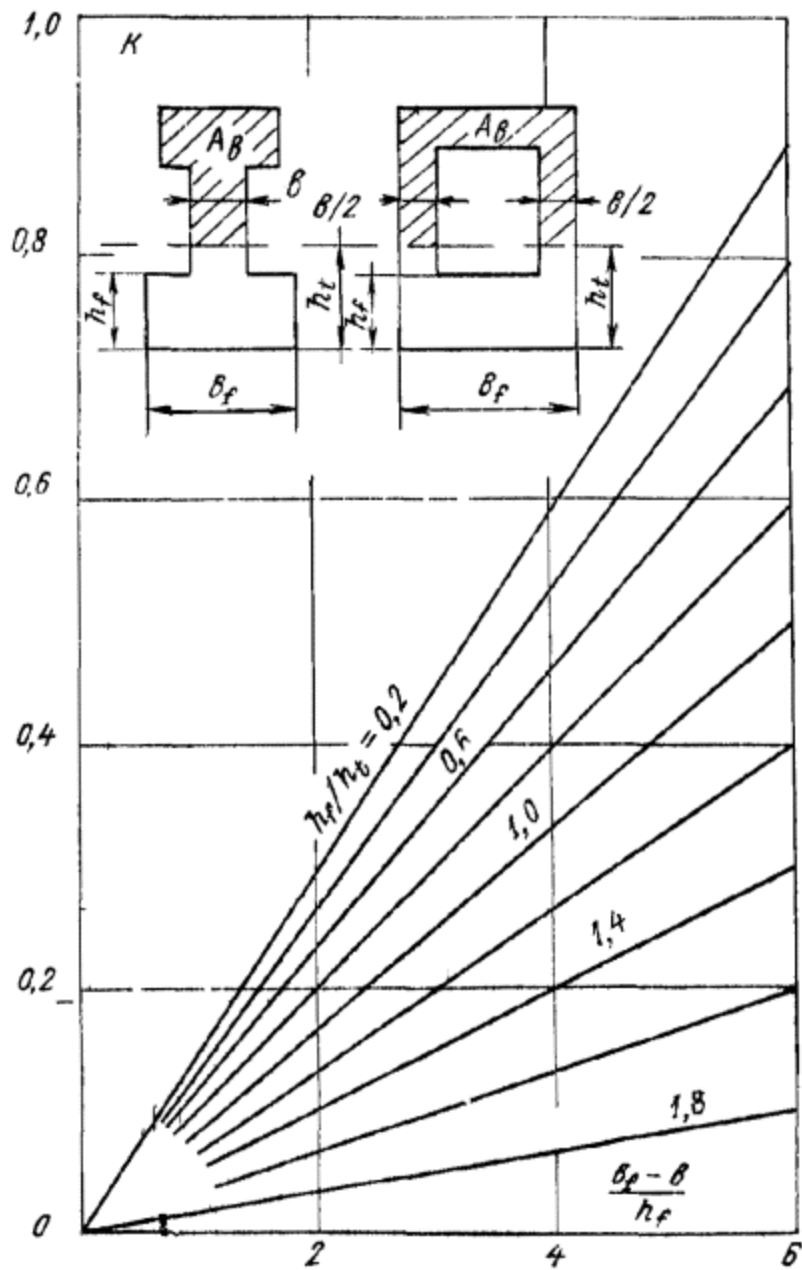
2. При расчетной температуре ниже минус 40 °С выбор марки стали и электродов для закладных деталей следует производить как для стальных сварных конструкций по [СНиП II-23-81](#) [17].



Приложение 5 **Обязательное**

НОМОГРАММА ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА K ПРИ РАСЧЕТЕ ПРОЧНОСТИ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ТАВРОВОГО, ДВУТАВРОВОГО И КОРОБЧАТОГО СЕЧЕНИЙ





Приложение 6

Справочное

ГРАФИКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЫСОТЫ СЖАТОЙ ЗОНЫ БЕТОНА

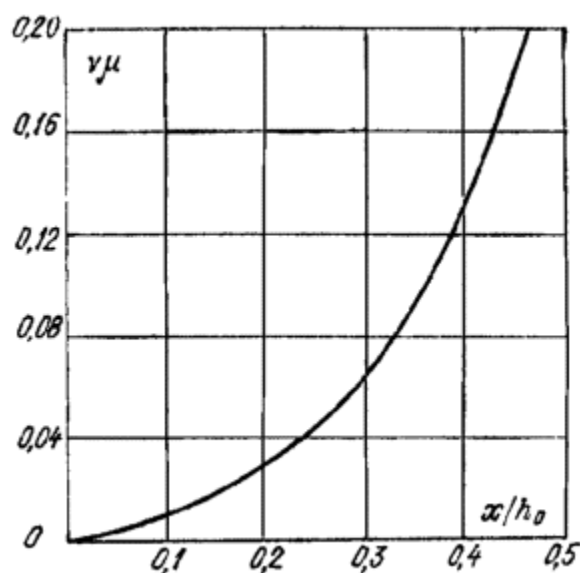


Рис. 6.1. Изгибаемые элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой.



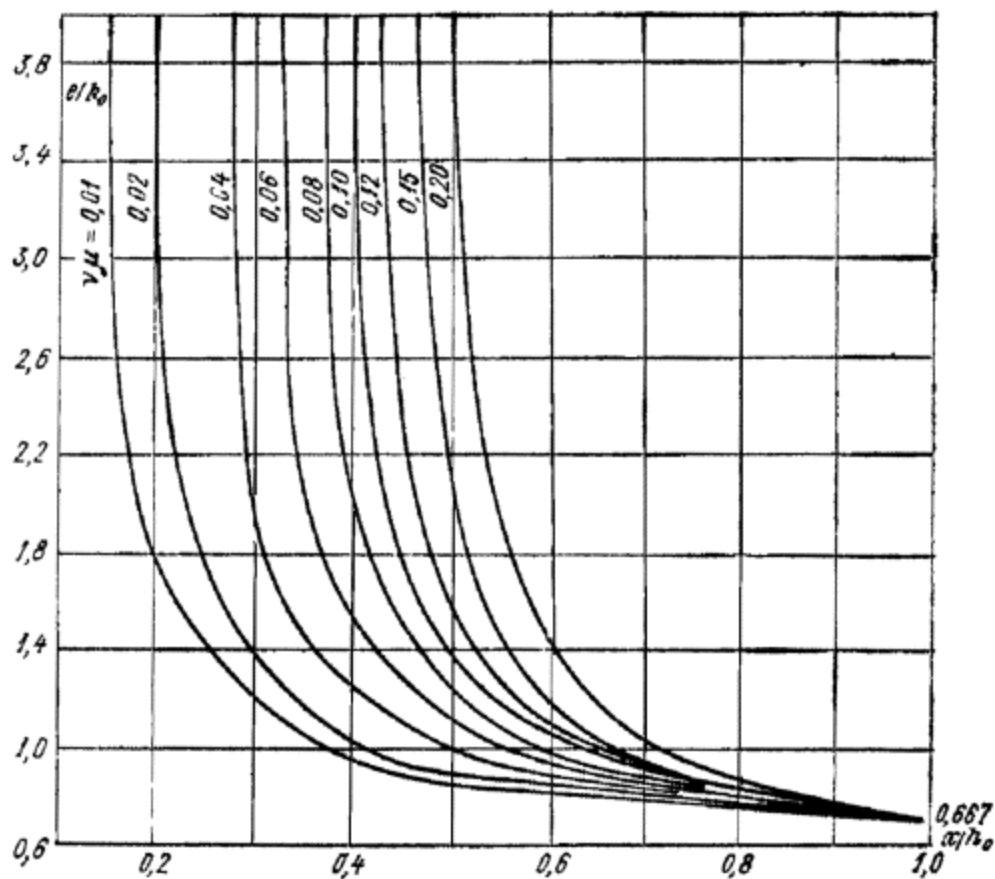


Рис. 6.2. Внецентренно сжатые элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой



