Н. В. КУЗНЕЦОВ

УПРОЩЕННЫЙ РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК И ПЛИТ

Издание 2-е, исправленное и дополненное

ИЗДАТЕЛЬСТВО
«БУДІВЕЛЬНИК»
КИЕВ — 1973

624.05
К89

УДК 624.012.45

Кузнецов Н. В. Упрощенный расчет железобетонных балок и плит. Изд. 2-е, испр. и доп. К., «Будівельник», 1973, стр. 112.

Книга содержит краткие формулы и таблицы для быстрого и точного расчета железобетонных конструкций на прогиб и на действие поперечных сил.

Второе издание дополнено разделом расчета на прогиб предварительно напряженных изгибаемых элементов, новыми таблицами и графиками к расчету прогиба ненапрягаемых конструкций с более широким выбором марок бетона от 150 до 600 и классов стали от А-I до А-IV, а также дополнено разделом расчета на прочность в соответствии с требованиями СНиП II-В.1—62* и необходимыми для этого справочными таблицами.

Книга рассчитана на проектировщиков-конструкторов, инженеров-строителей, а также может служить пособием для студентов инженерно-строительных вузов и факультетов.

Таблиц 50, рисунков 51, библиография из 13 позиций.

К $\frac{0325-043}{M203(04)-73}$ 58-25-30-72

РАСЧЕТЫ НА ПРОГИБ

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Предельная деформация. Согласно СНиП II-В.1—62* все изгибаемые железобетонные элементы, деформации которых нормируются, должны быть рассчитаны по второму предельному состоянию — на прогиб. Расчеты на деформации производятся по нормативным нагрузкам.

Относительная деформация или прогиб $1/n$ не должны превышать величины предельного прогиба $1/n_{пр}$. Относительная деформация — это отношение величины прогиба f к величине пролета l:

$$\frac{1}{n} = \frac{f}{l} \leqslant \frac{1}{n_{пр}} \qquad (1)$$

Предельные прогибы $1/n_{пр}$ разных железобетонных элементов принимаются следующие (в долях пролета элемента l):

Подкрановые балки при кранах:	
ручных	1/500
электрических	1/600
Элементы перекрытий с плоским потолком и элементы покрытий при пролетах:	
$l < 7$ м	1/200
$l > 7$ м	1/300
Элементы перекрытий с ребристыми потолками и элементы лестниц при пролетах:	
$l < 5$ м	1/200
5 м $\leqslant l < 7$ м	1/300
$l > 7$ м	1/400

Предельные прогибы для консолей, отнесенные к вылету консоли, принимаются вдвое больше, чем соответствующие вышеприведенные прогибы.

При выполнении железобетонных конструкций со строительным подъемом значения предельных прогибов могут увеличиваться на величину строительного подъема.

Если в нижележащем помещении с гладким потолком имеются расположенные поперек пролета элемента l постоянные перегородки, не являющиеся опорами (например, отделяющие коридоры или санузлы), с расстоянием между ними l_1, прогиб элемента в пределах расстояния l_1, отсчитываемый от линии, соединяющей верхние точки осей перегородок, может быть допущен до $^1/_{200}\,l$; однако при этом предельный прогиб всего элемента должен быть не более $^1/_{150}\,l$ (рис. 1).

Для несвязанных с соседними элементами железобетонных плит перекрытий, лестничных маршей, площадок, свободно уложенных плит и подобных им элементов, помимо расчета прогибов от статической нагрузки, должна также производиться проверка по зыбкости.

При расчете на зыбкость прогиб таких элементов от кратковременно действующего сосредоточенного груза весом 100 *кг*, добавочного к полной нормативной нагрузке, должен быть не более 0,7 *мм*.

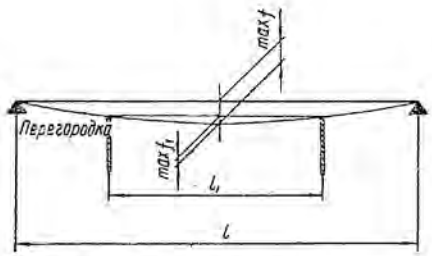


Рис. 1. Прогиб элемента над несущими перегородками.

Для случаев, не предусмотренных в вышеприведенном перечне прогибов, а также когда по условиям эксплуатации зданий или сооружений указанные прогибы не могут быть допущены, предельные величины прогибов устанавливаются соответствующими нормами на проектирование данного вида сооружений или заданием на проектирование.

Полная деформация. Полная величина деформации (прогиба) изгибаемых железобетонных элементов с учетом длительных и кратковременных нагрузок определяется по формуле

$$f = f_1 - f_2 + f_3, \qquad (2)$$

где f_1 — деформация от кратковременного действия всей нагрузки;

f_2 — начальная (кратковременная) деформация от длительно действующей части нагрузки;

f_3 — полная (длительная) деформация от длительно действующей части нагрузки.

К длительно действующим нагрузкам относятся постоянные нагрузки от веса частей зданий и сооружений, несущих и ограждающих конструкций; вес и давление насыпей и засыпок грунтом; вес стационарного оборудования, а также вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование в процессе его эксплуатации; нагрузки на перекрытие складских помещений, холодильников, зернохранилищ, книгохранилищ, архивов, библиотек и т. д.

К кратковременным нагрузкам и воздействиям относятся нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (кранов, тельферов и т. п.), используемого при строительстве и эксплуатации зданий и сооружений; нагрузки на перекрытия жилых и общественных зданий от веса людей, мебели, легкого оборудования, деталей, ремонтных материалов в зонах обслуживания оборудования (проходах, проездах и других свободных от оборудования участках) производственных зданий, снеговые и ветровые нагрузки и т. д.

Временную нагрузку в помещениях жилых и общественных зданий, где преобладает вес оборудования или возможно частое появление близких к нормативной интенсивности скоплений людей, следует относить к длительным временным нагрузкам (нагрузки в залах и фойе кино, театров, клубов, в концертных и выставочных залах, на трибунах стадионов и спортивных арен и т. п.).

Комплексная формула наибольшего прогиба. Каждое слагаемое формулы (2) для балок и консолей от различных нагрузок при любом состоянии нагрузки i (кратковременной или длительно действующей) можно определить по следующей формуле:

$$f_i = Sl^2 \frac{M_{ni}}{B_i}, \qquad (3)$$

Таблица 1

Значения коэффициента S

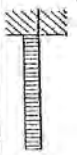
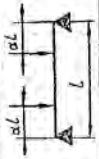
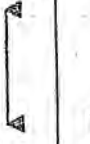
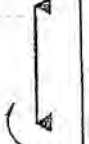
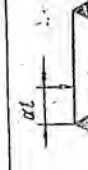
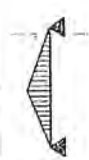
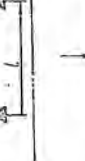
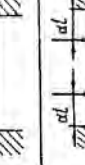
№ п.п	Схема	S	№ п.п	Схема	S
1		0,333	9		0,102
2		0,25	10		0,1015
3		0,2	11		$0{,}0417 \times (3-4\alpha^2)$
4		0,275	12		0,125
5		0,5	13		0,0642
6		$0{,}064 \times \frac{1}{\alpha(2-\alpha)^3}$	14		0,1
7		0,0833	15		0,05975
8		0,104	16		0,077
17		0,0722	18		0,0803
19		0,074	20		0,0417
21		$0{,}0417 \times (1-3\alpha)$	22		0,0625
23		0,061	24		0,0584

Таблица 2

Величина относительной высоты сжатой зоны поперечного сечения $\xi = \frac{x}{h_0}$

μ, проц	Марка бетона						
	200			300		400	
	Класс стали						
	A-I	A-II	A-III	A-II	A-III	A-II	A-III
0,1	0,066	0,066	0,062	0,057	0,054	0,053	0,050
0,2	0,116	0,112	0,104	0,100	0,095	0,100	0,094
0,3	0,152	0,147	0,137	0,142	0,130	0,138	0,124
0,4	0,180	0,174	0,165	0,168	0,155	0,168	0,150
0,5	0,204	0,196	0,187	0,188	0,178	0,188	0,173
0,6	0,223	0,214	0,206	0,205	0,194	0,204	0,192
0,7	0,239	0,230	0,220	0,220	0,208	0,216	0,206
0,8	0,253	0,244	0,233	0,232	0,221	0,228	0,218
0,9	0,265	0,256	0,245	0,243	0,233	0,239	0,229
1,0	0,275	0,265	0,255	0,253	0,244	0,250	0,240
1,1	0,284	0,274	0,263	0,263	0,254	0,259	0,249
1,2	0,292	0,283	0,270	0,272	0,263	0,268	0,258
1,3	0,300	0,290	0,277	0,280	0,270	0,276	0,266
1,4	0,307	0,297	0,284	0,288	0,277	0,284	0,274
1,5	0,314	0,303	0,289	0,295	0,284	0,291	0,281
1,6	0,320	0,308	0,294	0,302	0,290	0,298	0,288
1,7	0,326	0,313	0,299	0,308	0,296	0,304	0,294
1,8	0,331	0,319	0,303	0,313	0,301	0,310	0,300
1,9	0,336	0,324	0,308	0,318	0,306	0,315	0,305
2,0	0,340	0,328	0,313	0,322	0,311	0,320	0,310
2,1	0,344	0,333	0,318	0,326	0,315	0,324	0,314
2,2	0,348	0,338	0,324	0,330	0,320	0,328	0,317
2,3	0,352	0,342	0,329	0,334	0,324	0,332	0,320
2,4	0,356	0,346	0,334	0,337	0,327	0,336	0,324
2,5	0,360	0,350	0,339	0,340	0,330	0,340	0,328
3,0	0,376	0,369	0,359	0,355	0,343	0,356	0,345
3,5	0,390	0,386	0,381	0,368	0,357	0,369	0,358
4,0	0,402	0,400	0,404	0,381	0,370	0,380	0,364
4,5	0,413	0,414	0,426	0,392	0,384	0,390	0,375

где S — коэффициент, зависящий от расчетной схемы элемента и вида нагрузки (значения коэффициента S для разных схем и нагрузок приведены в табл. 1);

l — пролет балки или вылет консоли;

M_{ni} — нормативный наибольший изгибающий момент по нагрузкам, соответствующим состоянию i (длительно действующим или кратковременно действующим);

B_i — наименьшая жесткость поперечного сечения балки, соответствующая состоянию нагрузки i, которая определяется по формуле

$$B_i = \frac{h_0 Z_1}{\frac{\psi_{ai}}{E_a F_a} + \frac{\psi_{bi}}{\nu E_b b h_0 (\gamma' + \xi)}}, \qquad (4)$$

где h_0, b и F_a — полезная высота и ширина сечения балки, площадь сечения растянутой арматуры;

E_a и E_b — модули упругости стали и бетона;

ψ_{ai} — коэффициент, учитывающий работу бетона растянутой зоны между трещинами, соответствующий состоянию нагрузки i;

ξ — относительная высота сжатой зоны бетона, зависящая от марки бетона, класса стали и процента армирования. Значения ξ для разного армирования и материалов приведены в табл. 2;

ψ_{bi} — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего волокна сжатой грани сечения на участке между трещинами;

ν — отношение упругой части деформации крайнего волокна сжатой грани сечения к полной его деформации, включающей все виды неупругой деформации бетона (ползучесть, усадка, пластические деформации);

γ' — отношение, зависящее от поперечного сечения элемента и армирования сжатой зоны F_a' (рис. 2) и определяемое формулой

$$\gamma' = \frac{(b_n' - b) h_n' + \frac{n}{\nu} F_a'}{b h_0}; \qquad (5)$$

Z_1 — расстояние от центра тяжести площадки сечения всей арматуры, расположенной в растянутой зоне, до точки приложения равнодействующей усилию в сжатой зоне сечения (над трещиной), определяемое по формуле

$$Z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_n'}{h_0} \gamma' + \xi^2}{2 (\gamma' + \xi)} \right]. \qquad (6)$$

После подстановки значения всех величин, определяемых формулами (3)—(6), составляющих формулу (2), и выполнения необходимых алгебраических преобразований полный наибольший прогиб в пролете балки с учетом длительно и кратковременно действующих нагрузок может быть выражен следующей короткой комплексной формулой:

$$f = \frac{S l^2 M_{n1}' \zeta}{b h_0^3}, \qquad (7)$$

где M_{n1} — наибольший изгибающий момент от полной нормативной нагрузки;

ζ — комплексный коэффициент, зависящий от формы и размеров поперечного сечения и армирования балки, марки

бетона и класса стали, а также от соотношения нормативных изгибающих моментов от длительно действующей и полной нагрузки.

Все величины, составляющие формулу (7), берутся в сантиметрах и килограммах. Величина полного прогиба f получается в сантиметрах.

Комплексный коэффициент t определяется по формулам и при помощи таблиц, которые приведены в следующих разделах. Методи-

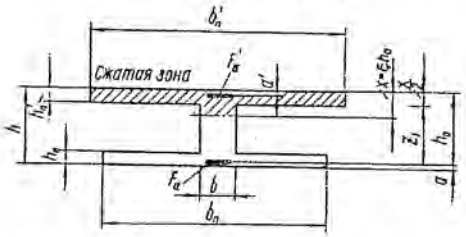


Рис. 2. Сечение балки сложного профиля.

ка нахождения коэффициента t для балок прямоугольного поперечного сечения проста и заключается в выборе соответствующего данному случаю значения t из готовых таблиц. Поэтому прогиб балок и плит прямоугольного сечения рассматривается нами отдельно от определения прогиба изгибающих железобетонных элементов более сложного поперечного сечения.

РАСЧЕТ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ

В настоящем разделе рассматривается прогиб изгибаемых железобетонных элементов с арматурой в растянутой зоне, имеющих прямоугольное поперечное сечение шириной b (рис. 3), а также элементов, имеющих поперечное сечение с полкой в сжатой зоне, в которых нейтральная ось находится в пределах полки (рис. 4). В этом случае высота сжатой зоны x должна быть меньше высоты полки $h_п'$ и тогда шириной балки можно считать ширину полки $b_п'$.

Высота сжатой зоны x для проверки места расположения нейтральной оси определяется по формуле

$$x = \xi h_0. \tag{8}$$

Определение наибольшего прогиба. Для прямоугольных и рассматриваемых здесь тавровых поперечных сечений комплексный коэффициент t определяется по следующим формулам:

$$t = \frac{\psi_{a1} + \frac{n\alpha\mu}{\xi}}{E_a\mu\left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}, \tag{9}$$

где

$$\psi_{a1} = 1{,}3 - sd\frac{bh^2}{M_{н1}}, \tag{10}$$

n — отношение модулей упругости стали и бетона

$$n = \frac{E_a}{E_б}; \tag{11}$$

μ — процент армирования, определяемый по формулам

$$\mu = \frac{F_a \cdot 100}{bh_0}; \tag{12}$$

$$\mu = \frac{F_a \cdot 100}{b_п' h_0} \tag{13}$$

соответственно для двух сечений (см. рис. 3 и 4);

α — коэффициент, определяемый по табл. 26 по отношению r (нормативного изгибающего

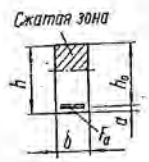


Рис. 3. Прямоугольное поперечное сечение.

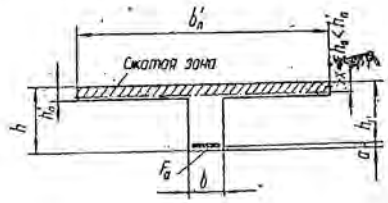


Рис. 4. Поперечное сечение, приравненное к прямоугольному.

момента от длительно действующей нагрузки $M_{дл}$ к моменту от полной нагрузки $M_{н1}$);

$$r = \frac{M_{дл}}{M_{н1}} \tag{14}$$

и зависит от эксплуатационного режима;

s — коэффициент, равный 1,1 (при арматуре из стержней периодического профиля) и 1 (при арматуре из гладких стержней);

d — коэффициент, зависящий от марки бетона, находится по табл. 27.

Величина ψ_{a1} никогда не может быть более единицы ($\psi_{a1} \leqslant 1$). Если принять $\psi_{a1} = 1$, что в некоторых случаях приводит к небольшому запасу прочности, то формула (9), служащая для определения комплексного коэффициента t, примет следующий вид:

$$t = \frac{1 + \frac{n\alpha\mu}{\xi}}{E_a\mu\left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}. \tag{15}$$

Вычисленные значения комплексного коэффициента t по этой формуле приведены в табл. 3—18, составленных для бетонов марок 150, 200, 250, 300, 400, 500 и 600 и стали классов A-I, A-II, A-III и A-IV.

Такие же значения коэффициентов t приведены в графиках (см. приложение 1, рис. 35—48). Следует отметить, что и в таблицах и на графиках значение коэффициента t увеличено в 1000 раз. Это сделано для облегчения вычислений, о чем более подробно будет сказано ниже.

Таблица 3

Значения коэффициента t_0

Бетон марки 150 — Сталь класса AI

μ, проц	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,1	0,862	0,835	0,810	0,785	0,760	0,734	0,709	0,682
0,2	0,476	0,461	0,446	0,430	0,415	0,398	0,383	0,368
0,3	0,348	0,335	0,323	0,311	0,299	0,286	0,274	0,262
0,4	0,285	0,272	0,262	0,251	0,240	0,230	0,219	0,209
0,5	0,244	0,234	0,225	0,215	0,205	0,196	0,187	0,177
0,6	0,218	0,215	0,203	0,195	0,186	0,178	0,169	0,156
0,7	0,200	0,196	0,184	0,177	0,170	0,162	0,153	0,140
0,8	0,185	0,179	0,170	0,163	0,155	0,148	0,138	0,128
0,9	0,173	0,167	0,159	0,151	0,142	0,135	0,127	0,118
1,0	0,165	0,157	0,150	0,142	0,134	0,127	0,119	0,111
1,1	0,157	0,151	0,143	0,135	0,128	0,121	0,114	0,105
1,2	0,150	0,145	0,137	0,129	0,123	0,115	0,108	0,100
1,3	0,145	0,139	0,131	0,124	0,117	0,110	0,103	0,096
1,4	0,141	0,134	0,127	0,120	0,112	0,106	0,098	0,092
1,5	0,138	0,130	0,123	0,116	0,109	0,102	0,095	0,089
1,6	0,134	0,127	0,120	0,113	0,107	0,099	0,093	0,086
1,7	0,131	0,123	0,118	0,110	0,104	0,097	0,091	0,083
1,8	0,128	0,121	0,114	0,107	0,102	0,095	0,088	0,081
1,9	0,125	0,118	0,112	0,105	0,099	0,092	0,086	0,079
2,0	0,123	0,116	0,110	0,103	0,097	0,090	0,084	0,077
2,1	0,121	0,114	0,108	0,101	0,095	0,089	0,082	0,075
2,2	0,119	0,113	0,107	0,100	0,093	0,088	0,081	0,073
2,3	0,118	0,111	0,105	0,098	0,092	0,087	0,079	0,072
2,4	0,117	0,110	0,104	0,097	0,091	0,085	0,078	0,071
2,5	0,116	0,109	0,103	0,096	0,090	0,084	0,077	0,070
3,0	0,110	0,104	0,097	0,091	0,085	0,078	0,072	0,066
3,5	0,106	0,100	0,093	0,087	0,081	0,074	0,068	0,062
4,0	0,103	0,097	0,090	0,084	0,078	0,072	0,066	0,060
4,5	0,101	0,094	0,088	0,082	0,076	0,070	0,064	0,058

Таблица 4

Значения коэффициента t_0

Бетон марки 150 — Сталь класса A-II

μ, проц.	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,1	0,869	0,841	0,816	0,789	0,754	0,736	0,715	0,685
0,2	0,483	0,466	0,451	0,434	0,418	0,402	0,386	0,370
0,3	0,353	0,340	0,328	0,314	0,302	0,289	0,277	0,264
0,4	0,287	0,276	0,266	0,254	0,243	0,232	0,221	0,211
0,5	0,249	0,238	0,229	0,218	0,208	0,199	0,189	0,179
0,6	0,225	0,215	0,205	0,198	0,185	0,176	0,167	0,157
0,7	0,205	0,196	0,188	0,180	0,168	0,160	0,150	0,142
0,8	0,190	0,182	0,175	0,167	0,155	0,148	0,140	0,130
0,9	0,179	0,170	0,163	0,155	0,145	0,136	0,129	0,120
1,0	0,170	0,162	0,154	0,145	0,137	0,129	0,121	0,113
1,1	0,162	0,153	0,147	0,140	0,131	0,123	0,115	0,107
1,2	0,156	0,147	0,141	0,134	0,125	0,118	0,110	0,102

Продолжение табл. 4

μ, проц	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
1,3	0,150	0,142	0,136	0,129	0,120	0,114	0,106	0,098
1,4	0,146	0,137	0,132	0,125	0,116	0,110	0,102	0,094
1,5	0,142	0,135	0,127	0,120	0,112	0,105	0,098	0,091
1,6	0,138	0,131	0,124	0,117	0,110	0,102	0,095	0,088
1,7	0,136	0,128	0,121	0,114	0,107	0,100	0,093	0,086
1,8	0,133	0,126	0,119	0,111	0,104	0,097	0,090	0,084
1,9	0,131	0,124	0,117	0,109	0,101	0,095	0,088	0,082
2,0	0,129	0,122	0,115	0,107	0,099	0,094	0,086	0,080
2,1	0,127	0,120	0,113	0,105	0,098	0,092	0,084	0,078
2,2	0,125	0,118	0,111	0,104	0,097	0,090	0,083	0,076
2,3	0,123	0,117	0,109	0,103	0,095	0,088	0,081	0,074
2,4	0,121	0,115	0,108	0,101	0,094	0,087	0,080	0,073
2,5	0,120	0,114	0,107	0,100	0,093	0,086	0,079	0,072
3,0	0,115	0,108	0,102	0,095	0,087	0,081	0,075	0,068
3,5	0,109	0,104	0,098	0,091	0,085	0,078	0,071	0,065
4,0	0,107	0,101	0,095	0,088	0,082	0,075	0,069	0,062
4,5	0,105	0,099	0,093	0,086	0,080	0,073	0,067	0,062

Таблица 5

Значения коэффициента t_0

Бетон марки 200 — Сталь класса A-I

μ, проц.	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,1	0,853	0,828	0,803	0,777	0,752	0,726	0,702	0,676
0,2	0,472	0,456	0,441	0,426	0,410	0,395	0,379	0,363
0,3	0,334	0,323	0,311	0,300	0,288	0,277	0,266	0,255
0,4	0,270	0,261	0,251	0,241	0,231	0,221	0,212	0,203
0,5	0,231	0,222	0,214	0,205	0,196	0,188	0,179	0,169
0,6	0,204	0,196	0,183	0,180	0,172	0,164	0,156	0,148
0,7	0,186	0,179	0,171	0,163	0,156	0,148	0,141	0,133
0,8	0,172	0,165	0,158	0,149	0,143	0,136	0,126	0,120
0,9	0,160	0,154	0,146	0,141	0,133	0,126	0,119	0,111
1,0	0,152	0,145	0,138	0,132	0,125	0,118	0,111	0,104
1,1	0,144	0,138	0,132	0,125	0,118	0,112	0,105	0,098
1,2	0,137	0,132	0,126	0,119	0,113	0,106	0,100	0,093
1,3	0,133	0,127	0,121	0,114	0,108	0,102	0,095	0,088
1,4	0,129	0,122	0,116	0,110	0,104	0,098	0,091	0,084
1,5	0,125	0,118	0,112	0,106	0,100	0,094	0,088	0,081
1,6	0,121	0,115	0,109	0,103	0,097	0,091	0,085	0,078
1,7	0,117	0,112	0,106	0,100	0,094	0,088	0,082	0,076
1,8	0,114	0,109	0,103	0,097	0,091	0,086	0,080	0,074
1,9	0,112	0,106	0,101	0,095	0,089	0,083	0,078	0,072
2,0	0,110	0,104	0,099	0,093	0,087	0,081	0,076	0,070
2,1	0,108	0,102	0,097	0,091	0,086	0,080	0,074	0,068
2,2	0,106	0,101	0,095	0,089	0,084	0,078	0,072	0,066
2,3	0,104	0,099	0,093	0,088	0,082	0,077	0,071	0,064
2,4	0,102	0,097	0,091	0,086	0,080	0,075	0,069	0,063
2,5	0,100	0,095	0,089	0,084	0,079	0,074	0,068	0,062
3,0	0,094	0,089	0,084	0,078	0,073	0,068	0,063	0,057
3,5	0,089	0,085	0,080	0,074	0,069	0,064	0,059	0,054
4,0	0,085	0,081	0,076	0,071	0,066	0,061	0,056	0,051
4,5	0,083	0,077	0,073	0,068	0,063	0,058	0,053	0,049

Таблица 6

Значения коэффициента t_0

Бетон марки 200

Сталь класса A-II

μ, проц.	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,1	0,848	0,822	0,798	0,775	0,748	0,724	0,701	0,673
0,2	0,465	0,450	0,436	0,422	0,405	0,391	0,376	0,361
0,3	0,337	0,326	0,314	0,303	0,290	0,279	0,268	0,256
0,4	0,272	0,262	0,252	0,243	0,232	0,222	0,213	0,202
0,5	0,235	0,226	0,217	0,209	0,199	0,190	0,181	0,171
0,6	0,207	0,199	0,191	0,183	0,174	0,166	0,158	0,150
0,7	0,188	0,181	0,173	0,165	0,157	0,149	0,142	0,134
0,8	0,174	0,166	0,159	0,152	0,144	0,137	0,129	0,122
0,9	0,162	0,155	0,148	0,141	0,134	0,127	0,120	0,112
1,0	0,153	0,147	0,140	0,134	0,125	0,119	0,112	0,105
1,1	0,146	0,140	0,133	0,126	0,119	0,113	0,106	0,099
1,2	0,140	0,133	0,127	0,121	0,114	0,107	0,101	0,094
1,3	0,135	0,128	0,122	0,115	0,109	0,102	0,096	0,089
1,4	0,130	0,124	0,117	0,111	0,105	0,098	0,092	0,086
1,5	0,126	0,120	0,113	0,108	0,101	0,095	0,089	0,082
1,6	0,122	0,116	0,110	0,104	0,098	0,092	0,086	0,080
1,7	0,119	0,113	0,107	0,101	0,095	0,089	0,083	0,077
1,8	0,116	0,110	0,104	0,098	0,092	0,086	0,080	0,074
1,9	0,113	0,107	0,102	0,096	0,090	0,084	0,078	0,072
2,0	0,111	0,105	0,100	0,094	0,088	0,082	0,076	0,071
2,1	0,109	0,103	0,097	0,092	0,086	0,080	0,075	0,069
2,2	0,107	0,101	0,095	0,090	0,084	0,079	0,073	0,067
2,3	0,105	0,099	0,094	0,089	0,083	0,077	0,072	0,066
2,4	0,104	0,098	0,093	0,087	0,081	0,076	0,070	0,065
2,5	0,101	0,096	0,091	0,085	0,079	0,074	0,068	0,063
3,0	0,095	0,090	0,084	0,079	0,074	0,068	0,063	0,058
3,5	0,089	0,084	0,079	0,075	0,069	0,064	0,059	0,054
4,0	0,085	0,081	0,076	0,071	0,066	0,061	0,056	0,051
4,5	0,082	0,078	0,073	0,068	0,063	0,058	0,053	0,048

Таблица 7

Значения коэффициента t_0

Бетон марки 200

Сталь класса A-III

μ, проц.	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,1	0,895	0,867	0,840	0,813	0,786	0,761	0,734	0,708
0,2	0,494	0,478	0,461	0,445	0,429	0,413	0,397	0,381
0,3	0,357	0,344	0,332	0,319	0,307	0,294	0,282	0,269
0,4	0,286	0,276	0,265	0,254	0,244	0,234	0,223	0,213
0,5	0,244	0,235	0,226	0,216	0,207	0,198	0,188	0,179
0,6	0,215	0,207	0,198	0,189	0,181	0,173	0,164	0,155
0,7	0,196	0,188	0,180	0,172	0,164	0,156	0,148	0,139
0,8	0,182	0,174	0,166	0,158	0,150	0,143	0,135	0,127
0,9	0,169	0,162	0,154	0,147	0,140	0,132	0,125	0,117
1,0	0,160	0,152	0,145	0,138	0,130	0,124	0,117	0,109
1,1	0,153	0,145	0,138	0,131	0,124	0,117	0,110	0,103
1,2	0,148	0,140	0,133	0,126	0,119	0,113	0,105	0,098

Продолжение табл. 7

μ, проц.	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
1,3	0,140	0,133	0,129	0,120	0,113	0,107	0,100	0,093
1,4	0,135	0,128	0,122	0,115	0,108	0,102	0,095	0,089
1,5	0,131	0,124	0,118	0,111	0,105	0,098	0,092	0,086
1,6	0,127	0,121	0,114	0,108	0,102	0,095	0,089	0,083
1,7	0,124	0,118	0,111	0,105	0,099	0,092	0,086	0,080
1,8	0,121	0,115	0,109	0,102	0,096	0,090	0,084	0,078
1,9	0,118	0,112	0,106	0,100	0,094	0,088	0,082	0,076
2,0	0,116	0,110	0,103	0,097	0,091	0,086	0,080	0,074
2,1	0,113	0,107	0,101	0,095	0,089	0,084	0,078	0,072
2,2	0,111	0,105	0,099	0,093	0,087	0,082	0,076	0,070
2,3	0,109	0,103	0,097	0,091	0,085	0,080	0,074	0,068
2,4	0,107	0,101	0,095	0,089	0,083	0,078	0,072	0,067
2,5	0,105	0,099	0,093	0,088	0,082	0,077	0,071	0,065
3,0	0,098	0,092	0,087	0,081	0,076	0,070	0,063	0,059
3,5	0,091	0,086	0,081	0,076	0,070	0,066	0,061	0,055
4,0	0,086	0,081	0,076	0,070	0,066	0,061	0,056	0,051
4,5	0,081	0,077	0,072	0,067	0,062	0,058	0,053	0,048

Таблица 8

Значения коэффициента t_0

Бетон марки 250

Сталь класса A-I

μ, проц.	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,1	0,842	0,818	0,794	0,770	0,744	0,719	0,695	0,671
0,2	0,455	0,440	0,426	0,412	0,398	0,384	0,370	0,356
0,3	0,326	0,313	0,302	0,294	0,283	0,272	0,261	0,250
0,4	0,262	0,253	0,244	0,234	0,225	0,216	0,207	0,198
0,5	0,223	0,215	0,206	0,198	0,190	0,182	0,174	0,166
0,6	0,205	0,196	0,188	0,181	0,170	0,157	0,156	0,148
0,7	0,188	0,179	0,171	0,165	0,153	0,142	0,141	0,133
0,8	0,170	0,162	0,155	0,150	0,140	0,131	0,127	0,120
0,9	0,156	0,149	0,141	0,136	0,129	0,121	0,115	0,108
1,0	0,144	0,138	0,132	0,126	0,120	0,113	0,107	0,100
1,1	0,137	0,132	0,126	0,120	0,114	0,107	0,102	0,095
1,2	0,131	0,126	0,121	0,115	0,109	0,102	0,097	0,090
1,3	0,126	0,121	0,116	0,109	0,104	0,098	0,092	0,086
1,4	0,122	0,116	0,112	0,105	0,099	0,094	0,088	0,082
1,5	0,118	0,112	0,107	0,101	0,096	0,090	0,084	0,078
1,6	0,114	0,109	0,104	0,098	0,093	0,087	0,081	0,075
1,7	0,111	0,107	0,101	0,095	0,090	0,084	0,078	0,073
1,8	0,108	0,104	0,098	0,092	0,087	0,081	0,076	0,070
1,9	0,105	0,102	0,096	0,090	0,085	0,079	0,074	0,068
2,0	0,103	0,099	0,094	0,088	0,083	0,077	0,072	0,067
2,1	0,101	0,096	0,092	0,086	0,081	0,075	0,070	0,065
2,2	0,099	0,094	0,090	0,084	0,079	0,073	0,068	0,063
2,3	0,097	0,092	0,088	0,082	0,077	0,071	0,066	0,062
2,4	0,095	0,090	0,086	0,081	0,075	0,070	0,065	0,061
2,5	0,094	0,089	0,084	0,079	0,074	0,069	0,064	0,060
3,0	0,088	0,083	0,078	0,073	0,069	0,064	0,059	0,055
3,5	0,084	0,079	0,074	0,070	0,065	0,062	0,055	0,051
4,0	0,080	0,075	0,071	0,065	0,062	0,057	0,052	0,048
4,5	0,078	0,073	0,069	0,064	0,060	0,055	0,050	0,046

Таблица 9

Значения коэффициента t_0 **AII**

Бетон марки 250 — Сталь класса A-I

μ, проц.	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,1	0,842	0,818	0,793	0,768	0,745	0,719	0,695	0,671
0,2	0,457	0,443	0,429	0,414	0,400	0,385	0,371	0,357
0,3	0,330	0,319	0,308	0,297	0,287	0,274	0,263	0,252
0,4	0,256	0,253	0,244	0,235	0,227	0,216	0,207	0,197
0,5	0,226	0,218	0,209	0,201	0,192	0,184	0,175	0,167
0,6	0,204	0,196	0,188	0,180	0,172	0,164	0,157	0,150
0,7	0,184	0,176	0,168	0,160	0,152	0,144	0,137	0,130
0,8	0,169	0,161	0,153	0,146	0,139	0,132	0,125	0,118
0,9	0,156	0,149	0,142	0,135	0,128	0,122	0,115	0,109
1,0	0,147	0,140	0,134	0,128	0,122	0,115	0,108	0,102
1,1	0,137	0,131	0,125	0,119	0,113	0,107	0,101	0,096
1,2	0,130	0,124	0,118	0,112	0,106	0,101	0,096	0,091
1,3	0,125	0,119	0,113	0,107	0,102	0,097	0,092	0,087
1,4	0,121	0,115	0,109	0,103	0,097	0,092	0,087	0,082
1,5	0,117	0,112	0,106	0,101	0,095	0,089	0,084	0,078
1,6	0,114	0,108	0,102	0,096	0,090	0,085	0,080	0,075
1,7	0,111	0,105	0,099	0,093	0,087	0,082	0,078	0,072
1,8	0,109	0,103	0,097	0,091	0,085	0,080	0,075	0,069
1,9	0,107	0,101	0,095	0,090	0,084	0,079	0,074	0,068
2,0	0,105	0,100	0,094	0,089	0,083	0,078	0,073	0,067
2,1	0,103	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,065
2,2	0,101	0,095	0,089	0,084	0,079	0,074	0,069	0,063
2,3	0,099	0,093	0,088	0,082	0,077	0,072	0,067	0,062
2,4	0,097	0,092	0,087	0,081	0,076	0,071	0,066	0,061
2,5	0,096	0,091	0,086	0,080	0,075	0,070	0,065	0,060
3,0	0,090	0,086	0,080	0,075	0,070	0,065	0,060	0,055
3,5	0,085	0,080	0,075	0,070	0,066	0,061	0,056	0,052
4,0	0,081	0,077	0,072	0,067	0,063	0,058	0,053	0,049
4,5	0,078	0,074	0,069	0,065	0,060	0,055	0,051	0,046

Таблица 10

Значения коэффициента t_0 **AIII**

Бетон марки 250 — Сталь класса A-II

μ, проц.	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,1	0,883	0,858	0,832	0,805	0,780	0,754	0,729	0,703
0,2	0,481	0,466	0,451	0,435	0,420	0,405	0,389	0,375
0,3	0,348	0,336	0,324	0,308	0,289	0,288	0,277	0,265
0,4	0,280	0,269	0,259	0,249	0,239	0,229	0,219	0,209
0,5	0,238	0,229	0,220	0,211	0,202	0,193	0,184	0,175
0,6	0,213	0,204	0,195	0,187	0,179	0,171	0,163	0,155
0,7	0,193	0,185	0,177	0,170	0,163	0,154	0,147	0,140
0,8	0,179	0,171	0,163	0,156	0,149	0,142	0,135	0,128
0,9	0,165	0,158	0,151	0,144	0,137	0,130	0,123	0,116
1,0	0,154	0,148	0,141	0,134	0,127	0,120	0,113	0,107
1,1	0,146	0,139	0,132	0,126	0,120	0,114	0,107	0,100
1,2	0,139	0,132	0,125	0,119	0,113	0,107	0,101	0,095

Продолжение табл. 10

μ, проц	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
1,3	0,133	0,126	0,120	0,114	0,108	0,102	0,096	0,090
1,4	0,128	0,122	0,116	0,110	0,104	0,098	0,092	0,086
1,5	0,125	0,119	0,113	0,106	0,101	0,095	0,089	0,083
1,6	0,122	0,116	0,110	0,104	0,098	0,092	0,086	0,080
1,7	0,118	0,112	0,106	0,100	0,094	0,088	0,082	0,077
1,8	0,116	0,110	0,104	0,098	0,092	0,086	0,080	0,075
1,9	0,113	0,107	0,101	0,095	0,089	0,083	0,077	0,072
2,0	0,110	0,104	0,098	0,093	0,087	0,081	0,076	0,070
2,1	0,108	0,102	0,096	0,090	0,084	0,079	0,074	0,069
2,2	0,106	0,100	0,094	0,088	0,082	0,077	0,072	0,067
2,3	0,104	0,098	0,092	0,086	0,080	0,075	0,070	0,065
2,4	0,102	0,096	0,090	0,084	0,078	0,073	0,068	0,063
2,5	0,100	0,094	0,089	0,083	0,076	0,072	0,067	0,062
3,0	0,093	0,088	0,082	0,077	0,072	0,067	0,062	0,057
3,5	0,088	0,083	0,078	0,073	0,068	0,063	0,058	0,053
4,0	0,083	0,078	0,073	0,069	0,064	0,059	0,055	0,050
4,5	0,079	0,075	0,070	0,065	0,061	0,056	0,052	**0,047**

