

В ПОМОЩЬ ДОМАШНЕМУ
МАСТЕРУ

ДЕРЕВЯННЫЕ И МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

ДЕРЕВЯННЫЕ НЕСУЩИЕ ОПОРНЫЕ И КОНСОЛЬНЫЕ БАЛКИ
МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ НЕСУЩИЕ ОПОРНЫЕ И КОНСОЛЬНЫЕ БАЛКИ



**ПРАКТИЧЕСКОЕ
РУКОВОДСТВО**

УДК 69
ББК 38.76
Д36

Оригинал-макет подготовлен
издательством Центр общечеловеческих ценностей

Деревянные и металлические перекрытия. Деревянные несущие опорные и консольные балки. Металлические несущие опорные и консольные балки: Справочник/Сост. В.И. Рыженко. — М.: Издательство Оникс, 2007. — 32 с: ил. — (В помощь домашнему мастеру).

ISBN 978-5-488-01339-1

Наша книга подскажет вам, как правильно производить расчеты деревянных и металлических перекрытий, чтобы обеспечить надежность и прочность строительной конструкции вашего дома.

УДК 69
ББК 38.76

Справочник

Серия «В помощь домашнему мастеру»

ДЕРЕВЯННЫЕ И МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ ПЕРЕКРЫТИЯ
Деревянные несущие опорные и консольные балки
Металлические несущие опорные и консольные балки

Оформление обложки *А.Л. Чирикова*

Редактор *В.И. Рыженко*

Технический редактор *В.А. Рыженко*

Корректор *В.И. Игнатова*

Компьютерная верстка *А.В. Назарова*

Общероссийский классификатор продукции
ОК-005-93, том 2; 953 000 — книги, брошюры

Подписано в печать 09.07.2007

Формат 84×108 ¹/₃₂. Печать высокая. Усл. печ. л. 1,68

Тираж 10 000 экз. Заказ № 1287

ООО «Издательство Оникс»

127422, Москва, ул. Тимирязевская, д. 38/25

Отдел реализации: тел. (499) 794-05-25, 610-02-50

Интернет-магазин: www.onix.ru

ООО «Центр общечеловеческих ценностей»

117418, Москва, ул. Новочеремушкинская, д. 54, корп. 4

Отпечатано с готовых диапозитивов

в ОАО «Рыбинский Дом печати»

152901, г. Рыбинск, ул. Чкалова, 8.

ISBN 978-5-488-01339-1

© Рыженко В.И., составление, 2007

© ООО «Издательство Оникс»,

иллюстрации, оформление обложки, 2007

Расчет перекрытий

В малоэтажном жилищном строительстве перекрытия бывают:

- деревянные по деревянным или металлическим балкам;
- монолитные железобетонные по металлическим балкам;
- сборные железобетонные плиты перекрытия.

Сборные железобетонные плиты укладываются в перекрытиях без расчета и поэтому этот вариант перекрытий не рассматривается.

Расчетными элементами в перекрытиях являются:

- несущие опорные блоки, т. е. балки, опирающиеся своими концами на несущие стены (для междуэтажных и чердачных перекрытий);
- несущие консольные балки, т. е. балки, имеющие только одну опору в стене (для балконов);
- плита перекрытия.

Для деревянных перекрытий в качестве несущих балок используются деревянные балки (брус, бревно) или металлические балки из прокатных профилей (двутавр, швеллер, уголок); плитой перекрытия, опирающейся на несущие балки является настил или подшивка (для чердака) из досок.

Для монолитных железобетонных перекрытий в качестве несущих балок используются металлические балки из прокатных профилей (двутавр, швеллер, уголок). Плитой перекрытия, опирающейся на несущие балки, является монолитная железобетонная плита.

В качестве расчетной схемы для балок принята:

1. Для несущих опорных балок – однопролетная балка пролетом « l », работающая на изгиб от равномерно распределенной расчетной нагрузки « q ». Расчетный изгибающий момент « M » такой балки вычисляется по формуле:

$$M = \frac{ql^2}{8};$$

прогиб балки « f » вычисляется по формуле:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_n l^4}{EJ},$$

где q_n – равномерно распределенная нормативная нагрузка в кгс/п.м;

E – модуль упругости материала балки в кгс/м²;

J – момент инерции балки в см⁴.