Рис. 6.3. Внецентренно растянутые элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой

Приложение 7



ЗНАЧЕНИЯ ДОПУСКАЕМОЙ ШИРИНЫ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН В БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ



Рис. 7.1. Значения допускаемой ширины раскрытия сквозных трещин в сооружениях I класса по условию коррозионной стойкости бетона



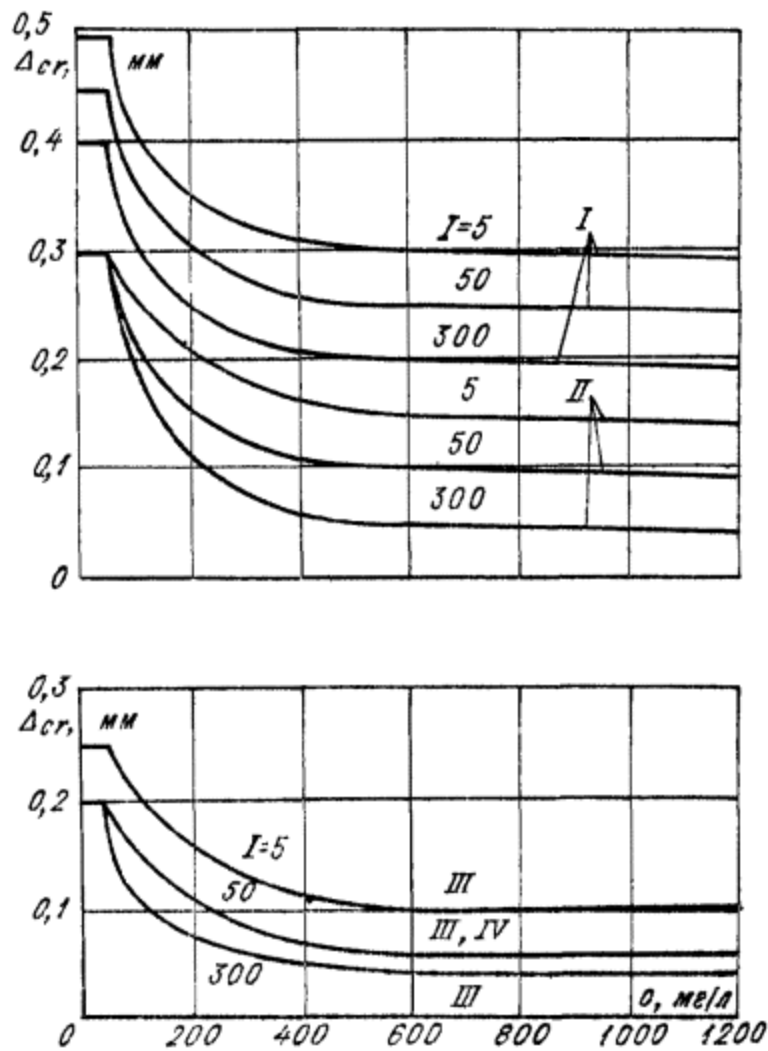


Рис. 7.2. Значения допускаемой ширины раскрытия трещин в сооружениях I класса по условию сохранности арматуры в зависимое и от суммарной концентрации C в воде-среде ионов $\text{Cl}^- + 0,25 \text{SO}_4^{2-}$, мг/л, и градиента напора I в зонах

I - постоянного полного водонасыщения; II - периодического насыщения водой с частотой менее 100 циклов в год; III - то же с частотой более 200 циклов в год; IV - капиллярного подсоса и брызг



Рис. 7.3. Значения допускаемой ширины раскрытия трещин в сооружениях I класса, подверженных периодическому замораживанию и оттаиванию, в зоне переменного уровня воды и ниже, на участках припая льда в зависимости от температуры воздуха и марки бетона по морозостойкости F при различном расчетном количестве циклов N замораживания и оттаивания



Рис. 7.4. Значения допускаемой ширины раскрытия трещин в сооружениях I класса, подверженных периодическому замораживанию и оттаиванию, в зоне выше горизонта воды в водоеме (в зоне капиллярного поднятия воды) в зависимости от температуры воздуха и марки бетона по морозостойкости F при различном количестве циклов N замораживания и оттаивания



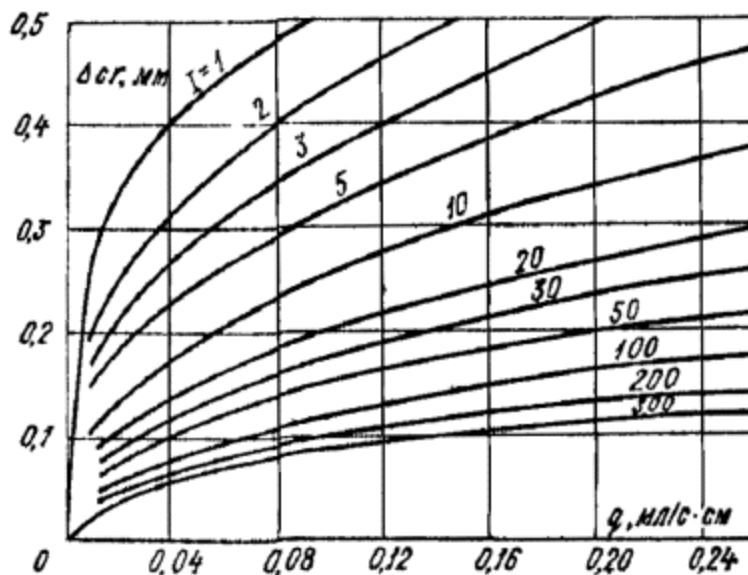


Рис. 7.5. Значения допускаемой ширины раскрытия трещин в напорных сооружениях в зависимости от допускаемого значения фильтрационного расхода воды через трещины q , мл/с·см, и от градиента напора I



Приложение 8 **Справочное**

РАСКРЫТИЕ ТРЕЩИН В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ



Рис. 8.1. Ширина раскрытия трещин в изгибаемых и внецентренно сжатых элементах при кратковременном действии нагрузок ($s_s, b_g = 20$ МПа)



Рис. 8.2. Ширина раскрытия трещин в изгибаемых и внецентренно сжатых элементах при длительном действии нагрузок ($s_s, b_g = 20$ МПа)



Рис. 8.3. Ширина раскрытия трещин в центрально и внецентренно растянутых элементах при кратковременном действии нагрузок ($s_{s,bg} = 20$ МПа)



Рис. 8.4. Ширина раскрытия трещин в центрально и внецентренно растянутых элементах при длительном действии нагрузок ($s_s, b_g = 20$ МПа)



Приложение 9

Справочное

ПОКАЗАТЕЛИ ПРОНИЦАЕМОСТИ БЕТОНА ПО [СНиП 2.03.11.85](#) [16]

Обозначения показателя проницаемости бетона	Водоцементное отношение В/Ц, не более	Водопоглощение по массе, %	Коэффициент фильтрации, см/с	Марка бетона по водонепроницаемости
Н - бетон нормальной проницаемости	0,60	св. 4,7 до 5,7	св. 2×10^{-9} до 7×10^{-9}	W4
П - бетон пониженной проницаемости	0,55	св. 4,2 до 4,7	св. 6×10^{-10} до 2×10^{-9}	W6
О - бетон особо низкой проницаемости	0,45	до 4,2	св. 1×10^{-10} до 6×10^{-10}	W8

Примечание. Показатели водоцементного отношения и водопоглощения относятся к тяжелому бетону. Водоцементное отношение легких бетонов следует определять умножением значений, приведенных в таблице, на коэффициент 1,3, а показатели водопоглощения легких бетонов - умножением на коэффициент, равный отношению средней плотности тяжелого бетона к средней плотности легкого бетона.