Таблица 11

Значения коэффициента t_0

Бетон марки 300 — Сталь класса A-II

μ, проц.	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,1	0,835	0,810	0,796	0,763	0,748	0,713	0,690	0,666
0,2	0,440	0,426	0,413	0,399	0,385	0,372	0,358	0,344
0,3	0,315	0,305	0,294	0,284	0,274	0,264	0,254	0,244
0,4	0,254	0,245	0,236	0,228	0,219	0,210	0,202	0,193
0,5	0,217	0,209	0,201	0,194	0,186	0,178	0,170	0,162
0,6	0,192	0,185	0,178	0,171	0,163	0,156	0,149	0,142
0,7	0,174	0,167	0,160	0,153	0,147	0,140	0,133	0,126
0,8	0,160	0,154	0,148	0,141	0,135	0,128	0,121	0,115
0,9	0,152	0,145	0,139	0,133	0,126	0,120	0,112	0,107
1,0	0,141	0,135	0,129	0,123	0,117	0,111	0,105	0,099
1,1	0,133	0,128	0,122	0,116	0,110	0,104	0,098	0,093
1,2	0,127	0,122	0,117	0,110	0,105	0,099	0,093	0,087
1,3	0,122	0,117	0,111	0,105	0,100	0,094	0,089	0,083
1,4	0,117	0,112	0,106	0,101	0,095	0,090	0,085	0,079
1,5	0,113	0,108	0,103	0,097	0,092	0,087	0,081	0,076
1,6	0,109	0,104	0,099	0,094	0,089	0,083	0,078	0,073
1,7	0,106	0,101	0,096	0,091	0,086	0,081	0,076	0,070
1,8	0,103	0,099	0,094	0,089	0,083	0,078	0,073	0,068
1,9	0,101	0,096	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066
2,0	0,099	0,094	0,089	0,084	0,079	0,074	0,069	0,064
2,1	0,097	0,092	0,087	0,082	0,078	0,073	0,068	0,063
2,2	0,095	0,090	0,085	0,080	0,076	0,071	0,066	0,061
2,3	0,093	0,089	0,084	0,079	0,074	0,069	0,065	0,060
2,4	0,092	0,087	0,082	0,077	0,073	0,068	0,064	0,058
2,5	0,090	0,086	0,081	0,076	0,072	0,067	0,062	0,057
3,0	0,085	0,080	0,076	0,071	0,066	0,062	0,057	0,053
3,5	0,080	0,076	0,071	0,069	0,062	0,058	0,054	0,049
4,0	0,076	0,072	0,068	0,063	0,059	0,055	0,050	0,046
4,5	0,074	0,069	0,065	0,061	0,057	0,052	0,048	0,044

Таблица 12

Значения коэффициента t_0

Бетон марки 300 — Сталь класса A-III

μ, проц.	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,1	0,875	0,850	0,825	0,800	0,775	0,749	0,724	0,698
0,2	0,473	0,458	0,443	0,428	0,413	0,399	0,384	0,370
0,3	0,335	0,324	0,313	0,302	0,291	0,280	0,269	0,265
0,4	0,269	0,259	0,250	0,241	0,231	0,222	0,213	0,204
0,5	0,227	0,219	0,211	0,203	0,194	0,186	0,178	0,170
0,6	0,201	0,193	0,187	0,179	0,171	0,163	0,155	0,148
0,7	0,182	0,175	0,168	0,161	0,153	0,145	0,139	0,132
0,8	0,167	0,160	0,154	0,147	0,140	0,133	0,127	0,120
0,9	0,155	0,149	0,143	0,136	0,130	0,123	0,117	0,110
1,0	0,146	0,140	0,134	0,128	0,121	0,115	0,109	0,102
1,1	0,138	0,132	0,126	0,120	0,114	0,108	0,101	0,096
1,2	0,131	0,125	0,120	0,114	0,108	0,102	0,096	0,091
1,3	0,126	0,120	0,115	0,109	0,103	0,097	0,092	0,086
1,4	0,121	0,115	0,110	0,105	0,099	0,093	0,088	0,082
1,5	0,117	0,111	0,106	0,101	0,095	0,089	0,084	0,079
1,6	0,113	0,108	0,103	0,097	0,092	0,086	0,081	0,076
1,7	0,110	0,105	0,100	0,094	0,089	0,083	0,078	0,073
1,8	0,107	0,103	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,070
1,9	0,104	0,100	0,094	0,089	0,084	0,079	0,074	0,068
2,0	0,102	0,097	0,092	0,087	0,082	0,077	0,072	0,066
2,1	0,100	0,095	0,090	0,085	0,080	0,075	0,070	0,064
2,2	0,098	0,093	0,088	0,083	0,078	0,073	0,068	0,063
2,3	0,096	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,062
2,4	0,094	0,089	0,085	0,080	0,075	0,070	0,065	0,061
2,5	0,093	0,088	0,084	0,079	0,074	0,069	0,064	0,059
3,0	0,087	0,082	0,078	0,073	0,068	0,063	0,059	0,054
3,5	0,082	0,078	0,073	0,069	0,064	0,060	0,055	0,051
4,0	0,078	0,074	0,070	0,065	0,061	0,056	0,052	0,048
4,5	0,076	0,071	0,067	0,062	0,058	0,054	0,051	0,045

Таблица 13

Значение коэффициента t_0

Бетон марки 300 — Сталь класса A-IV

μ, проц.	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,1	0,882	0,857	0,831	0,805	0,779	0,753	0,728	0,702
0,2	0,481	0,466	0,449	0,434	0,420	0,404	0,389	0,373
0,3	0,347	0,336	0,324	0,311	0,300	0,288	0,276	0,264
0,4	0,279	0,269	0,258	0,248	0,238	0,228	0,218	0,208
0,5	0,238	0,230	0,221	0,211	0,203	0,193	0,184	0,175
0,6	0,212	0,204	0,194	0,186	0,177	0,168	0,160	0,152
0,7	0,192	0,184	0,174	0,166	0,158	0,151	0,143	0,135
0,8	0,177	0,169	0,160	0,153	0,145	0,138	0,130	0,122
0,9	0,165	0,157	0,150	0,142	0,135	0,127	0,121	0,114
1,0	0,156	0,149	0,142	0,135	0,128	0,121	0,114	0,107
1,1	0,150	0,144	0,136	0,130	0,123	0,116	0,109	0,102
1,2	0,145	0,139	0,132	0,126	0,119	0,112	0,104	0,098

Продолжение табл. 13

μ, проц.	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
1,3	0,141	0,134	0,128	0,121	0,115	0,108	0,100	0,094
1,4	0,137	0,130	0,124	0,117	0,111	0,104	0,097	0,090
1,5	0,133	0,126	0,120	0,113	0,107	0,100	0,094	0,087
1,6	0,128	0,122	0,115	0,110	0,102	0,096	0,091	0,084
1,7	0,124	0,118	0,111	0,106	0,098	0,092	0,088	0,080
1,8	0,120	0,114	0,108	0,102	0,095	0,089	0,084	0,077
1,9	0,117	0,111	0,105	0,098	0,092	0,086	0,081	0,074
2,0	0,114	0,108	0,102	0,096	0,090	0,084	0,078	0,072
2,1	0,112	0,106	0,100	0,094	0,088	0,072	0,076	0,071
2,2	0,110	0,104	0,098	0,093	0,086	0,070	0,074	0,069
2,3	0,108	0,102	0,096	0,091	0,085	0,078	0,073	0,067
2,4	0,106	0,101	0,095	0,089	0,083	0,077	0,072	0,066
2,5	0,105	0,100	0,094	0,088	0,082	0,076	0,071	0,065
3,0	0,100	0,094	0,088	0,083	0,077	0,072	0,066	0,060
3,5	0,096	0,090	0,084	0,079	0,074	0,068	0,062	0,057
4,0	0,093	0,087	0,082	0,076	0,071	0,065	0,060	0,054
4,5	0,090	0,085	0,079	0,074	0,069	0,063	0,058	0,052

Таблица 14

Значения коэффициента t_0

Бетон марки 400 — Сталь класса A-II

μ, проц.	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,1	0,825	0,803	0,780	0,755	0,723	0,703	0,685	0,662
0,2	0,431	0,419	0,406	0,393	0,381	0,368	0,356	0,343
0,3	0,304	0,295	0,286	0,276	0,269	0,257	0,248	0,239
0,4	0,241	0,233	0,225	0,217	0,210	0,202	0,195	0,187
0,5	0,206	0,199	0,192	0,185	0,177	0,171	0,164	0,157
0,6	0,179	0,176	0,169	0,162	0,156	0,149	0,143	0,136
0,7	0,165	0,159	0,153	0,147	0,140	0,134	0,128	0,122
0,8	0,152	0,146	0,140	0,134	0,128	0,122	0,117	0,111
0,9	0,142	0,136	0,130	0,125	0,119	0,113	0,107	0,102
1,0	0,133	0,127	0,122	0,116	0,111	0,105	0,100	0,095
1,1	0,126	0,121	0,117	0,110	0,105	0,100	0,094	0,089
1,2	0,120	0,115	0,109	0,104	0,099	0,094	0,089	0,084
1,3	0,115	0,110	0,105	0,100	0,094	0,089	0,084	0,079
1,4	0,110	0,105	0,100	0,095	0,090	0,085	0,080	0,075
1,5	0,106	0,101	0,096	0,091	0,087	0,082	0,077	0,072
1,6	0,103	0,098	0,093	0,088	0,084	0,079	0,074	0,069
1,7	0,100	0,095	0,090	0,085	0,081	0,076	0,071	0,067
1,8	0,097	0,092	0,087	0,083	0,078	0,074	0,069	0,065
1,9	0,095	0,090	0,085	0,081	0,076	0,072	0,067	0,063
2,0	0,092	0,088	0,083	0,079	0,074	0,070	0,065	0,061
2,1	0,090	0,086	0,081	0,077	0,072	0,068	0,063	0,059
2,2	0,088	0,084	0,079	0,075	0,071	0,066	0,062	0,058
2,3	0,086	0,082	0,078	0,073	0,069	0,065	0,061	0,056
2,4	0,085	0,081	0,077	0,072	0,068	0,064	0,060	0,055
2,5	0,084	0,079	0,075	0,071	0,067	0,062	0,058	0,054
3,0	0,078	0,074	0,070	0,065	0,062	0,057	0,053	0,049
3,5	0,074	0,070	0,066	0,062	0,058	0,054	0,050	0,046
4,0	0,070	0,066	0,062	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
4,5	0,068	0,064	0,060	0,056	0,052	0,049	0,045	0,041

Таблица 15

Значения коэффициента t_0

Бетон марки 400 — Сталь класса A-III

μ, проц	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,1	0,865	0,840	0,815	0,790	0,766	0,740	0,718	0,693
0,2	0,454	0,441	0,427	0,414	0,401	0,387	0,374	0,361
0,3	0,324	0,315	0,304	0,294	0,284	0,273	0,263	0,253
0,4	0,258	0,250	0,241	0,233	0,224	0,215	0,207	0,198
0,5	0,217	0,210	0,202	0,195	0,188	0,179	0,172	0,165
0,6	0,191	0,184	0,177	0,170	0,163	0,156	0,149	0,143
0,7	0,172	0,166	0,159	0,153	0,147	0,140	0,134	0,127
0,8	0,158	0,153	0,146	0,140	0,134	0,128	0,122	0,115
0,9	0,147	0,141	0,136	0,129	0,124	0,118	0,112	0,106
1,0	0,140	0,133	0,127	0,121	0,116	0,110	0,104	0,098
1,1	0,131	0,125	0,120	0,114	0,109	0,103	0,098	0,092
1,2	0,124	0,119	0,114	0,108	0,103	0,097	0,092	0,087
1,3	0,119	0,114	0,108	0,103	0,098	0,092	0,088	0,082
1,4	0,114	0,109	0,104	0,099	0,093	0,088	0,084	0,078
1,5	0,110	0,105	0,100	0,095	0,090	0,085	0,080	0,075
1,6	0,106	0,101	0,096	0,091	0,086	0,082	0,077	0,072
1,7	0,103	0,098	0,093	0,088	0,084	0,079	0,074	0,069
1,8	0,100	0,095	0,090	0,086	0,081	0,076	0,072	0,067
1,9	0,097	0,093	0,088	0,083	0,079	0,074	0,070	0,065
2,0	0,095	0,090	0,086	0,081	0,077	0,072	0,068	0,063
2,1	0,093	0,088	0,084	0,079	0,075	0,070	0,066	0,061
2,2	0,091	0,087	0,082	0,077	0,073	0,068	0,064	0,060
2,3	0,089	0,085	0,080	0,076	0,072	0,067	0,063	0,058
2,4	0,088	0,083	0,079	0,074	0,070	0,066	0,062	0,057
2,5	0,086	0,082	0,078	0,073	0,069	0,064	0,060	0,056
3,0	0,080	0,076	0,072	0,068	0,064	0,059	0,055	0,051
3,5	0,076	0,072	0,068	0,063	0,060	0,055	0,051	0,047
4,0	0,073	0,069	0,065	0,061	0,057	0,053	0,049	0,045
4,5	0,070	0,066	0,062	0,058	0,054	0,050	0,046	0,042

Таблица 16

Значения коэффициента t_0

Бетон марки 400 — Сталь класса A-IV

μ, проц.	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,1	0,911	0,887	0,860	0,835	0,807	0,782	0,755	0,730
0,2	0,490	0,475	0,460	0,445	0,430	0,415	0,400	0,385
0,3	0,348	0,338	0,326	0,314	0,303	0,292	0,280	0,269
0,4	0,278	0,269	0,260	0,250	0,240	0,230	0,221	0,211
0,5	0,236	0,229	0,220	0,211	0,202	0,194	0,185	0,178
0,6	0,208	0,200	0,192	0,185	0,178	0,171	0,164	0,157
0,7	0,188	0,181	0,174	0,167	0,160	0,153	0,147	0,141
0,8	0,173	0,164	0,159	0,152	0,145	0,139	0,133	0,127
0,9	0,161	0,154	0,147	0,140	0,133	0,127	0,121	0,116
1,0	0,150	0,144	0,138	0,131	0,125	0,118	0,112	0,107
1,1	0,140	0,134	0,128	0,122	0,116	0,110	0,104	0,099
1,2	0,132	0,128	0,122	0,116	0,111	0,105	0,098	0,094

Продолжение табл. 16

μ, проц	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
1,3	0,128	0,123	0,118	0,111	0,106	0,100	0,093	0,088
1,4	0,124	0,119	0,114	0,107	0,102	0,096	0,090	0,084
1,5	0,120	0,115	0,110	0,104	0,098	0,093	0,087	0,081
1,6	0,116	0,112	0,106	0,101	0,094	0,090	0,084	0,078
1,7	0,113	0,109	0,103	0,098	0,091	0,087	0,081	0,075
1,8	0,110	0,106	0,100	0,095	0,089	0,084	0,079	0,073
1,9	0,108	0,103	0,098	0,092	0,087	0,082	0,077	0,071
2,0	0,106	0,101	0,096	0,090	0,085	0,080	0,075	0,069
2,1	0,104	0,099	0,094	0,089	0,083	0,078	0,073	0,067
2,2	0,102	0,097	0,092	0,087	0,081	0,076	0,071	0,065
2,3	0,100	0,095	0,090	0,085	0,080	0,074	0,070	0,064
2,4	0,098	0,093	0,088	0,083	0,078	0,073	0,068	0,063
2,5	0,097	0,092	0,087	0,082	0,077	0,072	0,067	0,062
3,0	0,091	0,087	0,082	0,077	0,072	0,066	0,062	0,056
3,5	0,087	0,082	0,078	0,073	0,068	0,063	0,058	0,054
4,0	0,084	0,079	0,074	0,070	0,065	0,060	0,055	0,052
4,5	0,081	0,077	0,072	0,067	0,062	0,058	0,053	0,048

Таблица 17

Значения коэффициента t_0

Бетон марки 500 — Сталь класса A-III

μ, проц.	r = 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,1	0,857	0,832	0,810	0,786	0,762	0,738	0,713	0,690
0,2	0,458	0,443	0,434	0,416	0,403	0,388	0,374	0,360
0,3	0,324	0,315	0 304	0,293	0,283	0,272	0,262	0,252
0,4	0,258	0,249	0,240	0,231	0,222	0,214	0,206	0,198
0,5	0,216	0,209	0,201	0,193	0,186	0,179	0,171	0,164
0,6	0,190	0,184	0,178	0,170	0,162	0,156	0,150	0,144
0,7	0,170	0,163	0,157	0,151	0,145	0,138	0,131	0,125
0,8	0,158	0,150	0,142	0,136	0,131	0,125	0,120	0,115
0,9	0,148	0,139	0,130	0,125	0,121	0,115	0,110	0,105
1,0	0,138	0,129	0,123	0,118	0,113	0,107	0,102	0,097
1,1	0,128	0,122	0,117	0,111	0,106	0,100	0,095	0,090
1,2	0,121	0,115	0,109	0,104	0,100	0,095	0,090	0,085
1,3	0,116	0,110	0,104	0,099	0,095	0,090	0,085	0,080
1,4	0,110	0,105	0,100	0,095	0,090	0,086	0,081	0,076
1,5	0,106	0,102	0,097	0,092	0,088	0,083	0,078	0,073
1,6	0,102	0,097	0,093	0,089	0,085	0,080	0,075	0,070
1,7	0,099	0,095	0,090	0,086	0,082	0,077	0,072	0,067
1,8	0,097	0,092	0,087	0,083	0,079	0,075	0,070	0,065
1,9	0,095	0,090	0,085	0,081	0,077	0,072	0,068	0,063
2,0	0,092	0,088	0,083	0,079	0,075	0,070	0,066	0,062
2,1	0,090	0,086	0,082	0,077	0,073	0,068	0,064	0,060
2,2	0,087	0,084	0,080	0,075	0,071	0,067	0,063	0,059
2,3	0,085	0,082	0,078	0,074	0,070	0,066	0,062	0,057
2,4	0,084	0,080	0,076	0,072	0,068	0,064	0,060	0,055
2,5	0,083	0,079	0,075	0,071	0,067	0,062	0,058	0,053
3,0	0,077	0,073	0,069	0,065	0,061	0,057	0,053	0,049
3,5	0,073	0,069	0,065	0,061	0,057	0,054	0,050	0,146
4,0	0,069	0,066	0,062	0,058	0,054	0,050	0,047	0,043
4,5	0,067	0,063	0,059	0,056	0,052	0,048	0,044	0,041

Таблица 18

Значения коэффициента t_0

Бетон марки 600 **Сталь класса А-III**

μ, проц.	r							
	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,1	0,857	0,832	0,807	0,785	0,761	0,735	0,711	0,688
0,2	0,458	0,444	0,430	0,416	0,403	0,388	0,375	0,362
0,3	0,322	0,312	0,302	0,292	0,282	0,271	0,261	0,251
0,4	0,256	0,248	0,234	0,230	0,222	0,214	0,205	0,197
0,5	0,215	0,207	0,200	0,193	0,185	0,178	0,170	0,163
0,6	0,190	0,183	0,176	0,169	0,162	0,155	0,149	0,143
0,7	0,170	0,164	0,158	0,151	0,145	0,139	0,133	0,127
0,8	0,156	0,150	0,144	0,138	0,132	0,126	0,120	0,114
0,9	0,144	0,138	0,132	0,126	0,120	0,114	0,108	0,103
1,0	0,133	0,128	0,122	0,117	0,111	0,106	0,101	0,095
1,1	0,124	0,120	0,114	0,109	0,103	0,098	0,094	0,089
1,2	0,117	0,113	0,108	0,103	0,097	0,092	0,089	0,084
1,3	0,112	0,108	0,104	0,098	0,093	0,088	0,084	0,080
1,4	0,108	0,104	0,100	0,094	0,089	0,084	0,080	0,076
1,5	0,105	0,100	0,090	0,091	0,086	0,081	0,077	0,073
1,6	0,102	0,097	0,093	0,088	0,083	0,078	0,074	0,070
1,7	0,099	0,094	0,090	0,085	0,080	0,075	0,071	0,067
1,8	0,096	0,091	0,087	0,082	0,078	0,073	0,069	0,065
1,9	0,093	0,089	0,085	0,082	0,076	0,071	0,067	0,063
2,0	0,091	0,087	0,082	0,078	0,074	0,068	0,065	0,061
2,1	0,089	0,085	0,080	0,076	0,072	0,067	0,063	0,059
2,2	0,087	0,083	0,078	0,074	0,070	0,065	0,061	0,057
2,3	0,085	0,081	0,077	0,072	0,068	0,064	0,060	0,056
2,4	0,083	0,079	0,075	0,071	0,067	0,063	0,059	0,055
2,5	0,082	0,078	0,074	0,070	0,066	0,062	0,058	0,054
3,0	0,076	0,072	0,068	0,065	0,061	0,057	0,054	0,049
3,5	0,072	0,069	0,065	0,061	0,057	0,053	0,044	0,045
4,0	0,069	0,065	0,062	0,058	0,054	0,050	0,046	0,043
4,5	0,067	0,063	0,060	0,056	0,052	0,048	0,044	0,041

Увеличенный в 1000 раз коэффициент t получил символ t_0.
Таким образом

$$t_0 = 1000t. \tag{16}$$

Таблицы вычисленных значений коэффициентов t_0 и использование формулы (7) прогиба во много раз сокращает затраты труда на расчеты по деформациям.

Небольшой ошибкой, создающей запас прочности, которая иногда имеет место в результате принятия $\psi_{s1} = 1$, можно пренебречь так же, как и теми незначительными ошибками, полученными при составлении табл. 3—18 с помощью логарифмической линейки и при округлении чисел. Возможные отклонения от точного расчета не превышают 2—3%.

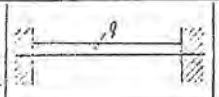
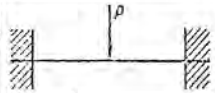
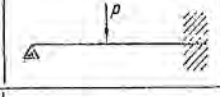
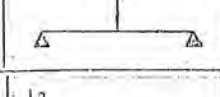
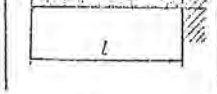
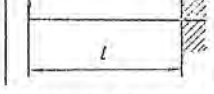
При необходимости определения прогиба балки из бетона другой марки или армированной стали другого класса, не предусмотренных в табл. 3—18 и графиках в приложении 1, комплексный коэффициент t_0 можно высчитать по формуле (15), подставив значения входящих в нее величин и поделив результат на 1000.

Величина относительной высоты сжатой зоны бетона может быть определена при помощи формулы (25).

Прямоугольные сечения бетона с одиночной арматурой в растянутой зоне изгибаемых элементов являются наиболее часто встречающимися железобетонными конструкциями. Большинство из них могут быть рассчитаны при $\psi_{s1} = 1$ условно. Поэтому в настоящем разделе

Таблица 19

Формулы для определения прогиба f балок прямоугольного сечения

№ п.п	Схема	f_{max}	№ п.п	Схема	f_{max}
1		$0{,}026ql\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3\frac{t_0}{b}$	5		$0{,}052P\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3\frac{t_0}{b}$
2		$0{,}054ql\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3\frac{t_0}{b}$	6		$0{,}093P\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3\frac{t_0}{b}$
3		$0{,}13ql\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3\frac{t_0}{b}$	7		$0{,}208P\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3\frac{t_0}{b}$
4		$1{,}25ql\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3\frac{t_0}{b}$	8		$3{,}33P\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3\frac{t_0}{b}$

Примечание. l — принимается в *см*; остальные величины — в *т* и *т/м*.

далее будем рассматривать вопросы прогиба именно при этом условии. Если же деформация должна быть рассчитана особенно точно, тогда коэффициент t может быть подсчитан по формуле (9).

Для облегчения вычислений и снижения вероятности ошибки при арифметических действиях со степенями многозначных чисел все величины, служащие для определения прогиба f по формуле (7), берем в *м* и *тм*, а комплексный коэффициент t увеличиваем в 1000 раз, т. е. принимаем комплексный коэффициент t_0. Это уже и предусмотрено в табл. 3—18, а также в графиках на рис. 35—48. Тогда, чтобы получить значение прогиба по-прежнему в сантиметрах, комплексная формула (7) полного наибольшего прогиба в пролете балки с учетом дополнительно действующих нагрузок примет следующий вид:

$$f\,(см) = \frac{Sl^2\,(м)\,M_{s1}\,(тм)\,t_0}{100b\,(м)\,h_0^3\,(м)}. \tag{17}$$

В скобках в формуле (17) проставлена размерность подставляемых и получаемого значений.

Для разных случаев нагрузки и расчетных схем балок в общую формулу (17) нужно подставлять значения S и M_{s1}, соответствующие данному случаю.

Так, например, формула наибольшего прогиба свободно лежащей балки с равномерно распределенной нагрузкой из формулы (17) может быть приведена к следующему виду:

$$f = \frac{Sl^2 M_{н1} t_0}{100bh_0^3} = \frac{0{,}104 l^2 q l^2 t_0}{100 \cdot 8bh_0^3} = 0{,}13ql\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3 \frac{t_0}{b}.$$

Здесь мы уже избавлены от необходимости вычисления изгибающего момента и производим еще более упрощенные арифметические действия, снижающие возможность ошибки.

Такие формулы прогибов для наиболее распространенных нагрузок и схем балок приведены в табл. 19.

Пример 1. Определить прогиб балки прямоугольного сечения, у которой полезная высота $h_0 = 54{,}5$ *см*, ширина $b = 25$ *см*; пролет $l = 5{,}9$ *м* из бетона марки 200 и арматуры класса А-I сечением $F_а = 25{,}7$ *см*^{2}, нагрузка нормативная равномерно распределенная: длительно действующая $g_н = 2{,}188$ *т/м*, кратковременно действующая $p_н = 2{,}504$ *т/м* и полная $q_н = 4{,}692$ *т/м* (рис. 5).

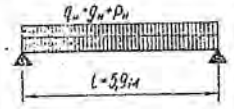


Рис. 5. К примеру 1.

Вычисляем по формуле (14) отношение нормативных изгибающих моментов от длительно действующей и полной нагрузок. В данном случае отношение моментов равно отношению длительной и полной нагрузок, и мы можем избавиться от необходимости вычисления изгибающих моментов

$$r = \frac{M_{дл}}{M_{н1}} = \frac{g_н}{q_н} = \frac{2{,}188}{4{,}692} \cong 0{,}5.$$

По формуле (12) определяем процент армирования

$$\mu = \frac{25{,}7 \cdot 100}{25 \cdot 54{,}5} \cong 1{,}9\%.$$

В табл. 5 по $r = 0{,}5$ и $\mu = 1{,}9$ находим $t_0 = 0{,}083$. Прогиб вычисляем по формуле (3) табл. 19

$$f = 0{,}13 \cdot 4{,}692 \cdot 5{,}9\left(\frac{5{,}9}{10 \cdot 0{,}545}\right)^3 \frac{0{,}083}{0{,}25} = 1{,}52 \text{ см}.$$

Относительный прогиб определяем по формуле (1):

$$\frac{1}{n} = \frac{f}{l} = \frac{1{,}52}{590} = \frac{1}{390}.$$

Этот пример взят нами из книги И. А. и В. И. Константиновых [5]. Там прогиб рассчитан по трудоемким формулам СНиП II-В. 1—62*. Результат расчета почти такой же: прогиб $f = 1{,}55$ *см*. Расхождение в результатах расчета получено за счет вычислений на счетной линейке.

Пример 2. Определить прогиб балки таврового сечения с полкой в сжатой зоне (рис. 6), свободно лежащей на двух опорах пролетом $l = 6$ *м* с нормативной равномерно распределенной нагрузкой: длительно действующей $g_н = 0{,}7$ *т/м*, кратковременной $p_н = 0{,}5$ *т/м* и полной $q_н = 1{,}2$ *т/м* из бетона марки 200 и стали класса А-II. Сечение балки:

$b = 18$, $b_п = 120$, $h_0 = 31$, $h = 35$, $h_п = 6$ *см*. Сечение арматуры $F_а = 10{,}18$ *см*^{2}.

Процент армирования определяем по формуле (13), предполагая, что нейтральная ось находится в полке, и принимая ширину плиты $b_п = 120$ *см* за ширину сечения балки:

$$\mu = \frac{100 \cdot 10{,}18}{120 \cdot 31} \cong 0{,}3\%.$$

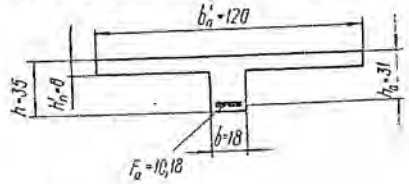


Рис. 6. К примеру 2.

Относительную высоту сжатой зоны ξ находим в табл. 2 по $\mu = 0{,}3\%$: $\xi = 0{,}147$.

Высоту сжатой зоны определяем по формуле (8):

$$x = \xi h_0 = 0{,}147 \cdot 31 = 4{,}6 \text{ см} < h'_п = 6 \text{ см}.$$

Поскольку $x < h'_п$, нейтральная ось находится в полке и балка может быть рассчитана как балка прямоугольного сечения шириной $b'_п = 120$ *см*.

По формуле (14) определяем отношение нормативных изгибающих моментов от длительной и полной нагрузок, что в данном случае равно отношению этих нагрузок

$$r = \frac{M_{дл}}{M_{н1}} = \frac{g_н}{q_н} = \frac{0{,}7}{1{,}2} \cong 0{,}6.$$

Коэффициент t_0 находим в табл. 4 по $r = 0{,}6$ и $\mu = 0{,}3\%$: $t_0 = 0{,}290$; прогиб — по формуле (3) из табл. 19:

$$f = 0{,}13 \cdot 1{,}2 \cdot 6\left(\frac{6}{10 \cdot 0{,}31}\right)^3 \frac{0{,}29}{1{,}2} = 1{,}64 \text{ см}.$$

Относительный прогиб равен

$$\frac{1}{n} = \frac{f}{l} = \frac{1{,}64}{600} \cong \frac{1}{370}.$$

Пример взят из статьи И. И. Казарновского [6], где прогиб $f = 1{,}59$ *см*, что почти не отличается от найденного нами.

Определение армирования при заданном сечении бетона и предельном прогибе. Приняв предельный относительный прогиб равным $\frac{1}{n_{пр}}$, формула (7) может быть решена относительно комплексного коэффициента t_0

$$t_0 = \frac{10^4 bh_0^3}{n_{пр} S l M_{н1}}. \qquad (18)$$

Теперь по заданному сечению бетона, условиям нагрузки и пролета можно найти значение комплексного коэффициента t_0, обеспечивающ-

шего необходимый предельный прогиб.

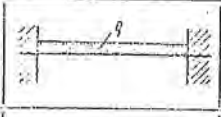
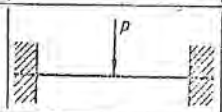
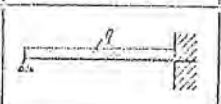
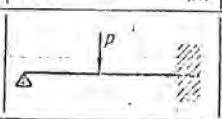
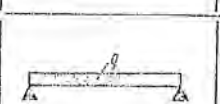
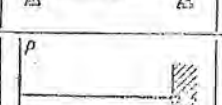
Далее, по отношению $r = \frac{M_{дл}}{M_{нl}}$ и t_0, найденному в табл. 3—18, может быть подобран соответствующий процент армирования μ и подсчитана необходимая площадь сечения арматуры

$$F_a = \mu \frac{bh_0}{100}. \qquad (19)$$

Формула (18) дает значение комплексного коэффициента в общем виде для любых нагрузок и схем балок.

Таблица 20

Формулы для определения необходимого значения комплексного коэффициента $t_0 min$ для балок прямоугольного сечения

№ п.п	Схема	t_0	№ п.п	Схема	t_0
1		$3840\frac{1}{q}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3\frac{b}{n_{пр}}$	5		$1920\frac{l}{P}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3\frac{b}{n_{пр}}$
2		$1850\frac{1}{q}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3\frac{b}{n_{пр}}$	6		$1070\frac{l}{P}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3\frac{b}{n_{пр}}$
3		$770\frac{1}{q}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3\frac{b}{n_{пр}}$	7		$480\frac{l}{P}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3\frac{b}{n_{пр}}$
4		$80\frac{1}{q}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3\frac{b}{n_{пр}}$	8		$30\frac{l}{P}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3\frac{b}{n_{пр}}$

Примечание. Размерность величин в *м* и *т/м*.

Для свободно лежащей на двух опорах балки с равномерно распределенной нагрузкой при подстановке соответствующих значений S и $M_{нl}$ эту же формулу можно привести к следующему виду:

$$t_0 = \frac{10^4 bh_0^3}{n_{пр} S l M_{нl}} = \frac{10^4 bh_0^3 3}{n_{пр} 0{,}104 l q l^2} = 770\,\frac{1}{q}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3\frac{b}{n_{пр}}.$$

Тут мы избавились от необходимости вычисления изгибающего момента и еще более упростили арифметические действия.

Такие формулы значений комплексного коэффициента t_0 для наиболее распространенных нагрузок и схем балок приведены в табл. 20.

Пример 3. Определить необходимое армирование свободно лежащей на двух опорах балки пролетом $l = 5{,}9$ *м* (см. рис. 5), прямоугольного поперечного сечения $b \times h_0 = 25 \times 54{,}5$ *см* с нормативной равномерно распределенной нагрузкой: длительно действующей $g_н = 2$ *т/м*, кратковременно действующей $p_н = 2{,}5$ *т/м* и полной $q_н = 4{,}5$ *т/м*. Предельный прогиб $^1/_{300}$ ($n_{пр} = 300$). Бетон марки 200, сталь класса А-II.

Отношение нормативных изгибающих моментов от длительной и полной нагрузок определяем по формуле (14):

$$r = \frac{M_{дл}}{M_{нl}} = \frac{g_н}{q_н} = \frac{2}{4{,}5} \cong 0{,}4$$

Комплексный коэффициент t_0 находим по формуле (3) из табл. 20:

$$t_0 = 770 \cdot \frac{1}{4{,}5}\left(\frac{10 \cdot 0{,}545}{5{,}9}\right)^3 \frac{0{,}25}{300} = 0{,}112.$$

В табл. 6 по $r = 0{,}4$ и $t_0 = 0{,}112$ находим $\mu = 1\%$. Необходимая площадь сечения арматуры равняется

$$F_a = \mu \frac{bh_0}{100} = 1 \cdot \frac{25 \cdot 54{,}5}{100} = 13{,}65\ см^2.$$

Определение полезной высоты сечения при заданном проценте армирования и предельном прогибе. Решая формулу (18) относительно h_0 по заданному проценту армирования, предельному прогибу и другим условиям, можно найти необходимую полезную высоту сечения балки, удовлетворяющую этим условиям,

$$h_0 = 0{,}0464 \sqrt[3]{\frac{n_{пр} S l M_{нl} t_0}{b}}. \qquad (20)$$

Для предварительного подбора бетонного сечения балки зададимся следующими ниже условиями, что поможет значительно упростить вычисления и быстро найти необходимое сечение балки, а в дальнейшем уточнить количество арматуры:

относительный прогиб $\frac{f}{l} = \frac{1}{300}$, т. е. $n = 300$;

нормативный изгибающий момент от полной нагрузки равен моменту от длительно действующей нагрузки, т. е. вся нагрузка является длительно действующей, что идет в запас прочности:

$$M_{нl} = M_{д.} \text{ или } r = 1;$$

армирование в размере $\mu = 1{,}5\%$;

бетон марки 200, арматура из стали класса А-II.

При этих условиях в табл. 6 находим $t_0 = 0{,}126$.

Подставляя значения величин, отвечающие принятым условиям, в формулу (20), получаем

$$h_0 = 0{,}0464 \sqrt[3]{\frac{300 S l M_{нl} 0{,}126}{b}} = 0{,}151 \sqrt[3]{\frac{S l M_{нl}}{b}}.$$

Решение задачи продолжим в следующих двух вариантах.

Определение предварительной высоты сечения балок. Примем еще одно дополнительное условие: ширина балки b равна половине полезной высоты сечения ($b = 0{,}5\,h_0$). Тогда, ведя расчеты по последней

формуле, получаем

$$h_0 = 0{,}295\sqrt[4]{SlM_{\text{н}}}. \qquad (21)$$

По формуле (21) можно определить необходимую полезную высоту сечения изгибаемой балки в общем виде для любых нагрузок и схем балок.

Для свободно лежащей на двух опорах балки с равномерно распределенной нагрузкой (рис. 7) при подстановке соответствующих значений S и $M_{\text{н}}$ получим формулу значения полезной высоты для этого случая:

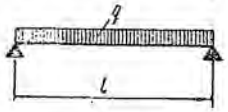


Рис. 7. Балка на двух опорах.

$$h_0 = 0{,}295\sqrt[4]{SlM_{\text{н}}} =$$

$$= 0{,}295\sqrt[4]{0{,}104l\frac{ql^2}{8}} = 0{,}099\sqrt[4]{ql^3}.$$

Такие же формулы для других часто встречающихся случаев нагрузок и схем балок приведены в табл. 21 (левая половина).

Определение предварительной высоты сечения плит. Плиты рассчитываются всегда полосой, имеющей ширину b, равную 1 *м*. Подставляя $b = 1$ в выведенную выше формулу, в общем виде для плит получаем:

$$h_0 = 0{,}151\sqrt[3]{SlM_{\text{н}}}. \qquad (22)$$

Аналогично тому, как нами был выполнен выше расчет для балки, найдем необходимую полезную высоту, сечение свободно лежащей на двух опорах плиты с равномерно распределенной нагрузкой (рис. 7):

$$h_0 = 0{,}151\sqrt[3]{SlM_{\text{н}}} = 0{,}151\sqrt[3]{\frac{0{,}104lql^2}{8}} = 0{,}0355l\sqrt[3]{q}.$$

Формулы значения полезной высоты для других наиболее распространенных случаев нагрузок и схем балочных плит приведены в табл. 21 (правая половина).

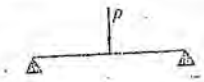
Пример 4. Определить необходимую полезную высоту и армирование консольной плиты (рис. 8). Пролет $l = 2$ *м*, бетон марки 300, сталь класса А-II, нормативная равномерно распределенная нагрузка: длительно действующая $g_{\text{н}} = 0{,}4$ *т/м²*, кратковременно действующая $p_{\text{н}} = 0{,}2$ *т/м²* и полная $q_{\text{н}} = 0{,}6$ *т/м²*. Предельный прогиб $^1/_{400}$ ($n_{\text{пр}} = 400$).