Прогиб балки должен быть меньше или равным предельному прогибу изгибаемого элемента (см. табл. 3).

2. Для несущих консольных балок – консольная балка пролетом « l », работающая на изгиб от равномерно распределенной расчетной нагрузки « q ». Расчетный изгибающий момент « M » такой балки вычисляется по формуле:

$$M = \frac{ql^2}{2};$$

прогиб балки « f » вычисляется по формуле:

$$f = \frac{1}{8} \times \frac{q_n l^4}{EJ},$$

где q_n – равномерно распределенная нормативная нагрузка в кгс/м²;

E – модуль упругости материала балки в кгс/м²;

J – момент инерции балки в см^4 .

Прогиб балки должен быть меньше или равным предельному прогибу изгибаемого элемента (см. табл. 3).

3. В качестве расчетной схемы плиты деревянного перекрытия принимается однопролетная балка. Расчетный изгибающий момент « M » вычисляется по формуле:

$$M = \frac{ql^2}{8}.$$

В качестве расчетной схемы для монолитной железобетонной плиты перекрытия принимается многопролетная неразрезная плита с равными пролетами « l » между опорами, работающая на изгиб от равномерно распределенной нагрузки « q ». Расчетный изгибающий момент « M » вычисляется по формулам:

• пролетный и опорный момент для средних пролетов:

$$M = \frac{ql^2}{16}$$

• пролетный и опорный момент для крайних пролетов:

$$M = \frac{ql^2}{11},$$

• прогиб плиты перекрытия « f » вычисляется при необходимости по формуле:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_H l^4}{EJ}.$$

Деревянные несущие балки

Несущая способность деревянных несущих балок, работающих на изгиб, проверяется на прочность по формуле:

$$\frac{M}{W} \leq R_u,$$

где M — изгибающий момент балки в кгсм, определяемый расчетом;

W — момент сопротивления балки в см³, см. табл. 1 и 2;

$R_u = 130$ кгс/м² — расчетное сопротивление древесины (сосна, ель) на изгиб.

Как уже говорилось ранее, расчет на прочность выполняется от воздействия расчетных нагрузок, а расчет на деформации (изгиб) выполняется от воздействия нормативных нагрузок.

Порядок расчета деревянных несущих опорных балок

Расчет балок целесообразно выполнять в следующей последовательности:

1. Назначить шаг балок исходя из максимального расстояния между балками, которое диктуется явлением «зыбкости» деревянного перекрытия из половой доски. Оно должно быть не более 750 мм.

2. Определить ширину зоны перекрытия, с которой собирается нагрузка на балку. Она составляет 0,5 ширины пролета перекрытия « b » с каждой стороны балки $0,5b + 0,5b = b$ (см. рис. 1).


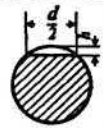
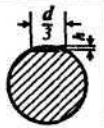

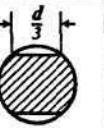

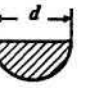
В качестве примера возьмем междуэтажное перекрытие жилого дома с расстоянием между несущими стенами (пролет балки) $l = 5,0$ м при расстоянии между балками $b = 0,7$ м.