Приложение 10

Справочное

ПОКАЗАТЕЛИ АГРЕССИВНОСТИ ВОДЫ- СРЕДЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ, РАСПОЛОЖЕННЫХ В ГРУНТАХ С K_f СВЫШЕ 0,1 м/ сут, В ОТКРЫТОМ ВОДОЕМЕ И ДЛЯ НАПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПО [СНиП](#) [2.03.11-85](#) [16]

Показатели агрессивности воды-среды	Бетон нормальной проницаемости W4	Бетон пониженной проницаемости W6	Бетон особо низкой проницаемости W8	Степень агрессивного воздействия воды на бетон
Бикарбонатная щелочность (содержание ионов HCO_3^-), мг×экв/л	св. 1,05	св. 0	св. 0	неагрессивная
	св. 0 до 1,05	-фф-	-фф-	слабоагрессивная



Показатели агрессивности воды-среды	Бетон нормальной проницаемости W4	Бетон пониженной проницаемости W6	Бетон особо низкой проницаемости W8	Степень агрессивного воздействия воды на бетон
Водородный показатель pH	св. 6,5	св. 5,0	св. 4,0	неагрессивная
	св. 5,0	св. 4,0	св. 3,5	слабоагрессивная
	до 6,5	до 5,0	до 4,0	
	св. 4,0	св. 3,5	св. 3,0	среднеагрессивная
	до 5,0	до 4,0	до 3,5	
	св. 0,0	св. 0,0	св. 0,0	сильноагрессивная
	до 4,0	до 3,5	до 3,0	
Содержание агрессивной углекислоты, мг/л	меньше 10	меньше 40	не ограничено	неагрессивная
	св. 10	св. 40	-фф-	слабоагрессивная
	до 40			
	св. 40	-фф-	-фф-	среднеагрессивная



Показатели агрессивности воды-среды	Бетон нормальной проницаемости W4	Бетон пониженной проницаемости W6	Бетон особо низкой проницаемости W8	Степень агрессивного воздействия воды на бетон
Содержание магниезальных солей в пересчете на ион Mg^{2+} , мг/л	меньше 1000	меньше 2000	меньше 3000	неагрессивная
	св. 1000	св. 2000	св. 3000	слабоагрессивная
	до 2000	до 3000	до 4000	среднеагрессивная
	св. 2000	св. 3000	св. 4000	сильноагрессивная
Суммарное содержание хлоридов, сульфатов, нитратов и др. солей, г/л, при наличии испаряющих поверхностей*	меньше 10	меньше 20	меньше 50	неагрессивная
	св. 10	св. 20	св. 50	слабоагрессивная
	до 20	до 50	до 60	среднеагрессивная
	св. 20	св. 50	св. 60	сильноагрессивная
	до 50	до 60	до 70	
	св. 50	св. 60	св. 70	



* Содержание сульфатов не должно превышать пределов, указанных в таблице прил. [11](#), содержание хлоридов отдельно не нормируется.



Приложение 11

Справочное

**ПОКАЗАТЕЛИ
АГРЕССИВНОСТИ ВОДЫ-
СРЕДЫ, СОДЕРЖАЩЕЙ
СУЛЬФАТЫ, В ПЕРЕСЧЕТЕ
НА ИОНЫ SO_4^{2-} , мг/л, ДЛЯ
БЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ,
РАСПОЛОЖЕННЫХ В
ГРУНТАХ С K_f СВЫШЕ 0,1 м/
сут, В ОТКРЫТОМ ВОДОЕМЕ
И ДЛЯ НАПОРНЫХ
СООРУЖЕНИЙ В
ЗАВИСИМОСТИ ОТ ВИДА
ЦЕМЕНТА В БЕТОНЕ И ОТ
БИКАРБОНАТНОЙ
ЩЕЛОЧНОСТИ ВОДЫ-СРЕДЫ**



Группа	Цемент	Содержание в воде ионов SO_4^{2-} , мг/л, при содержании ионов HCO_3^- , мг			Степень агрессивного воздействия на бетон марки W4
		св. 0,0 до 3,0	св. 3,0 до 6,0	св. 6,0	
I	Портландцемент по ГОСТ 10178-76 [25]	меньше 250	меньше 500	меньше 1000	неагрессивная
		св. 250 до 500	св. 500 до 1000	св. 1000 до 1200	слабоагрессивная
		св. 500 до 1000	св. 1000 до 1200	св. 1200 до 1500	среднеагрессивная
		св. 1000 до 1200	св. 1200 до 1500	св. 1500 до 1800	сильноагрессивная
		св. 1200 до 1500	св. 1500 до 1800	св. 1800 до 2100	сильноагрессивная



Группа	Цемент	Содержание в воде ионов SO_4^{2-} , мг/л, при содержании ионов HCO_3^- , мг			Степень агрессивного воздействия на бетон марки W4
		св. 0,0 до 3,0	св. 3,0 до 6,0	св. 6,0	
II	Портландцемент по ГОСТ 10178-76 [25] с содержанием в клинкере C_3S не более 65 %, C_3A не более 7 %, $\text{C}_3\text{A} + \text{C}_4\text{AF}$ не более 22 % и шлакопортландцемент	меньше 1500	меньше 3000	меньше 4000	неагрессивная
		св. 1500 до 3000	св. 3000 до 4000	св. 4000 до 5000	слабоагрессивная
		св. 3000 до 4000	св. 4000 до 5000	св. 5000 до 6000	среднеагрессивная
		св. 4000	св. 5000	св. 6000	сильноагрессивная



Группа	Цемент	Содержание в воде ионов SO_4^{2-} , мг/л, при содержании ионов HCO_3^- , мг			Степень агрессивного воздействия на бетон марки W4
		св. 0,0 до 3,0	св. 3,0 до 6,0	св. 6,0	
III	Сульфатостойкий цемент по ГОСТ 22266-76 [35]	меньше 3000	меньше 6000	меньше 8000	неагрессивная
		св. 3000 до 6000	св. 6000 до 8000	св. 8000 до 12000	слабоагрессивная
		св. 6000 до 8000	св. 8000 до 12000	св. 12000 до 15000	
		св. 8000 до 12000	св. 12000 до 15000		сильноагрессивная

Примечание. Для бетонов пониженной проницаемости W6 и особо низкой проницаемости W8 значения данной таблицы умножаются на коэффициенты, равные соответственно 1,3 и 1,7.