Предварительно найдем необходимую полезную высоту сечения плиты по отвечающей заданной схеме и нагрузке формуле (14) табл. 21 при принятых выше условиях. Пренебрежем пока тем, что эти условия не отвечают заданным:

$$h_0 = 0{,}0755l\sqrt[3]{q} = 0{,}0755 \cdot 2\sqrt[3]{0{,}6} = 0{,}127 \text{ м} = 12{,}7 \text{ см}.$$

Таблица 21

Формулы для предварительного определения полезной высоты сечения балок и плит h_0

Схема	№ п.п	Балки	№ п.п	Плиты
Любая	1	$0{,}295\sqrt[4]{SlM_{\text{н}}}$	10	$0{,}151\sqrt[3]{SlM_{\text{н}}}$
	2	$0{,}0665\sqrt[4]{ql^3}$	11	$0{,}0208l\sqrt[3]{q}$
	3	$0{,}080\sqrt[4]{ql^3}$	12	$0{,}0268l\sqrt[3]{q}$
	4	$0{,}099\sqrt[4]{ql^3}$	13	$0{,}0355l\sqrt[3]{q}$
	5	$0{,}188\sqrt[4]{ql^3}$	14	$0{,}0755l\sqrt[3]{q}$
	6	$0{,}079\sqrt[4]{Pl^2}$	15	$0{,}0262\sqrt[3]{Pl}$
	7	$0{,}092\sqrt[4]{Pl^2}$	16	$0{,}0318\sqrt[3]{Pl}$
	8	$0{,}112\sqrt[4]{Pl^2}$	17	$0{,}0415\sqrt[3]{Pl}$
	9	$0{,}224\sqrt[4]{Pl^2}$	18	$0{,}105\sqrt[3]{Pl}$

Примечание. Размерность величин в *тм*, *т/м* и *тм*.

Отношение нормативных изгибающих моментов от длительной и полной нагрузок следующее:

$$r = \frac{M_{дл}}{M_{пл}} = \frac{g_н}{q_н} = \frac{0{,}4}{0{,}6} \approx 0{,}7.$$

Комплексный коэффициент t_0, отвечающий заданному предельному прогибу, находим по формуле (4) табл. 20:

$$t_0 = 80 \cdot \frac{1}{0{,}6}\left(\frac{10 \cdot 0{,}127}{2}\right)^3 \frac{1}{400} = 0{,}085$$

В табл. 11 для бетона марки 300 и стали класса А-II по $r = 0{,}7$ и $t_0 = 0{,}086$ находим процент армирования $\mu = 1{,}9\%$.

Необходимую площадь сечения арматуры определяем по формуле (19):

$$F_a = 1{,}9 \cdot \frac{100 \cdot 12{,}7}{100} = 24{,}1 \text{ см}^2.$$

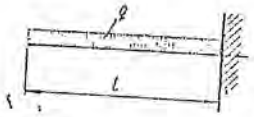


Рис. 8. Консольная балка.

Полученное здесь сечение арматуры соответствует и заданным условиям (так как отношение r, коэффициент и процент армирования μ отвечают этим условиям), и назначенной полезной высоте сечения.

Определение допустимой нагрузки при заданном сечении бетона, армировании и предельном прогибе. Обратимся к формуле (3) табл. 20, определяющей значение комплексного коэффициента для свободно лежащей балки на двух опорах с равномерно распределенной нагрузкой.

Решая эту формулу относительно q, получаем возможность по заданному сечению бетона, армированию и предельному прогибу найти равномерно распределенную нагрузку, удовлетворяющую этим условиям:

$$q = 700 \frac{1}{n_{пр}}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3 \frac{b}{t_0}$$

Такие же формулы значения допустимой нагрузки для наиболее распространенных видов нагрузок и схем балок приведены в табл. 22.

Пример 5. Определить допустимую нагрузку для балки пролетом $l = 4{,}8$ м с одним защемленным концом и свободно лежащим вторым концом из бетона марки 400 и стали класса А-II. Поперечное сечение балки $b \times h_0 = 20 \times 31$ см², армирование $F_a = 18{,}5$ см², предельный прогиб $^1/_{200}$ ($n_{пр} = 200$), нагрузка равномерно распределенная длительно действующая ($r = 1$).

Найдем процент армирования поперечного сечения балки:

$$\mu = \frac{100F_a}{bh_0} = \frac{100 \cdot 18{,}5}{20 \cdot 31} = 3{,}0\,\%.$$

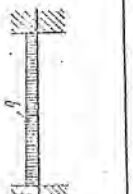
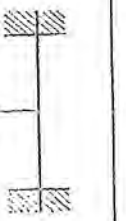
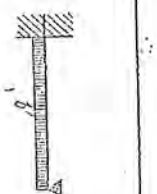
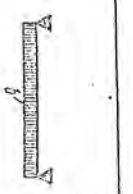
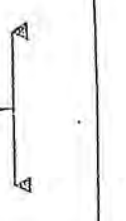
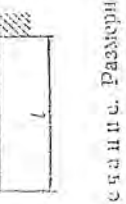
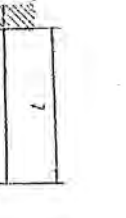
В табл. 8 по $\mu = 3{,}0\%$ и $r = 1$ находим $t_0 = 0{,}078$.

Допустимую нагрузку определяем по формуле (2) табл. 22:

$$q = 1830 \cdot \frac{1}{200}\left(\frac{10 \cdot 0{,}31}{4{,}8}\right)^3 \frac{0{,}2}{0{,}078} = 6{,}4 \text{ т/м}.$$

Таблица 22

Формулы для определения допустимой нагрузки при заданном сечении бетона, армировании, пролете и продольном прогибе для балок прямоугольного сечения

№ п.п	Схема	q_{max}	№ п.п	Схема	P_{max}
1		$3840 \frac{1}{n_{пр}}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3 \frac{b}{t_0}$	5		$1920 \frac{l}{n_{пр}}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3 \frac{b}{t_0}$
2		$1850 \frac{1}{n_{пр}}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3 \frac{b}{t_0}$	6		$1070 \frac{l}{n_{пр}}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3 \frac{b}{t_0}$
3		$770 \frac{1}{n_{пр}}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3 \frac{b}{t_0}$	7		$480 \frac{l}{n_{пр}}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3 \frac{b}{t_0}$
4		$80 \frac{1}{n_{пр}}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3 \frac{b}{t_0}$	8		$30 \frac{l}{n_{пр}}\left(\frac{10h_0}{l}\right)^3 \frac{b}{t_0}$

Примечание. Размерность величин в q, P т/м.

Балки с несколькими нагрузками и неразрезные. Влияние схемы балки и вида нагрузки на прогиб определяется коэффициентом S. Определение коэффициента S при одной нагрузке на однопролетную балку или на консоль (см. табл. 1) не вызывает затруднений.

Разберемся в случае балки с несколькими нагрузками и в случае определения прогиба в пролете неразрезной балки.

Пример 6. Выбрать коэффициент S для балки с двумя видами нагрузок: равномерно распределенной $q_н = 2{,}4\ т/м$ и сосредоточенной в центре балки $P_н = 6{,}0\ т$ (рис. 9).

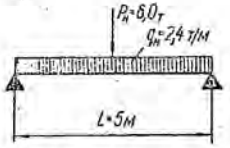


Рис. 9. К примеру 6.

Определяем раздельно изгибающие моменты от каждого из видов нагрузок балки:

$$M_P = \frac{Pl}{4} = \frac{6 \cdot 5}{4} = 7{,}5\ тм;$$

$$M_q = \frac{ql^2}{8} = \frac{2{,}4 \cdot 5^2}{8} = 7{,}5\ тм.$$

Коэффициенты S, соответствующие каждому виду нагрузки, следующие: $S_P = 0{,}0833$ и $S_q = 0{,}104$.

На основании закона о независимости действия сил можно отметить, что полный прогиб балки от всех видов нагрузок равен сумме прогибов от каждого вида нагрузки, а именно (здесь нас интересуют только значения S и M):

$$f = f_P + f_q = \frac{S_P l^2 M_P t_0}{100bh_0^3} + \frac{S_q l^2 M_q t_0}{100bh_0^3} = (S_P M_P + S_q M_q) \frac{l^2 t_0}{100bh_0^3} =$$

$$= (0{,}0833 \cdot 7{,}5 + 0{,}104 \cdot 7{,}5) \frac{l^2 t_0}{100bh_0^3} = 1{,}405 \frac{l^2 t_0}{100bh_0^3}.$$

Рассмотрев выполненные действия, можно сделать следующий вывод: если моменты от разных видов нагрузки близки или равны между собой, как в данном случае, прогиб определяется моментом от всей нагрузки и средним значением коэффициента S.

Действительно, в нашем случае изгибающий момент от всей нагрузки

$$M = M_P + M_q = 7{,}5 + 7{,}5 = 15{,}0\ тм;$$

среднее значение коэффициента

$$S_{ср} = \frac{S_P + S_q}{2} = \frac{0{,}0833 + 0{,}104}{2} = 0{,}09365;$$

полный прогиб балки

$$f = 0{,}09365 \cdot 15{,}0 \cdot \frac{l^2 t_0}{100bh_0^3} = 1{,}405 \frac{l^2 t_0}{100bh_0^3},$$

т. е. то же, что было получено при более подробном расчете.

Для приближенных расчетов прогиб может определиться моментом от всей нагрузки и большим значением коэффициента S.

В нашем случае прогиб (при большем значении из $S_q = 0{,}104$ и $S_p = 0{,}0833$) равняется

$$f = 0{,}104 \cdot 15{,}0 \frac{l^2 t_0}{100bh_0^3} = 1{,}56 \frac{l^2 t_0}{100bh_0^3}.$$

Ошибка в данном случае составила 11% в сторону повышения запаса прочности, что для приближенного расчета может быть допустимо.

Пример 7. Выбрать коэффициент S для пролетов симметричной неразрезной балки с равномерно распределенной нагрузкой $q_н = 2{,}4\ т/м$ (рис. 10).

С помощью таблиц из любого справочника проектировщика находим опорные и пролетные нормативные моменты трехпролетной неразрезной балки:

$$M_{опор} = -0{,}1ql^2 = -0{,}1 \cdot 2{,}4 \cdot 5^2 = -6{,}0\ тм;$$

$$M_1 = +0{,}08ql^2 = 0{,}08 \cdot 2{,}4 \cdot 5^2 = 4{,}8\ тм;$$

$$M_2 = +0{,}025ql^2 = 0{,}025 \cdot 2{,}4 \cdot 5^2 = 1{,}5\ тм,$$

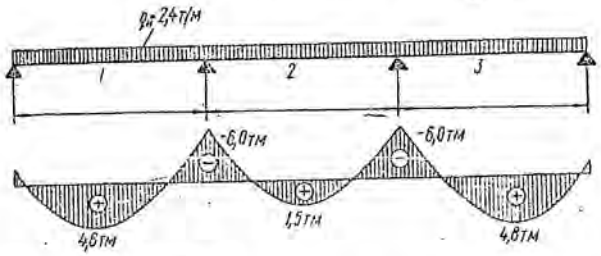


Рис. 10. К примеру 7.

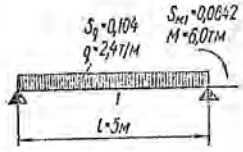


Рис. 11. Пролет 1.

а также пролетный момент от равномерно распределенной нагрузки как для свободно лежащей балки:

$$M_0 = +\frac{ql^2}{8} = \frac{2{,}4 \cdot 5^2}{8} = 7{,}5\ тм.$$

Рассмотрим пролет 1, изображенный на рис. 11. Часть неразрезной балки, находящуюся в этом пролете, можно считать свободно лежащей на двух опорах с двумя видами нагрузок:

равномерно распределенной нагрузкой (для этой нагрузки $S_q = 0{,}104$) с изгибающим моментом в середине 7,5 *тм*;

отрицательным моментом $M_{опор} = -6{,}0\ тм$ на одном конце (для такой нагрузки $S_M = 0{,}0642$), дающим отрицательный изгибающий момент в середине пролета:

$$M_{0.ср1} = -\frac{6{,}0}{2} = -3{,}0\ тм.$$

Полный прогиб балки в середине пролета, как мы уже приняли в примере 6, равен сумме прогибов от каждого вида нагрузок, а именно:

$$f_1 = f_{1q} + f_{1M} = \frac{S_q l^2 M_0 t_0}{100bh_0^3} + \frac{S_{M1} l^2 M_{0.ср1} t_0}{100bh_0^3}.$$

Здесь не следует забывать об отрицательном знаке опорного момента, который будет уменьшать прогиб:

$$f_1 = (S_q M_0 + S_{M1} M_{0.ср1}) \frac{l^2 t_0}{100bh_0^3} =$$

$$= (0{,}104 \cdot 7{,}5 - 0{,}0642 \cdot 3) \frac{l^2 t_0}{100bh_0^3} = 0{,}587 \frac{l^2 t_0}{100bh_0^3}.$$

Таблица 23

Значение t_0 при разных марках бетона, классах стали, процентах армирования и отношениях r

μ, проц	Марка бетона: 150		200			250		
	Класс стали: A-I	A-II	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III
							$r = 1$	
0,5	0,244 104	0,249 106	0,231 98	0,235 100	0,244 104	0,233 95	0,226 96	0,238 101
1,0	0,165 108	0,170 111	0,152 99	0,153 100	0,160 105	0,144 94	0,147 96	0,154 101
1,5	0,138 110	0,142 113	0,125 99	0,126 100	0,131 104	0,118 94	0,117 93	0,125 99
2,0	0,123 111	0,129 116	0,110 99	0,111 100	0,116 104	0,103 93	0,105 95	0,110 99
2,5	0,116 115	0,120 119	0,100 99	0,101 100	0,105 104	0,094 93	0,096 95	0,100 99
Среднее значение, проц.	109	113	99	100	104	94	95	100
							$r = 0,3$	
0,5	0,171 100	0,179 105	0,169 99	0,171 100	0,179 105	0,166 97	0,167 98	0,175 102
1,0	0,111 106	0,113 108	0,104 99	0,105 100	0,109 104	0,100 95	0,102 97	0,107 102
1,5	0,089 109	0,091 111	0,081 99	0,082 100	0,086 105	0,077 94	0,078 95	0,083 101
2,0	0,077 108	0,080 113	0,070 99	0,071 100	0,074 104	0,066 93	0,067 94	0,070 99
2,5	0,070 111	0,072 114	0,062 98	0,063 100	0,065 103	0,059 94	0,060 95	0,062 98
Среднее значение, проц.	107	110	99	100	101	95	96	100

μ, проц	Марка бетона: 300			400			500	600
	Класс стали: A-II	A-III	A-IV	A-II	A-III	A-IV	A-III	A-III
					$r = 1$			
0,5	0,217 92	0,227 97	0,238 101	0,206 88	0,217 92	0,236 100	0,216 92	0,215 92
1,0	0,140 92	0,146 96	0,156 102	0,133 87	0,140 92	0,150 98	0,138 90	0,133 87
1,5	0,113 90	0,117 93	0,133 105	0,106 84	0,110 87	0,120 95	0,106 84	0,105 84
2,0	0,092 89	0,102 92	0,114 103	0,092 83	0,095 86	0,106 96	0,092 83	0,091 82
2,5	0,090 89	0,093 92	0,105 104	0,084 83	0,086 85	0,097 96	0,083 82	0,082 81
Среднее значение, проц.	90	95	103	85	88	97	86	83
					$r = 0,3$			
0,5	0,162 95	0,170 99	0,175 102	0,157 92	0,165 97	0,177 103	0,164 93	0,163 95
1,0	0,099 94	0,102 97	0,107 102	0,095 90	0,098 93	0,106 101	0,097 92	0,095 90
1,5	0,076 93	0,079 96	0,087 106	0,072 88	0,075 92	0,081 99	0,073 89	0,073 89
2,0	0,064 90	0,066 93	0,072 101	0,061 86	0,063 89	0,069 97	0,062 87	0,061 86
2,5	0,057 90	0,059 93	0,065 103	0,054 86	0,056 89	0,062 98	0,055 87	0,054 86
Среднее значение, проц.	93	97	103	89	93	101	90	89

Примечание. В каждой верхней строке приведены абсолютные значения t_0, в нижней — t_0 в проц. За 100% приняты значения t_0 при бетоне марки 200 и стали класса A-II.

Рассмотрим пролет 2, изображенный на рис. 12. Тут также два вида нагрузок:

равномерно распределенная ($S_q = 0{,}104$; $M_0 = 7{,}5$ *тм*);

отрицательный момент $M_{опор} = -6{,}0$ *тм* на обоих концах балки ($S_{M2} = 0{,}125$); $M_{0.ср2} = -6{,}0$ *тм* по всему пролету). Полный прогиб во втором пролете

$$f_2 = (S_q M_0 + S_{M2} M_{0.ср2}) \frac{l^2 t_0}{100 b h_0^3} =$$

$$= (0{,}104 \cdot 7{,}5 - 0{,}125 \cdot 6{,}0) \frac{l^2 t_0}{100 b h_0^3} = 0{,}03 \frac{l^2 t_0}{100 b h_0^3}.$$

Таким образом, прогиб в пролете неразрезной балки определяется не фактическим изгибающим моментом в пролете, а раздельно по изгибающему моменту от нагрузок в данном пролете, если рассматривать его как свободно лежащую балку с соответствующим коэффициентом S_0, и от действия в середине пролета опорных моментов с их коэффициентом S_M.

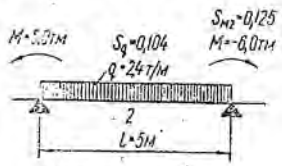


Рис. 12. Пролет 2.

Влияние марки бетона и класса стали на прогиб балок. Рассмотрим снова основную формулу (17), определяющую полный прогиб балок прямоугольного поперечного сечения с учетом длительно действующих нагрузок. Можно установить, что прогиб балок:

обратно пропорционален ширине балки b, третьей степени полезной высоты h_0;

прямо пропорционален нагрузке q или P, третьей степени пролета l (при нагрузке P) или четвертой степени пролета l (при нагрузке q) и коэффициентам S и t_0.

В свою очередь коэффициент t_0 зависит от марки бетона, класса стали, процента армирования и отношения длительной и полной нагрузок.

Значения коэффициента t_0 при разных марках бетона, классах стали, процентах армирования и отношениях $r = 1$ и $r = 0{,}3$ приведены в сравнительной табл. 23.

Рассматривая эту таблицу, можно установить следующее:

прогиб больше при большем значении r, т. е. когда большая или вся нагрузка является длительно действующей;

прогиб уменьшается примерно в 1,5 раза при увеличении армирования в 2 раза;

если за 100% принять прогиб балки при бетоне марки 200, то снижение марки бетона до 150 увеличивает прогиб на 7—13%, а применение бетона марки 300 уменьшает прогиб на 5—11%; бетона марки 400 — на 8—18%; бетона марки 500 — еще на 2% и бетона марки 600 — еще на 3%;

если за 100% принять прогиб балки при стали класса А-II, то применение стали класса А-I уменьшает прогиб на 1—2%, стали класса А-III увеличивает прогиб на 3—5%, а стали класса А-IV — на 8—9%.

Таким образом, увеличение марки бетона уменьшает прогиб, повышение класса стали увеличивает прогиб.

Формулы для определения наибольшего прогиба балок сложных сечений. Для балок тавровых, двутавровых и других поперечных сечений определение полного наибольшего прогиба с учетом длительно действующей и кратковременной нагрузок производится по формуле (7), приведенной в общем виде.

Для наиболее часто встречающихся нагрузок и схем балок прогиб может быть определен по формулам (1) — (8), приведенным в табл. 24, которые могут быть выведены так же, как это было выполнено для балок и плит прямоугольного сечения при составлении аналогичной табл. 19.

В отличие от формул для прямоугольных сечений в формулах табл. 24 комплексный коэффициент t имеет иное значение, а именно:

$$t = \frac{\psi_{a1} + \frac{n\alpha\mu}{\gamma' + \xi}}{E_a \mu \left[1 - \frac{\gamma' \delta_1' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right]}. \qquad (23)$$

Значения всех входящих в формулу (23) величин и коэффициентов были приведены в подразделах «Комплексная формула наибольшего прогиба» (см. «Общие положения») и «Определение наибольшего прогиба» (см. «Расчет прямоугольных сечений»).

Коэффициент ψ_{a1} здесь для балок любого поперечного сечения определяется следующей формулой:

$$\psi_{a1} = 1{,}3 - sC \frac{W_{б.т}}{M_{н1}} \leqslant 1. \qquad (24)$$

Коэффициент ψ_{a1} не может быть более 1. В случае, если в расчете по формуле (24) будет получено $\psi_{a1} > 1$, для подстановки в формулу (23) нужно все равно принять $\psi_{a1} = 1$.

Отношение модулей упругости стали и бетона определяется по табл. 25.

Значение коэффициента α (табл. 26) определяется по отношению r нормативных изгибающих моментов от длительно действующей нагрузки $M_{дл}$ и от полной нагрузки $M_{н1}$ по формуле (14) и зависит от эксплуатационного режима.

Относительная высота сжатой зоны бетона ξ по заданным марке бетона, классу стали и проценту армирования определяется по табл. 2 или же может быть приближенно найдена по следующей формуле [6]:

$$\xi = \frac{10n\mu}{1 + \left(18n + \frac{4{,}35}{\beta} \cdot \frac{R_a}{R_н}\right)\mu - \frac{2{,}175}{\beta}\left(\frac{R_a}{R_н}\right)^2 \mu^2}, \qquad (25)$$

где β — коэффициент, определяемый отношением $R_н^н / R_н$.

Характеристики бетона и стали $R_н$, $R_н^н$ и R_a приведены в табл. 25 и 26.

Таблица 24

Формулы для определения прогиба f балок любого сечения

№ п.п	Схема	f_{max}	№ п.п	Схема	f_{max}
1		$2{,}6ql\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3\frac{t}{b}$	5		$5{,}2P\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3\frac{t}{b}$
2		$5{,}4ql\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3\frac{t}{b}$	6		$9{,}3P\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3\frac{t}{b}$
3		$13ql\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3\frac{t}{b}$	7		$20{,}8P\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3\frac{t}{b}$
4		$125ql\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3\frac{t}{b}$	8		$333P\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3\frac{t}{b}$

Примечание. Размерность величин в *кг, см, кг/см*.

Характеристика стали s при арматуре из стержней периодического профиля равна 1,1, а при арматуре из гладких стержней равна 1.

Коэффициент c зависит от марки бетона и определяется по табл.

Момент сопротивления приведенного поперечного сечения W балки определяется с учетом неупругих деформаций бетона, но

Таблица

Значение коэффициента $n = \frac{E_a}{E_б}$

Класс стали	Характеристика стали		Марка бетона				
	R_a	E_a	100	150	200	300	4
			Модуль упругости бетона				
			$1{,}9\cdot10^5$	$2{,}3\cdot10^5$	$2{,}65\cdot10^5$	$3{,}15\cdot10^5$	$3{,}5\cdot1$
A-I A-II	2100 2700	$2{,}1\cdot10^6$	11,05	9,13	7,92	6,66	6,0
A-III A-IV	3500 5100	$2{,}0\cdot10^6$	10,53	8,70	7,55	6,35	5,71

учета арматуры, расположенной в зоне, растянутой от внешней нагрузки. Определение момента сопротивления $W_{б.т}$ рассматривается ниже.

Момент сопротивления поперечного сечения балки. Наиболее точное значение момента сопротивления поперечного сечения балки можно

Таблица

Значение коэффициента $\alpha = 1{,}8 + ar$

Эксплуатационный режим конструкции	a	$r=\frac{M_{дл}}{M_{н}}$									
		1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0
Сухой	7,2	9,0	8,38	7,56	6,84	6,12	5,40	4,68	3,96	3,24	2,52
Нормальный	4,2	6,0	5,58	5,16	4,74	4,32	3,90	3,48	3,06	2,64	2,22
Влажный	2,7	4,5	4,23	3,96	3,69	3,42	3,15	2,88	2,61	2,34	2,07

вычислить, используя формулы, приведенные в общем курсе железобетонных конструкций [4]:

Для бетонного двутаврового сечения (см. рис. 2)

$$W_{б.т} = bh^2\left[(1-\xi_т)\left(0{,}5+\frac{\xi_т}{6}\right)+\gamma'\left(1-\delta_1-\frac{\xi_т}{3}\right)+\right.$$

$$\left.+2\gamma_1'\frac{\xi_т-\delta_1'}{1-\xi_т}\left(\frac{\xi_т}{3}-\delta_1'\right)\right],$$

где

$$\gamma' = \frac{(b_п - b)\,h_н}{bh}; \qquad (27)$$

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\,h'_п}{bh}; \tag{28}$$

$$\xi_т = \frac{1 + \gamma' + 2\gamma'_1\delta_1}{2 + \gamma' + 2\gamma'_1} \tag{29}$$

$$\delta_1 = \frac{h_п}{2h}; \tag{30}$$

$$\delta'_1 = \frac{h'_п}{2h}. \tag{31}$$

Формула (26) является общей и может применяться для определения момента сопротивления любых сечений симметричной формы, двутавровых, тавровых с полкой в сжатой или растянутой зонах, коробчатых и прямоугольных. В каждом отдельном случае соответствующие члены формулы приравниваются к нулю.

Таблица 27

Значение коэффициентов c и d

Марка бетона	Сопротивление бетона, кг/см²				
	$R^н_н$	$R_н$	$R^н_р$		
100	100	55	10	8,0	2,34
150	140	80	13	10,4	3,04
200	180	100	16	12,8	3,74
300	260	160	21	16,8	4,90
400	350	210	25	20,0	5,84

$$c = 0{,}8R^н_р, \quad d = \frac{7}{24}c.$$

Для бетонного таврового сечения с полкой в сжатой зоне (рис. 13) при $\gamma' = 0$:

$$W_{б.т} = bh^2\left[(1 - \xi_{б.т})\left(0{,}5 + \frac{\xi_{б.т}}{6}\right) + 2\gamma'_1\frac{\xi_{б.т} - \delta'_1}{1 - \xi_{б.т}}\left(\frac{\xi_{б.т}}{3} - \delta'_1\right)\right]; \tag{32}$$

$$\xi_{б.т} = \frac{x_{б.т}}{h} = \frac{1 + 2\gamma_1\delta_1}{2 + 2\gamma'_1} \tag{33}$$

Для бетонного таврового сечения с полкой в растянутой зоне (рис. 14) при $\gamma'_1 = 0$:

$$W_{б.т} = bh^2\left[(1 - \xi_{б.т})\left(0{,}5 + \frac{\xi_{б.т}}{6}\right) + \gamma'\left(1 - \delta_1 - \frac{\xi_{б.т}}{3}\right)\right]; \tag{34}$$

$$\xi_{б.т} = \frac{1 + \gamma'}{2 + \gamma'}. \tag{35}$$

Для бетонного прямоугольного сечения

$$\xi_{б.т} = 0{,}5; \quad W_{б.т} = \frac{7}{24}bh^2. \tag{36}$$

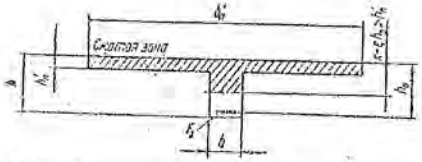


Рис. 13. Балка таврового сечения с полкой в сжатой зоне.

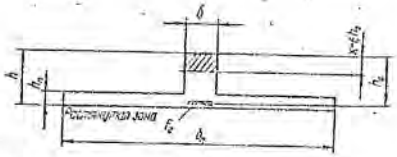


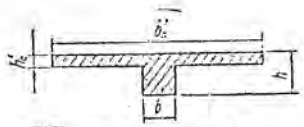
Рис. 14. Балка таврового сечения с полкой в растянутой зоне.

Однако для большинства практических задач по расчетам на прогиб момент сопротивления балок разных поперечных сечений может быть значительно быстрее найден при помощи табл. 28—30, которые дают

Таблица 28

Определение момента сопротивления $W_{б.т}$ бетонного таврового сечения с плитой в сжатой зоне

Сечение и формула	$\gamma/b'_п$	$h'_п/h$					
		0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
	0,06	—	—	35,5	35,5	35,2	34,3
	0,07	32,6	30,9	30,4	31,1	30,8	30,2
	0,08	28,9	27,4	27,4	27,4	27,4	26,9
	0,09	26,2	24,7	24,7	24,7	24,7	24,4
	0,10	24,0	22,6	22,6	22,4	22,4	22,3
	0,11	22,1	20,7	20,7	20,7	20,6	20,6
	0,12	20,4	19,4	19,4	19,4	19,0	19,0
	0,13	19,0	18,0	18,0	18,0	17,7	17,7
	0,14	17,7	16,8	16,8	16,8	16,5	16,5
	0,15	16,5	15,8	15,8	15,8	15,3	15,3
	0,16	15,3	14,6	14,4	14,4	14,2	14,2
	0,18	14,2	13,5	13,2	13,2	13,2	13,2
	0,20	13,2	12,5	12,2	12,2	12,2	12,2
	0,22	12,3	11,7	11,3	11,3	11,3	11,3
	0,24	11,7	11,0	10,5	10,5	10,5	10,5
	0,26	11,0	10,3	9,75	9,75	9,75	9,75
	0,28	10,3	9,60	9,25	9,08	9,08	9,08
	0,30	9,75	9,08	8,73	8,56	8,56	8,55
	0,32	9,25	8,56	8,23	8,23	8,23	8,23
	0,34	8,73	8,05	7,87	7,87	7,87	7,87
	0,36	8,38	7,70	7,53	7,53	7,53	7,53
	0,38	8,05	7,36	7,19	7,19	7,19	7,19
	0,40	7,20	7,19	7,02	6,85	6,85	6,85



$$W_{б.т} = \frac{b_п h^2}{\beta}$$

Значение β по $b/b'_п$ и $h'_п/h$ см. в данной таблице

приближенное, но удовлетворяющее решение. Во всех случаях определения моментов сопротивления по этим таблицам он равен

$$W_{б.т} = \frac{b_{сж}h^2}{\beta}, \tag{37}$$

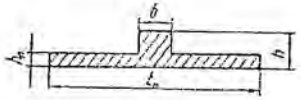
где $b_{сж}$ — ширина сжатой зоны поперечного сечения балки;
h — высота поперечного сечения балки;
β — коэффициент из соответствующих табл. 28—30, выбираемый по соотношениям ширины балки и плиты $b/b_п$ и высоты плиты и балки $h_п/h$.

Так же быстро результат может быть получен при вычислении моментов сопротивления разных сечений с помощью графиков инж. И. И. Казарновского [6], которые приведены в приложении 2 (рис. 49—51) настоящей работы.

Рассмотрим случай определения момента сопротивления балки двутаврового бетонного поперечного сечения по формулам (26) — (31) и сравним результат с решением при помощи табл. 30.

Таблица 29

Определение момента сопротивления $W_{б.т}$ бетонного таврового сечения с плитой в растянутой зоне

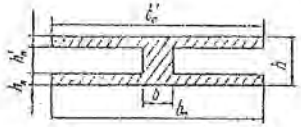
Сечение и формула	$b/b_п$	$h_п/h$					
		0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
	0,05	0,75	0,55	0,48	0,45	0,48	0,51
	0,06	0,89	0,62	0,55	0,52	0,51	0,55
	0,07	1,03	0,69	0,62	0,58	0,55	0,60
	0,08	1,13	0,77	0,69	0,64	0,60	0,65
	0,09	1,22	0,85	0,74	0,69	0,65	0,70
	0,10	1,30	0,93	0,79	0,73	0,70	0,75
	0,11	1,39	0,99	0,84	0,78	0,78	0,79
	0,12	1,47	1,06	0,89	0,82	0,79	0,82
	0,13	1,54	1,13	0,94	0,87	0,83	0,86
	0,14	1,61	1,17	0,99	0,92	0,87	0,89
	0,15	1,68	1,23	1,04	0,96	0,92	0,93
	0,16	1,75	1,30	1,10	1,00	0,96	0,96
	0,18	1,85	1,41	1,20	1,10	1,04	1,03
	0,20	1,95	1,51	1,29	1,18	1,12	1,10
	0,22	2,06	1,59	1,38	1,26	1,20	1,17
	0,24	2,16	1,68	1,47	1,34	1,27	1,25
	0,26	2,25	1,78	1,56	1,41	1,35	1,33
	0,28	2,33	1,87	1,65	1,49	1,43	1,41
	0,30	2,40	1,95	1,72	1,57	1,51	1,48
	0,32	2,47	2,02	1,78	1,65	1,58	1,54
	0,34	2,54	2,09	1,85	1,72	1,65	1,61
	0,36	2,60	2,16	1,92	1,78	1,71	1,66
	0,38	2,66	2,23	1,99	1,85	1,76	1,72
	0,40	2,71	2,30	2,06	1,92	1,82	1,78

$$W_{б.т} = \frac{bh^2}{\beta}$$

Значение β по $b/b_п$ и $h_п/h$ см. в данной таблице

Таблица 30

Определение момента сопротивления $W_{б.т}$ бетонного двутаврового сечения

Сечение и формула	$/b_п$	$h'_п/h$					
		0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
	0,050	11,12	6,72	5,06	4,38	3,90	3,66
	0,075	10,53	6,54	5,01	4,35	3,89	3,66
	0,100	9,94	6,36	4,96	4,32	3,88	3,66
	0,125	9,46	6,23	4,91	4,28	3,86	3,66
	0,150	8,98	6,10	4,86	4,24	3,84	3,66
	0,175	8,60	5,96	4,80	4,21	3,82	3,65
	0,200	8,22	5,82	4,74	4,18	3,80	3,64
	0,225	7,88	5,68	4,66	4,15	3,78	3,64
	0,250	7,54	5,54	4,58	4,12	3,76	3,64
	0,275	7,26	5,43	4,53	4,08	3,75	3,64
	0,300	6,98	5,32	4,48	4,04	3,74	3,64
	0,325	6,75	5,23	4,43	4,01	3,72	3,62
	0,350	6,52	5,14	4,38	3,98	3,70	3,60
	0,375	6,29	5,05	4,35	3,96	3,70	3,60
	0,400	6,06	4,96	4,32	3,94	3,70	3,60
	0,425	5,89	4,88	4,28	3,92	3,70	3,58
	0,450	5,72	4,80	4,24	3,90	3,70	3,56
	0,475	5,55	4,71	4,21	3,88	3,68	3,56
	0,500	5,38	4,62	4,18	3,86	3,66	3,56

$$W_{б.т} = \frac{b'_п h^2}{\beta}$$

Значение β по $b/b'_п$ и $h'_п/h$ см. в данной таблице

Пример 8. Определить момент сопротивления балки двутаврового поперечного сечения (рис. 15) при $b = 48$; $b'_п = b_п = 120$; $h = 22$ и $h'_п = h_п = 5{,}5$ *см*. Решим эту задачу в двух вариантах (по формулам и таблицам).

Используя формулы (26) — (31), последовательно находим необходимые члены:

по формулам (30) и (31)

$$\delta_1 = \delta_1 = \frac{h_п}{2h} = \frac{5{,}5}{2 \cdot 22} = 0{,}125.$$

по формулам (27) и (28)

$$\gamma' = \gamma_1 = \frac{(b_п - b)\, h'_п}{bh} = \frac{(120 - 48)\, 5{,}5}{48 \cdot 22} = 0{,}375;$$

по формуле (29)

$$\xi_т = \frac{1 + 0{,}375 + 2 \cdot 0{,}375 \cdot 0{,}125}{2 + 0{,}375 + 2 \cdot 0{,}375} = 0{,}47;$$

по формуле (26)

$$W_{б.т} = 48 \cdot 22^2 \Big| (1 - 0{,}47)\left(0{,}5 + \frac{0{,}47}{6}\right) + 0{,}375\left(1 - 0{,}125 - \frac{0{,}47}{3}\right) + 2 \times 0{,}375 \frac{0{,}47 - 0{,}125}{1 - 0{,}47}\left(\frac{0{,}47}{3} - 0{,}125\right)\Big| = 13\,800 \text{ см}^3.$$

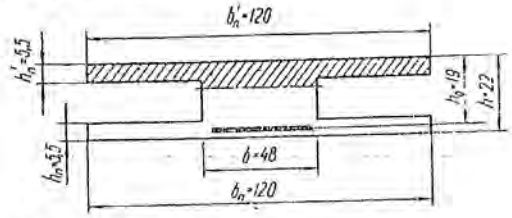


Рис. 15. К примеру 8

Теперь определим момент сопротивления этого же поперечного сечения при помощи табл. 30. Вычисляем для этого необходимые отношения величин:

$$\frac{b}{b'_п} = \frac{48}{120} = 0{,}4; \qquad \frac{h_п}{h} = \frac{5{,}5}{22} = 0{,}25.$$

Находим в табл. 30 по этим отношениям $\beta = 3{,}70$.

Момент сопротивления поперечного сечения определяем по формуле (37):

$$W_{б.т} = \frac{120 \cdot 22^2}{3{,}70} = 15\,700 \text{ см}^3.$$

Ошибка при вычислении $W_{б.т}$ по табл. 30 достигает 14%. Однако влияние этой ошибки на определение комплексного коэффициента t, а также прогиба сказывается незначительно.

Вычисление комплексного коэффициента t. Для вычисления комплексного коэффициента t воспользуемся формулами (23) и (24).

Пример 9. Вычислить коэффициент t для балки двутаврового поперечного сечения (см. рис. 15). Пролет $l = 6$ *м*. Бетон марки 200,

армирование — сталь класса A-II, $F_a = 13{,}7\ см^2 (F'_a = 0)$. Нагрузка равномерно распределенная: длительно действующая $g_н = 0{,}5\ т/м$; кратковременно действующая $p_н = 0{,}3\ т/м$ и полная $q_н = 0{,}8\ т/м$.

В табл. 25 для бетона марки 200 и стали класса A-II находим: $n = 7{,}92$ и $E_a = 2{,}1 \cdot 10^6$.

В табл. 26 по $r = M_{дл}/M_{н1} = g_н/q_н = \frac{0{,}5}{0{,}8} = 0{,}625$, интерполируя, находим $\alpha = 4{,}42$.

Для стали класса A-II (периодического профиля) $s = 1{,}1$.