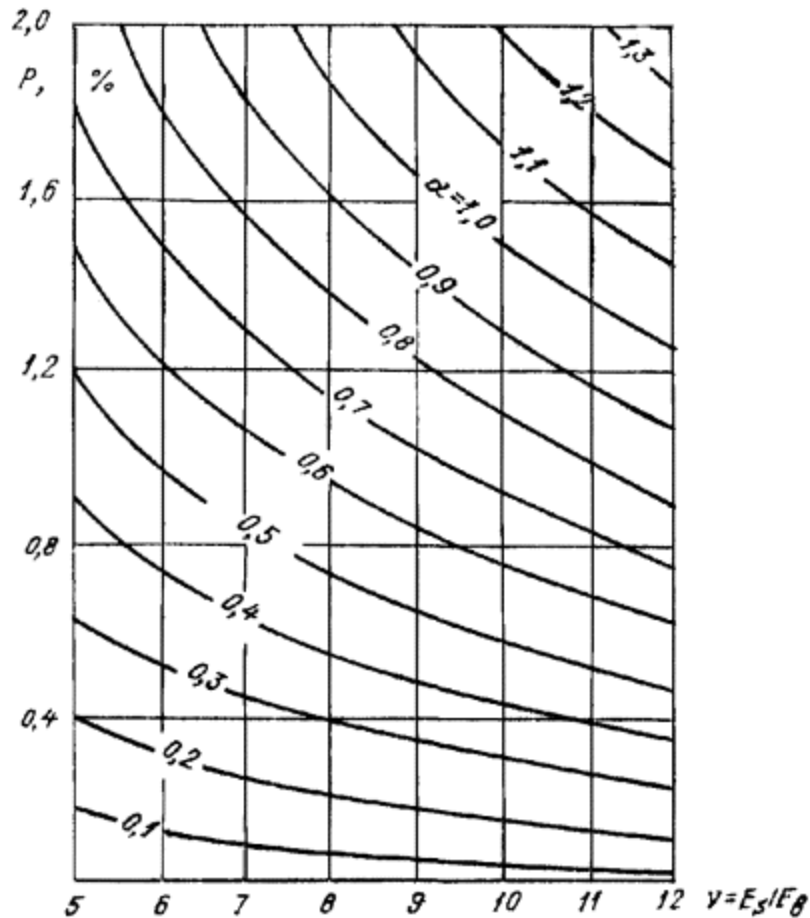


Приложение 12

Справочное

НОМОГРАММА ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ЖЕСТКОСТИ НЕТРЕЩИНОСТОЙКИХ УЧАСТКОВ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ, РАССЧИТЫВАЕМЫХ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН





$$a = 4,4x^3 + 13,2\nu m(1 - x); \quad (1)$$

$$B_k = aEbJ_0, \quad (2)$$

где J_0 - момент инерции сечения элемента с высотой h_0 .

Приложение 13

Рекомендуемое

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА ДЛЯ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ НА



ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

Таблица 13.1

Теплофизические характеристики бетона	Буквенное обозначение	Размерность	Значение
Температурный коэффициент линейного расширения	a_{bt}	$^{\circ}\text{C}^{-1}$	1×10^{-5}
Теплопроводность	l_b	$\frac{\text{Вт}}{(\text{м} \times ^{\circ}\text{C})}$ $\frac{\text{ккал}}{(\text{м} \times \text{ч} \times ^{\circ}\text{C})}$	<u>2,67</u> 2,3
Удельная теплоемкость	c_b	$\frac{\text{кДж}}{(\text{кг} \times ^{\circ}\text{C})}$ $\frac{\text{ккал}}{(\text{кг} \times ^{\circ}\text{C})}$	<u>1,0</u> 0,24
Температуропроводность	a_T	$\frac{\text{м}^2}{\text{с}}$ $\frac{\text{м}^2}{\text{ч}}$	11×10^{-7} 4×10^{-3}
Коэффициент теплоотдачи с открытой поверхности бетона:			
в наружный воздух	b	$\frac{\text{Вт}}{(\text{м}^2 \times ^{\circ}\text{C})}$ $\frac{\text{ккал}}{(\text{м}^2 \times \text{ч} \times ^{\circ}\text{C})}$	<u>24</u> 20
в воздух внутри полых швов, шахт, шатров			<u>7,12</u>



Теплофизические характеристики бетона	Буквенное обозначение	Размерность	Значение
в воду			5,10 ¥

Примечание. Размерности и значения характеристик бетона приведены над чертой в единицах СИ, под чертой - в технической системе единиц.

Таблица 13.2

Тип цемента	Марка цемента	Тепловыделение бетона, кДж/ ккал на 1 кг цемента, в возрасте бетона, сут			
		3	7	28	90
Портландцемент	300	210/50	250/60	295/70	300/72
	400	250/60	295/70	345/82	355/85
	500	295/70	335/80	385/92	400/95
Пуццолановый портландцемент, шлакопортландцемент	300	175/42	230/55	270/65	280/67
	400	210/50	265/63	320/77	335/80

Таблица 13.3



Осадка конуса бетонной смеси, см	Максимальный размер крупного заполнителя, мм	Параметр α при классе бетона по прочности на сжатие									
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
До 4	40	27	37	45	54	62	77	90	106	125	146
	80	32	44	56	67	77	98	116	133	153	180
	120	37	52	67	77	90	116	139	162	191	216
4-8	40	20	28	35	41	47	58	69	80	94	115
	80	25	37	42	50	58	72	86	102	120	139
	120	29	40	50	60	69	86	102	116	132	154
Св. 8	40	11	15	19	23	26	35	42	50	62	74
	80	15	19	24	29	33	42	52	60	72	86
	120	17	24	29	35	40	50	60	69	83	98

Таблица 13.4

Возраст загрузки, сут	Мера ползучести бетона $c(t, t) \times 10^5$, МПа ⁻¹ , при длительности загрузки (t, t), сут								
	0	10	25	50	100	200	500	1000	1500
0,125	0	9,00	16,00	20,0	24,0	27,0	31,0	32,0	32,0



Возраст загрузки, сут	Мера ползучести бетона $c(t, t) \times 10^5$, МПа ⁻¹ , при длительности загрузки (t, t), сут								
	0	10	25	50	100	200	500	1000	1500
10	0	1,10	1,76	2,23	2,67	3,06	3,48	3,60	3,60
30	0	0,85	1,41	1,80	2,18	2,52	2,89	3,00	3,00
112	0	0,50	0,90	1,18	1,45	1,70	1,92	1,98	1,98
205	0	0,35	0,67	0,88	1,09	1,26	1,42	1,46	1,46
512	0	0,20	0,46	0,65	0,80	0,91	0,98	1,00	1,00
1500	0	0,21	0,46	0,65	0,80	0,91	0,98	1,00	1,00

Примечание. Характеристики ползучести даны для бетона классов В15-В25 массивных бетонных сооружений типа плотин.

Таблица 13.5

Возраст достижения бетоном прочности по классу на сжатие, сут	Коэффициент $j(t)$ при возрасте бетона, сут							
	3	7	14	28	45	90	180	360
180	0,31	0,47	0,62	0,78	0,85	0,93	1,00	1,07
360	0,29	0,44	0,59	0,72	0,80	0,86	0,93	1,00

Таблица 13.6



Осадка конуса, см	Максимальный размер крупного заполнителя, мм	Предельная растяжимость бетона $e_{lim} \times 10^5$ при классе бетона по прочности на сжатие									
		B8	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
До 4	40	3,5	3,7	4,0	4,2	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
	80	3,0	3,2	3,5	3,7	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
	120	2,7	3,0	3,2	3,5	3,7	4,2	4,7	5,2	5,7	6,2
4-8	40	4,0	4,2	4,5	4,7	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5
	80	3,5	3,7	4,0	4,2	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
	120	3,2	3,5	3,7	4,0	4,2	4,7	5,2	5,7	6,2	6,7
Св. 8	40	6,0	6,2	6,4	6,5	6,7	7,0	7,4	7,7	8,0	8,5
	80	5,0	5,2	5,4	5,6	5,8	6,2	6,6	7,0	7,5	7,8
	120	4,5	4,7	4,9	5,1	5,3	5,8	6,2	6,7	7,0	7,5

Таблица 13.7

Возраст бетона, сут	Коэффициент $j(t)$ при классе бетона по прочности на сжатие в возрасте 180 сут									
	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
3	0,94	0,89	0,84	0,80	0,76	0,71	0,66	0,63	0,61	0,60





Возраст бетона, сут	Коэффициент $j(t)$ при классе бетона по прочности на сжатие в возрасте 180 сут									
	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
7	0,95	0,90	0,86	0,84	0,80	0,76	0,73	0,71	0,70	0,70
14	0,96	0,92	0,89	0,86	0,84	0,81	0,79	0,78	0,77	0,77
23	0,97	0,95	0,93	0,91	0,90	0,88	0,87	0,86	0,86	0,86
45	0,98	0,97	0,96	0,95	0,94	0,93	0,92	0,91	0,91	0,91
90	0,99	0,99	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
180	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
и больше										