Процент армирования вычисляем по формуле (12):

$$\mu = \frac{13{,}7 \cdot 100}{48 \cdot 19} = 1{,}5\%.$$

В табл. 27 для бетона марки 200 находим коэффициент $c = 12{,}8$. Изгибающий момент от полной нормативной нагрузки равен

$$M_{н1} = \frac{q_н l^2}{8} = \frac{0{,}8 \cdot 6^2}{8} = 3{,}6\ тм.$$

Момент сопротивления поперечного сечения этой балки был высчитан точно по формуле (26). Кроме того, выше было найдено приближенное значение момента сопротивления поперечного сечения балки с помощью табл. 30. Расхождение в результатах составило 14%. Проверим, как это скажется на определении t. Для этого по формуле (24) найдем значение ψ_{a1} для обоих вариантов:

при табличном расчете

$$\psi_{a1}^{т} = 1{,}3 - 1{,}1 \cdot 12{,}8 \cdot \frac{15\,700}{360\,000} = 0{,}686;$$

при расчете $W_{б.т}$ по формуле

$$\psi_{a1}^{ф} = 1{,}3 - 1{,}1 \cdot 12{,}8 \cdot \frac{13\,800}{360\,000} = 0{,}760.$$

Варианты значений ψ_{a1} отличаются друг от друга уже на 11%, что меньше величины ошибки, полученной при вычислении $W_{б.т}$.

Найдем остальные величины, нужные для определения комплексного коэффициента t.

По табл. 2 для бетона марки 200, стали класса A-II и $\mu = 1{,}5\%$ находим $\xi = 0{,}303$.

По формуле (5) находим γ':

$$\gamma' = \frac{(120 - 48)\,5{,}5 + 0}{48 \cdot 19} = 0{,}434.$$

Находим также отношение толщины плиты сжатой зоны бетона к полезной высоте сечения балки

$$\delta_1 = \frac{h_п}{h_0} = \frac{5{,}5}{19{,}0} = 0{,}29.$$

Найдем в двух вариантах комплексный коэффициент t:

при табличном расчете $W_{б.т}$

$$t = \frac{\psi_{a1} + \frac{n\alpha\mu}{\gamma'_1 + \xi}}{E_a\mu\left[1 - \frac{\gamma'_1\delta'^2_1 + \xi^2}{2(\gamma'_1 + \xi)}\right]} = \frac{0{,}686 + \frac{7{,}92 \cdot 4{,}42 \cdot 0{,}015}{0{,}434 + 0{,}303}}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 0{,}015\left[1 - \frac{0{,}29 \cdot 0{,}434 + 0{,}303^2}{2\,(0{,}434 + 0{,}303)}\right]} =$$

$$= \frac{0{,}686 + 0{,}714}{26{,}8 \cdot 10^3} = \frac{0{,}0523}{10^3};$$

при расчете $W_{б.т}$ по формуле

$$t = \frac{0{,}760 + 0{,}714}{26{,}8 \cdot 10^3} = \frac{0{,}0550}{10^3}.$$

Таким образом, расхождение между практическими результатами обоих вариантов расчета $W_{б.т}$ снизилось с 14 до 5%. Такой ошибкой можно пренебречь. Для большинства рядовых расчетов целесообразно определять $W_{б.т}$ с помощью табл. 28—30 и высчитывать момент сопротивления поперечного сечения балок по формулам (26) — (35) только в тех случаях, когда нужна более высокая точность расчета.

Вычисление наибольшего прогиба. Когда высчитан комплексный коэффициент t, определить наибольший прогиб по формуле (7) для балок сложного поперечного сечения не представляет особых затруднений, как это было и для прямоугольного сечения.

Различие в этих расчетах заключается в том, что для балок прямоугольного сечения мы предельно сокращали вычисления и в расчет по формуле (17) брали все ее компоненты в метрах и тоннах, а комплексным коэффициентом принимали $t_0 = 1000t$.

Для сложных сечений следует оставить основную размерность (*см* и *кг*), а также вычисленное t. Выполним это на практике.

Пример 10. Определить прогиб балки двутаврового сечения, свободно лежащей на двух опорах с равномерно распределенной нагрузкой (см. рис. 15). Все данные для расчета приведены в примере 9.

Прогиб определяем по формуле (3) табл. 24, дающей решение для данной схемы и нагрузки:

$$q = 0{,}5 + 0{,}3 = 0{,}8\ т/м = 8\ кг/см.$$

Прогиб определим так же, как и в предыдущих примерах, в двух вариантах по t, высчитанному с помощью таблиц для определения $W_{б.т}$ и путем использования формул. Точное значение f при $W_{б.т}$ по таблицам составляет:

$$f = 13 \cdot 8 \cdot 600\left(\frac{600}{10 \cdot 19}\right)^3 \frac{0{,}0523}{48 \cdot 10^3} = 2{,}14\ см;$$

$$\frac{1}{n} = \frac{f}{l} = \frac{2{,}14}{600} = \frac{1}{280}.$$

Приближенное значение f при $W_{б.т}$ по формулам составляет:

$$f = 13 \cdot 8 \cdot 600 \left(\frac{600}{10 \cdot 19}\right)^{\frac{1}{3}} \frac{0{,}0550}{48 \cdot 10^3} = 2{,}25 \text{ см}.$$

$$\frac{1}{n} = \frac{f}{l} = \frac{2{,}25}{600} = \frac{1}{266}.$$

Ошибка в вычислении прогиба с использованием таблиц для нахождения $W_{б.т}$ практически невелика.

Приближенное вычисление наибольшего прогиба. Формулы для расчета на прогиб балок прямоугольных сечений были нами значительно упрощены. Это позволило по заданным пролету, нагрузке, среднему проценту армирования и относительному прогибу определить непосредственно необходимую полезную высоту балки и ускоренно решать другие задачи, встречающиеся в практике проектирования железобетонных конструкций.

Расчет на прогиб балок более сложных поперечных сечений пока не удалось сократить. Поэтому поперечные сечения балки и ее армирование должны определяться методом попыток, когда мы предварительно задаемся всеми размерами сечения балки, высчитываем абсолютный и относительный прогиб и сравниваем с нормативным предельным прогибом для данной конструкции.

Если относительный прогиб получился велик — зададимся новым сечением и армированием и снова повторим все расчеты на прогиб. Произвести новый расчет балки придется также и в том случае, если прогиб получится слишком малым, так как это будет свидетельствовать об излишних затратах бетона и стали, что не может быть допущено, особенно при повторяющихся элементах.

В условиях, когда нужен точный расчет, большую помощь могут оказать приемы приближенного расчета, которые помогут быстро подобрать нужное сечение приближенно, и тогда уже уточнить прогиб точным расчетом.

Для приближенного вычисления моментов сопротивления балок тавровых и двутавровых поперечных сечений должны быть использованы табл. 28—30.

Кроме этого, вычисление комплексного коэффициента t по формуле (23) может быть облегчено использованием готовых значений выражения A, входящего в знаменатель этой формулы,

$$A = 1 - \frac{\gamma_1' \delta_1' + \xi^2}{2(\gamma_1' + \xi)}, \qquad (38)$$

а также коэффициенты ψ_{a1}.

После подстановки A в формулу (23) последняя примет следующий вид:

$$t = \frac{\psi_{a1} + \frac{n\alpha\mu}{\gamma_1' + \xi}}{E_a \mu A}. \qquad (39)$$

Значения выражения A приведены в табл. 31 при разных значениях ξ и γ_1'.

Данные табл. 31 рассчитаны при $\delta_1' = h_п'/h_0 = 0{,}2$, поэтому при ином значении табличная величина A может расходиться с точной. Если значение δ_1' намного отличается от 0,2, то при больших γ_1' и малых ξ ошибка в определении A по таблице может доходить до 5—6%.

Однако даже и в этих случаях табл. 31 может быть полезно использована для нахождения методом попыток оптимальных размеров сечения балки и ее армирования с последующей проверкой прогиба точным расчетом.

Таблица 31

Значения выражения $A = 1 - \frac{\gamma'\delta_1' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}$ при $\delta_1 = \frac{h_п}{h_0} = 0{,}2$

ξ	γ'									
	0,1	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5
0,05	0,925	0,907	0,904	0,902	0,902	0,902	0,901	0,901	0,901	0,901
0,10	0,925	0,908	0,905	0,903	0,902	0,902	0,902	0,901	0,901	0,901
0,15	0,915	0,906	0,903	0,902	0,902	0,901	0,901	0,901	0,901	0,901
0,16	0,912	0,905	0,902	0,902	0,902	0,901	0,901	0,901	0,901	0,901
0,17	0,909	0,903	0,902	0,902	0,901	0,901	0,901	0,901	0,901	0,901
0,18	0,906	0,902	0,902	0,901	0,901	0,901	0,901	0,901	0,901	0,901
0,19	0,903	0,901	0,901	0,901	0,901	0,901	0,901	0,901	0,901	0,901
0,20	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900
0,21	0,897	0,899	0,899	0,899	0,899	0,899	0,899	0,899	0,899	0,899
0,22	0,893	0,897	0,898	0,898	0,899	0,899	0,899	0,899	0,899	0,899
0,23	0,889	0,895	0,897	0,898	0,898	0,899	0,899	0,899	0,899	0,899
0,24	0,886	0,893	0,896	0,897	0,897	0,898	0,898	0,899	0,899	0,899
0,25	0,882	0,891	0,895	0,896	0,897	0,898	0,898	0,898	0,898	0,899
0,26	0,878	0,890	0,893	0,895	0,896	0,897	0,897	0,898	0,898	0,899
0,27	0,874	0,888	0,892	0,894	0,896	0,896	0,897	0,897	0,898	0,898
0,28	0,870	0,886	0,891	0,894	0,895	0,895	0,896	0,897	0,897	0,898
0,29	0,867	0,884	0,889	0,893	0,894	0,894	0,895	0,896	0,897	0,897
0,30	0,862	0,881	0,888	0,892	0,893	0,894	0,895	0,896	0,896	0,897
0,31	0,858	0,879	0,887	0,891	0,892	0,893	0,894	0,895	0,896	0,896
0,32	0,854	0,876	0,885	0,889	0,892	0,893	0,894	0,895	0,895	0,896
0,33	0,850	0,874	0,884	0,888	0,891	0,892	0,893	0,894	0,895	0,895
0,34	0,846	0,872	0,882	0,887	0,890	0,892	0,893	0,893	0,894	0,895
0,35	0,841	0,869	0,881	0,886	0,889	0,891	0,892	0,893	0,894	0,894
0,36	0,837	0,866	0,879	0,885	0,888	0,890	0,892	0,892	0,893	0,893
0,37	0,833	0,864	0,877	0,883	0,887	0,889	0,891	0,892	0,893	0,893
0,38	0,828	0,861	0,875	0,882	0,886	0,888	0,890	0,891	0,892	0,892
0,39	0,824	0,858	0,873	0,880	0,384	0,887	0,889	0,891	0,892	0,892
0,40	0,820	0,854	0,871	0,879	0,883	0,886	0,888	0,890	0,891	0,892

Значение коэффициента ψ_{a1} может быть выбрано по табл. 32 по принятой марке бетона, классу стали и отношению момента сопротивления поперечного сечения $W_{б.т}$ к изгибающему моменту от полной нормативной нагрузки $M_{п1}$.

Порядок расчета на прогиб. Определение деформации балки удобно производить в следующей последовательности, предусматривающей три основные ступени расчета:

1) вычисление исходных данных для расчета прогиба и выбора по таблицам вспомогательных коэффициентов:

вычислить изгибающий момент от полной нормативной нагрузки $M_{н1}$;

Значение коэффициента $\Psi_{a1} = 1{,}3 - sc\dfrac{W_{б.т}}{M_{н1}}$ *Таблица 32*

$\frac{W_{б.т}}{M_{н1}}$	Арматура из гладких стержней $s = 1$					Арматура из стержней периодического профиля $s = 1{,}1$				
	Марка бетона									
	100	150	200	300	400	100	150	200	300	400
0,010 и меньше	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,015	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,016	1,000	1,000	1,900	1,000	0,980	1,000	1,000	1,000	1,000	0,970
0,017	1,000	1,000	1,000	1,000	0,960	1,000	1,000	1,000	1,000	0,948
0,018	1,000	1,000	1,000	0,998	0,940	1,000	1,000	1,000	0,987	0,926
0,019	1,000	1,000	1,000	0,981	0,920	1,000	1,000	1,000	0,968	0,904
0,020	1,000	1,000	1,000	0,964	0,900	1,000	1,000	1,000	0,950	0,882
0,021	1,000	1,000	1,000	0,947	0,880	1,000	1,000	1,000	0,930	0,860
0,022	1,000	1,000	1,000	0,930	0,860	1,000	1,000	1,000	0,912	0,838
0,023	1,000	1,000	1,000	0,913	0,840	1,000	1,000	0,990	0,897	0,816
0,024	1,000	1,000	0,993	0,896	0,820	1,000	1,000	0,976	0,877	0,794
0,025	1,000	1,000	0,980	0,880	0,800	1,000	1,000	0,962	0,857	0,772
0,026	1,000	1,000	0,967	0,863	0,780	1,000	1,000	0,948	0,837	0,750
0,027	1,000	1,000	0,954	0,846	0,760	1,000	1,000	0,933	0,818	0,728
0,028	1,000	1,000	0,941	0,829	0,740	1,000	0,991	0,919	0,800	0,706
0,029	1,000	0,998	0,929	0,812	0,720	1,000	0,980	0,905	0,781	0,684
0,030	1,000	0,988	0,916	0,796	0,700	1,000	0,968	0,891	0,762	0,662
0,031	1,000	0,978	0,904	0,779	0,680	1,000	0,957	0,877	0,744	0,640
0,032	1,000	0,967	0,891	0,762	0,660	1,000	0,945	0,863	0,725	0,618
0,033	1,000	0,957	0,878	0,745	0,640	1,000	0,934	0,849	0,707	0,596
0,034	1,000	0,946	0,865	0,728	0,620	1,000	0,923	0,835	0,689	0,574
0,035	1,000	0,936	0,852	0,712	0,600	0,992	0,900	0,807	0,652	0,552
0,040	0,980	0,884	0,789	0,628	0,500	0,948	0,843	0,736	0,560	0,420
0,045	0,940	0,832	0,725	0,544	0,400	0,904	0,786	0,666	0,448	0,310
0,050	0,900	0,780	0,661	0,460	0,300	0,860	0,729	0,595	0,375	0,200
0,055	0,860	0,728	0,576	0,375	0,200	0,816	0,672	0,525	0,282	0,090
0,060	0,820	0,676	0,522	0,290	0,100	0,772	0,614	0,455	0,190	—
0,065	0,780	0,624	0,468	0,207	—	0,728	0,557	0,384	0,096	—
0,070	0,740	0,572	0,404	0,124	—	0,684	0,500	0,314	0,004	—
0,075	0,700	0,520	0,340	0,040	—	0,640	0,443	0,243	—	—
0,080	0,660	0,468	0,276	—	—	0,596	0,386	0,171	—	—
0,085	0,620	0,416	0,212	—	—	0,552	0,329	0,100	—	—
0,090	0,580	0,364	0,148	—	—	0,508	0,272	0,032	—	—
0,095	0,540	0,312	0,084	—	—	0,464	0,213	—	—	—
0,100	0,500	0,260	0,020	—	—	0,420	0,156	—	—	—

вычислить изгибающий момент от длительно действующей нормативной нагрузки $M_{дл}$;

вычислить отношение моментов r

$$r = \frac{M_{дл}}{M_{н1}} \quad \text{или} \quad r = \frac{g_н}{g_н + p_н};$$

найти коэффициент α в табл. 26 по r;

вычислить процент армирования μ по формуле (12);

найти относительную высоту сжатой зоны ξ в табл. 2 по μ и r;

найти модуль упругости арматуры E_a и отношение n в табл. 25;

вычислить коэффициент γ' по формуле (5), принимая $\nu = 0{,}5$;

найти величину A в табл. 31 по ξ и γ';

найти коэффициент s в табл. 2 по нагрузке и схеме балки;

2) вычисление комплексного коэффициента t:

найти коэффициент β в соответствующей сечению таблице (табл. 28—30) по отношениям $b/b_п$ и $h'_п/h$;

вычислить момент сопротивления поперечного сечения балки $W_{б.т}$ по формуле (37);

найти коэффициент ψ_{a1} в табл. 23 по отношению $W_{б.т}/M_{н1}$;

вычислить комплексный коэффициент t по формуле (39);

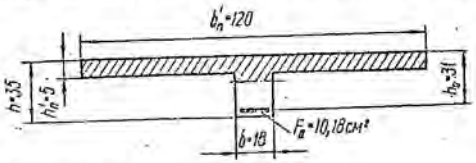


Рис. 16. К примеру 11.

3) определение наибольшего прогиба f по формуле (7) или по формулам табл. 24 и относительного прогиба.

Приведем два примера расчета на прогиб.

Пример 11. Определить прогиб балки таврового поперечного сечения с плитой в сжатой зоне, свободно лежащей на двух опорах пролетом $l = 6{,}0$ *м* с равномерно распределенной нормативной нагрузкой: длительно действующей $g_н = 0{,}7$ *т/м* и кратковременно действующей $p_н = 0{,}5$ *т/м*. Бетон марки 200, арматура из стали класса А-III, $F_a = 10{,}18$ *см*^{2} (рис. 16).

Расчет ведем в порядке трех вышеназванных ступеней:

1) полный нормативный изгибающий момент равен

$$M_{н1} = \frac{(g_н + p_н)\, l^2}{8} = \frac{(0{,}7 + 0{,}5)\, 6^2}{8} = 5{,}4\ тм;$$

находим отношение r:

$$r = \frac{M_{дл}}{M_{н1}} = \frac{g_н}{g_н + p_н} = \frac{0{,}7}{0{,}7 + 0{,}5} \cong 0{,}6;$$

в табл. 26 по $r = 0{,}6$ находим коэффициент $\alpha = 4{,}32$, процент армирования μ вычисляем по формуле (12)

$$\mu = \frac{10{,}18 \cdot 100}{18 \cdot 31} = 1{,}83\%;$$

в табл. 2 по $\mu = 1{,}8\%$ находим $\xi = 0{,}303$;

в табл. 25 находим отношение n и модуль упругости E_a: $n = 7{,}55$, $E_a = 2 \cdot 10^6$;

по формуле (5) вычисляем коэффициент γ':

$$\gamma' = \frac{(120 - 18)\, 5 + 0}{18 \cdot 31} = 0{,}92;$$

в табл. 31 по $\xi = 0{,}30$ и $\gamma' \cong 1$ находим $A = 0{,}888$;

2) в табл. 28 по $b/b_п = 18/120 = 0{,}15$ и $h'_п/h = 5/31 = 0{,}16$ находим $\beta = 15{,}8$;

по формуле (37) вычисляем момент сопротивления поперечного сечения:

$$W_{б.т} = \frac{120 \cdot 35^2}{15.8} = 9300{,}0 \ см^3;$$

в табл. 32 по $W_{б.т}/M_{н1} = 9300/540000 = 0{,}017$ находим $\psi_{a1} = 1$;
по формуле (39) вычисляем комплексный коэффициент

$$= \frac{1 + \frac{7{,}55 \cdot 4{,}32 \cdot 0{,}0183}{0{,}42 + 0{,}303}}{2 \cdot 10^6 \cdot 0{,}0183 \cdot 0{,}888} = \frac{0{,}0562}{10^3};$$

3) полная нормативная нагрузка равняется

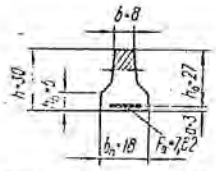


Рис. 17. К примеру 12.

$$q = (q_н + p_н)\frac{1000}{100} = (0{,}7 + 0{,}5)\frac{1000}{100} = 12{,}0 \ кг/см;$$

прогиб вычисляем по формуле (3) табл. 15:

$$f = 13 \cdot 12 \cdot 600 \cdot \left(\frac{600}{10 \cdot 31}\right)^3 \cdot \frac{0{,}0562}{18 \cdot 10^3} = 2{,}1 \ см;$$

относительный прогиб равняется

$$\frac{1}{n} = \frac{f}{l} = \frac{0{,}21}{600} = \frac{1}{290}.$$

Настоящий пример взят из курса «Железобетонные конструкции» [4]. В приведенном там точном расчете прогиб равен 1,6 *см*. Расхождение между результатами обоих расчетов практически невелико. Для нашего расчета погрешность искупается значительным сокращением вычислений благодаря применению таблиц, что снижает вероятность арифметических ошибок при вычислениях.

Пример 12. Определить прогиб балки таврового поперечного сечения с плитой в растянутой зоне, свободно лежащей на двух опорах пролетом $l = 5{,}2$ *м* с равномерно распределенной нормативной нагрузкой: длительно действующей $g_н = 0{,}45$ *т/м* и кратковременной $p_н = 0{,}25$ *т/м*. Бетон марки 300, сталь класса А-II сечением $F_а = 7{,}63 \ см^2$ (рис. 17):

1) полный нормативный изгибающий момент равен

$$M_{н1} = \frac{(g_н + p_н)l^2}{8} = \frac{(0{,}45 + 0{,}25)\,5{,}2^2}{8} = 2{,}36 \ тм;$$

находим отношение r:

$$r = \frac{M_{дл}}{M_{н1}} = \frac{g_н}{g_н + p_н} = \frac{0{,}45}{0{,}45 + 0{,}25} \cong 0{,}6;$$

в табл. 26 по $r = 0{,}6$ находим коэффициент $\alpha = 4{,}32$;
по формуле (12) вычисляем процент армирования:

$$\mu = \frac{7{,}63 \cdot 100}{8 \cdot 27} = 3{,}5\%;$$

в табл. 2 по $\mu = 3{,}5\%$ находим $\xi = 0{,}368$;
в табл. 25 находим отношение n и модуль упругости $E_а$: $n = 6{,}66$; $E_а = 2{,}1 \cdot 10^6$;
по формуле (5) вычисляем коэффициент $\gamma' = 0$;

так как $b'_п = b$ и $F'_а = 0$, вместо определения коэффициента A по табл. 31 вычисляем его по формуле (38):

$$A = 1 - \frac{\gamma' \delta'_1 + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)} = 1 - \frac{\xi}{2} = 1 - \frac{0{,}368}{2} = 0{,}816;$$

2) в табл. 29 по $\frac{b}{b_п} = \frac{8}{18} \cong 0{,}4$ и $\frac{h_п}{h} = \frac{5}{30} \cong 0{,}15$ находим $\beta = 2{,}06$;
по формуле (37) вычисляем момент сопротивления поперечного сечения

$$W_{б.т} = \frac{8 \cdot 30^2}{2{,}06} = 3500{,}0 \ см^3;$$

в табл. 32 по $W_{б.т}/M_{н1} = 3500/236000 = 0{,}0148$ находим $\psi_{a1} = 1$;
по формуле (39) вычисляем комплексный коэффициент

$$l = \frac{1 + \frac{6{,}66 \cdot 4{,}32 \cdot 0{,}035}{0{,}368}}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 0{,}035 \cdot 0{,}816} = \frac{0{,}062}{10^3};$$

3) полная нормативная нагрузка равняется

$$q = (0{,}45 + 0{,}25)\frac{1000}{100} = 7{,}0 \ кг/см;$$

прогиб вычисляем по формуле (3) табл. 24

$$f = 13 \cdot 7 \cdot 520\left(\frac{520}{10 \cdot 27}\right)^3 \frac{0{,}062}{8 \cdot 10^3} = 2{,}6 \ см;$$

относительный прогиб равняется

$$\frac{1}{n} = \frac{f}{l} = \frac{2{,}6}{520} = \frac{1}{200}.$$

Влияние полки в сжатой и растянутой зонах на прогиб балок. Исследуем влияние полок на прогиб балок, имеющих тавровое и двутавровое поперечное сечение.

Вернемся к балке двутаврового поперечного сечения, изображенной на рис. 15. В примере 8 был определен момент сопротивления поперечного сечения этой балки, в примере 9 — комплексный коэффициент t и в примере 10 — вычислен прогиб f, равный 2,13 *см* (принимаем результат сокращенного вычисления с помощью таблиц).

Определим прогиб балки тех же размеров и армирования и находящейся в тех же условиях, но в разных вариантах поперечного сечения, а именно:

без нижней полки, т. е. как балка таврового сечения с полкой в сжатой зоне;

без верхней полки, т. е. как балка таврового сечения с полкой в растянутой зоне;

без обеих полок, т. е. прямоугольного сечения шириной $b = 48$ *см*.

Высота поперечного сечения балок во всех вариантах остается равной 22 *см*.

Вычисляем прогиб по намеченным вариантам, используя полученные ранее исходные данные и коэффициенты.

Тавровая балка с полкой в сжатой зоне:

в табл. 31 по $\xi = 0{,}303$ и $\gamma' = 0{,}434$ находим $A = 0{,}881$,

в табл. 28 по $b/b_п = 48/120 = 0{,}4$ и $h_0'/h = 5{,}5/22 = 0{,}25$ находим $\beta = 6{,}85$;

по формуле (37) вычисляем $W_{б.т}$:

$$W_{б.т} = \frac{120 \cdot 22^2}{6{,}85} = 8500{,}0 \ см^3;$$

в табл. 32 по $W_{б.т}/M_{нl} = 8500/360000 = 0{,}024$ находим $\varphi_{3l} = 0{,}962$;

по формуле (39) вычисляем t:

$$t = \frac{0{,}962 + \frac{7{,}92 \cdot 4{,}42 \cdot 0{,}015}{0{,}434 + 0{,}303}}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 0{,}015 \cdot 0{,}881} = \frac{0{,}0605}{10^3};$$

по формуле (3) табл. 24 вычисляем f:

$$f_2 = 13 \cdot 8 \cdot 600 \cdot \left(\frac{600}{10 \cdot 19}\right)^3 \cdot \frac{0{,}0605}{48 \cdot 10^3} = 2{,}48 \ см.$$

Тавровая балка с полкой в растянутой зоне:

здесь

$$\gamma' = 0 \text{ и } A = 1 - \frac{\xi}{2} = 1 - \frac{0{,}303}{2} = 0{,}849;$$

в табл. 29 по $b/b_п = 48/120 = 0{,}4$ и $h_п/h = 5{,}5/22 = 0{,}25$ находим $\beta = 1{,}82$;

по формуле (37) вычисляем $W_{б.т}$:

$$W_{б.т} = \frac{48 \cdot 22^2}{1{,}82} = 12800{,}0 \ см^3;$$

в табл. 32 по $W_{б.т}/M_{нl} = 12\,800/360\,000 = 0{,}035$ находим $\varphi_{3l} = 0{,}807$;

по формуле (39) вычисляем t:

$$t = \frac{0{,}807 + \frac{7{,}92 \cdot 4{,}42 \cdot 0{,}015}{0{,}303}}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 0{,}015 \cdot 0{,}849} = \frac{0{,}095}{10^3};$$

по формуле (3) табл. 24 вычисляем f:

$$f_3 = 13 \cdot 8 \cdot 600 \left(\frac{600}{10 \cdot 19}\right)^3 \cdot \frac{0{,}095}{48 \cdot 10^3} = 3{,}9 \ см.$$

Прямоугольное сечение:

в табл. 6 по $r = 0{,}6$ и $\mu = 1{,}5\%$ находим $t_0 = 0{,}101$; по формуле (3) табл. 19 вычисляем

$$f = 0{,}13 \cdot 0{,}8 \cdot 6\left(\frac{6}{10 \cdot 0{,}19}\right)^3 \cdot \frac{0{,}101}{0{,}48} = 4{,}15 \ см.$$

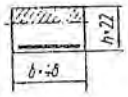
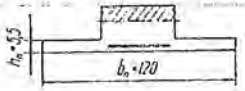
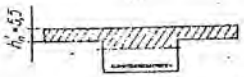
Результаты расчета всех этих вариантов сведены в табл. 33.

В этой таблице прогиб балки прямоугольного сечения по последнему варианту взят за основу и принят равным 100%. Для каждого иного варианта балки с полками в поперечном сечении в таблице указан процент уменьшения прогиба, имеющий место в результате применения полок.

Полученный здесь процент снижения прогиба благодаря полкам соответствует именно нашей балке и ее условиям. Для других

Таблица 33

Прогиб балок разных поперечных сечений

Поперечные сечения балок	Прогиб		Снижение величины прогиба, проц
	см	проц	
	4,15	100	—
	3,90	94	6
	2,48	60	40
	2,13	51	49

балок уменьшение прогиба в результате устройства полок будет иным. Однако полученные данные свидетельствуют о порядке чисел и могут быть использованы для предварительной оценки возможных прогибов, получаемых от устройства полок разных типов. Пользуясь этими данными, ясно, что устройство полок в растянутой зоне не намного снижает прогиб балки, имеющей прямоугольное поперечное сечение или тавровое сечение с полкой в сжатой зоне; полка в сжатой зоне значительно снижает прогиб балки прямоугольного поперечного сечения.

Определение прогиба в любой точке пролета балки. До этого мы определяли наибольший прогиб в соответствующей точке, расположенной в средней части пролета балки. Однако при решении некоторых практических задач по проектированию железобетонных конструкций иногда

бывает необходимо определить прогиб или проверить достаточность армирования поперечного сечения балки не только в точке наибольшего прогиба, но и в любой точке по всей длине балки.

В таких случаях упругая линия балки может быть построена с помощью обычных приемов, изложенных в общих курсах сопротивления материалов или в справочниках проектировщика.

Эта задача может быть значительно упрощена и вычисления сведены к необходимому минимуму при использовании готовых таблиц, приведенных в книге П. В. Кочержевского [3]. При помощи коэффициентов из этих таблиц может быть легко и быстро построена упругая линия от многих видов нагрузки и для разных конструктивных схем балок, выполняемых из однородного материала.

Для свободно лежащей на двух опорах балки с равномерно распределенной нагрузкой в части или по всему пролету прогиб в любой точке по длине балки там определяется формулой

$$\frac{q^1}{EI} K, \tag{40}$$

где I — момент инерции поперечного сечения балки;

K — табличный коэффициент из книги П. В. Кочержевского.

Наибольший прогиб такой же железобетонной балки любого поперечного сечения с равномерно распределенной нагрузкой по всей длине пролета мы определяли по формуле (3) в табл. 24. Приняв в этой формуле вместо коэффициента 13 увеличенный в 1000 раз коэффициент K, из соответствующей графы и строки табл. 2 книги П. В. Кочержевского получаем формулу

$$f = 1000\, Kql \left(\frac{l}{10h_0}\right)^3 \frac{t}{b}. \tag{41}$$

С помощью этой формулы можно определить прогиб железобетонной балки любого поперечного сечения в любой точке по длине ее пролета.

Для такой же балки прямоугольного поперечного сечения принимая длину, ширину и высоту балки в метрах, а нагрузку в тоннах, прогиб в любой точке пролета можно вычислить по формуле

$$f = 10\, Kql \left(\frac{l}{10h_0}\right)^3 \frac{t_0}{b}. \tag{42}$$

В приложении 3 приведены переработанные и сокращенные таблицы из книги П. В. Кочержевского для наиболее часто встречающихся случаев нагрузки свободно лежащей балки. В этих таблицах коэффициент K уже увеличен в 10 раз.

Пример 13. Определить прогиб по всей длине балки, свободно лежащей на двух опорах, пролетом $l = 9{,}0$ *м*, прямоугольного сечения $b \times h_0 = 30 \times 65$ *см* из бетона марки 200, армированной $f_a = 32{,}17$ *см*^{2} из стали класса А-I, от длительно действующей нагрузки $P_н = 10{,}0$ *т* и собственного веса балки $q_п = 0{,}53$ *т/м* (рис. 18).

Определяем процент армированной балки

$$\mu = \frac{32{,}17 \cdot 100}{30 \cdot 65} = 1{,}65\%.$$

Комплексный коэффициент t_0 находим в табл. 5 по $\mu = 1{,}65\%$ и $r = 1$ (вся нагрузка длительно действующая). Интерполируя, получаем $t = 0{,}119$.

Формулу прогиба балки в любой точке от двух видов нагрузки составляем из формул (1) табл. 1 и 2 приложения 3:

$$f = K_1 P \left(\frac{l}{10h_0}\right)^3 \frac{t_0}{b} + K_2 ql \left(\frac{l}{10h_0}\right)^3 \frac{t_0}{b} =$$

$$= (10K_1 + 0{,}53 \cdot 9K_2) \left(\frac{9}{10 \cdot 0{,}65}\right)^3 \frac{0{,}119}{0{,}3} = 1{,}05\,(10 \cdot K_1 + 4{,}8K_2).$$

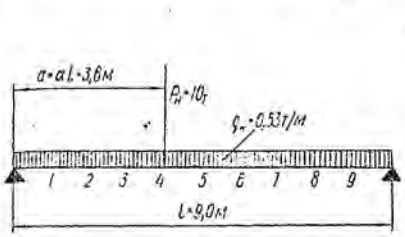


Рис. 18. Расчетная схема балки.

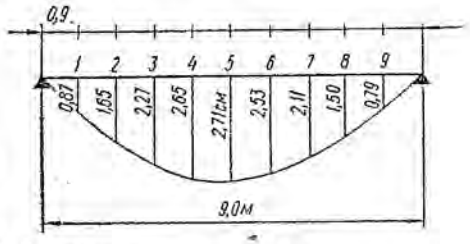


Рис. 19. Упругая линия балки.

Находим прогиб в точке $x_1 = 0{,}1\ l$ балки при $x = 0{,}1$ и $\alpha = 0{,}4$, беря значения K_1 из табл. 1 и K_2 из табл. 2 приложения 3.

$$f_1 = 1{,}05\,(10 \cdot 0{,}063 + 4{,}8 \cdot 0{,}041) = 0{,}87\ см.$$

Аналогично находим прогиб в остальных точках:

$$f_2 = 1{,}65;\quad f_4 = 2{,}65;\quad f_6 = 2{,}53;\quad f_8 = 1{,}50\ см;$$
$$f_3 = 2{,}27;\quad f_5 = 2{,}71;\quad f_7 = 2{,}11\quad f_9 = 0{,}79\ см.$$

По найденным значениям прогиба в точках пролета строим упругую линию балки (рис. 19), что и требовалось.

РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ БАЛОК

Согласно п. 9.4 СНиП II-В. 1—62* полная величина деформации при учете длительного действия части нагрузок и выгиба от предварительного обжатия бетона натяжением арматуры определяется по формуле

$$f = f_к + (f_д - f_в)\, c, \tag{43}$$

где $f_к$ — деформация от кратковременно действующей части нагрузок;

$f_д$ — начальная (кратковременная) деформация от длительно действующей части нагрузок;

$f_в$ — деформация от кратковременного действия предварительного обжатия бетона (выгиб), определенная с учетом всех потерь;

c — коэффициент, учитывающий увеличение деформаций вследствие ползучести бетона от длительного действия нагрузки; его значение принимают: при сухом режиме $c = 3$, при нормальном — $c = 2$, при влажном — $c = 1{,}5$.

Значение $f_к$, $f_д$ и $f_п$ определяют по жесткости $B_к$, вычисленной по формуле

$$B_к = 0{,}85 \cdot E_б \cdot I_п, \qquad (44)$$

где $E_б$ — начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

$I_п$ — момент инерции приведенного поперечного сечения элемента с учетом всей продольной арматуры.

Для балок таврового и двутаврового сечения постоянной высоты с отношением высоты сечения к пролету $^1/_7$ и более, подвергающихся действию значительных сосредоточенных нагрузок (подкрановые балки, подстропильные балки и т. п.), значения $B_к$ следует принимать на 10% меньше вычисленного по формуле (44).

Для предварительно напряженных элементов 2-й категории трещиностойкости, в отдельных зонах которых допускается образование трещин при предварительном обжатии (см. табл. 9 СНиП II-В. 1—62*), значение $B_к$ следует принимать на 15% меньше вычисленного по формуле (44).

Для балок 2-й категории трещиностойкости деформацию от воздействия равномерно распределенной нагрузки собственного веса конструкции определяют по формуле [9]

$$f_д = \frac{5}{384} \cdot \frac{g'' l^4}{B_к}. \qquad (45)$$

Величину выгиба от кратковременного действия предварительного обжатия определяют по формуле [9]

$$f_п = \frac{N_{02} e_0 l^2}{8 B_к}. \qquad (46)$$

Здесь e_0 — эксцентриситет приложения усилия обжатия. Величину усилия обжатия бетона с учетом всех потерь находят по формуле

$$N_{02} = m_т \delta_{02} F_н + m_т \delta'_{02} F'_н, \qquad (47)$$

где $m_т$ — коэффициент точности измерения напряжений (его принимают в пределах 0,9—1,1; далее его значение принимаем равным 1);

$F_н$ и $F'_н$ — общая площадь сечения предварительно напрягаемой нижней и верхней арматуры;

δ_{02} и δ'_{02} — величина предварительного напряжения в нижней и верхней арматуре сечения с учетом всех его потерь:

$$\delta_{02} = \delta_0 - \delta_п \text{ и } \delta'_{02} = \delta_0 - \delta'_п; \qquad (48)$$

δ_0 — заданное предварительное напряжение арматуры.

Потери напряжения нижней и верхней арматуры $\delta_п$ и $\delta'_п$ разделяются на две группы: потерь напряжения арматуры до обжатия бетона — $\delta_{п1}$ и $\delta'_{п1}$ и после обжатия — $\delta_{п2}$ и $\delta'_{п2}$ (см. табл. 14 СНиП II-В. 1—62*).

Первую группу потерь составляют:

потери от релаксации * *арматуры*, которые определяют по формуле

$$\delta_1 = \left(0{,}27 \frac{\delta_0}{R^н_а} - 0{,}1\right)\delta_0, \qquad (49)$$

где $R^н_а$ — нормативное сопротивление напрягаемой арматуры;

потери от деформации захватов или анкеров (принимается условно деформация λ на каждый захват или анкер по 1 *мм*), определяемые по формуле

$$\delta_2 = (\lambda_1 + \lambda_2) \frac{E_а}{l_{захв}}, \qquad (50)$$

где $l_{захв}$ — расстояние между захватами или анкерами;

потери от разности температур нагрева балки и упорных устройств (принимая условно $\Delta t = 30°$ С) определяют по формуле

$$\delta_3 = 20 \Delta t. \qquad (51)$$

Общая сумма первой группы потерь напряжения нижней и верхней арматуры соответственно:

$$\delta_{п1} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \text{ и } \delta'_{п1} = \delta'_1 + \delta'_2 + \delta'_3 \qquad (52)$$

Напряжения нижней и верхней арматуры после первых потерь будут:

$$\delta_{01} = \delta_0 - \delta_{п1} \text{ и } \delta'_{01} = \delta_0 - \delta'_{п1}. \qquad (53)$$

Усилие обжатия бетона с учетом первых потерь напряжения арматуры (при $\delta_0 = \delta'_0$) находим по формуле

$$N_{01} = m_т \delta_{01} (F_н + F'_н). \qquad (54)$$

Эксцентриситет усилия обжатия бетона относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{01} = \frac{\delta_{01} F_н y_н - \delta'_{01} F'_н y'_н}{N_{01}}. \qquad (55)$$

Здесь $y_н$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до оси нижней предварительно напрягаемой арматуры;

$y'_н$ — то же, до оси верхней предварительно напрягаемой арматуры.

Напряжение в бетоне с учетом собственного веса балки определяется по формулам:

на уровне центра тяжести нижней арматуры

$$\delta_б = \frac{N_{01}}{F_п} + \frac{N_{01} e_{01} y_н}{I_п} - \frac{q_{с.в} l^2}{8} \cdot \frac{y_н}{I_п}; \qquad (56)$$

на уровне центра тяжести верхней арматуры

$$\delta'_б = \frac{N_{01}}{F_п} - \frac{N_{01} e_{01} y'_н}{I_п} + \frac{q_{с.в} l^2}{8} \cdot \frac{y'_н}{I_п}. \qquad (57)$$

Вторую группу потерь напряжения арматуры, происходящих после обжатия бетона, составляют:

потери от усадки бетона, которые принимают в размере

$$\delta_4 = 400 \text{ кг/см}^2;$$

* Релаксация — снижение напряжения арматуры в результате ее деформации.

потери напряжения от ползучести бетона, которые определяют по формуле

$$\delta_б = knR\left(\frac{4\delta_б}{R_0} - 1{,}5\right). \qquad (58)$$

Здесь R — проектная марка бетона по прочности при сжатии;
R_0 — кубиковая прочность бетона при обжатии ($\approx 0{,}8R$);
k — коэффициент для проволочной арматуры, принимаемый равным 1, для прочей арматуры — 0,8.

Пример 14. Определить прогиб балки с полками по бокам (рис. 20), свободно лежащей на двух опорах пролетом $l = 11{,}7$ *м*, при ее испытании временной контрольной нагрузкой $p = 2{,}6$ *т/м* после предварительного напряжения нижней арматуры до величины $\delta_0 = 5000$ *кг/см*². Бетон марки $R = 300$, арматура класса А-IV, площадь поперечного сечения нижней предварительно напрягаемой арматуры $F_н = 31{,}42$ *см*² и верхней ненапрягаемой арматуры $F'_а = 6{,}28$ *см*². Расстояние между захватами напрягаемой арматуры $l_{захв} = 12{,}0$ *м*. Режим работы нормальный: $k = 1$. Нормативное сопротивление арматуры $R^н_а = 6000$ *кг/см*². Кубиковая прочность бетона при его обжатии $R_0 = 200$ *кг/см*². Модуль упругости арматуры $E_а = 2\,000\,000$ *кг/см*² и бетона $E_б = 315\,000$ *кг/см*².

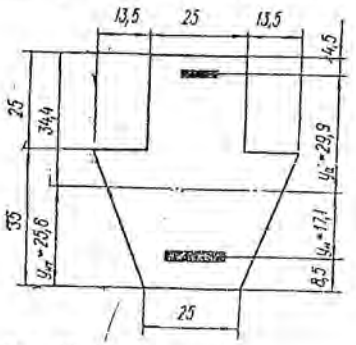


Рис. 20. К примеру 14.

Отношение модулей упругости

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{2\,000\,000}{315\,000} = 6{,}35.$$

Определяем геометрические характеристики поперечного сечения балки:

площадь бетонного сечения

$$F = 6 \cdot 2{,}5 + 3{,}5 \cdot 1{,}35 = 15{,}0 + 4{,}73 = 19{,}73 \ дц^2;$$

площадь приведенного сечения

$$F_п = F + nF_н + nF'_а = 19{,}73 + 6{,}35 \cdot 0{,}3142 + 6{,}35 \cdot 0{,}0628 = 19{,}73 + 2{,}0 + 0{,}4 = 22{,}13 \ дц^2;$$

статический момент приведенного сечения относительно его нижней грани

$$S_п = 15{,}0 \cdot \frac{6}{2} + 4{,}73 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3{,}5 + 0{,}0628 \cdot 5{,}55 + 0{,}3142 \cdot 0{,}85 = 56{,}62 \ дц^3;$$

расстояние от центра тяжести приведенного сечения до его нижней грани

$$y_{ц.т} = \frac{S_п}{F_п} = \frac{56{,}62}{22{,}13} = 2{,}56 \ дц = 25{,}6 \ см;$$

момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$I_п = \frac{2{,}5 \cdot 6{,}0^3}{12} + 15{,}0 \cdot 0{,}46^2 + \frac{2 \cdot 1{,}35 \cdot 3{,}5^3}{36} + 4{,}73 \times \times 0{,}22^2 + 2 \cdot 1{,}71^2 + 0{,}4 \cdot 2{,}99^2 = 61{,}06 \ дц^4;$$

нагрузка от собственного веса балки

$$g_{с.в} = \frac{19{,}73 \cdot 10 \cdot 2{,}5}{100} \cong 5{,}0 \ кг/см.$$

Вычисляем первую группу потерь предварительного напряжения арматуры:

потери от релаксации арматуры

$$\delta_1 = \left(0{,}27 \cdot \frac{S_п}{R^н_а} - 0{,}1\right) \cdot \delta_0 = \left(0{,}27 \cdot \frac{5000}{6000} - 0{,}1\right) \cdot 5000 = 625 \ кг/см^2;$$

потери от деформации захватов

$$\delta_2 = (\lambda_1 + \lambda_2) \cdot \frac{E_н}{l_{захв}} = 2 \cdot 0{,}1 \frac{2\,000\,000}{1200} = 333 \ кг/см^2;$$

потери от разности температур

$$\delta_3 = 20 \cdot \Delta t = 20 \cdot 30 = 600 \ кг/см^2.$$

Таким образом, первые потери напряжения арматуры до обжатия бетона будут:

$$\delta_{п1} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 625 + 333 + 600 = 1558 \ кг/см^2.$$

Напряжение арматуры до обжатия бетона

$$\delta_{01} = \delta_0 - \delta_{п1} = 5000 - 1558 = 3442 \ кг/см^2.$$

Усилие обжатия бетона с учетом первых потерь напряжения арматуры

$$N_{01} = m_т \delta_{01} (F_н + F'_н) = 1 \cdot 3442 \,(31{,}42 + 0) = 108\,000 \ кг.$$

Эксцентриситет усилия обжатия бетона относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{01} = \frac{\delta_{01} F_н y_н - \delta'_{01} F'_н y'_н}{N_{01}} = \frac{3442 \cdot 41{,}42 \cdot 17{,}1 - 0}{108\,000} = 22{,}6 \ см.$$

Напряжение в бетоне с учетом собственного веса балки:
на уровне центра тяжести нижней арматуры:

$$\delta_б = \frac{N_{01}}{F_п} + \frac{N_{01} e_{01} y_н}{I_п} - \frac{g_{с.в} l^2}{8} \cdot \frac{y_н}{I_п} = \frac{108\,000}{2213} + \frac{108\,000 \cdot 17{,}1 \cdot 22{,}6}{610\,600} - \frac{5 \cdot 1170^2}{8} \cdot \frac{17{,}1}{610\,600} = 49 + 68 - 24 = 93 \ кг/см^2;$$

на уровне центра тяжести верхней арматуры:

$$\delta_б = \frac{N_{01}}{F_п} - \frac{N_{01}e_{01}y'_н}{I_п} + \frac{g_{с.в}l^2}{8} \cdot \frac{y_н}{I_п} = 49 - 0 + 24 = 73{,}0 \ кг/см^2.$$

Вычисляем потери второй группы после обжатия бетона:
потеря напряжения арматуры от усадки бетона

$$\delta_4 = 400 \ кг/см^2;$$

потеря от ползучести бетона

$$\delta_5 = knR\left(\frac{4\delta_б}{R_б} - 1{,}5\right) = 1 \cdot 6{,}35 \cdot 300\left(\frac{4 \cdot 77}{200} - 1{,}5\right) = 76 \ кг/см^2.$$

Полная потеря напряжения арматуры

$$\delta_п = \delta_{п1} + \delta_4 + \delta_5 = 1558 + 400 + 76 = 2024 \ кг/см^2.$$

Величина предварительного напряжения арматуры с учетом всех потерь

$$\delta_{б2} = 5000 - 2024 = 2976 \ кг/см^2.$$

Усилие обжатия бетона с учетом всех потерь напряжения арматуры

$$N_{б2} = m_т\delta_{б2}F_н + m_т\delta'_{б2}F'_н = 1 \cdot 2976 \cdot 31{,}42 + 0 = 93\,500 \ кг.$$

Эксцентриситет усилия обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{б2} = \frac{m_т\delta_{б2}F_н y_н - m_т\delta_{б2}F'_н y'_н}{N_{б2}} = \frac{1 \cdot 2976 \cdot 31{,}42 \cdot 17{,}1 - 0}{93\,500} = 17{,}1 \ см.$$

Жесткость поперечного сечения балки

$$B_к = 0{,}85 \cdot E_б I_н = 0{,}85 \cdot 315\,000 \cdot 610\,600 = 163\,000\,000\,000 \ кг/см^2.$$

Выгиб балки от предварительного напряжения арматуры

$$f_в = \frac{N_{б2}e_{б2}l^2}{8B_к} = \frac{93\,500 \cdot 17{,}1 \cdot 1170^2}{8 \cdot 163\,000\,000\,000} = 1{,}67 \ см.$$

Прогиб от собственного веса балки

$$f_д = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{с.в}l^4}{B_к} = \frac{5}{384} \cdot \frac{5 \cdot 1170^4}{163\,000\,000\,000} = 0{,}75 \ см.$$

Прогиб от контрольной равномерно распределенной нагрузки $p = 2{,}6 \ т/м = 26 \ кг/см$

$$f_к = f_д\frac{p}{g_{с.в}} = 0{,}75 \cdot \frac{26}{5} = 3{,}9 \ см.$$

Прогиб балки от контрольной нагрузки

$$f = f_к + (f_д - f_в)c = 3{,}9 + (0{,}75 - 1{,}67) \cdot 2 = 2{,}06 \ см.$$

РАСЧЕТЫ НА ПРОЧНОСТЬ

Для расчета изгибаемых балок и плит на прочность служит табл. 34. С помощью этой таблицы могут быть рассчитаны элементы прямоугольного, таврового и двутаврового поперечного сечения с одиночной $F_а$ и двойной $F'_а$ арматурой, предварительно напряженной $F_н$ и $F'_н$ и без предварительного напряжения.

Таблица 34

Значения α, r_0, γ_0 и A_0 для изгибаемых элементов

α	r_0	γ_0	A_0	α	r_0	γ_0	A_0	Марка бетона
0,01	10,00	0,995	0,010	0,29	2,01	0,855	0,248	
0,02	7,12	0,990	0,020	0,30	1,98	0,850	0,255	
0,03	5,82	0,985	0,030	0,31	1,95	0,845	0,262	
0,04	5,05	0,980	0,039	0,32	1,93	0,840	0,269	
0,05	4,53	0,975	0,048	0,33	1,90	0,835	0,275	
0,06	4,15	0,970	0,058	0,34	1,88	0,830	0,282	
0,07	3,85	0,965	0,067	0,35	1,89	0,825	0,289	
0,08	3,61	0,960	0,077	0,36	1,84	0,820	0,295	
0,09	3,41	0,955	0,085	0,37	1,82	0,815	0,301	
0,10	3,24	0,950	0,095	0,38	1,80	0,810	0,309	
0,11	3,11	0,945	0,104	0,39	1,78	0,805	0,314	
0,12	2,98	0,940	0,113	0,40	1,77	0,800	0,320	600
0,13	2,88	0,935	0,121	0,41	1,75	0,795	0,326	
0,14	2,77	0,930	0,130	0,42	1,74	0,790	0,332	
0,15	2,68	0,925	0,139	0,43	1,72	0,785	0,337	
0,16	2,61	0,920	0,147	0,44	1,71	0,780	0,343	
0,17	2,53	0,915	0,155	0,45	1,69	0,775	0,349	500
0,18	2,47	0,910	0,164	0,46	1,68	0,770	0,354	
0,19	2,41	0,905	0,172	0,47	1,67	0,765	0,359	
0,20	2,36	0,900	0,180	0,48	1,66	0,760	0,365	
0,21	2,31	0,895	0,188	0,49	1,64	0,755	0,370	
0,22	2,26	0,890	0,196	0,50	1,63	0,750	0,375	
0,23	2,22	0,885	0,203	0,51	1,62	0,745	0,380	
0,24	2,18	0,880	0,211	0,52	1,61	0,740	0,385	
0,25	2,14	0,875	0,219	0,53	1,60	0,735	0,390	
0,26	2,10	0,870	0,226	0,54	1,59	0,730	0,391	
0,27	2,07	0,865	0,234	0,55	1,58	0,725	0,400	400 и меньше
0,28	2,04	0,860	0,241					
				0,56	1,57	0,720	0,405	

Формулы для расчетов:

$$\alpha = \frac{x}{h_0} = \frac{F_а R_а}{bh_0 R_н}; \quad M = A_0 bh_0^2 R_н;$$

$$h_0 = r_0\sqrt{\frac{M}{bR_н}}; \quad F_а = \frac{M}{\gamma_0 h_0 R_а}, \text{ или } F_а = \alpha bh_0\frac{R_н}{R_а}.$$

Табл. 34 содержит числовые значения следующих взаимно связанных между собой величин, определяемых положением нейтральной оси поперечного сечения и высотой сжатой зоны бетона x (рис. 21), необходимых для расчета изгибаемых элементов.

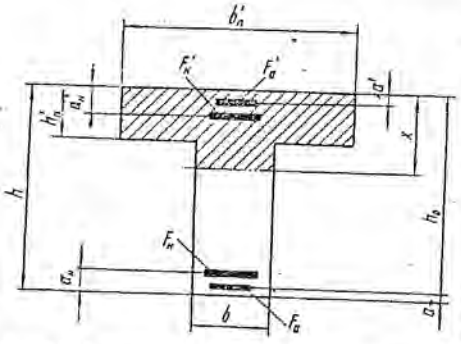


Рис. 21. Тавровое поперечное сечение.

Относительная высота сжатой зоны бетона *:

$$\alpha = \frac{x}{h_0} \tag{59}$$

и ее функции:

$$\gamma = 1 - 0{,}5\alpha; \tag{60}$$

$$A_0 = \alpha(1 - 0{,}5\alpha). \tag{61}$$

Чертой в табл. 34 отмечены максимальные значения α и A_0, при которых достаточно принятое сечение бетона. При значениях α и A_0, расположенных ниже черты соответствующей марки бетона, сечение данного элемента нужно увеличить или повысить марку бетона, или армировать его сжатую зону.

РАСЧЕТ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ

Положение нейтральной оси изгибаемых элементов прямоугольного сечения определяют следующей формулой:

$$\alpha = \frac{x}{h_0} = \frac{R_a F_a + R_a F_н - R_{a.c} F'_a - \delta'_c F'_н}{b h_0 R_н}. \tag{62}$$

При отсутствии предварительного напряжения, когда $F_н$ и $F'_н$ равны нулю, приведенная здесь формула для балок с армированной сжатой зоной приобретает вид:

$$\alpha = \frac{R_a F_a - R_{a.c} F'_a}{b h_0 R_н}. \tag{63}$$

Для балок с одиночной арматурой, когда и F'_a равно нулю, та же формула становится еще более простой:

$$\alpha = \frac{R_a F_a}{b h_0 R_н}. \tag{64}$$

Прочность изгибаемого элемента с заданным сечением бетона и арматуры проверяют в следующем порядке:

1. По формуле (62), (63) или (64) вычисляют α.

2. По полученному значению α в табл. 34 находят соответствующее ему значение A_0, если это значение не расположено в таблице ниже черты соответствующей марки бетона и увеличение его сечения не требуется.

3. По одной из приведенных ниже формул, при подстановке значения A_0, вычисляют наибольший допустимый изгибающий момент:

$$M_{доп} = A_0 b h_0^2 R_н + R_{a.c} F'_a (h_0 - a'_a) + \delta'_c F'_н (h_0 - a'_н) \tag{65}$$

или для балок без предварительно напряженной сжатой арматуры

$$M_{доп} = A_0 b h_0^2 R_н + R_{a.c} F'_a (h_0 - a'_a). \tag{66}$$

В изгибаемых элементах прямоугольного сечения с двойной арматурой высота сжатой зоны должна быть достаточно высокой. Это проверяется условием

$$\alpha = \frac{2 \cdot a'}{h_0}.$$

Для балок с одиночной арматурой и без предварительного напряжения допускаемый изгибающий момент определяют по формуле

$$M_{доп} = A_0 b h_0^2 R_н. \tag{67}$$

Необходимую площадь сечения растянутой продольной арматуры по заданным размерам сечения бетона и по изгибающему моменту вычисляют в следующем порядке:

1. A_0 вычисляют по формуле

$$A_0 = \frac{M - R_{a.c} F'_a (h_0 - a'_a) - \delta'_c F'_н (h_0 - a'_н)}{b h_0^2 R_н}. \tag{68}$$

Здесь δ_c — напряжение в верхней сжатой зоне предварительно напрягаемой арматуры в момент разрушения, равное:

$$\delta_c = 3600 - m_т \delta_0,$$

где δ_0 — заданное предварительное напряжение верхней арматуры;
$m_т$ — коэффициент точности предварительного напряжения, принимаемый в пределах 0,9—1,1.

Для балок без предварительного напряжения сжатой арматуры, когда $F'_н = 0$, значение A_0 определяют по формуле

$$A_0 = \frac{M - R_{a.c} F'_a (h_0 - a'_a)}{b h_0^2 R_н}. \tag{69}$$

Для балок с одиночной арматурой значение A_0 находят по формуле

$$A_0 = \frac{M}{b h_0^2 R_н}. \tag{70}$$

2. По полученному значению A_0 в табл. 34 находят соответствующее значение α, если это значение не расположено в таблице ниже черты заданной марки бетона и увеличение его сечения не требуется.

* В специальной литературе величину относительной высоты сжатой зоны бетона, равную $\frac{x}{h_0}$, в расчетах на прочность обозначают символом α (см. п. 4. 22 [2]), относительную высоту сжатой зоны бетона, равную $\frac{x}{h_0}$, в сечении с трещиной при расчете на деформацию — символом ξ (см. п. 6. 6 [2]).

3. Вычисляют необходимую площадь сечения растянутой арматуры по формуле

$$F_a = \frac{\alpha b h_0 R_и + R_{а.с} F_в + \delta_c F_н}{R_а}, \quad (71)$$

для балок без предварительного напряжения

$$F_a = \frac{\alpha b h_0 R_и + R_{в.с} F_а}{R_а}; \quad (72)$$

для балок с одиночной арматурой

$$F_a = \frac{\alpha b h_0 R_и}{R_а} \quad (73)$$

Пример 15. Определить необходимую площадь поперечного сечения арматуры класса А-II растянутой зоны балки с одиночным ненапрягаемым армированием с сечением размерами 25 × 50 *см* из бетона марки 200 для восприятия изгибающего момента $M = 12{,}6$ *тм*. Расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе $R_и = 100$ *кг/см²*. Расчетное сопротивление арматуры растяжению $R_а = 2700$ *кг/см²*. Защитный слой $a = 5$ *см*. Полезная высота балки $h_0 = h - a = 50 - 5 = 45$ *см*.

По формуле (70) определяем значение характеристики A_0:

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_и} = \frac{1\,260\,000}{25 \cdot 45^2 \cdot 100} = 0{,}248.$$

Отмечаем, что значение A_0 в табл. 34 расположено выше черты для бетона марки 200. Следовательно, принятое сечение балки достаточно. По $A_0 = 0{,}248$ в таблице находим $\alpha = 0{,}29$.

По формуле (73) вычисляем необходимое поперечное сечение арматуры

$$F_а = \frac{\alpha b h_0 R_и}{R_а} = \frac{0{,}29 \cdot 25 \cdot 45 \cdot 100}{2700} = 12{,}1 \text{ см}^2.$$

Принимаем: $F_а = 4 \varnothing 20$ (12,57 *см²*).

Пример 16. Определить допустимый изгибающий момент для балки сечением 25 × 60 *см* из бетона марки 400 с одиночной предварительно напряженной арматурой из стали класса А-IV в количестве 4 ∅ 22, $F_а = 15{,}21$ *см²*. Расчетное сопротивление арматуры растяжению $R_а = 5100$ *кг/см²*, расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе $R_и = 210$ *кг/см²*. Полезная высота балки

$$h_0 = h - a = 60 - 5 = 55 \text{ см}.$$

По формуле (62) определяем характеристику α:

$$\alpha = \frac{R_а F_а + R_в F_н - R_{а.с} F'_а - \delta_c F'_н}{b h_0 R_и} = \frac{0 + 5100 \cdot 15{,}21 - 0 - 0}{25 \cdot 50 \cdot 210} = 0{,}269.$$

Найденное значение α расположено в табл. 34 выше жирной черты для бетона марки 400. Следовательно, сечение балки достаточно. По значению $\alpha = 0{,}269$ в таблице находим $A_0 = 0{,}232$.

Допустимый изгибающий момент вычисляем по формуле (67)

$$M_{доп} = A_0 b h_0^2 R_и = 0{,}232 \cdot 25 \cdot 55^2 \cdot 210 = 3\,680\,000 \text{ кг/см} = 36{,}8 \text{ тм}.$$

Пример 17. Определить необходимую площадь сечения ненапрягаемой арматуры из стали класса А-III для балки сечением 25 × 60 *см* из бетона марки 200 для восприятия изгибающего момента $M = 32{,}0$ *тм*. Расчетное сопротивление арматуры растяжению $R_а = R_{а.с} = 3400$ *кг/см²*. Расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе $R_и = 100$ *кг/см²*. Защитный слой $a = 6$ *см*. Полезная высота балки $h_0 = h - a = 60 - 6 = 54{,}0$ *см*.

По формуле (70) определяем характеристику A_0:

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_и} = \frac{3\,200\,000}{25 \cdot 54^2 \cdot 100} = 0{,}438 > 0{,}4.$$

Здесь значение A_0 расположено в табл. 34 ниже жирной черты для бетона марки 400. Следовательно, сохраняя сечение и марку бетона балки, нужно армировать ее сжатую зону. Необходимую для этого площадь поперечного сечения арматуры $F'_а$ определяем по формуле (69), принимая из табл. 34 наименьшее допустимое для заданной марки бетона значение $A_0 = 0{,}4$. Защитный слой сжатой арматуры принимаем $a'_а = 4$ *см*

$$F'_а = \frac{M - A_{0(min)} b h_0^2 R_и}{R_{а.с}(h_0 - a'_а)} = \frac{3\,200\,000 - 0{,}4 \cdot 25 \cdot 54^2 \cdot 100}{3400\,(54 - 4)} = 1{,}8 \text{ см}.$$

Необходимую площадь сечения растянутой арматуры определяем по формуле (72), также принимая из табл. 34 наименьшее допустимое для нашей марки бетона значение характеристики $\alpha = 0{,}55$:

$$F_а = \frac{\alpha_{min} b h_0 R_и + R_{а.с} F'_а}{R_а} = \frac{0{,}55 \cdot 25 \cdot 54 \cdot 100 + 3400 \cdot 1{,}8}{3400} = 23{,}6 \text{ см}^2.$$

Принимаем: $F_а = 4 \varnothing 28$ (24,63 *см²*) и $F'_а = 2 \varnothing 12$ (2,26 *см²*).

РАСЧЕТ ТАВРОВЫХ И ДВУТАВРОВЫХ СЕЧЕНИЙ

Все ребристые железобетонные изгибаемые элементы таврового, двутаврового и замкнуто-пустотного сечения рассчитываются на прочность как тавровые.

Балки таврового сечения с полкой, расположенной в растянутой зоне (рис. 22), рассчитываются как балки прямоугольного сечения шириной, равной ширине ребра b, так как работа бетона растягиваемой полки во внимание не принимается.

Рис. 22. Элементы таврового сечения с полкой в растянутой зоне.

Балки таврового сечения с полкой в сжатой зоне, нейтральная ось которых расположена в толще полки, т. е. когда $x < h'_п$ (рис. 23), также рассчитывают как балки прямоугольного сечения, но шириной, равной расчетной ширине сжатой полки $b'_п$. Вводимая в расчет ширина свеса полки в каждую сторону от ребра согласно п. 7. 18 СНиП II-В.

1—62 * не должна превышать половины расстояния в свету между соседними ребрами и $^1/_6$ пролета рассчитываемого элемента. Кроме того, для элементов, не имеющих на длине пролета поперечных ребер или имеющих их на расстояниях, превышающих расстояния между продольными ребрами, при толщине сжатой полки $h'_п$ менее 0,1 высоты балки, ширина свеса полки, вводимая в расчет, не должна превышать $6h'_п$ в каждую сторону от ребра.

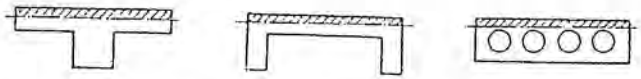


Рис. 23. Элементы таврового сечения с нейтральной осью, расположенной в сжатой полке.

Балки, имеющие полку в сжатой зоне, нейтральная ось которых проходит через ребро, т. е. когда $x > h'_п$, рассчитывают как балки таврового сечения с учетом работы всей сжатой зоны бетона в полке и в ребре (рис. 24).

Рис. 24. Элементы таврового сечения с нейтральной осью, расположенной в ребре.

Таким образом, чтобы судить о том, рассчитывать ли заданный ребристый изгибающий элемент как балку таврового или прямоугольного сечения, необходимо знать высоту сжатой зоны бетона x и положение нейтральной оси в ребре или сжатой плите, т. е. нужно знать $x > h'_п$ или $x < h'_п$.

Нейтральная ось располагается в верхней полке и данную тавровую или двутавровую балку следует рассчитывать как прямоугольную шириной $b'_п$, если соблюдается условие неравенства, выраженное в одной из приведенных ниже формул:

$$M \leqslant R_п b'_п h'_п (h_о - 0{,}5h'_п) + R_{а.с} F'_а (h_о - a'_а) + \delta'_с F'_н (h_о - a'_н) \qquad (74)$$

или

$$R_а F_а + R_а F_н \leqslant R_п b'_п h'_п + R_{а.с} F'_а + \delta'_с F'_н. \qquad (75)$$

Если условие неравенства (74) или (75) не соблюдается, это означает, что нейтральная ось проходит через ребро и данный элемент нужно рассчитывать, как балку таврового сечения, используя данные табл. 35, содержащей характеристики свесов сжатой полки $A_{св}$ и $\alpha_{св}$:

$$A_{св} = 0{,}8 \frac{h'_п}{h_о}\left(\frac{b'_п}{b} - 1\right)\left(1 - 0{,}5 \cdot \frac{h'_п}{h_о}\right); \qquad (76)$$

$$\alpha_{св} = 0{,}8 \frac{h'_п}{h_о}\left(\frac{b'_п}{b} - 1\right). \qquad (77)$$

Таблица 35

Значения $\alpha_{св}$ и $A_{св}$ для элементов таврового сечения

$\frac{b'_п}{b}$ \ $\frac{h'_п}{h_о}$		0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,25	Марка бетона
1,5	$A_{св}$	0,038	0,045	0,52	0,059	0,066	0,07	0,08	0,09	
	$\alpha_{св}$	0,04	0,048	0,56	0,06	0,072	0,08	0,09	0,10	
2	$A_{св}$	0,076	0,10	0,104	0,12	0,13	0,14	0,16	0,18	600
	$\alpha_{св}$	0,08	0,09	0,112	0,13	0,14	0,16	0,18	0,20	
3	$A_{св}$	0,152	0,18	0,21	0,24	0,26	0,29	0,31	0,35	500
	$\alpha_{св}$	0,16	0,19	0,22	0,26	0,29	0,32	0,35	0,40	
4	$A_{св}$	0,23	0,27	0,31	0,35	0,39	0,43	0,47	0,53	
	$\alpha_{св}$	0,24	0,29	0,34	0,38	0,43	0,48	0,53	0,60	
5	$A_{св}$	0,30	0,36	0,42	0,47	0,52	0,58	0,63	0,70	400 и меньше
	$\alpha_{св}$	0,32	0,38	0,45	0,51	0,58	0,64	0,70	0,80	
6	$A_{св}$	0,38	0,45	0,52	0,59	0,66	0,72	0,78	0,88	
	$\alpha_{св}$	0,40	0,48	0,56	0,64	0,72	0,80	0,88	1,00	
7	$A_{св}$	0,46	0,54	0,63	0,71	0,79	0,86	0,94	1,05	
	$\alpha_{св}$	0,48	0,58	0,67	0,77	0,86	0,96	1,06	1,20	
8	$A_{св}$	0,53	0,63	0,73	0,83	0,92	1,01	1,10	1,23	
	$\alpha_{св}$	0,56	0,67	0,78	0,90	1,01	1,12	1,23	1,40	
9	$A_{св}$	0,61	0,72	0,83	0,94	1,05	1,15	1,25	1,40	
	$\alpha_{св}$	0,64	0,77	0,90	1,02	1,15	1,18	1,41	1,60	
10	$A_{св}$	0,68	0,81	0,94	1,06	1,18	1,30	1,41	1,58	
	$\alpha_{св}$	0,72	0,86	1,01	1,15	1,30	1,44	1,58	1,80	
11	$A_{св}$	0,76	0,90	1,04	1,18	1,31	1,44	1,57	1,75	
	$\alpha_{св}$	0,80	0,96	1,12	1,28	1,40	1,60	1,76	2,00	
12	$A_{св}$	0,84	0,99	1,14	1,30	1,44	1,58	1,72	1,93	
	$\alpha_{св}$	0,88	1,06	1,23	1,41	1,58	1,76	1,94	2,20	
13	$A_{св}$	0,91	1,09	1,25	1,42	1,57	1,73	1,88	2,10	
	$\alpha_{св}$	0,96	1,15	1,34	1,54	1,73	1,92	2,11	2,10	
14	$A_{св}$	0,99	1,17	1,36	1,53	1,70	1,87	2,04	2,27	
	$\alpha_{св}$	1,04	1,25	1,46	1,66	1,87	2,08	2,29	2,60	
15	$A_{св}$	1,07	1,26	1,46	1,65	1,83	2,02	2,19	2,45	
	$\alpha_{св}$	1,12	1,34	1,57	1,79	2,02	2,24	2,46	2,80	

Этими характеристиками свесов полки дополняются характеристики ребра балки A_o и α, содержащиеся в табл. 34. Таким образом, характеристиками балок таврового сечения служат:

$$A_{o1} = A_o + A_{св} \tag{78}$$

и

$$\alpha_1 = \alpha + \alpha_{св}. \tag{79}$$

По ним тавровую балку проверяют на прочность и с их помощью определяют необходимую площадь поперечного сечения арматуры.

Положение нейтральной оси и высоту сжатой зоны тавровой балки можно вычислить по следующей формуле:

$$x = \frac{R_a F_a + R_a F_н - R_{пр}(b'_п - b) - R_{а.с} F'_а - \delta'_с F'_н}{R_н b}$$

При расчете элементов заданного таврового или двутаврового сечения прежде всего должно быть проверено положение его нейтральной оси. При определении необходимого армирования это делают по формуле (74), а при проверке прочности сечения — по формуле (75).

В обоих случаях, если левая часть меньше правой, элемент рассчитывают по ширине сжатой полки $b'_п$, как элемент прямоугольного сечения; если же в одном из этих неравенств левая часть больше правой, элемент рассчитывают как элемент таврового сечения (его нейтральная ось расположена в ребре). Тогда вычисляют отношения ширины и высоты полки и ребра: $\frac{b'_п}{b}$ и $\frac{h'_п}{h}$ и по ним в табл. 35 находят характеристики свесов полки: $\alpha_{сп}$ и $A_{сп}$.

Дальнейшая последовательность расчета может быть следующая.

Для проверки заданных сечений бетона и арматуры:

1. Вычисляют относительную высоту сжатой зоны α_1 для всего таврового сечения, принимая α_1 вместо α в формуле (62), (63) или (64).
2. Определяют относительную высоту сжатой зоны прямоугольного сечения ребра α из формулы (79): $\alpha = \alpha_1 - \alpha_{св}$.
3. По α в табл. 34 находят значение характеристики A_o. При этом проверяют прочность сжатой зоны бетона без ее армирования, если значения α и A_o располагаются выше жирной линии, соответствующей заданной марке бетона.
4. Определяют значение A_{o1} по формуле (78).
5. Вычисляют допустимый изгибающий момент, принимая полученное значение A_{o1} вместо A_o в формуле (74).

Для определения необходимой площади сечения арматуры:

1. Вычисляют характеристику A_{o1} для всего сечения по формуле (68), принимая A_{o1} вместо A_o.
2. Определяют характеристику A_o для прямоугольного сечения ребра из формулы (78): $A_o = A_{o1} - A_{св}$.
3. По A_o в табл. 34 находят относительную высоту сжатой зоны ребра α. При этом проверяют прочность сжатой зоны бетона без ее армирования, если значения α и A_o расположены выше жирной линии, соответствующей заданной марке бетона.
4. Вычисляют необходимую площадь сечения арматуры по формуле (71), (72) или (73), принимая в ней вместо α значение $\alpha_1 = \alpha + \alpha_{св}$.

Пример 18. Определить необходимую площадь поперечного сечения ненапрягаемой арматуры из стали класса А-III для балки таврового сечения (рис. 25) из бетона марки 400 с расчетным изгибающим моментом $M = 23{,}0$ *тм*. Расчетное сопротивление стали на растяжение $R_a = 3400$ *кг/см²*. Расчетное сопротивление бетона на сжатие при изгибе $R_н = 210$ *кг/см²*. Полезная высота балки

$$h_o = h - a = 50 - 5 = 45 \text{ см}.$$

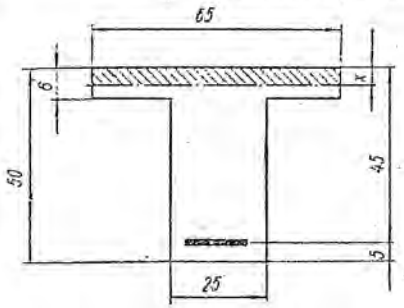


Рис. 25. К примеру 18.

Применяя формулу (74), находим положение нейтральной оси. Правая часть неравенства по формуле (74)

$$R_н b'_п h'_п (h_o - 0{,}5h_п) + R_{а.с} F'_а (h_o - a'_а) + \delta'_с F'_н (h_o - a'_н) =$$
$$= 210 \cdot 65 \cdot 8\,(45 - 0{,}5 \cdot 8) + 0 + 0 = 4\,500\,000 \text{ кг/см} = 45 \text{ тм},$$

что больше левой части неравенства (74): $M = 23{,}0$ *тм*. Следовательно, нейтральная ось проходит в сжатой полке и $x < h'_п$, как показано на рис. 25, и балку нужно рассчитывать как прямоугольную шириной $b'_п = 65$ *см*.

Вычисляем отношения ширины и высоты полки и ребра:

$$\frac{b'_п}{b} = \frac{65}{25} = 2{,}6 \text{ и } \frac{h'_п}{h_o} = \frac{8}{45} = 0{,}18.$$

По ним в табл. 35 находим $A_{св} = 0{,}21$ и $\alpha_{св} = 0{,}23$. Оба эти значения находятся в таблице выше жирной черты для бетона марки 400. Следовательно, прочность бетона на сжатие достаточна и армирование сжатой зоны не требуется.

Вычисляем по формуле (68) характеристику A_o, принимая вместо b ширину полки $b'_п$:

$$A_o = \frac{M}{b'_п h_o^2 R_п} = \frac{2\,300\,000}{65 \cdot 45^2 \cdot 210} = 0{,}083$$

По A_o в табл. 34 находим $\alpha_o = 0{,}087$.

Определяем необходимое поперечное сечение арматуры по формуле (73), принимая вместо b ширину полки $b'_п$:

$$F_a = \frac{\alpha b'_п h_o R_п}{R_a} = \frac{0{,}087 \cdot 65 \cdot 45 \cdot 210}{3400} = 15{,}75 \text{ см}^2.$$

Принимаем: 5 ∅ 20 (15,71 *см²*).

Пример 19. Определить необходимое поперечное сечение арматуры из стали класса А-II для балки таврового сечения (рис. 26) из бетона марки 200 с расчетным изгибающим моментом $M = 12{,}5$ *тм*. Расчетное

сопротивление арматуры на растяжение $R_а = 2700$ *кг/см²*. Расчетное сопротивление бетона на сжатие при изгибе $R_н = 100$ *кг/см²*. Полезная высота балки $h_о = 55 - 6 = 49{,}0$ *см*.

Применяя формулу (74), находим положение нейтральной оси. Правая часть неравенства (74) ($F'_а$ и $F_н$ равны 0):

$$R_н b_п h_п (h_о - 0{,}5h_п) =$$

$$= 100 \cdot 25 \cdot 10\,(49 - 0{,}5 \cdot 10) = 1\,100\,000\ кг/см = 11{,}0\ тм,$$

что меньше левой части неравенства (74): $M = 12{,}5$ *тм*. Следовательно, нейтральная ось расположена в ребре и балку нужно рассчитывать, как тавровую.

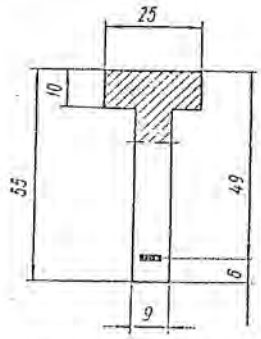


Рис. 26. К примеру 19.

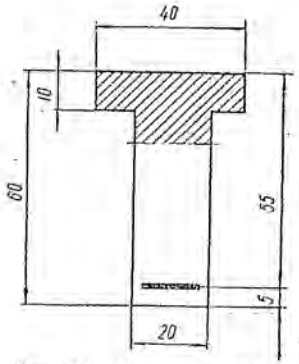


Рис. 27. К примеру 20.