Приложение 14

Обязательное

ОСНОВНЫЕ ТИПЫ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ АРМАТУРЫ

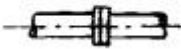



Тип соединения, способ сварки и схема конструкции	Положение стержней при сварке	Диаметр стержней, мм	Класс и марка арматурной стали	Дополнительные указания
I. КРЕСТООБРАЗНОЕ Сварка 1. Контактная точечная двух стержней 	Горизонтальное (возможно вертикальное в кондукторах)	6-40	A-I	Отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,25-1,0
		10-50	A-II	
		6-40	A-III	
		10-22	At-IIIС	
		10-28	At-IVС	
		3-5	Вр-1	
2. То же трех стержней 	То же	6-40	A-I	Отношение диаметра среднего стержня к одному из одинаковых крайних стержней большого диаметра должно быть не менее 0,5
		10-50	A-II	
		6-40	A-III	
		10-22	At-IIIС	
		10-28	At-IVС	





Тип соединения, способ сварки и схема конструкции	Положение стержней при сварке	Диаметр стержней, мм	Класс и марка арматурной стали	Дополнительные указания
<p>3. Ручная дуговая точечная прихватка</p> 	Горизонтальное и вертикальное	<p>10-40</p> <p>10-28</p> <p>10-18</p> <p>10-32</p> <p>10-28</p> <p>10-22</p> <p>10-28</p>	<p>A-I</p> <p>A-II (BСт5сп2)</p> <p>A-II (BСт5пс2)</p> <p>Ac-II</p> <p>A-III (25Г2С)</p> <p>At-IIIС</p> <p>At-IVС</p>	В условиях отрицательных температур допускается применять сварные соединения только из арматурной стали классов А-I и Ас-II
<p>4. То же с принудительным формированием шва</p> 	Вертикальное	14-40	<p>A-I</p> <p>A-II</p> <p>A-III</p>	Положение сварных швов вертикальное. Сварка выполняется в инвентарных формах



Тип соединения, способ сварки и схема конструкции	Положение стержней при сварке	Диаметр стержней, мм	Класс и марка арматурной стали	Дополнительные указания
II. СТЫКОВОЕ Сварка 5. Контактная стыковая 	Горизонтальное	10-40 10-80 10-40 10-22 10-28	А-II А-II А-III Ат-IIIС Ат-IVС	Отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,85-1,0. Допускается отношение диаметров стержней не менее 0,30 при применении специального устройства, обеспечивающего предварительный нагрев стержня большего диаметра
6. То же с последующей механической обработкой 	То же	10-80 10-40 10-22 10-28	А-II А-III Ат-IIIС Ат-IVС	-
7. Ванная полуавтоматическая под флюсом	То же	20-40	А-I А-II	Отношение меньшего диаметра стержня к большему

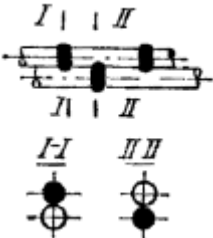


Тип соединения, способ сварки и схема конструкции	Положение стержней при сварке	Диаметр стержней, мм	Класс и марка арматурной стали	Дополнительные указания
<p>8. Ванная одноэлектродная</p> <p>9. Полуавтоматическая порошковой проволокой</p> 			А-III	составляет 0,5-1,0. Сварка выполняется в инвентарных формах
<p>10. Ванная полуавтоматическая под флюсом</p> <p>11. Ванная одноэлектродная</p> <p>12. Полуавтоматическая порошковой проволокой</p> 	Вертикальное	20-40	А-I А-II А-III	То же. Стержень меньшего диаметра сверху
<p>13. Ванная полуавтоматическая под флюсом</p> <p>14. Полуавтоматическая</p>	Горизонтальное	32-40	А-III	Сварка выполняется в инвентарных формах





Тип соединения, способ сварки и схема конструкции	Положение стержней при сварке	Диаметр стержней, мм	Класс и марка арматурной стали	Дополнительные указания
<p>порошковой проволокой</p> <p>15. Ванная одноэлектродная</p> 				
<p>16. Полуавтоматическая порошковой проволокой</p> <p>17. Ванная одноэлектродная</p> 	То же	32-40	А-III	Сварка выполняется в инвентарных формах
<p>18. Ванная полуавтоматическая порошковой проволокой на стальной скобе-подкладке</p> <p>19. Ванная одноэлектродная на скобе-подкладке</p> 	То же	20-32	А-I А-II А-III	Отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,5-1,0

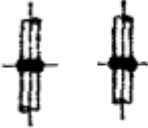
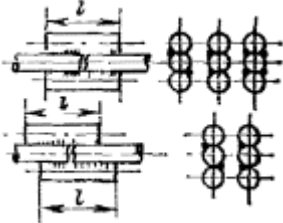


Тип соединения, способ сварки и схема конструкции	Положение стержней при сварке	Диаметр стержней, мм	Класс и марка арматурной стали	Дополнительные указания
<p>20. Полуавтоматическая открытой дугой голой легированной проволокой (СОДГП) на стальной скобе-подкладке</p> 	То же	<p>20-40</p> <p>20-80</p> <p>20-40</p> <p>20-22</p> <p>20-28</p>	<p>A-I</p> <p>A-II</p> <p>A-III</p> <p>At-IIIС</p> <p>At-IVС</p>	<p>Отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,5-1,0. Термически и термомеханически упрочненная арматура должна свариваться на удлиненной до $4d$ стальной скобе-накладке</p>
<p>21. Ванно-шовная на стальной скобе-накладке</p>	Горизонтальное	<p>36-40</p> <p>36-80</p> <p>36-40</p> <p>20-22</p> <p>20-28</p>	<p>A-I</p> <p>A-II</p> <p>A-III</p> <p>At-IIIС</p> <p>At-IVС</p>	<p>Отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,5-1,0. Термически и термомеханически упрочненная арматура должна свариваться на удлиненной до $4d$ стальной скобе-накладке</p>




Тип соединения, способ сварки и схема конструкции	Положение стержней при сварке	Диаметр стержней, мм	Класс и марка арматурной стали	Дополнительные указания
<p>22. Полуавтоматическая порошковой проволокой многослойными швами на стальной скобе-подкладке</p> <p>23. Ручная дуговая многослойными швами на стальной скобе-подкладке</p> 	Вертикальное	<p>20-40</p> <p>20-80</p> <p>20-40</p> <p>20-22</p> <p>20-28</p>	<p>A-I</p> <p>A-II</p> <p>A-III</p> <p>At-IIIС</p> <p>At-IVС</p>	<p>Отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,5-1,0. Ручную дуговую сварку соединений стержней диаметром 36-80 мм следует выполнять на стальной скобе-накладке, а термически и термомеханически упрочненная арматура должна свариваться на удлиненной до $4d$ стальной скобе-накладке</p>
<p>24. Полуавтоматическая СОДГП на стальной скобе-накладке</p> 	То же	<p>20-80</p> <p>20-80</p> <p>20-40</p> <p>20-22</p> <p>20-28</p>	<p>A-I</p> <p>A-II</p> <p>A-III</p> <p>At-IIIС</p> <p>At-IVС</p>	<p>Отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,5-1,0. Термически и термомеханически упрочненная сталь должна свариваться на удлиненной до $4d$ стальной скобе-накладке</p>



Тип соединения, способ сварки и схема конструкции	Положение стержней при сварке	Диаметр стержней, мм	Класс и марка арматурной стали	Дополнительные указания
25. Ручная дуговая многослойными швами без дополнительных технологических элементов	То же	20-40 20-80 20-40	A-I A-II A-III	Отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,5-1,0
				