Вычисляем отношение ширины и высоты полки и ребра:

$$\frac{b'_п}{b} = \frac{25}{9} = 2{,}2 \quad и \quad \frac{h'_п}{h_о} = \frac{10}{49} = 0{,}2.$$

По ним в табл. 35 находим характеристики свесов полки:

$$A_{св} = 0{,}26 \quad и \quad \alpha_{св} = 0{,}29.$$

По формуле (68) вычисляем характеристику $A_{о1}$ для всего сечения по ширине ребра b

$$A_{о1} = \frac{M}{bh_о^2 R_п} = \frac{1\,250\,000}{9 \cdot 49^2 \cdot 100} = 0{,}58.$$

Из формулы (78) находим характеристику $A_о$ для ребра

$$A_о = A_{о1} - A_{св} = 0{,}58 - 0{,}26 = 0{,}32.$$

В табл. 34 по $A_о$ находим значение $\alpha = 0{,}40$. Характеристики расположены в таблице выше жирной части для заданной марки бетона. Следовательно, сжатая зона бетона имеет достаточную прочность и сжатая арматура не требуется.

Необходимое поперечное сечение арматуры находим по формуле (73), принимая $\alpha_1 = \alpha + \alpha_{св}$ вместо α:

$$F_а = \frac{(\alpha + \alpha_{св}) bh_о R_н}{R_а} = \frac{(0{,}40 + 0{,}29) \cdot 9 \cdot 49 \cdot 100}{2700} = 11{,}27\ см^2.$$

Принимаем: $F_а = 2\varnothing\ 28$ (12,32 *см²*).

Пример 20. Проверить прочность балки таврового сечения (рис. 27) из бетона марки 400 с одиночной арматурой из предварительно напряженной стали класса А-IV в количестве $3\varnothing\ 25$, $F_н = 14{,}73\ см^2$ и ненапрягаемой стали класса А-I в количестве $2\varnothing\ 18$, $F_а = 5{,}09\ см^2$. Расчетный изгибающий момент $M = 41{,}5$ *тм*. Расчетное сопротивление стали на растяжение: класса А-IV $R_{AIV} = 5100\ кг/см^2$ и класса А-I $R_{AI} = 2100\ кг/см^2$. Расчетное сопротивление бетона на сжатие при изгибе $R_н = 210\ кг/см^2$. Полезная высота сечения балки $h_о = h - a = 60 - 5 = 55$ *см*.

Используя неравенство в формуле (75), определяем положение нейтральной оси:

левая часть неравенства

$$R_{AI}F_а + R_{AIV}F_н = 2100 \cdot 5{,}09 + 5100 \times$$

$$\times 14{,}73 = 85\,800\ кг;$$

правая часть неравенства

$$R_н b_п h_п + 0 + 0 =$$

$$= 210 \cdot 40 \cdot 10 =$$

$$= 84\,000\ кг < 85\,800\ кг.$$

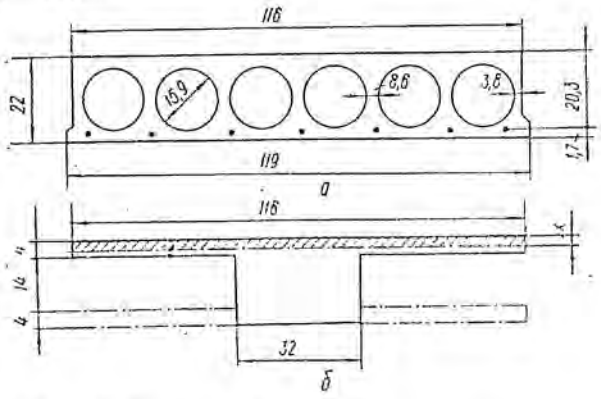


Рис. 28. К примеру 21:
а — действительное сечение; б — приведенное сечение

Следовательно, поскольку левая часть неравенства больше правой, нейтральная ось располагается в ребре и балку нужно рассчитать, как тавровую.

Определяем отношения ширины и высоты полки и ребра:

$$\frac{b_п}{b} = \frac{40}{20} = 2 \quad и \quad \frac{h'_п}{h_о} = \frac{10}{55} = 0{,}18$$

и по ним в табл. 34 находим характеристики свесов полки:

$$A_{св} = 0{,}13 \quad и \quad \alpha_{св} = 0{,}14.$$

Вычисляем относительную высоту сжатой зоны бетона α_1 для всего сечения по формуле (62), полагая $F'_а = 0$ и $F'_н = 0$:

$$\alpha_1 = \frac{R_а F_а + R_а F_н - 0 - 0}{bh_о R_н} = \frac{85\,800}{20 \cdot 55 \cdot 210} = 0{,}371.$$

Определяем из формулы (79) $\alpha = \alpha_1 - \alpha_{св} = 0{,}371 - 0{,}14 = 0{,}231$, и по $\alpha = 0{,}231$ в табл. 34 находим $A_о = 0{,}203$.

Допустимый изгибающий момент вычисляем по формуле (67); принимая вместо значения $A_о$ значение $A_{о1} = A_о + A_{св}$:

$$M_{доп} = (A_о + A_{св}) bh_о^2 R_н = (0{,}203 + 0{,}130) \cdot 20 \cdot 55^2 \cdot 210 =$$

$$= 4\,230\,000\ кгсм = 42{,}3\ тм,$$

что не меньше $M = 41{,}5$ *тм*, т. е. прочность балки достаточна.

Пример 21. Определить необходимое поперечное сечение арматуры из ненапрягаемой стали класса А-II для круглопустотной панели перекрытия (рис. 28) из бетона марки 200 по расчетному изгибающему моменту $M = 5{,}64$ *тм*. Расчетное сопротивление стали на растяжение $R_а = 2700$ *кг/см²*. Расчетное сопротивление бетона на сжатие при изгибе $R_и = 100$ *кг/см²*.

Круглые отверстия панели заменяем равновеликими по площади квадратными отверстиями со стороной

$$K = \sqrt{\frac{\pi d^2}{4}} = \sqrt{\frac{3{,}14 \cdot 15{,}9^2}{4}} = 14 \text{ см}.$$

Тогда приведенная ширина ребра будет: $b = 116 - 6 \cdot 14 = 32$ *см*, а приведенная толщина сжатой плиты $h'_п = \frac{22 - 14}{2} = 4$ *см*.

Используя неравенство (74), определяем положение нейтральной оси Правая часть неравенства (74) (полагаем $F'_а$ и $F'_и$ равными 0)

$$R_и b'_п h'_п (h_о - 0{,}5h'_п) + 0 + 0 =$$

$$= 100 \cdot 116 \cdot 4\,(20{,}3 - 0{,}5 \cdot 4) = 850\,000 \text{ кгсм} = 8{,}50 \text{ тм},$$

что больше левой части неравенства: $M = 5{,}64$ *тм*. Следовательно, нейтральная ось располагается в сжатой полке и панель рассчитывается, как прямоугольная по ширине полки $h'_п$.

Находим отношения ширины и высоты полки и ребра:

$$\frac{b'_и}{b} = \frac{116}{32} = 3{,}6 \text{ и } \frac{h'_п}{h_о} = \frac{4}{20{,}3} = 0{,}2$$

и по ним в табл. 35 находим характеристики свесов полки:

$$A_{св} = 0{,}36 \text{ и } \alpha_{св} = 0{,}40.$$

Они находятся выше жирной черты для бетона заданной марки, что свидетельствует о достаточности сжатой зоны бетона, не требующей армирования.

Вычисляем характеристику $A_о$, подставляя в формулу (70) $b_п$ вместо b:

$$A_о = \frac{M}{b'_п h_о^2 R_и} = \frac{564\,000}{116 \cdot 20{,}3^2 \cdot 100} = 0{,}114.$$

В табл. 34 по $A_о = 0{,}114$ находим $\alpha = 0{,}12$ и по формуле (73) определяем необходимое поперечное сечение арматуры:

$$F_а = \frac{\alpha b'_и h_о R_и}{R_а} = \frac{0{,}12 \cdot 116 \cdot 20{,}3 \cdot 100}{2700} = 10{,}42 \text{ см}^2.$$

Принимаем: 7 ⌀ 14 (10,77 *см²*).

Пример 22. Проверить прочность ребристой панели (рис. 29) из бетона марки 200 с ненапрягаемой арматурой из стали класса А-II: $F_а = 10{,}17$ *см²* при изгибающем моменте $M = 7{,}0$ *тм*. Расчетное сопротивление бетона на сжатие при изгибе $R_и = 100{,}0$ *кг/см²*. Полезная высота сечения ребра $h_о = 35 - 4{,}5 = 30{,}5$ *см*. Расчетное сопротивление стали на растяжение $R_а = 2700$ *кг/см²*.

Определяем положение нейтральной оси, используя неравенство по формуле (74):

левая часть неравенства (74)

$$R_а F_а = 2700 \cdot 10{,}17 = 27\,460 \text{ кг},$$

правая часть неравенства

$$R_и b'_п h'_п = 100 \cdot 115 \cdot 4 = 46\,000 \text{ кг}.$$

Поскольку левая часть неравенства меньше, нейтральная ось проходит в полке и сечение рассчитывается, как прямоугольное.

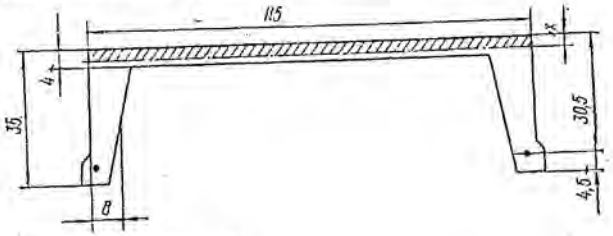


Рис. 29. К примеру 22.

Находим отношение ширины и высоты полки и ребра:

$$\frac{b'_п}{b} = \frac{115}{2 \cdot 8} = 7 \text{ и } \frac{h'_п}{h_о} = \frac{4}{30{,}5} = 0{,}13$$

и по ним в табл. 35 находим значения характеристик свесов полки:

$$A_{св} = 0{,}58 \text{ и } \alpha_{св} = 0{,}62,$$

которые находятся выше жирной черты для бетона принятой марки, что подтверждает достаточную прочность сжатой зоны бетона и отсутствие необходимости в сжатой арматуре.

По формуле (64) определяем относительную высоту сжатой зоны бетона для всего сечения по ширине полки $b'_п$:

$$\alpha = \frac{R_а F_а}{b'_п h'_п R_и} = \frac{2700 \cdot 10{,}17}{115 \cdot 30{,}5 \cdot 100} = 0{,}078.$$

По $\alpha = 0{,}08$ в табл. 34 находим $A_о = 0{,}077$ и по формуле (67) вычисляем допустимый изгибающий момент, принимая вместо b ширину полки $b'_п$:

$$M_{доп} = A_о b'_п h_о^2 R_и = 0{,}077 \cdot 115 \cdot 30{,}5^2 \cdot 100 = 826\,000 \text{ кгсм} = 8{,}26 \text{ тм},$$

что больше расчетного изгибающего момента $M = 7{,}0$ *тм*.

Каждое характерное сечение проектируемых изгибаемых железобетонных элементов должно быть проверено на действие поперечных сил. Проверка и расчет по формулам СНиП II-В. 1—62* («Нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций») требуют значительных затрат времени и многократного решения практических задач методом попыток.

В данном разделе приводятся таблицы с готовыми вычислениями и простые формулы для расчета, выведенные из формул СНиПа. Применение этих таблиц и формул значительно уменьшает затраты времени для расчета на действие поперечных сил.

Рис. 30. К примеру 23.

Проверка достаточности бетонного поперечного сечения балок. Согласно СНиП для ограничения раскрытия трещин в наклонных сечениях изгибаемые элементы прямоугольного, таврового, двутаврового и коробчатого сечений должны быть запроектированы таких размеров, которые удовлетворяли бы следующему условию:

$$Q \leqslant Q_{доп} = 0{,}25 R_и b h_0, \qquad (80)$$

где Q — расчетная поперечная сила;

$Q_{доп}$ — допустимая поперечная сила для данного поперечного сечения балки;

$R_и$ — расчетное сопротивление бетона на изгиб;

h_0 и b — полезная высота и ширина поперечного сечения балки.

Если расчетная поперечная сила Q больше допустимой силы $Q_{доп}$, необходимо увеличить размеры поперечного сечения балки и обеспечить условие, выраженное формулой (80).

В табл. 36 приведены наибольшие значения допустимой поперечной силы $Q_{доп}$ в тоннах для прямоугольного сечения при разных ширине b, полезной высоте h_0 и марках бетона.

Значения $Q_{доп}$ приводятся в числителе табличных данных.

Пример 23. Проверить достаточность поперечного сечения балки $b \times h_0 = 25 \times 45$ *см* из бетона марки 200 при расчетной поперечной силе $Q = 23{,}5$ *т* (рис. 30).

В табл. 36 для бетона марки 200 по $b = 25$ *см* и $h_0 = 45$ *см* в числителе допустимая поперечная сила $Q_{доп} = 28{,}1$ *т*, что больше $Q = 23{,}5$ *т*. Следовательно, выбранное сечение балки допустимо.

Расчет прочности наклонных сечений элементов прямоугольного, таврового, двутаврового и коробчатого сечений на поперечные силы, действующие в плоскости оси симметрии сечения, может не производиться, если соблюдается следующее условие:

$$Q \leqslant Q_{бет} = R_р b h_0, \qquad (81)$$

Таблица 36

Значения $Q_{доп}$ и $Q_{бет}$

h_0, см	Марка бетона	Ширина балки b, см																				
		20	25	30	35	40	20	25	30	35	40	20	25	30	35	40	20	25	30	35	40	
		150 ($R_п = 80$; $R_р = 5{,}8$)					200 ($R_п = 100$; $R_р = 7{,}2$)					300 ($R_п = 160$; $R_р = 10{,}5$)					400 ($R_п = 210$; $R_р = 12{,}5$)				
20		8 / 2,3	10 / 2,9	12 / 3,5	14 / 4,0	16 / 4,6	10 / 2,9	12,5 / 3,6	15 / 4,3	17,5 / 5,0	20 / 5,8	16 / 4,2	20 / 5,2	24 / 6,3	28 / 7,3	32 / 8,4	21 / 5	26,3 / 6,3	31,5 / 7,5	36,8 / 8,8	42 / 10	
25		10 / 2,9	12,5 / 3,6	15 / 4,3	17,5 / 5,1	20 / 5,8	12,5 / 3,6	15,6 / 4,5	18,8 / 5,6	21,9 / 6,3	25 / 7,2	20 / 5,2	25 / 6,6	30 / 7,9	35 / 9,2	40 / 10,5	26,3 / 6,3	32,8 / 7,8	39,4 / 9,4	46 / 11	52,5 / 12,5	
30		12 / 3,5	15 / 4,3	18 / 5,2	21 / 6,1	24 / 7	15 / 4,3	18,8 / 5,4	22,5 / 6,5	26,3 / 7,6	30 / 8,6	24 / 6,3	30 / 7,9	36 / 9,4	42 / 11	48 / 12,6	31,5 / 7,5	39,4 / 9,4	47,3 / 11,3	55,1 / 13,1	63 / 15	
35		14 / 4,1	17,5 / 5,1	21 / 6,1	24,5 / 7,1	28 / 8,1	17,5 / 5	21,9 / 6,3	26,3 / 7,5	30,6 / 8,8	35 / 10,1	28 / 7,3	35 / 9,2	42 / 11	49 / 12,9	56 / 14,7	36,8 / 8,8	45,9 / 11	55,1 / 13,2	64,3 / 15,3	73,5 / 17,5	
40		16 / 4,6	20 / 5,8	24 / 7	28 / 8,1	32 / 9,3	20 / 5,7	25 / 7,2	30 / 8,6	35 / 10,1	40 / 11,5	32 / 8,4	40 / 10,5	48 / 12,6	56 / 14,7	64 / 16,8	42 / 10	52,5 / 12,5	63 / 15	73,5 / 17,5	84 / 20	
45		18 / 5,2	22,5 / 6,5	27 / 7,8	31,5 / 9,1	36 / 10,4	22,5 / 6,5	28,1 / 8,1	33,8 / 9,7	39,4 / 11,4	45 / 13	36 / 9,4	45 / 11,8	54 / 14,2	63 / 16,5	72 / 18,9	47,3 / 11,3	59 / 14,1	70,9 / 16,9	82,7 / 19,7	94,5 / 22,5	
50		20 / 5,8	25 / 7,2	30 / 8,7	35 / 10,1	40 / 11,6	25 / 7,2	31,3 / 9	37,7 / 10,8	43,8 / 12,6	50 / 14,4	40 / 10,5	50 / 13,1	60 / 15,7	70 / 18,3	80 / 21	52,5 / 12,5	65,6 / 15,6	78,8 / 18,8	92 / 21,9	105 / 25	
55		22 / 6,4	27,5 / 8,0	33 / 9,6	38,5 / 11,2	44 / 12,7	27,5 / 7,9	34,4 / 9,9	41,3 / 11,9	48,1 / 13,9	55 / 15,8	44 / 11,5	55 / 14,4	66 / 17,3	77 / 20,2	88 / 23,1	57,8 / 13,8	72,1 / 17,9	86,6 / 20,6	101 / 24,1	116 / 27,5	
60		24 / 7,0	30 / 8,7	36 / 10,4	42 / 12,0	48 / 13,9	30 / 8,6	37,5 / 10,8	45 / 12,9	52,5 / 15,1	60 / 17,3	48 / 12,6	60 / 15,7	72 / 18,9	84 / 22	96 / 25,2	63 / 15	78,8 / 18,8	94,5 / 22,5	110 / 26,3	126 / 30	

Продолжение табл. 36

h_0, см	Марка бетона: 150 ($R_п$ = 80; $R_р$ = 5,5)					200 ($R_п$ = 100; $R_р$ = 7,2)					300 ($R_п$ = 160; $R_р$ = 10,5)					400 ($R_п$ = 210; $R_р$ = 12,5)				
	Ширина балки b, см																			
	20	25	30	35	40	20	25	30	35	40	20	25	30	35	40	20	25	30	35	40
65	26 / 7,5	32,5 / 9,4	39 / 11,3	45,5 / 13,2	52 / 15,1	32,5 / 9,4	40,6 / 11,7	48,7 / 14	56,9 / 16,4	65 / 18,7	52 / 13,6	65 / 17,1	78 / 20,6	91 / 23,0	104 / 27,2	68,2 / 16,3	85,2 / 20,3	102 / 24,4	120 / 28,5	137 / 32,5
70	28 / 8,1	35 / 10,1	42 / 12,2	49 / 14,2	56 / 16,2	35 / 10,1	43,8 / 12,6	52,5 / 15,1	61,2 / 17,7	70 / 20,2	56 / 14,7	70 / 18,4	84 / 22	98 / 25,7	112 / 29,4	73,5 / 17,5	91,9 / 21,9	110 / 26,3	129 / 30,6	147 / 35
75	30 / 8,7	37,5 / 10,9	45 / 13,1	52,5 / 15,2	60 / 17,4	37,5 / 10,8	46,9 / 13,5	56,3 / 16,2	65,6 / 18,8	75 / 21,6	60 / 15,8	75 / 19,7	90 / 23,6	105 / 27,6	120 / 31,5	78,7 / 18,8	98,4 / 23,5	117 / 28,9	138 / 32,8	159 / 37,5
80	32 / 9,2	40 / 11,6	48 / 13,8	56 / 16,2	64 / 18,6	40 / 11,4	50 / 14,4	60 / 17,2	70 / 20,2	80 / 23	64 / 16,8	80 / 21	96 / 25,2	112 / 29,4	128 / 33,6	84 / 20	105 / 25	125 / 30	147 / 35	168 / 40
85	34 / 9,8	42,5 / 12,3	51 / 14,7	59,5 / 17,2	68 / 19,7	42,5 / 12,2	53,1 / 15,3	63,8 / 18,3	74,4 / 21,5	85 / 24,5	68 / 17,8	85 / 22,3	102 / 26,8	119 / 31,2	136 / 35,7	89,2 / 21,3	112 / 26,8	133 / 31,9	156 / 37,2	180 / 42,5
90	36 / 10,4	45 / 13,0	54 / 15,6	63 / 18,2	72 / 20,8	45 / 13	56,2 / 16,2	67,6 / 19,4	78,8 / 22,8	90 / 25,9	72 / 18,8	90 / 23,6	108 / 28,4	126 / 33,1	144 / 37,8	94,5 / 22,5	118 / 28,1	142 / 33,8	166 / 39,4	189 / 45
95	38 / 11,0	47,5 / 13,7	57 / 16,5	66,5 / 19,2	76 / 22	47,5 / 13,7	59,4 / 17,1	71,3 / 20,5	83,2 / 24	95 / 27,4	76 / 19,9	95 / 24,9	114 / 29,9	133 / 34,9	152 / 39,9	100 / 23,8	125 / 29,7	150 / 35,6	175 / 41,6	200 / 47,5
100	40 / 11,6	50 / 14,4	60 / 17,4	70 / 20,2	80 / 23,2	50 / 14,4	62,6 / 18	75,4 / 21,6	87,6 / 25,8	100 / 28,8	80 / 21	100 / 26,2	120 / 31,5	140 / 36,8	160 / 42	105 / 25	131 / 31,3	158 / 37,5	184 / 43,8	210 / 50
105	42 / 12,2	52,5 / 15,2	63 / 18,3	73,5 / 21,3	84 / 24,3	52,5 / 15,1	65,7 / 18,9	78,8 / 22,7	91,9 / 26,5	105 / 30,2	84 / 22,1	105 / 27,6	126 / 33,1	147 / 38,6	168 / 44,1	111 / 26,3	138 / 32,8	166 / 39,4	193 / 46	221 / 52,5
110	44 / 12,8	55 / 16,0	66 / 19,2	77 / 22,4	88 / 25,4	55 / 15,8	58,8 / 19,8	82,5 / 23,8	96,2 / 27,8	110 / 31,7	88 / 23,1	110 / 28,8	132 / 34,7	154 / 40,4	176 / 46,2	116 / 27,5	145 / 34,4	173 / 41,3	202 / 48,2	231 / 55
115	46 / 13,4	57,5 / 16,7	69 / 20	80,5 / 23,4	92 / 26,6	57,5 / 16,5	71,9 / 20,7	86,3 / 24,8	100,6 / 29	115 / 33,1	92 / 24,2	115 / 30,2	138 / 36,3	161 / 42,3	184 / 48,3	121 / 28,8	151 / 35,9	181 / 43,1	212 / 50,4	242 / 57,5
120	48 / 14,0	60 / 17,4	72 / 20,8	84 / 24,4	96 / 27,8	60 / 17,2	75 / 21,6	90 / 25,8	105 / 30,2	120 / 34,5	96 / 25,2	120 / 31,5	144 / 37,8	168 / 44,1	192 / 50,4	126 / 30	158 / 37,5	189 / 45	221 / 55,5	252 / 60
125	50 / 14,5	62,5 / 18,1	75 / 21,7	87,5 / 25,4	100 / 29	62,5 / 18	78,1 / 22,5	93,7 / 26,9	109,4 / 31,5	125 / 36	100 / 26,2	125 / 32,8	150 / 39,4	175 / 45,9	200 / 52,4	131 / 31,3	164 / 39,1	197 / 46,9	230 / 54,7	263 / 62,5
130	52 / 15,0	65 / 18,8	78 / 22,6	91 / 26,4	104 / 30,2	65 / 18,8	81,2 / 23,4	97,5 / 28	113,8 / 32,8	130 / 37,4	104 / 27,3	130 / 34,1	156 / 41	182 / 47,8	208 / 54,4	137 / 32,5	171 / 40,6	205 / 48,8	239 / 56,9	273 / 65
135	54 / 15,6	67,5 / 19,5	81 / 23,5	94,5 / 27,4	108 / 31,3	67,5 / 19,5	84,4 / 24,3	101,2 / 29,1	118,1 / 34,1	135 / 38,9	108 / 28,4	135 / 35,4	162 / 42,6	189 / 49,6	216 / 56,6	142 / 33,8	177 / 42,5	213 / 50,7	248 / 59,1	284 / 67,5
140	56 / 16,2	70 / 20,2	84 / 24,4	98 / 28,4	112 / 32,4	70 / 20,2	87,6 / 25,2	105 / 30,2	122,4 / 35,4	140 / 40,3	112 / 29,4	140 / 36,7	168 / 44,1	196 / 51,5	224 / 58,8	147 / 35	185 / 43,8	221 / 52,5	258 / 61,3	294 / 70
145	58 / 16,8	72,5 / 21	87 / 25,3	101,5 / 29,4	116 / 33,6	72,5 / 20,9	90,7 / 26,1	108,8 / 31,3	126,8 / 36,6	145 / 41,7	116 / 30,5	145 / 38,1	174 / 45,7	203 / 53,2	222 / 609	152 / 36,3	191 / 45,4	229 / 54,4	267 / 63,5	305 / 72,5
150	60 / 17,4	75 / 21,8	90 / 26,2	105 / 30,4	120 / 34,8	75 / 21,6	93,8 / 27	113,5 / 32,4	131,2 / 37,8	150 / 43,2	120 / 31,9	150 / 39,4	180 / 47,3	210 / 55,1	240 / 63	158 / 37,5	197 / 46,9	236 / 56,2	276 / 65,7	315 / 75
155	62 / 17,9	77,5 / 22,5	93 / 26,9	108,5 / 31,4	124 / 36	77,5 / 22,2	96,9 / 27,9	116,3 / 33,4	135,6 / 39,1	155 / 44,6	124 / 32,6	155 / 40,7	186 / 48,9	217 / 57	248 / 65,1	163 / 38,8	204 / 48,4	244 / 58,2	285 / 67,0	326 / 77,5
160	64 / 18,4	80 / 23,2	96 / 27,6	112 / 32,4	128 / 37,2	80 / 22,8	100 / 28,8	120 / 34,4	140 / 40,4	160 / 46,1	128 / 33,6	160 / 42	192 / 50,5	224 / 58,8	256 / 67,2	168 / 40	210 / 50	252 / 60	294 / 70	336 / 80
165	66 / 19,0	82,5 / 23,9	99 / 28,5	115,5 / 33,4	132 / 38,3	82,5 / 23,6	103,1 / 29,7	123,4 / 35,5	144,4 / 41,7	165 / 47,5	132 / 34,6	165 / 43,3	198 / 52	231 / 60,6	264 / 69,3	173 / 41,3	217 / 51,6	260 / 61,9	304 / 72,2	347 / 82,5
170	68 / 19,6	85 / 24,6	102 / 29,4	119 / 34,4	136 / 39,6	85 / 24,4	106,2 / 30,6	127,5 / 36,6	148,8 / 43	170 / 48,9	136 / 35,7	170 / 44,6	204 / 53,6	238 / 62,4	272 / 71,4	179 / 42,5	223 / 53,1	268 / 63,8	313 / 74,5	357 / 85
175	70 / 20,2	87,5 / 25,3	105 / 30,3	122,5 / 35,5	140 / 40,5	87,5 / 25,2	109,3 / 31,5	131,2 / 37,7	153,2 / 44,3	175 / 50,3	140 / 36,8	175 / 45,9	210 / 55,2	245 / 64,3	280 / 73,5	184 / 43,8	230 / 54,7	276 / 65,6	322 / 76,6	368 / 87,5
180	72 / 20,8	90 / 26,0	108 / 31,2	126 / 36,4	144 / 41,6	90 / 26	112,4 / 32,4	135 / 38,8	157,6 / 45,6	180 / 51,8	144 / 37,8	180 / 47,2	216 / 56,8	252 / 66,1	288 / 75,0	189 / 45	236 / 56,2	284 / 67,5	331 / 78,8	378 / 90

Примечание. В числителе указана величина наибольшей поперечной силы, допустимой для балки данного поперечного сечения, $Q_{доп} = 0{,}25\ K_в\ b\ h_0$, $т$, в знаменателе — наибольшей поперечной силы, воспринимаемой бетоном $Q_{бет} = R_р\ b\ h$, $т$.

где $Q_{бет}$ — поперечная сила, воспринимаемая бетоном поперечного сечения балки;

$R_р$ — расчетное сопротивление бетона на осевое растяжение.

Если удовлетворено условие по формуле (81), поперечное армирование балки (поперечные стержни каркасов, хомуты и отогнутые стержни) может быть назначено по конструктивным соображениям без расчета.

В знаменателе граф табл. 36 приведены наибольшие значения поперечной силы $Q_{бет}$, при которых данное поперечное сечение балки из бетона данной марки не требует расчета поперечных стержней, хомутов и отгибов.

Пример 24. Проверить необходимость расчета поперечных стержней для балки, рассмотренной в примере 23 (см. рис. 30).

В табл. 36 для бетона марки 200 по $b = 25$ *см* и $h_0 = 45$ *см* в знаменателе наибольшая поперечная сила для бетона $Q_{бет} = 8{,}1$ *т*, что меньше расчетной поперечной силы $Q = 23{,}5$ *т*. Следовательно, поперечные стержни, хомуты и отгибы должны быть поставлены по расчету.

Расчет хомутов и поперечных стержней. Железобетонные элементы во многих случаях на поперечные силы армируют одними поперечными стержнями сварных каркасов или хомутами при вязаной арматуре без отогнутых стержней.

Величина поперечной силы, воспринимаемой бетоном и хомутами или поперечными стержнями, определяется следующим условием:

$$Q \leqslant Q_{х.б} = \sqrt{0{,}6R_р b h_0^2 q_x} - q_x U, \qquad (82)$$

где $Q_{х.б}$ — наибольшая поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны и поперечными стержнями или хомутами в невыгодном наклонном сечении;

q_x — предельное усилие в хомутах на единицу длины элемента, определяемое формулой

$$q_x = \frac{R_{а.х} f_x n_x}{U}, \qquad (83)$$

где U — шаг хомутов;

f_x — площадь сечения одной ветви хомута;

n_x — число ветвей хомутов, расположенных в одном поперечном сечении;

$R_{а.х}$ — расчетное сопротивление поперечной и отогнутой арматуры при расчете на поперечные силы.

В формулах (82) и (83) все входящие величины принимаются в сантиметрах и килограммах. Для сокращения действий в практических расчетах железобетонных конструкций на действие поперечных сил примем следующие обозначения:

характеристика сечения и марки бетона

$$Б_х = 0{,}001 \cdot \sqrt{0{,}6R_р b h_0^2}; \qquad (84)$$

характеристики поперечных стержней (хомутов)

$$K_х = \sqrt{\frac{R_{а.х} f_x n_x}{U}}; \qquad (85)$$

$$A_х = \frac{R_{а.х} f_x n_x}{1000}. \qquad (86)$$

Подставляя новые значения в формулу (82), приводим ее к простому виду, причем величина $Q_{х.б}$ будет получена уже не в килограммах, а в тоннах, что удобнее для практических расчетов:

$$Q_{х.б} = Б_х K_х - A_х. \qquad (87)$$

Готовые значения выражения $Б_х$ для разных поперечных сечений и при разных марках бетона приведены в табл. 37.

Значения выражений $K_х$ и $A_х$ для разных классов стали хомутов, разных диаметров стержней при их разном продольном шаге и разном числе ветвей приведены в табл. 38.

Применение формулы (87) позволяет значительно сократить вычисление поперечной силы, воспринимаемой сечением бетона и хомутами, вычисление необходимой площади сечения отогнутых стержней, а также назначение хомутов или поперечных стержней как совместно с отогнутыми стержнями, так и без них.

Теперь разберем все имеющие место в практике случаи расчета.

Пример 25. Проверить необходимость отогнутых стержней для балки в примерах 14 и 15 ($Q = 23{,}5$ *т*, $b = 25$ *см*, $h_0 = 45$ *см*, бетон марки 200) при двухсрезных хомутах диаметром 8 *мм* через 20 *см* из стали А-I.

В табл. 37 по $b = 25$ и $h_0 = 45$ находим $Б_х = 1{,}75$.

В табл. 38 по $d = 8$ и $U = 20$ находим $K_х = 9{,}2$ и $A_х = 1{,}7$.

По формуле (87) высчитываем $Q_{х.б} = 1{,}75 \cdot 9{,}2 - 1{,}7 = 14{,}4$ *т*.

Поскольку $Q_{х.б} = 14{,}4$ *т* меньше $Q = 23{,}5$ *т*, необходимо произвести армирование отогнутыми стержнями.

Расчет отогнутых стержней. Необходимая площадь поперечного сечения отогнутых стержней, располагаемых в одной наклонной плоскости, определяется по формуле

$$F_0 = \frac{Q - Q_{х.б}}{R_{а.х} \sin \alpha}, \qquad (88)$$

где Q — расчетная поперечная сила в месте расположения данной наклонной плоскости;

α — угол наклона отогнутых стержней к горизонтали.

Формулу (88) можно преобразовать:

$$F_0 = C_0 (Q - Q_{х.б}), \qquad (89)$$

где F_0 — в $см^2$; Q и $Q_{х.б}$ — в *т*; C_0 — определяется классом стали и углом наклона α и принимается по табл. 39.

Пример 26. Определить необходимую площадь сечения отогнутых стержней для балки из примера 25 ($Q = 23{,}5$ *т*, $Q_{х.б} = 14{,}4$ *т*). Класс стали А-I, угол наклона стержней $\alpha = 45°$. В табл. 39 по $\alpha = 45°$ и А-I находим $C_0 = 0{,}83$.

По формуле (89) вычисляем F_0:

$$F_0 = C_0 (Q - Q_{х.б}) = 0{,}83\,(23{,}5 - 14{,}4) = 7{,}55\ см^2.$$

По таблице приложения 4 принимаем 2 стержня диаметром 22 *мм*, что дает площадь поперечного сечения $f_а = 7{,}60\ см^2$ (рис. 31).