26. То же протяженными швами с круглыми накладками	Горизонтальное и вертикальное	10-40 10-80 10-40 10-22 10-28	A-I A-II A-III At-IIIС At-IVС	Соединения арматуры классов A-I, A-II и A-III с двусторонними швами длиной $l = 4d$, при односторонних швах для A-I $l = 6d$, для A-II и A-III $l = 8d$, для A-IV $l = 10d$
				
III. НАХЛЕСТОЧНОЕ Сварка	То же	10-40 10-25 10-25 10-22	A-I A-II A-III At-IIIС	Для A-I $l = 6d$, для A-II и A-III $l = 8d$. Допускается применять двусторонние швы для соединения стержней классов A-I и Aс-IIарки 10ГТ длиной $l = 4d$
27. Ручная дуговая протяженными швами				



Тип соединения, способ сварки и схема конструкции	Положение стержней при сварке	Диаметр стержней, мм	Класс и марка арматурной стали	Дополнительные указания
				

Приложение 15 Обязательное

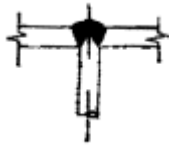
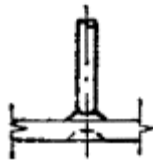
ОСНОВНЫЕ ТИПЫ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ С ПЛОСКИМИ ЭЛЕМЕНТАМИ СОРТОВОГО ПРОКАТА

Тип соединения, способ сварки и схема конструкции	Положение стержней при сварке	Минимальное отношение толщины плоского элемента сортового проката к диаметру стержня	Диаметр стержней, мм	Класс и марка арматуры	Доп
I. ТАВРОВОЕ					

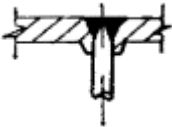
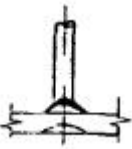


Тип соединения, способ сварке и схема конструкция	Положение стержней при сварке	Минимальное отношение толщины плоского элемента сортового проката к диаметру стержня	Диаметр стержней, мм	Класс и марка арматуры	Доп
<p>Сварка</p> <p>1. Автоматическая под флюсом без присадочного электродного материала</p> <p>2. Ручная под флюсом без присадочного электродного материала</p> 	Вертикальное	<p>0,50</p> <p>0,55</p> <p>0,65</p> <p>0,65</p> <p>0,75</p> <p>0,65</p>	<p>8-40</p> <p>10-25</p> <p>28-40</p> <p>8-25</p> <p>28-40</p> <p>10-18</p>	<p>A-I</p> <p>A-II</p> <p>A-III</p> <p>At-IIIС</p>	
		0,75	<p>8-16</p> <p>10-16</p> <p>8-10</p>	<p>A-I</p> <p>A-II</p> <p>A-III</p>	

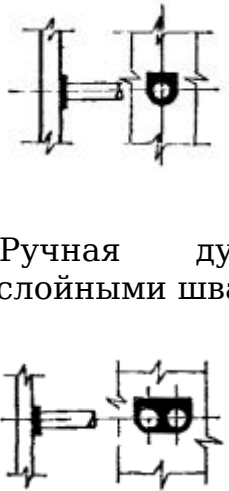


Тип соединения, способ сварке и схема конструкция	Положение стержней при сварке	Минимальное отношение толщины плоского элемента сортового проката к диаметру стержня	Диаметр стержней, мм	Класс и марка арматуры	Доп
3. Полуавтоматическая в среде CO ₂	То же	0,50	12-25	А-I	Эти сварки применяются при основном изготовлении деталей «заготовитель»
		0,50	12-25	А-II	
		0,55	12-25	А-III	
		0,55	12-18	А-IIIС	
4. Ручная валиковыми швами		0,50	8-40	А-I	
		0,50	10-40	А-II	
		0,75	8-40	А-III	
		0,75	10-18	Ат-IIIС	
5. Контактная рельефная	То же	0,40	10-20	А-I	Применяется при основном изготовлении элементов сортового проката
				А-II	
		0,50	10-20	А-III	

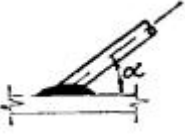



Тип соединения, способ сварке и схема конструкция	Положение стержней при сварке	Минимальное отношение толщины плоского элемента сортового проката к диаметру стержня	Диаметр стержней, мм	Класс и марка арматуры	Доп
<p>6. Полуавтоматическая в среде CO₂ в глубоковыштампованном отверстии</p> 	То же	0,30	10-36	А-I А-II	сте 0,4 тол эле дол мен То отн рав 0,4
<p>7. Автоматическая под флюсом без присадочного материала по элементу жесткости (рельефу)</p> 	Вертикальное	0,40	10-36	Ат-III	
<p>8. Ванная одноэлектродная</p>	Горизонтальное	0,40	10-18	Ат-IIIС	
		0,40	8-25	А-I	То отн рав 0,5
		0,40	10-25	А-II	
		0,50	8-25	А-III	
		0,50	10-18	А-IIIС	
		0,50	16-40	А-I	Сва вып





Тип соединения, способ сварке и схема конструкция	Положение стержней при сварке	Минимальное отношение толщины плоского элемента сортового проката к диаметру стержня	Диаметр стержней, мм	Класс и марка арматуры	Доп
<p>9. Ручная дуговая многослойными швами</p> 	То же (оба стержня в одной плоскости)	0,50	32-40	А-II А-III А-III	инв фор То л



Тип соединения, способ сварке и схема конструкция	Положение стержней при сварке	Минимальное отношение толщины плоского элемента сортового проката к диаметру стержня	Диаметр стержней, мм	Класс и марка арматуры	Доп
<p>10. Автоматическая под флюсом без присадочного материала под углом к плоскому элементу сортового проката</p> 	<p>Вертикальное ($a = 25,85^\circ$)</p>	0,50	8-16	А-I	
		0,55	10-16	А-II	
		0,65	8-16	А-III	
		0,65	10-16	Ат-IIIС	
		0,50	18-25	А-I	
		0,55	18-25	А-II	
<p>11. То же под углом к торцу плоского элемента сортового проката</p> 	<p>То же ($a = 5,25^\circ$)</p>	0,50	8-16	А-I	
		0,55	10-16	А-II	
		0,65	8-16	А-III	
		0,65	10-16	Ат-IIIС	



Тип соединения, способ сварке и схема конструкция	Положение стержней при сварке	Минимальное отношение толщины плоского элемента сортового проката к диаметру стержня	Диаметр стержней, мм	Класс и марка арматуры	Доп
II. НАХЛЕСТОЧНОЕ					
12. Сварка контактная по одному рельефу 	Горизонтальное	0,30	6-14 10-14 6-14 10-14	A-I A-II A-III At-IIIС	При рав тол плс эле сор про быт мм
13. Контактная по двум рельефам 	Горизонтальное	0,30	6-16 10-16 6-16 10-16	A-I A-II A-III At-IIIС	То сое дву при сле при ког иск воз слу мом сва сое



Приложение 16

Справочное

СОРТАМЕНТ ГОРЯЧЕКАТАНОЙ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ



Номинальный диаметр, мм	Наружный диаметр стержней периодического профиля	Расчетная площадь поперечного сечения, см ² стержней						
		1	2	3	4	5	6	7
6	6,75	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98
8	9	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52
10	11,3	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5
12	13,5	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92
14	15,5	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77
16	18	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07
18	20	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81
20	22	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99
22	24	3,801	7,6	11,4	15,2	19	22,81	26,61
25	27	4,909	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36
28	30,5	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1
32	34,5	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,3



Номинальный диаметр, мм	Наружный диаметр стержней периодического профиля	Расчетная площадь поперечного сечения, см ² , стержней						
		1	2	3	4	5	6	7
36	39,5	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25
40	43,5	12,566	25,13	47,7	50,27	62,83	75,4	87,96
45	49	15,904	31,81	47,71	63,62	79,52	95,42	111,33
50	54	19,635	39,27	58,91	78,54	98,18	117,82	137,45
55	59	23,76	47,52	71,28	95,04	118,8	142,56	166,32
60	64	28,27	56,54	84,81	113,08	141,35	169,62	197,89
70	74	38,48	76,96	115,44	153,92	192,4	230,88	269,36
80	83,5	50,27	100,55	150,81	201,08	251,35	301,62	351,9

Приложение 17

Справочное

РЕКОМЕНДУЕМЫЙ СОКРАЩЕННЫЙ



СОРТАМЕНТ АРМАТУРНОЙ СТАЛИ ДЛЯ ОБЪЕКТОВ ЭНЕРГЕТИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Вид арматуры и документы, регламентирующие ее качество	Класс и марка арматуры	Диаметры, мм																		
		3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40	50	60
Стержневая горячекатаная гладкая, ГОСТ 5781-82 [29]	A-I				+	+	+	+	+	+	+	-	+	-	-	-	-	-	-	
Стержневая горячекатаная периодического профиля, ГОСТ 5781-82 [29]	A-II						+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	-	+	+	
	A-III				+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+		
	A-IV						+	+	+	+	+	O	O	O	O	O				
	A-V						+	+	+	+	+	+	+	O	O	O				
Обыкновенная арматурная проволока периодического профиля, ГОСТ 6727-80 [36]	Bp	+	+	+																

Примечание. Знак (+) обозначает рекомендуемые к применению диаметры арматуры; (-) - исключенные из сортамента; (O) - диаметры, производство которых подлежит освоению.



Приложение 18

Справочное

СООТНОШЕНИЕ МЕЖДУ МАРКАМИ И КЛАССАМИ БЕТОНА ПО ПРОЧНОСТИ НА СЖАТИЕ

Марка бетона по прочности на сжатие	Класс бетона по прочности на сжатие	Условная марка бетона, соответствующая классу бетона по прочности на сжатие	
		бетон всех видов, кроме ячеистого	отличие от марки бетона, %
M15	B1	-	-
M25	B1,5		
M25	B2		
M35	B2,5	32,74	-6,5
M50	B3,5	45,84	-8,1
M75	B5	65,48	-12,7
M100	B7,5	98,23	-1,8



Марка бетона по прочности на сжатие	Класс бетона по прочности на сжатие	Условная марка бетона, соответствующая классу бетона по прочности на сжатие	
		бетон всех видов, кроме ячеистого	отличие от марки бетона, %
M150	B10	130,97	-12,7
M150	B12,5	163,74	+9,1
M200	B15	196,45	-1,8
M250	B20	261,93	+4,8
M300	B22,5**	294,68	-1,8
M300	B25	327,42	+9,1
M350	B25	327,42	-6,5
M350	B27,5**	360,16	+2,9
M400	B30	392,90	-1,8
M450	B35	458,39	+1,9
M500	B40	523,87	+4,8
M600	B45	589,35	-1,8



Марка бетона по прочности на сжатие	Класс бетона по прочности на сжатие	Условная марка бетона, соответствующая классу бетона по прочности на сжатие	
		бетон всех видов, кроме ячеистого	отличие от марки бетона, %
M700	B50	654,84	-6,5
M700	B55	720,32	+2,9
M800	B60	785,81	-1,8

* Условная марка бетона - среднее значение прочности бетона, кгс/см², в серии образцов, приведенное к прочности образца базового размера (куба с ребром 15 см) в соответствии с ГОСТ 10180-78 [37], при номинальном значении коэффициента вариации прочности бетона. Условная марка бетона определяется по формуле

$$B$$

$0,0980665(1-1,64v)$, где B - численное значение класса бетона, МПа; 0,0980665 - переходный коэффициент от МПа к кгс/см²; v - номинальное значение коэффициента вариации прочности бетона, принимаемое для бетона всех видов (кроме ячеистого) равным 0,135, а для ячеистого - 0,18.

** Промежуточные классы B22,5 и B27,5 допускается применять при условии, что это приводит к экономии цемента по сравнению с применением бетона соответственно классов B25 и B30 и не снижает другие технико-экономические показатели конструкции.

За класс бетона по прочности на сжатие принято нормативное сопротивление осевому сжатию кубов (нормативная кубиковая прочность бетона), контролируемое на кубах размерами



150´150´150 мм в установленные сроки с обеспеченное 0,95 и принимаемое в МПа, $B =$

$\bar{R}(1 - 1,64v)$, где

\bar{R} - среднее значение прочности бетона в серии образцов, приведенное к прочности образца базового размера (куба с ребром 15 см) согласно ГОСТ 10180-78 [37] при номинальном значении коэффициента v .

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. [СНиП 2.06.08-87](#). Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987.
2. [СНиП 2.03.01-84](#). Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.
3. [СНиП 2.05.03-84](#). Мосты и трубы. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.
4. **Руководство** по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. - М.: Стройиздат, 1983.
5. [СТ СЭВ 1406-78](#). Конструкции бетонные и железобетонные: Основные положения проектирования. - М.: Издательство стандартов, 1978.
6. [СНиП 2.06.09-84](#). Туннели гидротехнические. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.
7. [СНиП 2.01.07-85](#). Нагрузки и воздействия. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
8. [СНиП 2.02.02-85](#). Основания гидротехнических сооружений. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.



9. [СНиП 2.06.01-86](#). Гидротехнические сооружения: Основные положения проектирования. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987.

10. [СНиП 2.06.06-85](#). Плотины бетонные и железобетонные. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.

11. **ГОСТ 26633-85**. Бетон тяжелый: Технические условия. - М.: Издательство стандартов, 1986.

12. **ГОСТ 13015-83**. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные: Общие технические требования. - М.: Издательство стандартов, 1983.

13. **ГОСТ 10060-87**. Бетоны: Методы контроля морозостойкости. - М.: Издательство стандартов, 1987.

14. [СНиП 2.01.01-82](#). Строительная климатология и геофизика. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1983.

15. [ГОСТ 12730.5-84](#). Бетоны: Методы определения водонепроницаемости. - М.: Издательство стандартов, 1984.

16. [СНиП 2.03.11-85](#). Защита строительных конструкций от коррозии. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.

17. [СНиП II-23-81](#). Стальные конструкции: Нормы проектирования. - М.: Стройиздат, 1982.

18. **Пособие** по проектированию сталежелезобетонных конструкций гидротехнических сооружений: П780-83/ Гидропроект. - Л., 1983.

19. **Рекомендации** по назначению поперечной арматуры в конструктивных зонах балочных элементов и в балочных элементах, имеющих продольные строительные швы: П851-87/ Гидропроект. - Л., 1987.

20. **Программа** статического и динамического расчета сооружений по методу конечных элементов для ЭВМ типа М-220. - Л.: ВНИИГ, 1972.

21. **Таблицы** для расчета прямоугольных плит/Под ред. П. М. Варвака. - Киев: Издательство АН УССР, 1959.



22. **Вайнберг Д. В., Вайнберг Е. Д.** Пластины, диски, балки-стенки. - Киев: Госстройиздат УССР, 1959.

23. **СНиП 3.03.01-87.** Несущие и ограждающие конструкции. - М.: ЦИТИ Госстроя СССР, 1988.

24. **Беляев Н. М.** Сопротивление материалов. - М.: Наука, 1976.

25. **ГОСТ 10178-76.** Портландцемент и шлакопортландцемент: Технические условия. - М.: Издательство стандартов, 1980.

26. **Трапезников Л. П.** Температурная трещиностойкость массивных бетонных сооружений. - М.: Энергоатомиздат, 1986.