Значения $B_x = 0{,}1\sqrt{0{,}6\,R_u\,bh_0^2}$

Таблица 37

h_0, см	Марка бетона																		
	150									200									
	Ширина балки, b, см																		
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	20	25	30	35	40	45	50	55	60	
20	0,62	0,70	0,76	0,82	0,88	0,93	0,98	1,03	1,07	0,69	0,78	0,85	0,92	0,98	1,04	1,10	1,15	1,20	
25	0,78	0,86	0,96	1,03	1,10	1,16	1,22	1,29	1,34	0,87	0,97	1,06	1,15	1,23	1,30	1,37	1,44	1,50	
30	0,93	1,04	1,14	1,23	1,32	1,39	1,47	1,54	1,64	1,04	1,16	1,27	1,38	1,47	1,56	1,65	1,73	1,80	
35	1,08	1,21	1,29	1,44	1,54	1,63	1,71	1,80	1,88	1,21	1,36	1,49	1,61	1,72	1,82	1,92	2,01	2,10	
40	1,24	1,38	1,53	1,64	1,75	1,86	1,96	2,06	2,14	1,38	1,55	1,70	1,84	1,96	2,08	2,19	2,30	2,40	
45	1,40	1,56	1,71	1,85	1,97	2,09	2,20	2,32	2,41	1,56	1,75	1,91	2,06	2,21	2,34	2,47	2,59	2,70	
50	1,55	1,73	1,90	2,05	2,19	2,32	2,45	2,57	2,68	1,73	1,94	2,12	2,30	2,45	2,60	2,74	2,88	3,00	
55	1,71	1,91	2,09	2,26	2,41	2,55	2,69	2,83	2,95	1,90	2,13	2,34	2,53	2,69	2,86	3,02	3,16	3,30	
60	1,86	2,08	2,28	2,46	2,63	2,78	2,97	3,09	3,22	2,08	2,33	2,55	2,76	2,94	3,12	3,29	3,45	3,60	
65	2,02	2,25	2,47	2,67	2,85	3,02	3,18	3,34	3,49	2,25	2,52	2,76	2,98	3,18	3,38	3,56	3,74	3,90	
70	2,17	2,42	2,66	2,87	3,07	3,27	3,42	3,60	3,76	2,42	2,72	2,97	3,22	3,43	3,64	3,84	4,03	4,20	
75	2,33	2,60	2,85	3,08	3,29	3,48	3,67	3,86	4,03	2,60	2,91	3,18	3,44	3,68	3,90	4,11	4,31	4,50	
80	2,48	2,77	3,04	3,28	3,51	3,71	3,91	4,12	4,29	2,77	3,10	3,39	3,67	3,92	4,16	4,38	4,60	4,80	
85	2,63	2,94	3,23	3,48	3,73	3,95	4,16	4,37	4,66	2,94	3,30	3,61	3,90	4,16	4,42	4,65	4,89	5,10	
90	2,79	3,12	3,42	3,69	3,95	4,18	4,40	4,63	4,83	3,12	3,49	3,82	4,13	4,41	4,68	4,93	5,18	5,40	
95	2,95	3,29	3,61	3,90	4,16	4,41	4,65	4,89	5,10	3,29	3,68	4,03	4,36	4,66	4,94	5,21	5,46	5,70	
100	3,10	3,46	3,80	4,10	4,38	4,64	4,89	5,14	5,37	3,46	3,88	4,24	4,58	4,90	5,20	5,48	5,75	6,00	
105	3,26	3,64	3,99	4,30	4,60	4,27	5,14	5,40	5,63	3,64	4,07	4,45	4,82	5,15	5,46	5,75	6,04	6,30	
110	3,42	3,81	4,18	4,51	4,82	5,11	5,38	5,65	5,90	3,81	4,27	4,66	5,05	5,39	5,72	6,03	6,33	6,60	
115	3,57	3,98	4,37	4,72	5,04	5,34	5,62	5,91	6,18	3,98	4,46	4,88	5,28	5,64	5,98	6,30	6,62	6,90	
120	3,72	4,15	4,56	4,92	5,26	5,57	5,87	6,17	6,45	4,16	4,66	5,09	5,51	5,88	6,24	6,58	6,90	7,20	
125	3,87	4,33	4,75	5,13	5,48	5,80	6,11	6,44	6,71	4,33	4,85	5,30	5,74	6,13	6,50	6,85	7,19	7,50	
130	4,03	4,50	4,96	5,33	5,70	6,03	6,36	6,69	6,98	4,50	5,05	5,51	5,97	6,37	6,76	7,13	7,48	7,80	
135	4,19	4,67	5,13	5,54	5,92	6,27	6,60	6,95	7,25	4,67	5,24	5,72	6,20	6,62	7,02	7,40	7,77	8,10	
140	4,34	4,85	5,32	5,74	6,14	6,50	6,85	7,20	7,52	4,85	5,44	5,94	6,43	6,86	7,28	7,67	8,05	8,40	
145	4,50	5,02	5,51	5,95	6,35	6,73	7,09	7,46	7,79	5,02	5,63	6,15	6,65	7,11	7,54	7,95	8,35	8,70	
150	4,65	5,19	5,70	6,15	6,57	6,96	7,34	7,71	8,06	5,19	5,82	6,36	6,89	7,35	7,80	8,22	8,63	9,00	
155	4,80	5,36	5,89	6,35	6,79	7,19	7,58	7,97	8,32	5,36	6,02	6,57	7,10	7,59	8,06	8,50	8,91	9,30	
160	4,96	5,53	6,08	6,55	7,01	7,42	7,83	8,23	8,59	5,53	5,21	6,78	7,33	7,83	8,32	8,77	9,20	9,60	
165	5,11	5,71	6,27	6,76	7,23	7,65	8,07	8,49	8,86	5,71	6,40	7,00	7,56	8,08	8,58	9,05	9,49	9,90	
170	5,26	5,88	6,46	6,96	7,45	7,88	8,32	8,74	9,13	5,87	6,60	7,22	7,78	8,33	8,84	9,32	9,78	10,20	
175	5,42	6,05	6,65	7,17	7,67	8,12	8,56	9,00	9,40	6,05	6,79	7,43	8,02	8,57	9,10	9,60	10,07	10,50	
180	5,58	6,23	6,84	7,38	7,88	8,35	8,80	9,25	9,67	6,22	6,98	7 64	8,25	8,82	9,36	9,87	10,34	10,80	
20	0,86	0,98	1,07	1,16	1,24	1,32	1,39	1,45	1,52	1,01	1,12	1,23	1,33	1,42	1,51	1,59	1,67	1,74	
25	1,08	1,23	1,34	1,45	1,55	1,64	1,74	1,82	1,90	1,26	1,40	1,54	1,66	1,78	1,89	1,99	2,09	2,18	
30	1,29	1,47	1,61	1,74	1,80	1,97	2,08	2,18	2,28	1,51	1,69	1,85	2,00	2,13	2,26	2,38	2,50	2,61	
35	1,51	1,72	1,88	2,03	2,17	2,30	2,43	2,54	2,66	1,76	1,96	2,15	2,33	2,49	2,64	2,68	2,92	3,05	
40	1,73	1,96	2,14	2,32	2,48	2,63	2,78	2,91	3,04	2,01	2,25	2,46	2,66	2,84	3,01	3,18	3,33	3,48	
45	1,94	2,21	2,41	2,61	2,79	2,96	3,12	3,27	3,42	2,26	2,53	2,77	2,99	3,20	3,39	3,57	3,75	3,92	
50	2,16	2,45	2,68	2,90	3,10	3,29	3,47	3,63	3,79	2,51	2,81	3,08	3,32	3,55	3,77	3,97	4,17	4,36	
55	2,37	2,69	2,95	3,19	3,41	3,62	3,82	4,00	4,17	2,77	3,09	3,38	3,66	3,91	4,14	4,37	4,58	4,79	
60	2,59	2,94	3,22	3,48	3,72	3,95	4,16	9,36	4,55	3,02	3,37	3,69	3,99	4,26	4,52	4,76	5,00	5,23	
65	2,81	3,18	3,49	3,77	4,03	4,27	4,51	4,72	4,94	3,27	3,65	4,00	4,32	4,62	4,89	5,16	5,41	5,66	
70	3,02	3,43	3,76	4,06	4,34	4,61	4,86	5,09	5,31	3,52	3,93	4,31	4,65	4,97	5,27	5,56	5,83	6,10	
75	3,24	3,68	4,03	4,35	4,65	4,93	5,21	5,45	5,69	3,77	4,21	4,62	4,98	5,33	5,65	5,95	6,25	6,53	
80	3,45	3,92	4,29	4,64	4,96	5,26	5,56	5,81	6,07	4,03	4,49	4,92	5,32	5,68	6,03	6,35	6,67	6,97	
85	3,67	4,16	4,66	4,93	5,27	5,59	5,90	6,18	6,45	4,27	4,77	5,23	5,62	6,04	6,41	6,75	7,08	7,40	
90	3,88	4,41	4,83	5,22	5,58	5,92	5,25	6,54	6,83	4,53	5,05	5,54	5,98	6,39	6,78	7,15	7,50	7,84	
95	4,11	4,66	5,10	5,51	5,89	6,25	6,59	6,91	7,21	4,78	5,33	5,84	6,31	6,74	7,15	7,54	7,91	8,28	
100	4,32	4,90	5,37	5,80	6,20	6,58	6,94	7,27	7,59	5,03	5,61	6,15	6,64	7,10	7,53	7,94	8,33	8,70	
105	4,53	5,15	5,63	6,09	6,51	6,91	7,29	7,53	7,96	5,28	5,89	6,46	6,98	7,46	7,91	8,33	8,75	9,14	
110	4,75	5,29	5,90	6,38	6,88	7,24	7,64	8,00	8,35	5,53	6,17	6,77	7,31	7,81	8,29	8,73	9,16	9,58	
115	4,97	5,64	6,18	6,67	7,13	7,57	7,99	8,36	8,72	5,78	6,45	7,07	7,64	8,16	8,67	9,13	9,58	10,0	
120	5,18	5,88	6,45	6,96	7,44	7,89	8,33	8,73	9,10	6,03	6,74	7,38	7,98	8,52	9,04	9,53	10,0	10,5	
125	5,40	6,13	6,71	7,25	7,75	8,23	8,67	9,09	9,48	6,29	7,02	7,69	8,31	8,88	9,42	9,92	10,4	10,9	
130	5,61	6,37	6,98	7,54	8,06	8,55	9,03	9,45	9,86	6,54	7,30	8,00	8,64	9,23	9,80	10,4	10,9	11,3	
135	5,83	6,62	7,25	7,83	8,37	8,88	9,37	9,82	10,24	6,79	7,58	8,30	8,98	9,59	10,2	10,7	11,3	11,8	
140	6,05	6,86	7,52	8,12	8,68	9,21	9,72	10,18	10,62	7,07	7,96	8,61	9,31	9,95	10,6	11,1	11,7	12,2	
145	6,26	7,11	7,79	8,41	8,99	9,54	10,08	10,54	11,00	7,29	8,14	8,92	9,64	10,3	10,9	11,5	12,1	12,6	
150	6,48	7,35	8,06	8,70	9,30	9,87	10,41	10,90	11,39	7,54	8,42	9,23	9,97	10,7	11,3	11,9	12,5	13,1	
155	6,70	7,59	8,32	8,99	9,61	10,20	10,75	11,27	11,76	7,79	8,70	9,54	10,3	11,0	11,7	12,3	12,9	13,5	
160	6,92	7,83	8,59	9,28	9,92	10,53	11,10	11,62	12,15	8,04	8,98	9,85	10,7	11,4	12,1	12,7	13,4	13,9	
165	7,13	8,08	8,86	9,58	10,33	10,86	11,45	11,98	12,51	8,29	9,26	10,2	11,0	11,7	12,5	13,1	13,8	14,4	
170	7,35	8,33	9,13	9,86	10,54	11,19	11,80	12,35	12,90	8,55	9,54	10,5	11,3	12,1	12,8	13,5	14,2	14,8	
175	7,57	8,57	9,40	10,15	10,85	11,52	12,15	12,70	13,28	8,80	9,82	10,8	11,7	12,4	13,2	13,9	14,6	15,3	
180	7,78	8,82	9,67	10,44	11,16	11,84	12,50	13,09	13,66	9,05	10,1	11,1	12,0	12,8	13,6	14,3	15,0	15,7	

Таблица 38

Значения коэффициентов K_x и A_x

Класс стали хомутов	$R_{a.x}$, кг/см²	Шаг хомутов u, см	Диаметр поперечных стержней или хомутов, мм																			
			6				8				10				12				14			
			Количество ветвей																			
			1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
A-I	1750	10	6,9	9,7	11,4	13,8	9,2	13,0	15,9	18,4	11,5	16,3	19,0	23,0	13,9	19,6	22,9	27,7	16,1	22,9	26,7	32,3
		15	5,6	8,0	9,7	11,2	7,5	10,6	13,0	15,0	9,4	13,3	16,3	18,8	11,3	16,0	19,6	22,6	13,2	18,7	22,9	26,4
		20	4,9	6,9	8,6	9,7	6,5	9,2	11,3	13,1	8,1	11,5	14,1	16,3	9,8	13,9	17,0	19,6	11,4	16,1	19,8	22,9
		25	4,4	6,2	7,4	8,7	5,8	8,2	10,0	11,7	7,3	10,3	12,6	14,6	8,8	12,4	15,2	17,6	10,2	14,4	17,7	20,5
		30	4,0	5,6	6,9	8,0	5,3	7,5	9,2	10,7	6,6	9,4	11,5	13,3	8,0	11,3	13,9	16,0	9,2	13,2	16,1	18,7
		40	3,5	4,9	6,0	6,9	4,6	6,5	8,0	9,2	5,8	8,1	10,0	11,5	7,0	9,8	12,0	13,9	8,1	11,4	14,0	16,1
		A_x	0,48	0,95	1,43	1,90	0,85	1,70	2,55	3,40	1,35	2,70	4,03	5,37	1,98	3,95	5,94	7,91	2,70	5,39	8,09	10,8
A-II	2150	10	—	—	—	—	—	—	—	—	12,8	18,1	21,1	25,5	15,3	21,7	25,3	30,7	17,9	25,4	29,6	35,8
		15	—	—	—	—	—	—	—	—	10,4	14,9	18,1	20,9	12,5	17,7	21,7	25,1	14,6	20,7	25,4	29,3
		20	—	—	—	—	—	—	—	—	9,0	12,8	15,7	18,1	10,8	15,3	18,8	21,7	12,6	17,9	22,0	25,4
		25	—	—	—	—	—	—	—	—	8,1	11,9	14,0	16,2	9,7	13,7	16,8	19,5	11,4	16,0	19,6	22,7
		30	—	—	—	—	—	—	—	—	7,3	10,4	12,8	14,8	8,8	12,5	15,3	17,7	10,3	14,6	17,9	20,7
		40	—	—	—	—	—	—	—	—	6,4	9,0	11,1	12,8	7,7	10,8	13,3	15,3	9,00	12,6	15,6	17,9
		A_x	—	—	—	—	—	—	—	—	1,66	3,32	4,95	6,60	2,43	4,86	7,30	9,73	3,31	6,63	9,95	13,25
A-III	2700	10	8,6	12,1	14,2	16,8	11,4	16,2	19,8	22,9	15,9	22,5	23,6	28,6	17,2	24,4	28,4	34,4	20,1	28,5	33,2	40,1
		15	7,0	9,9	12,1	13,9	9,3	13,2	16,2	18,6	12,9	18,5	22,5	23,4	14,0	19,9	24,4	28,1	16,4	23,2	28,5	32,8
		20	6,1	8,6	10,7	12,1	8,1	11,4	14,0	16,2	11,2	15,9	19,5	22,5	12,1	17,2	21,1	24,4	14,1	20,1	24,6	28,5
		25	5,5	7,7	9,2	10,8	7,2	10,2	12,4	14,6	10,1	14,8	17,4	20,1	10,9	15,4	18,8	21,8	12,7	18,0	22,0	25,3
		30	5,0	7,0	8,6	9,9	6,6	9,3	11,4	13,3	9,1	12,9	15,9	18,4	9,8	14,0	17,2	19,4	11,5	16,4	20,1	23,2
		40	4,4	6,1	7,5	8,6	5,7	8,1	9,9	11,4	8,0	11,2	13,8	15,9	8,7	12,1	14,9	17,2	10,1	14,1	17,4	20,1
		A_x	0,74	1,47	2,21	2,93	1,31	2,62	3,94	5,25	2,08	4,17	6,22	8,30	3,05	6,10	9,15	12,20	4,16	8,32	12,47	16,63

Для элементов без отогнутых стержней при сравнительно небольшой расчетной поперечной силе Q, взятой в тоннах, принимая приближенно среднее значение $A_x = 2\,m$, шаг, диаметр и сечение хомутов могут быть

Таблица 39

Значение C_0 для расчета отогнутых стержней

Класс стали	$R_{a.x}$, кг/см²	Угол наклона стержней α, град		
		30	45	60
A-I	1750	1,14	0,83	0,68
A-II	2150	0,93	0,66	0,54
A-III	2700	0,74	0,53	0,43

$$C_0 = \frac{1000}{R_{a.x} \sin \alpha}.$$

подобраны в табл. 38 по коэффициенту $Б_x$, характеризующему сечение и марку бетона, и коэффициенту K_x, вычисленному по формуле

$$K_x = \frac{Q+2}{Б_x}. \qquad (90)$$

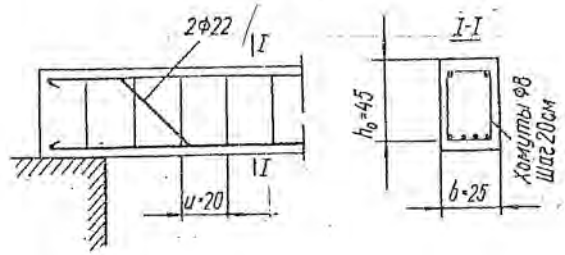


Рис. 31. Балка с отогнутыми стержнями.

Пример 27. Определить характеристики хомутов, которые позволили бы обойтись без отогнутых стержней для балки из примера 26.

По формуле (90) находим K_x:

$$K_x = \frac{23{,}5+2}{1{,}75} = 14{,}6.$$

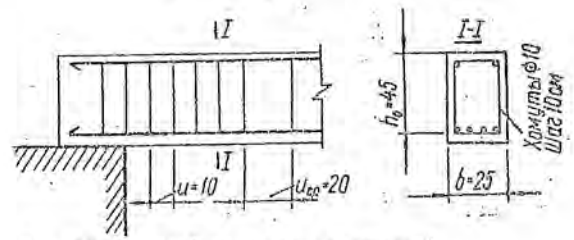


Рис. 32. Балка без отогнутых стержней.

В табл. 38 по ближайшему, но бо́льшему значению K_x, выбираем хомуты диаметром 10 *мм* через каждые 10 *см*. Для этого случая при $K_x = 16{,}3$ и $A_x = 2{,}7$ (рис. 32) проверяем правильность нашего выбора по формуле (87):

$$Q_{x.6} = 1{,}75 \cdot 16{,}3 - 2{,}7 = 25{,}8\ т > Q = 23{,}5\ т,$$

т. е. выбор сечения и шаг хомутов соответствует поперечной силе и отогнутые стержни не нужны. В средней части балки, там, где поперечная сила $Q' < 14{,}4\ т$, хомуты можно поставить такими, как было принято в примере 24 (диаметром 8 *мм* через 20 *см*).

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Графики для определения комплексного коэффициента для прямоугольного сечения

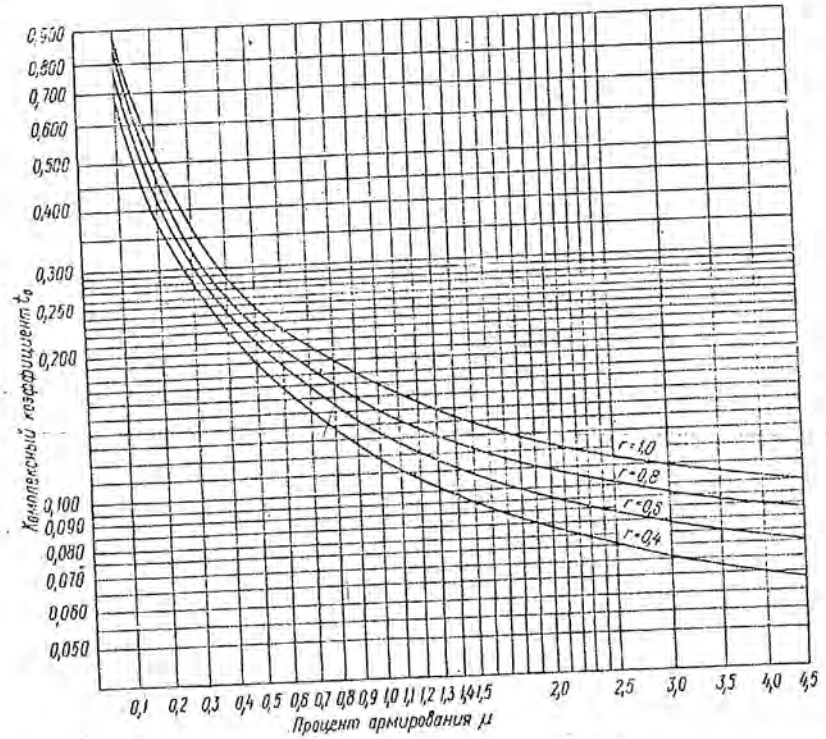


Рис. 33. График для бетона марки 150 и стали класса А-I.

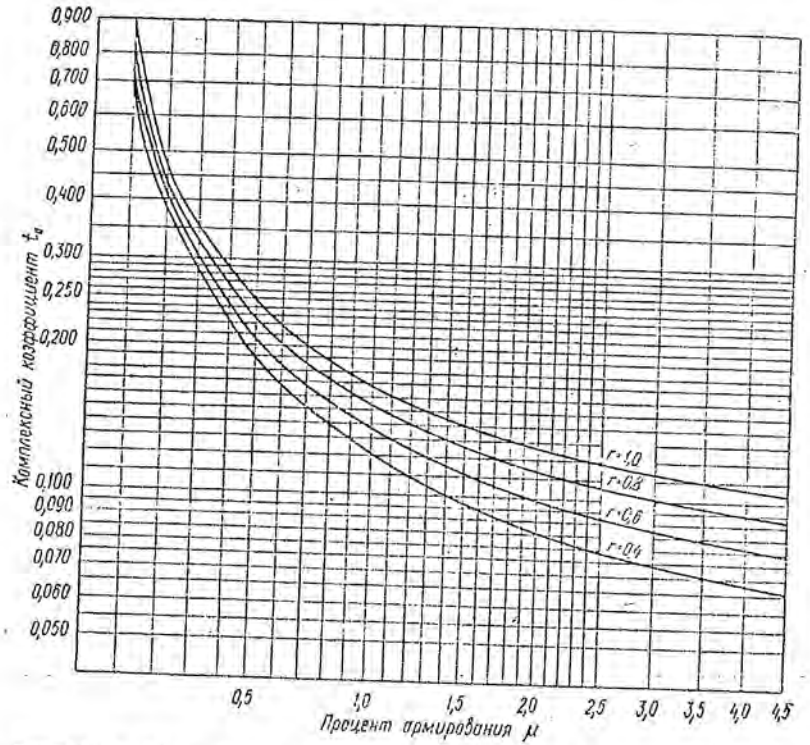


Рис. 34. График для бетона марки 150 и стали класса А-II.

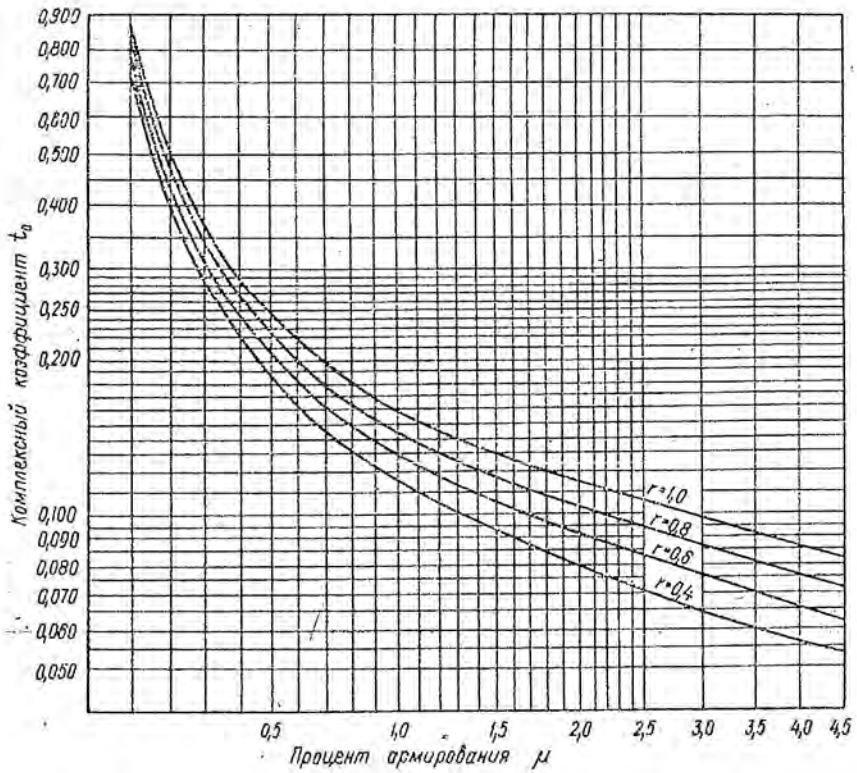


Рис. 35. График для бетона марки 200 и стали класса А-I.

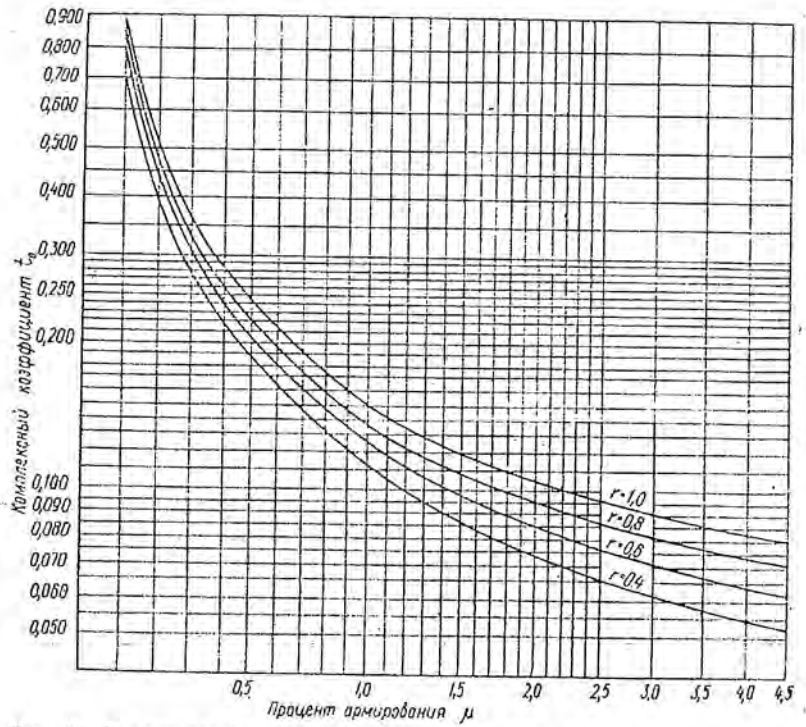


Рис. 36. График для бетона марки 200 и стали класса А-II.

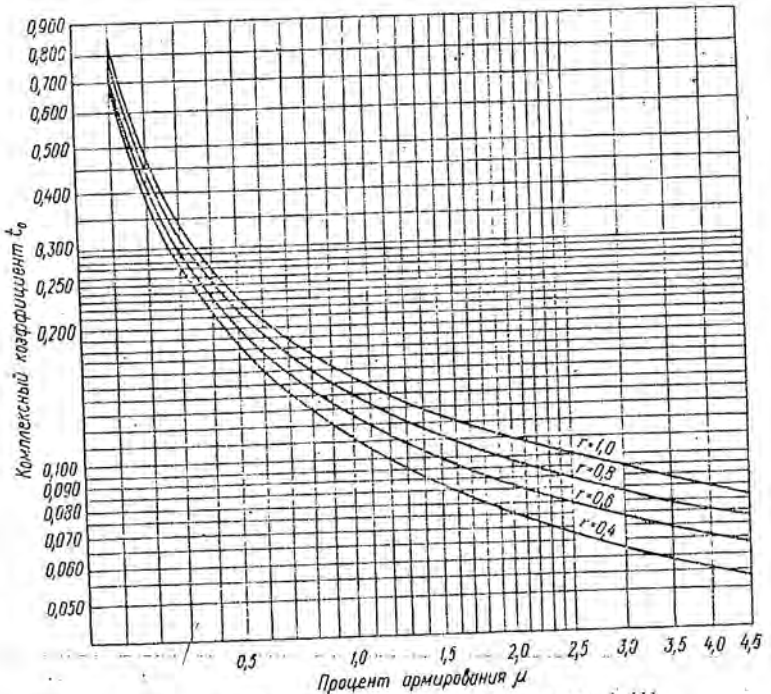


Рис. 37. График для бетона марки 200 и стали класса А-III.

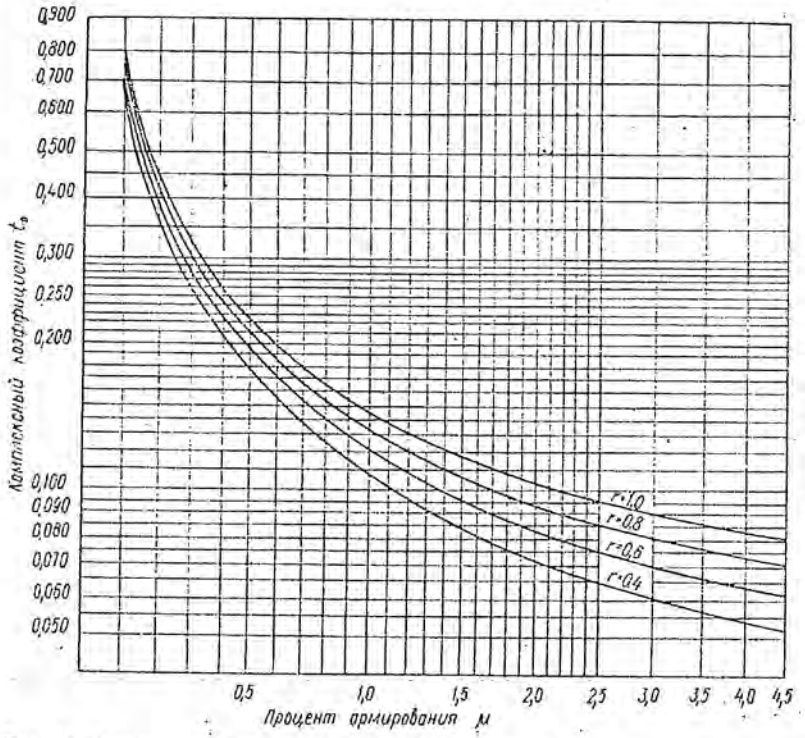


Рис. 38. График для бетона марки 250 и стали класса А-I.

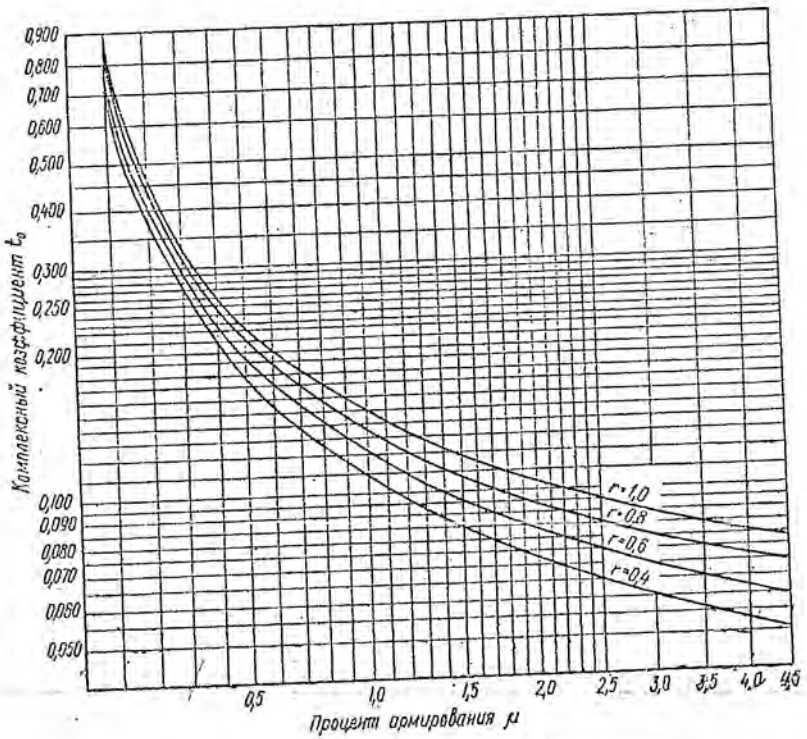


Рис. 39. График для бетона марки 250 и стали класса А-II.

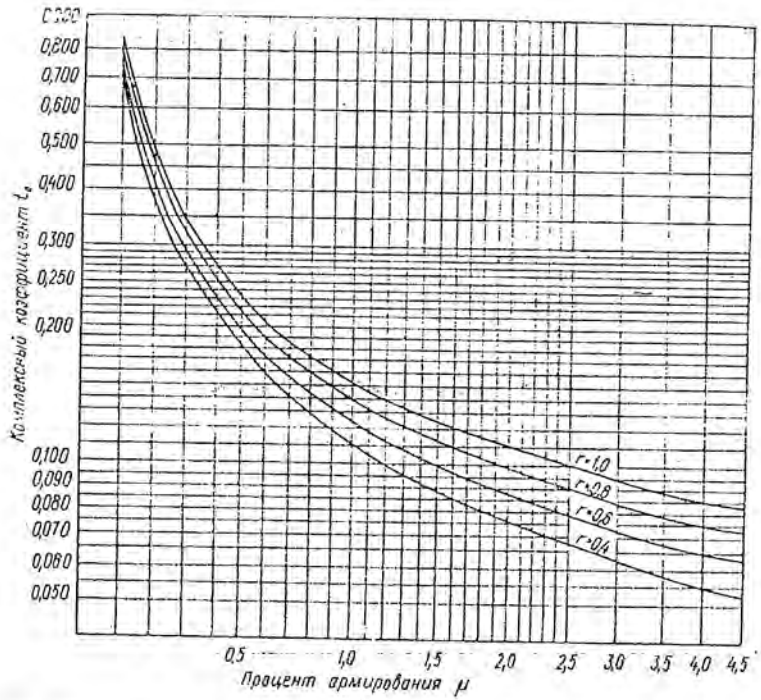


Рис. 40. График для бетона марки 250 и стали класса А-III.

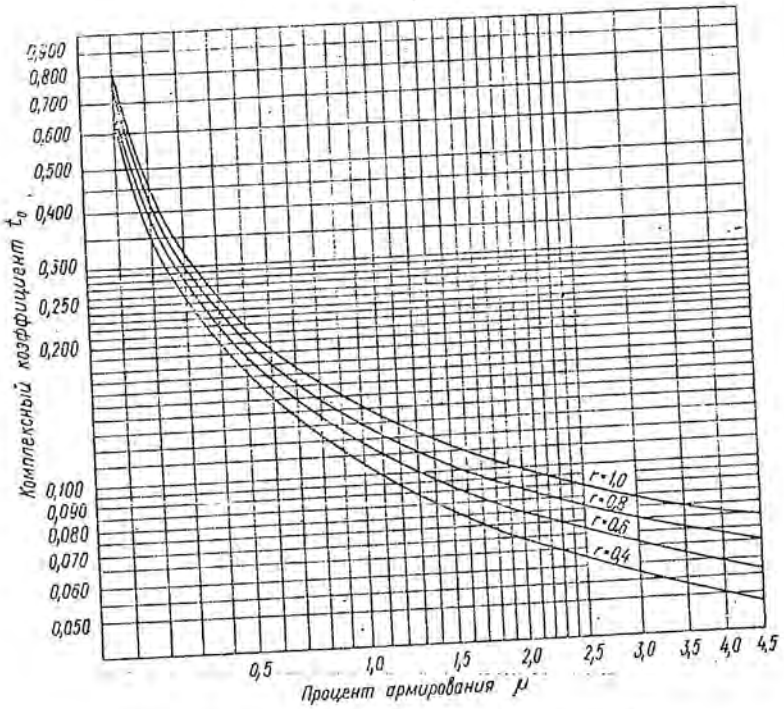


Рис. 41. График для бетона марки 300 и стали класса А-II.

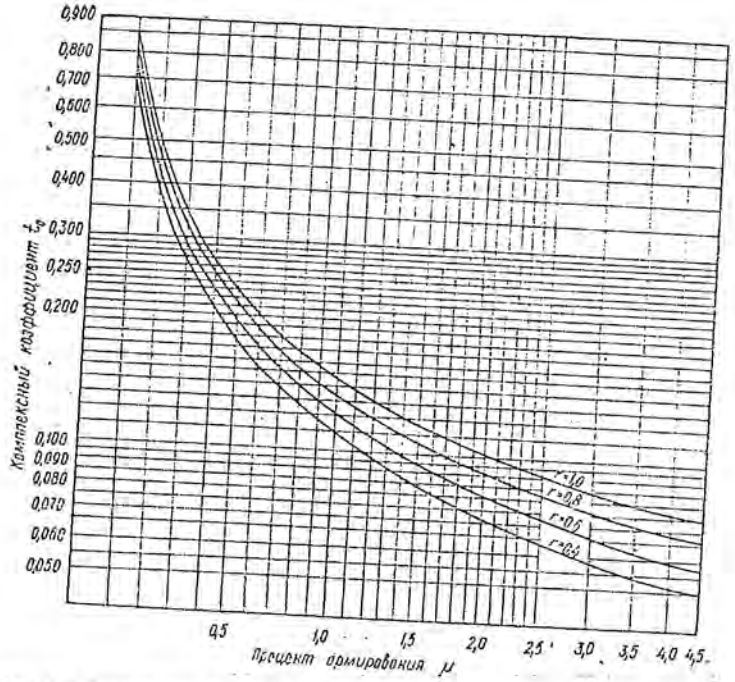
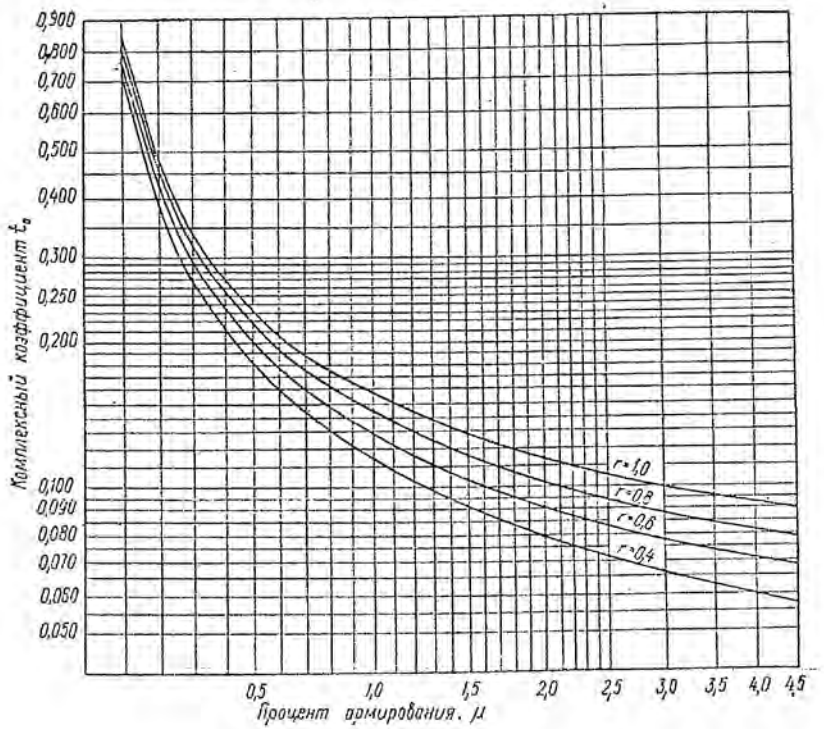


Рис. 42. График для бетона марки 300 и стали класса А-III.



бетона марки 300 и стали класса А-IV.

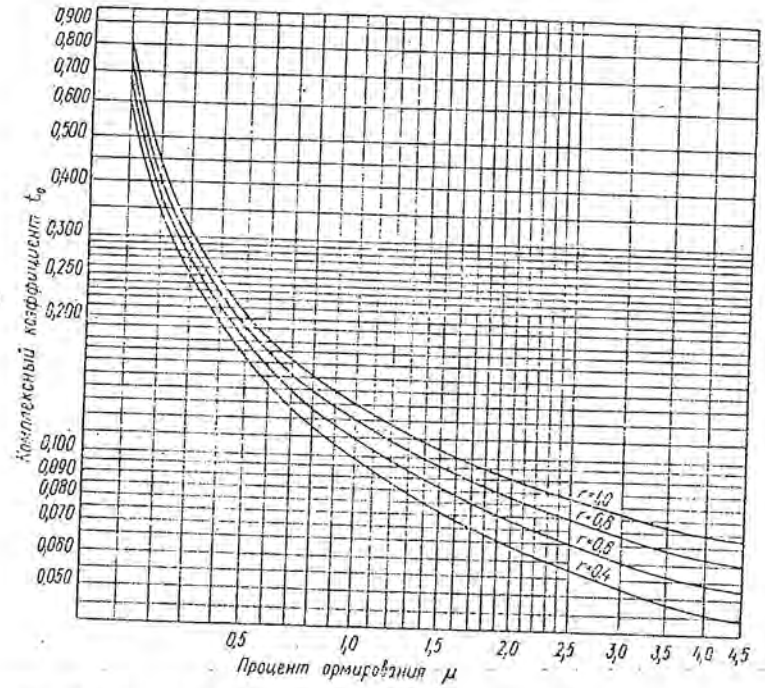


Рис. 44. График для бетона марки 400 и стали класса А-II.

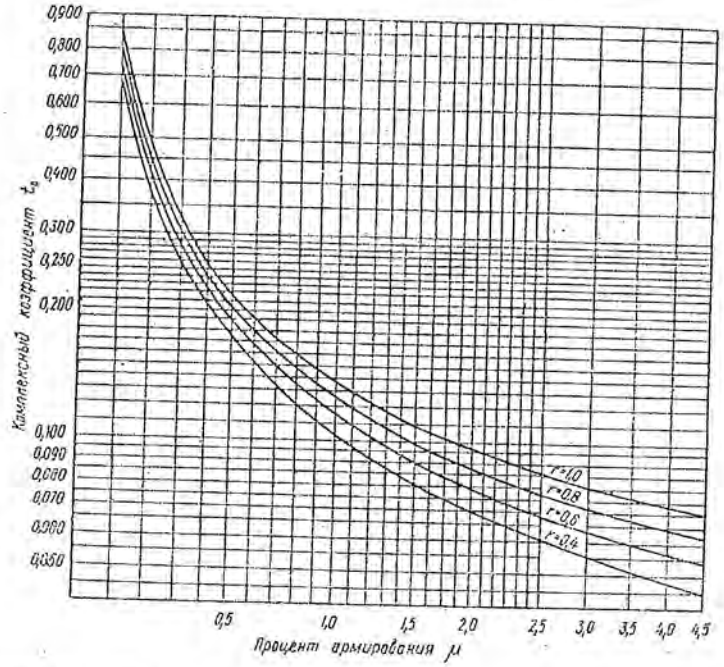


Рис. 45. График для бетона марки 400 и стали класса А-III.

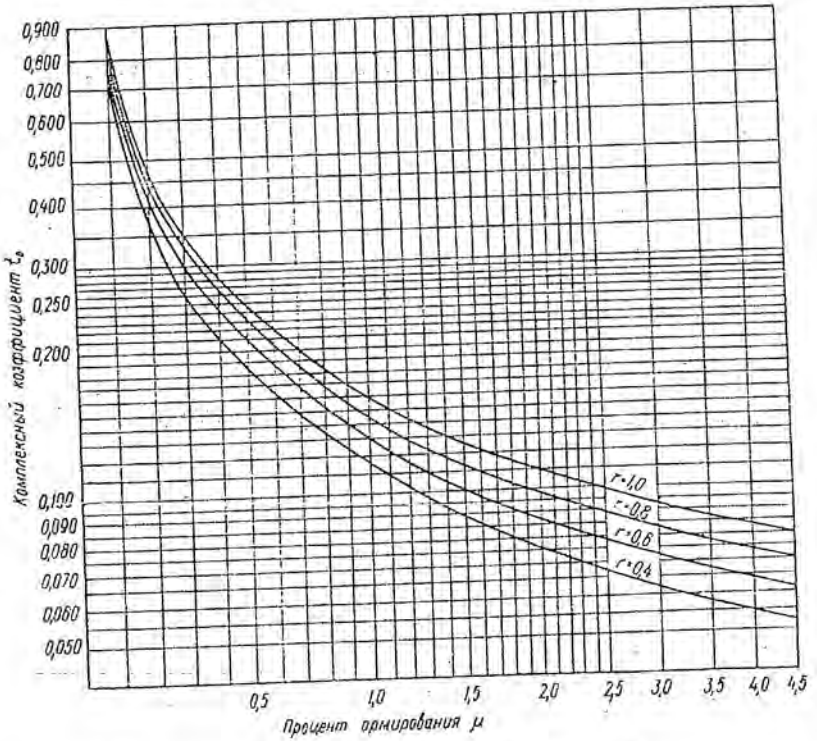


Рис. 46. График для бетона марки 400 и стали класса А-IV.

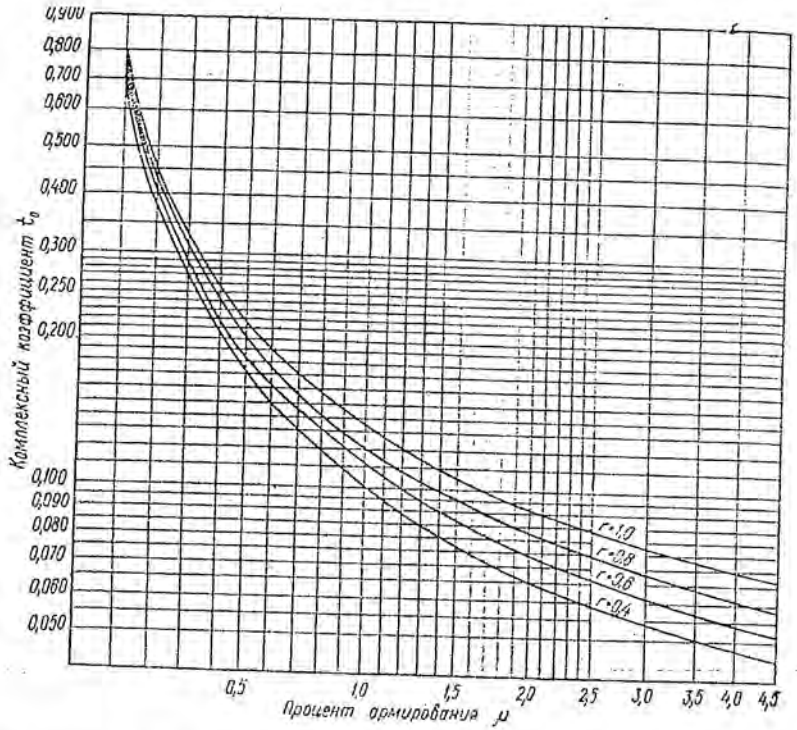


Рис. 47. График для бетона марки 500 и стали класса А-III.

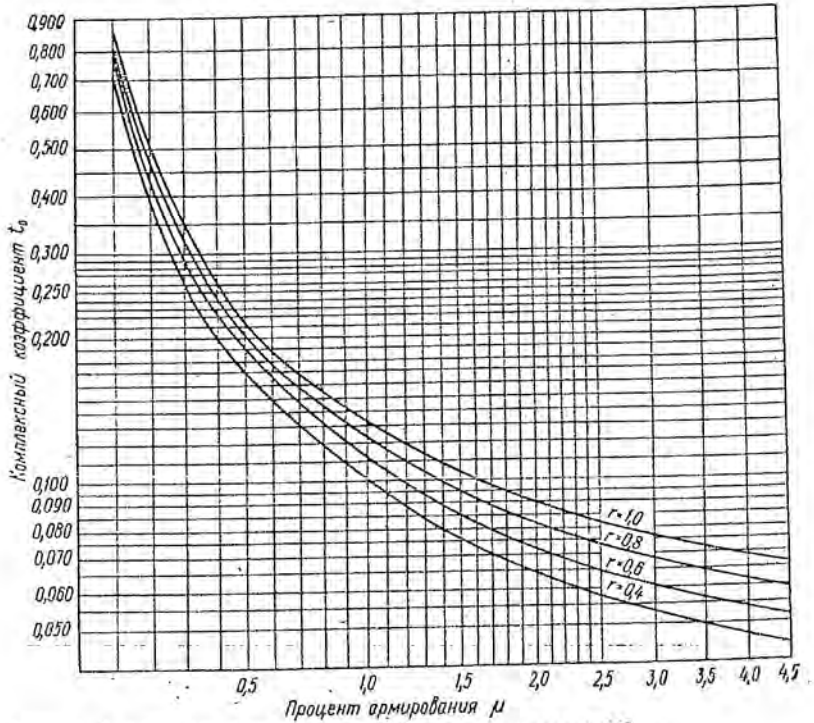


Рис. 48. График для бетона марки 600 и стали класса А-III.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Графики для определения коэффициента β при расчете момента сопротивления элементов тавровых и двутавровых поперечных сечений

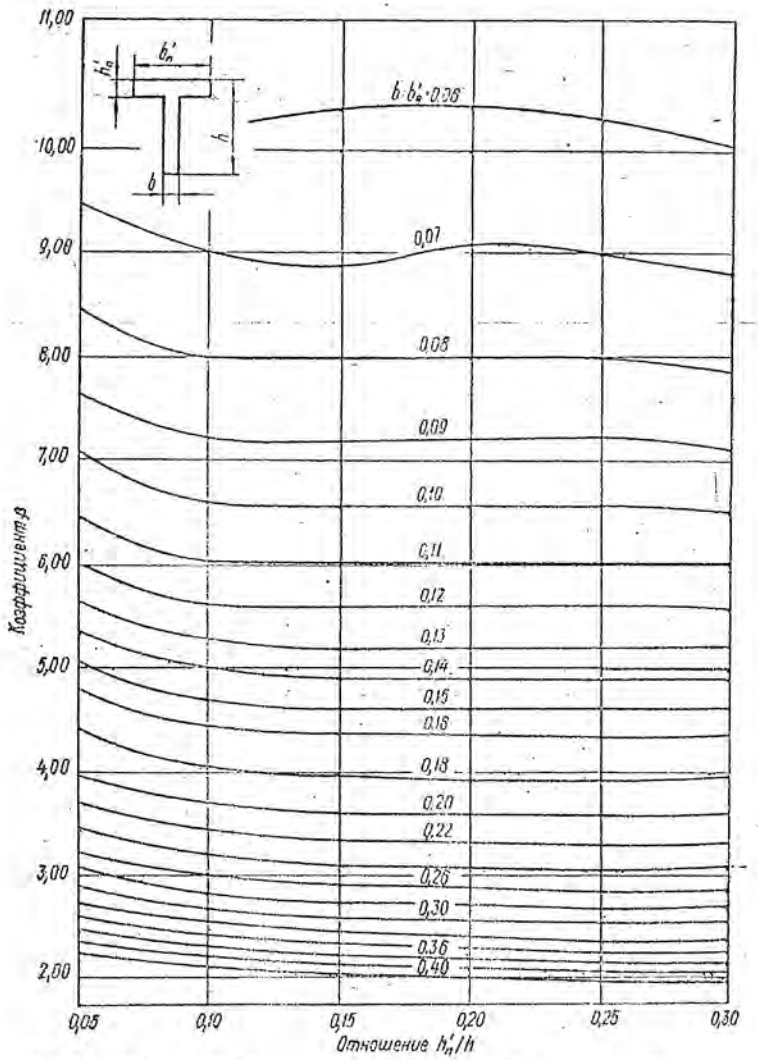


Рис. 49. График для таврового сечения с полкой в сжатой зоне

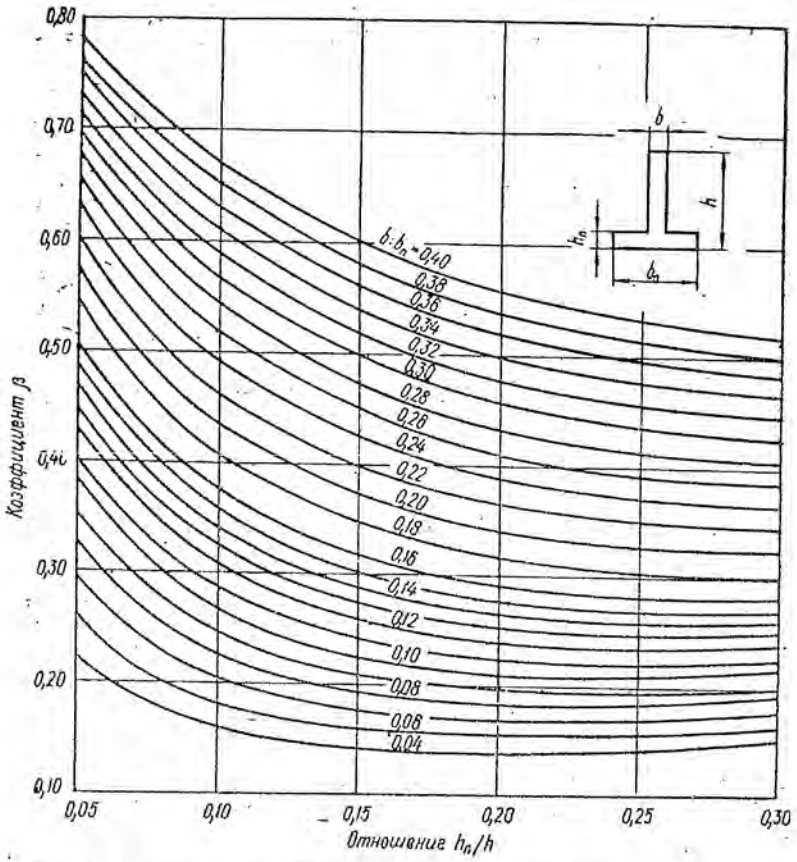


Рис. 50. График для таврового сечения с полкой в растянутой зоне.

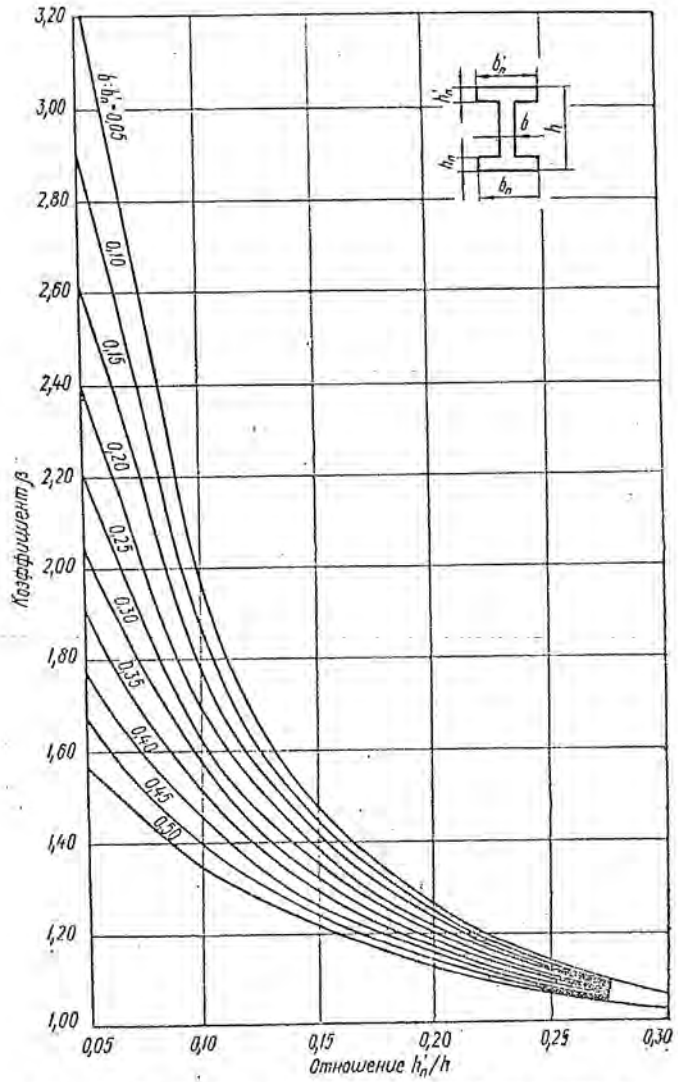


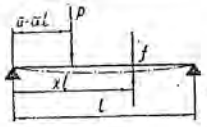
Рис. 51. График для двутавровых и коробчатых сечений.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Значения коэффициентов K_1, K_2 и K_3 для определения прогиба в любой точке пролета

Таблица 1

Значения коэффициента K_1

Схема балки и нагрузки	Формула прогиба балки	
	прямоугольного поперечного сечения	любого поперечного сечения
	$f = P\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3 \frac{t_0}{b} K_1$	$f = 100P\left(\frac{l}{10h_0}\right)^2 \frac{l}{b} K_1$
	l, h_0 и b — в *м*; P в *т*	l, h_0 и b — в *см*; P — в *кг*

α	x									Значения x, при которых K_1 имеет максимальную величину
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	
0,9	0,016	0,032	0,045	0,055	0,062	0,063	0,058	0,046	0,027	0,575 / 0,0632
0,8	0,032	0,061	0,087	0,106	0,118	0,120	0,110	0,085	0,046	0,566 / 0,1208
0,7	0,045	0,087	0,123	0,150	0,165	0,165	0,147	0,110	0,058	0,552 / 0,1671
0,6	0,055	0,106	0,150	0,181	0,196	0,192	0,165	0,120	0,063	0,530 / 0,1975
0,5	0,062	0,118	0,165	0,196	0,208	0,196	0,165	0,118	0,062	0,500 / 0,2083
0,4	0,063	0,120	0,165	0,192	0,196	0,181	0,150	0,106	0,055	0,470 / 0,1975
0,3	0,059	0,110	0,147	0,165	0,165	0,150	0,123	0,087	0,045	0,448 / 0,1671
0,2	0,046	0,085	0,110	0,120	0,118	0,106	0,087	0,061	0,032	0,434 / 0,1208
0,1	0,027	0,046	0,058	0,063	0,062	0,055	0,045	0,032	0,016	0,425 / 0,0632

Примечание. В последней графе в числителе приведены значения x, в знаменателе — соответствующие им максимальные величины K_1.

Таблица 2

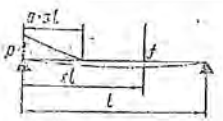
Значения коэффициента K_2

Схема балки и нагрузки	Формула прогиба балки: прямоугольного поперечного сечения	Формула прогиба балки: любого поперечного сечения
	$f = ql\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3 \frac{t_0}{b} K_0$	$f = 100\,ql\left(\frac{l}{10\,h_0}\right)^3 \frac{t}{b} K_2$
	l, h_0 и b — в $м$; q — в $т/м$	l, h_0 и b — в $см$; q — в $кг/см$

α	x = 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
1,0	0,041	0,077	0,106	0,124	0,130	0,124	0,106	0,077	0,041
0,9	0,040	0,076	0,104	0,121	0,127	0,121	0,103	0,075	0,040
0,8	0,037	0,071	0,097	0,113	0,118	0,113	0,095	0,068	0,036
0,7	0,034	0,064	0,086	0,100	0,104	0,097	0,082	0,058	0,030
0,6	0,029	0,054	0,073	0,084	0,086	0,079	0,066	0,047	0,024
0,5	0,023	0,043	0,057	0,065	0,065	0,060	0,049	0,035	0,018
0,4	0,017	0,031	0,040	0,045	0,045	0,041	0,033	0,024	0,012
0,3	0,011	0,019	0,024	0,027	0,026	0,024	0,020	0,014	0,007
0,2	0,005	0,009	0,012	0,013	0,012	0,011	0,009	0,006	0,004
0,1	0,001	0,002	0,003	0,003	0,003	0,003	0,002	0,002	0,001

Таблица 3

Значения коэффициента K_3

Схема балки и нагрузки	Формула прогиба балки: прямоугольного поперечного сечения	Формула прогиба балки: любого поперечного сечения
	$t = pl\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3 \frac{l_0}{b} K_3$	$t = 100\,pl\left(\frac{l}{10h_0}\right)^3 \frac{l}{b} K_3$
	l, h_0 и b — в $м$; p — в $т/м$	l, h_0 и b — в $см$; p — в $кг/см$

α	x = 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
1,0	0,022	0,042	0,055	0,063	0,065	0,061	0,051	0,037	0,019
0,9	0,019	0,036	0,049	0,057	0,058	0,054	0,045	0,033	0,017
0,8	0,017	0,032	0,043	0,049	0,050	0,046	0,038	0,027	0,014
0,7	0,015	0,027	0,036	0,040	0,041	0,038	0,031	0,022	0,012
0,6	0,012	0,022	0,029	0,031	0,031	0,029	0,024	0,017	0,009
0,5	0,009	0,016	0,021	0,024	0,023	0,021	0,017	0,012	0,006
0,4	0,006	0,011	0,014	0,016	0,016	0,014	0,012	0,008	0,004
0,3	0,004	0,007	0,008	0,009	0,009	0,008	0,007	0,005	0,002
0,2	0,002	0,003	0,004	0,004	0,004	0,004	0,003	0,002	0,001
0,1	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000

ПРИЛОЖЕНИЕ 4.

Площадь поперечного сечения и вес арматурной стали

d, мм	Вес 1 м, кг	Число стержней: 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2,5	0,039	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,29	0,34	0,39	0,44	0,49
3	0,056	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71
4	0,099	0,13	0,25	0,38	0,51	0,63	0,75	0,88	1,01	1,13	1,26
5	0,155	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,38	1,57	1,77	1,96
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
7	0,302	0,39	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,01	3,51	4,02	4,52	5,03
9	0,499	0,64	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,31	13,85	15,39
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
18	2,00	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45
20	2,47	3,14	6,28	9,43	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
22	2,98	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,64	24,54	29,44	34,36	39,27	44,18	49,09
28	4,83	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58
32	6,31	8,04	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	80,43
36	7,99	10,18	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	101,79
40	9,87	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,33	113,10	125,41

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Расчетные сопротивления бетона

Вид напряженного состояния	Обозначения расчетного сопротивления	Типы конструкций	Расчетное сопротивление бетона, *кг/см²*, при проектной марке бетона по прочности на сжатие									
			35	50	75	100	150	200	300	400	500	600
			Проектная марка бетона по прочности на растяжение									
			—	—	—	Р11	Р15	Р18	Р23	Р27	Р31	Р35
Сжатие осевое (призменная прочность)	$R_{пр}$	Железобетонные	14	20	30	44	65	80	130	170	200	230
		Бетонные	12,5	18	27	40	60	70	115	—	—	—
Сжатие при изгибе	$R_и$	Железобетонные	17,5	25	37	55	80	100	160	210	250	280
		Бетонные	16	22	33	50	70	90	140	—	—	—
Растяжение осевое	$R_р$	Железобетонные	2,3	2,7	3,6	4,5	5,8	7,2	10,5	12,5	14	15
		Бетонные	2,0	2,4	3,2	4,0	5,2	6,4	9,5	—		—
Растяжение при расчете по образованию трещин	$R_т$	Железобетонные преднапряженные Железобетонные	3,2	3,8	5,0	6,3	8,0	10,0	14,5	17,5	19,5	21,0
Растяжение при проверке необходимости расчета по раскрытию трещин												

Примечание. См. СНиП II-В. 1—62*, табл. 2.

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

Расчетные сопротивления арматуры, *кг/см²*

Вид арматуры	Растянутая стержневая арматура		Сжатая стержневая арматура, имеющая сцепление с бетоном $R_{а.с}$	Вид арматуры	Диаметр проволоки, *мм*	Растянутая проволочная арматура		Сжатая проволочная арматура, имеющая сцепление с бетоном $R_{а.с}$
	продольная, поперечная и отогнутая при расчете на изгиб по наклонному сечению $R_а$	поперечная и отогнутая при расчете на изгиб на поперечную силу $R_{а.х}$				продольная, поперечная и отогнутая при расчете на изгиб по наклонному сечению $R_а$	поперечная и отогнутая при расчете на поперечную силу $R_{а.х}$	
Сталь горячекатаная круглая (гладкая) класса А-I, а также полосовая, угловая и фасонная группы марок Ст. 3	2100	1700	2100	Обыкновенная арматурная проволока класса В-I	3—5,5	3150	2200	3150
					6—8	2500	1750	2500
				Арматурная проволока высокопрочная гладкая класса В-II	3	12 200	9700	
					4	11 500	9200	
					5	10 800	8600	3600
					6	10 200	8100	
					7	9600	7600	
					8	8900	7100	
Сталь горячекатаная периодического профиля класса А-II	2700	2150	2700					
То же А-III	3400	2700	3400	Арматурная проволока высокопрочная переодического профиля класса В-II	3	11 500	9200	
» А-IV	5100	4100	3600		4	10 800	8600	
» А-V	6400	5100	3600					

Продолжение прилож. 6

Вид арматуры	Растянутая стержневая арматура: продольная, полученная при расчете на изгиб по нормальному сечению R_a	Растянутая стержневая арматура: поперечная и отогнутая при расчете на изгиб на поперечную силу $R_{a.x}$	Сжатая стержневая арматура, используемая сцепление с бетоном $R_{a.c}$
Сталь термически упрочненная периодического профиля класса Ат-IV	5100	4100	3600
То же Ат-V	6400	5100	3600
» Ат-VI	7600	6100	3600
Сталь упрочненная вытяжкой класса А-IIв:			
с контролем напряжений и удлинений	3700	3000	2700
с контролем удлинений, без контроля напряжений	3250	2600	2700
То же класса А-IIIв:			
с контролем напряжений и удлинений	4500	3600	3400
с контролем только удлинений, без контроля напряжений	4000	3200	3400

Примечание. См. СНиП II-В. 1—62*, табл. 4 и 5.

Вид арматуры	Диаметр проволоки, мм	Растянутая проволочная арматура: продольная, поперечная и отогнутая при расчете на наклонную сечению R_a	Растянутая проволочная арматура: поперечная и отогнутая на поперечную силу $R_{a.x}$	Сжатая проволочная арматура, используемая сцепление с бетоном $R_{a.c}$
Семипроволочные арматурные пряди (канаты) класса II-7	6	10 200	8100	3600
	7	9600	7600	
	8	8600	7100	
	1,5	8300	6700	
	2	12 200	9700	
	2,5	11 500	9200	
	3	11 500	9200	
	4	10 800	8600	
	5	10 200	8100	
Стальные многопрядные канаты (тросы): ГОСТ 3066—66	1—3	9600	7600	3600
ГОСТ 3067—66	1—3	9500	7600	
ГОСТ 3068—66	1—3	9000	7200	
		8700	7000	

ПРИЛОЖЕНИЕ 7.

Нормативные сопротивления бетона

Вид напряженного состояния	Обозначения	Нормативное сопротивление бетона, *кг/см²*, при проектной марке бетона по прочности на сжатие: 35	50	75	100	150	200	250	300	400	500	600
		Проектная марка бетона на растяжение: —	—	—	Р11	Р15	Р18	Р20	Р23	Р27	Р31	Р35
Сжатие осевое (призменная прочность)	$R^н_{пр}$	28	40	60	80	115	145	175	210	280	350	420
Сжатие при изгибе	$R^н_и$	35	50	75	100	140	180	215	260	350	440	520
Растяжение	$R^н_р$	5	6	8	10	13	16	18	21	25	28	30

Примечание. См. СНиП II-В.1—62*, табл. 29.

ПРИЛОЖЕНИЕ 8.

Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_б$

Проектная марка бетона по прочности на сжатие	Начальные модули упругости бетона $E_б$, *кг/см²*: тяжелого: обычного	тяжелого: на мелком заполнителе с расходом цемента порядка 500 *кг/м³* и более	легкого: на искусственном крупном и мелком заполнителях: при объемном весе крупного заполнителя, *кг/м³*: >700	легкого: на искусственном крупном и мелком заполнителях: при объемном весе крупного заполнителя, *кг/м³*: 300—700	легкого: на естественном крупном и мелком заполнителях: при объемном весе крупного заполнителя, *кг/м³*: >700	легкого: на естественном крупном и мелком заполнителях: при объемном весе крупного заполнителя, *кг/м³*: 300—700
35	—	—	50 000	35 000		30 000
50	—	—	70 000	50 000		40 000
75	—	—	95 000	65 000		50 000
100	190 000	140 000	110 000	80 000		65 000
150	230 000	170 000	130 000	100 000		80 000
200	265 000	200 000	150 000	115 000		95 000
250	—	—	165 000	125 000		—
300	315 000	235 000	180 000	135 000		—
400	350 000	255 000	200 000	150 000		—
500	370 000	285 000	—	—		—
600	380 000	300 000	—	—		—

Примечание. См. СНиП II-В. 1—62*, табл. 31.

ПРИЛОЖЕНИЕ 9.

Нормативные сопротивления стержневой арматуры $R^н_а$, коэффициент однородности $r_а$ и модули упругости $E_а$

Вид арматуры	Нормативное сопротивление арматуры $R^н_а$, *кг/см²*	Коэффициенты однородности арматуры $r_а$	Модули упругости арматуры $E_а$, *кг/см²*
Сталь горячекатаная круглая (гладкая) класса А-I, а также полосовая, угловая и фасонная группы марок Ст.3	2400	0,9	2 100 000

Продолжение прилож. 9

Вид арматуры	Нормативное сопротивление арматуры $R_a^н$, кг/см²	Коэффициенты однородности арматуры r_a	Модули упругости арматуры E_a, кг/см²
Сталь горячекатаная периодического профиля класса А-II	3000	0,9	2 100 000
То же А-III	4000	0,85	2 000 000
» А-IV	6000	0,85	2 000 000
» А-V	8000	0,8	1 900 000
Сталь термическая упрочненная периодического профиля класса Ат-IV	6000	0,85	1 900 000
То же Ат-V	8000	0,8	1 900 000
» Ат-VI	10 000	0,8	1 900 000
Сталь периодического профиля, упрочненная вытяжкой, класса А-IIв с контролем заданного:			
удлинения и напряжения	4500	0,9	2 100 000
только удлинения	4500	0,8	2 100 000
То же, класса А-IIIв с контролем:			
удлинения и напряжения	5500	0,9	2 000 000
только удлинения	5500	0,8	2 000 000

Примечание. См. СНиП II-В. 1—62*, табл. 29 *.

ПРИЛОЖЕНИЕ 10

Нормативные сопротивления проволочной арматуры $R_a^н$, коэффициенты однородности r_a и модули упругости E_a

Вид арматуры	Диаметр проволоки, мм	Нормативное сопротивление арматуры $R_a^н$, кг/см²	Коэффициент однородности арматуры r_a	Модули упругости арматуры E_a, кг/см²
Обыкновенная арматурная проволока класса В-I (для сварных сеток и каркасов)	3—5,5	5500	0,8	1 800 000
	6—8	4500	0,8	1 800 000
Проволока высокопрочная, гладкая класса В-II	3	19 000		
	4	18 000		
	5	17 000	0,8	1 800 000
	6	16 000		
	7	15 000		
	8	14 000		
Проволока высокопрочная периодического профиля класса Вр-II	3	18 000		
	4	17 000		
	5	16 000		
	6	15 000	0,8	1 800 000
	7	14 000		
	8	1300		
Семипроволочные арматурные пряди класса П-7	1,5	19 000		
	2	18 000	0,8	1 800 000
	2,5	18 000		
	3	17 000		
	4	16 000		
	5	15 000		

Продолжение прилож. 10

Вид арматуры	Диаметр проволоки, мм	Нормативное сопротивление арматуры $R_a^н$, кг/см²	Коэффициент однородности арматуры r_a	Модули упругости арматуры E_a, кг/см²
Стальные многопрядные канаты (тросы):				
ГОСТ 3066—66	1—3	17 000		
ГОСТ 3067—66	1—3	16 000	0,8	1 600 000
ГОСТ 3068—66	1—3	15 500		

Примечание. См. СНиП II-В.1—62 *, табл. 33.

ПРИЛОЖЕНИЕ 11.

Значения коэффициентов φ и $m_{дл}$ для железобетонных элементов

l_0/b	⩽8	10	12	14	16	18	20	22
l_0/D	⩽7	8,5	10,5	12	14	15,5	17	19
l_0/r	⩽28	35	42	48	55	62	69	76
Для тяжелого бетона								
φ	1	0,98	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77
$m_{дл}$	1	1	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,78
Для легкого бетона								
φ	1	0,96	0,90	0,84	0,78	0,73	0,67	0,61
$m_{дл}$	1	0,96	0,92	0,88	0,84	0,80	0,77	0,73

Продолжение прилож. 11

l_0/b	24	26	28	30	32	34	36	38	40
l_0/D	21	22,5	24	26	28	29,5	31	33	34,5
l_0/r	83	90	97	104	111	118	125	132	139
Для тяжелого бетона									
φ	0,73	0,68	0,64	0,59	0,54	0,49	0,44	0,40	0,35
$m_{дл}$	0,74	0,70	0,67	0,63	0,59	0,55	0,52	0,48	0,45
Для легкого бетона									
φ	0,55	0,51	0,46	0,41	0,36	0,32	0,28	0,24	0,21
$m_{дл}$	0,69	0,65	0,61	0,57	0,53	0,49	0,45	0,42	0,38

Примечания: 1. l_0 — расчетная длина элемента; D — диаметр круглого сечения; b — наименьший размер прямоугольного сечения; r — наименьший радиус инерции сечения.

2. См. СНиП II-В. 1—62*, табл. 17 *.

ПРИНЯТЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

M — изгибающий момент

$M_{в1}$ — изгибающий момент от полной нормативной нагрузки

$M_{дл}$ — изгибающий момент от длительно действующей нормативной нагрузки

N — продольная сила

Q — поперечная сила

R — проектная марка бетона по прочности на сжатие (кубиковая прочность бетона)

$R_{пр}$ и $R^н_{пр}$ — расчетное и нормативное сопротивление бетона осевому сжатию (призменная прочность)

$R_и$ и $R^н_и$ — то же, сжатию при изгибе

$R_р$ и $R^н_р$ — » растяжению

$R_н$ и $R_з$ — расчетное сопротивление предварительно напрягаемой и ненапрягаемой продольной растянутой арматуры или поперечной арматуры при расчете на изгиб по наклонному сечению

$R_{а.х}$ — расчетное сопротивление поперечной арматуры при расчете на поперечную силу

$R_{а.с}$ — расчетное сопротивление сжатой арматуры

$R^н_н$ и $R^н_з$ — нормативное сопротивление предварительно напряженной и ненапрягаемой арматуры

$E_б$ — начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении

$E_а$ — модуль упругости арматуры

b — ширина прямоугольного сечения или ребра таврового и двутаврового сечения

h и h_0 — высота сечения и полезная высота сечения

$b_п$ и $h_п$ — ширина и высота полки таврового или двутаврового сечения в растянутой зоне

$b'_п$ и $h'_п$ — ширина и высота полки таврового или двутаврового сечения в сжатой зоне

a (a') — расстояние от наиболее растянутого (сжатого) края сечения элемента до равнодействующей усилий в растянутой (сжатой) арматуре

x — высота сжатой зоны сечения

z — плечо пары внутренних сил сечения

F — площадь всего бетона в поперечном сечении элемента

$F_б$ — площадь сечения сжатой зоны бетона

$F_п$ — приведенная площадь поперечного сечения элемента с учетом всей продольной арматуры

$I_п$ — момент инерции приведенного поперечного сечения элемента с учетом всей продольной арматуры

$F_з$ и $F'_з$ — поперечное сечение предварительно ненапрягаемой растянутой и сжатой арматуры

$F_н$ и $F'_н$ — поперечное сечение предварительно напрягаемой растянутой и сжатой арматуры

φ — коэффициент продольного изгиба.

ЛИТЕРАТУРА

1. Строительные нормы и правила. Ч. II, разд. В, гл. 1. «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования». (СНиП II-В. 1—62*). М., Госстройиздат, 1970.

2. Инструкция по проектированию железобетонных конструкций. М., Госстройиздат, 1968.

3. *Кочержевский П. В.* Определение прогиба и узла поворота от балки. Киев, Госстройиздат УССР, 1961.

4. *Мурашев В. И., Сигалов Э. Е., Байков В. Н.* Железобетонные конструкции. Общий курс. М., Госстройиздат, 1962.

5. *Константинов И. А., Константинов В. И.* Практические методы и примеры расчета железобетонных конструкций. Л., Госстройиздат, 1963.

6. *Казарновский И. И.* Определение прогибов изгибаемых элементов железобетонных конструкций, выполненных без предварительного напряжения. «Строительство и архитектура Ленинграда», 1964, № 3.

7. *Тихомиров С. А.* Проектирование поперечной арматуры железобетонных настилов и балок перекрытий по новым нормам. «Строительство и архитектура Ленинграда», 1964, № 12.

8. *Острецов В. М., Брилинг Е. Р.* Примеры расчета конструкций современных крупнопанельных жилых зданий. М., Госстройиздат, 1964.

9. *Градюк И. И.* Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций. Киев, «Будівельник», 1967.

10. *Ищенко Ю. Н.* Железобетонные конструкции. М., «Высшая школа», 1971.

11. *Кузнецов Н. В.* Расчет на действие поперечных сил. «Строительство и архитектура», 1963, № 8.

12. *Кузнецов Н. В.* Расчет на прогиб железобетонных балок и плит. «Строительство и архитектура», 1965, № 10.

13. *Кузнецов Н. В.* Упрощенный расчет железобетонных балок и плит. Киев, «Будівельник», 1966.

ОГЛАВЛЕНИЕ

РАСЧЕТЫ НА ПРОГИБ 3

Общие положения 3
Расчет прямоугольных сечений 8
Расчет тавровых и двутавровых сечений 35
Расчет предварительно напряженных балок 53

РАСЧЕТЫ НА ПРОЧНОСТЬ 59

Расчет прямоугольных сечений 60
Расчет тавровых и двутавровых сечений 63

РАСЧЕТ НА ПОПЕРЕЧНЫЕ СИЛЫ 72

Приложение 1. Графики для определения комплексного коэффициента для прямоугольного сечения 83
Приложение 2. Графики для определения коэффициента β при расчете момента сопротивления элементов тавровых и двутавровых поперечных сечений 98
Приложение 3. Значения коэффициентов K_1, K_2 и K_3 для определения прогиба в любой точке пролета 101
Приложение 4. Площадь поперечного сечения и вес арматурной стали 103
Приложение 5. Расчетные сопротивления бетона . . . 104
Приложение 6. Расчетные сопротивления арматуры, *кг/см²* 105
Приложение 7. Нормативные сопротивления бетона . . 107
Приложение 8. Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_б$ 107
Приложение 9. Нормативные сопротивления стержневой арматуры $R_а^н$, коэффициент однородности $r_а$ и модули упругости $E_а$ 107
Приложение 10. Нормативные сопротивления проволочной арматуры $R_а^н$, коэффициент однородности $r_а$ и модули упругости $E_а$ 108
Приложение 11. Значения коэффициентов φ и $m_{дл}$ для железобетонных элементов 109

ПРИНЯТЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ 110

ЛИТЕРАТУРА 111

Николай Валерианович Кузнецов

УПРОЩЕННЫЙ РАСЧЕТ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК И ПЛИТ

Издание 2-е, исправленное
и дополненное

Редактор *Т. П. Хоменко*
Обложка художника *М. В. Нестеренко*
Художественный редактор *Я. М. Яковенко*
Технический редактор *Т. М. Зубрицкая*
Корректор *Т. И. Сабося*

БФ 09434. Сдано в набор 30.XI.1972 г. Подписано к печати 7.11.1973 г. Бумага типографская № 3. 60×90¹/₁₆=3,5 бумажных, 7 физ., 7 усл. печ. л., 7,35 уч.-изд. л. Тираж 5000. Цена 33 коп. Зак. 578.

Издательство «Будівельник», Киев, Владимирская, 24.

Отпечатано с матриц Головного предприятия республиканского производственного объединения «Полиграфкнига», г. Киев, Довженко, 3 на Киевской фабрике печатной рекламы, Киев, Выборгская, 84.