27. **Рекомендации** по обеспечению прочности и плотности горизонтальных строительных швов массивных напорных гидросооружений: П16-74/ ВНИИГ. - Л., 1974.

28. **Рекомендации** по расчету и конструированию бесшовных стыков железобетонных конструкций энергетических сооружений: П866-88/Гидропроект. - Л., 1988.

29. **ГОСТ 5781-82.** Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. - М.: Издательство стандартов, 1983.

30. **ГОСТ 14098-85.** Соединения, сварные арматуры железобетонных изделий и конструкций: Контактная и ванная сварка. - М.: Издательство стандартов, 1985.

31. **Рекомендации** по применению арматурной стали винтового профиля/НИИЖБ Госстроя СССР, ЦНИИС Минтрансстроя. - М., 1986.

32. **ГОСТ 380-71.** Сталь углеродистая обыкновенного качества: Марки и общие технические требования. - М.: Издательство стандартов, 1973.

33. **ГОСТ 10884-81.** Сталь стержневая арматурная термомеханически и термически упрочненная периодического профиля: Технические условия. - М.: Издательство стандартов, 1985.



34. [ГОСТ 7348-81](#). Проволока из углеродистой стали для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций. - М.: Издательство стандартов, 1981

35. [ГОСТ 22266-76](#). Цементы сульфатостойкие: Технические условия. - М.: Издательство стандартов, 1977.

36. [ГОСТ 6727-80](#). Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций: Технические условия. - М.: Издательство стандартов, 1980.

37. [ГОСТ 10180-78](#). Бетоны: Методы определения и правила контроля прочности. - М.: Издательство стандартов, 1985.

СОДЕРЖАНИЕ

[Предисловие](#)

[1. Основные положения по расчету, нагрузки и воздействия](#)

[Пример расчета к п. 1.8](#)

[2. Материалы для бетонных и железобетонных конструкций](#)

[Бетон](#)

[Арматура](#)

[3. Расчет элементов бетонных и железобетонных конструкций на прочность и выносливость](#)

[Расчет бетонных элементов на прочность](#)

[Изгибаемые элементы](#)

[Внецентренно сжатые элементы](#)

[Примеры расчета к пп. 3.1-3.5](#)

[Расчет железобетонных элементов на прочность](#)

[Расчет на прочность сечений, нормальных к продольной оси элемента](#)



[Изгибаемые элементы](#)

[Расчет прямоугольных сечений](#)

[Расчет тавровых \(двутавровых\) сечений](#)

[Примеры расчета к пп. 3.11-3.20](#)

[Внецентренно сжатые элементы](#)

[Расчет прямоугольных сечений](#)

[Расчет тавровых \(двутавровых\) сечений](#)

[Центрально растянутые элементы](#)

[Внецентренно растянутые элементы](#)

[Примеры расчета к пп. 3.21-3.38](#)

[Расчет на прочность сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы](#)

[Общие положения расчета элементов постоянной высоты](#)

[Расчет элементов, армированных хомутами без отогнутых стержней](#)

[Расчет элементов с отогнутыми стержнями](#)

[Расчет элементов переменной высоты на действие поперечной силы](#)

[Расчет на прочность балочных элементов в зонах конструктивного армирования при наличии в них продольных строительных швов](#)

[Расчет коротких консолей, не лежащих на упругом основании](#)

[Расчет на прочность сечений, наклонных к продольной оси элемента, при действии изгибающего момента](#)

[Примеры расчета к пп. 3.39-3.60](#)



[Расчет железобетонных элементов на местное действие нагрузок](#)

[Расчет на местное сжатие](#)

[Расчет на продавливание](#)

[Расчет железобетонных элементов на выносливость при действии многократно повторяющейся нагрузки](#)

[Пример расчета к пп. 3.03-3.71](#)

[Расчет несущих железобетонных балок в сборно-монолитных конструкциях](#)

[Пример расчета к пп. 3.72-3.75](#)

[4. Расчет железобетонных элементов по образованию трещин](#)

[Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента](#)

[Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента](#)

[Примеры расчета к пп. 4.1-4.9](#)

[5. Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин](#)

[Примеры расчета к пп. 5.1-5.9](#)

[6. Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям](#)

[Примеры расчета к пп. 6.1-6.8](#)

[7. Расчет элементов бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия](#)

[Примеры расчета к пп. 7.1-7.15](#)

[8. Конструктивные требования](#)

[Общие указания](#)



[Схемы армирования сооружений](#)

[Армирование фундаментных плит](#)

[Армирование вертикальных конструкций](#)

[Армирование перекрытий и других горизонтальных элементов](#)

[Армирование спиральных камер и водоводов](#)

[Спиральные камеры](#)

[Водоводы](#)

[Армирование шахты генератора](#)

[Армирование массивных конструкций и подпорных стен](#)

[Принципы проектирования армоконструкций](#)

[Ненесущие армоконструкции](#)

[Пакеты и сетки](#)

[Армокаркасы](#)

[Несущие армоконструкции](#)

[Армопанельные конструкции](#)

[Общие положения по конструированию и стыкованию арматуры](#)

[Классификация и применение арматуры](#)

[Защитный слой бетона](#)

[Расстояние между стержнями](#)

[Продольное армирование](#)

[Поперечное армирование](#)

[Распределительная и монтажная арматура](#)



[Анкеровка арматуры](#)

[Стыки арматуры](#)

[Сварные стыки арматуры](#)

[Стыки арматуры с винтовым профилем](#)

[Стыки арматуры внахлестку \(без сварки\)](#)

[Армирование угловых сопряжений](#)

[Приложение 1. Основные буквенные обозначения](#)

[Приложение 2. Соотношение единиц физических величин, подлежащих изъятию, с единицами СИ](#)

[Приложение 3. Основные виды арматурной стали и область их применения в железобетонных конструкциях в зависимости от характера нагрузок и расчетной температуры](#)

[Приложение 4. Область применения углеродистой стали для закладных деталей железобетонных и бетонных конструкций](#)

[Приложение 5. Номограмма для определения коэффициента \$k\$ при расчете прочности бетонных элементов таврового, двутаврового и коробчатого сечений](#)

[Приложение 6. Графики для определения высоты сжатой зоны бетона](#)

[Приложение 8. Раскрытие трещин в железобетонных элементах](#)

[Приложение 9. Показатели проницаемости бетона по СНиП 2.03.11.85 \[16\]](#)

[Приложение 10. Показатели агрессивности воды-среды для бетонных сооружений, расположенных в грунтах с \$K_f\$ свыше 0,1 м/сут, в открытом водоеме и для напорных сооружений по СНиП 2.03.11-85 \[16\]](#)

[Приложение 11. Показатели агрессивности воды-среды, содержащей сульфаты, в пересчете на ионы \$SO_4^{2-}\$, мг/л, для](#)



[бетонных сооружений, расположенных в грунтах с \$K_f\$ свыше 0,1 м/сут, в открытом водоеме и для напорных сооружений в зависимости от вида цемента в бетоне и от бикарбонатной щелочности воды-среды](#)

[Приложение 12. Номограмма для определения коэффициента жесткости нетрещиностойких участков элементов прямоугольного сечения, рассчитываемых по раскрытию трещин](#)

[Приложение 13. Характеристики бетона для расчета конструкций на температурные воздействия](#)

[Приложение 14. Основные типы сварных соединений арматуры](#)

[Приложение 15. Основные типы сварных соединений стержневой арматуры с плоскими элементами сортового проката](#)

[Приложение 16. Сортамент горячекатаной стержневой арматуры](#)

[Приложение 17. Рекомендуемый сокращенный сортамент арматурной стали для объектов энергетического строительства](#)

[Приложение 18. Соотношение между марками и классами бетона по прочности на сжатие](#)

[Список литературы](#)