Таблица 1

Моменты инерции (J) и моменты сопротивления (W) досок, брусьев



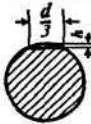

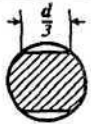


Высота h в см	W в см ³ J в см ⁴	Ширина в см								
		5	6	8	10	12	15	18	20	22
1,6	W	2,1	2,5	3,5	4,3	5,1	6,4	7,7	8,5	9,4
	J	1,7	2,0	2,7	3,4	4,1	5,1	6,2	6,8	7,5
1,9	W	3,0	3,6	4,8	6,6	7,2	9,0	10,8	12,0	13,0
	J	2,9	3,4	4,6	5,7	6,9	8,6	10,3	11,4	12,6
2,5	W	5,4	7	9	10,42	12,5	15,7	18,8	22	24
	J	6	8	10	13	15,6	19,5	23,4	26	29
3	W	8	9	12	15	18	22,5	27	30	33
	J	11	14	18	22,5	27	36	40,5	45	50
4	W	13	16	21	28,8	32	40	48	53	59
	J	2,7	32	43	53,3	64	80	96	107	117
5	W	20,8	25	33,3	42	50	62,5	75	83,3	92
	J	52,1	62,5	83,3	104	125	156,25	187,5	208,3	230
6	W	30	36	48	60	72	90	108	120	132
	J	90	108	144	180	216	270	324	360	396
7	W	40,8	49	65	82	98	122,2	147	163,2	180
	J	142,8	171	229	286	343	426,7	514,5	582,7	626,8
8	W	5,3	64	85	106	128	160	192	216	236
	J	213,2	256	340	426	512	638	758	852	938
10	W	83	100	133	167	202	250	300	334	366,5
	J	417	500	667	833	1000	1250	1500	1668	1833
12	W	120	144	192	240	288	360	432	480	528
	J	720	864	1152	1144	1728	2160	2584	2880	3164
15	W	187	225	300	375	450	563	675	750	825
	J	1406	1685	2250	2812	3345	4219	5051	5620	6200
18	W	270	324	432	540	648	810	972	1080	1188
	J	2430	2916	3888	4860	5830	7290	8748	9700	10680
20	W	333	400	533	667	800	1000	1200	1333	1469
	J	3333	4000	5333	6670	8000	10000	12000	13333	14665
22	W	403	484	645	807	965	1200	1450	1610	1775
	J	4435	5324	7099	8873	10640	13300	15970	17750	19214

Параметры сечений из бревен (площадь сечения – F, момент инерции – J, момент сопротивления – W, радиус инерции – r)

Диаметр бревна в см	F в см ² J в см ⁴ W в см ³ r в см							
			$h=0,067d$	$h=0,029d$				
12	F J W r	113 1018 170 3	110 916 157 2,96	112 936 166 2,96	107 838 162 2,77	111 956 170 2,93	57 509 85 3	57 142 41 1,59
14	F J W r	154 1886 269 3,5	149 1697 249 3,37	153 1828 263 3,46	146 1548 256 3,23	151 1772 269 3,42	77 943 130 3,5	77 263 65 1,85
16	F J W r	201 3217 402 4	195 2893 372 3,85	199 3118 393 3,95	188 2588 374 ,69	198 3022 401 3,91	101 1608 201 4	101 450 98 2,11
18	F J W r	255 5153 573 4,5	247 4635 530 4,33	252 4995 559 4,45	240 4145 532 4,15	250 5840 570 4,4	127 2576 286 4,5	127 720 139 2,38

Продолжение табл. 2

Диаметр бревна в см	F в см ² J в см ⁴ W в см ³ r в см							
		$h=0,067d$	$h=0,029d$	$h=0,067d$	$h=0,029d$	$h=0,067d$	$h=0,029d$	$h=0,067d$
20	F	314	305	312	296	309	157	157
	J	7854	7064	7613	6318	7378	3921	1098
	W	785	726	767	730	786	393	191
	r	5	4,81	4,4	4,61	4,89	5	2,64
22	F	380	369	377	358	374	190	190
	J	11499	10343	11146	9251	10801	5749	1607
	W	1045	967	1021	971	1042	522	254
	r	5,5	5,19	5,43	5,08	5,38	5,5	2,91
24	F	452	439	449	426	445	226	226
	J	16286	14648	15786	13102	15298	8143	2276
	W	1357	1255	1326	1261	1352	679	330
	r	6	5,77	5,93	5,54	5,86	6	3,17
26	F	531	516	527	500	522	265	265
	J	22432	20175	21743	18046	21071	11216	3135
	W	1726	1595	1686	1603	1719	963	419
	r	6,5	6,26	6,42	6	6,35	6,5	3,44
	F в см ²							

Диаметр бревна в см	J в см ⁴ W в см ³ r в см							
			$h=0,067d$	$h=0,029d$				
28	F	616	598	611	580	606	308	308
	J	30172	27137	29245	24273	28342	15086	4217
	W	2155	1993	2106	2002	2147	1078	923
	r	7	6,74	6,92	6,46	6,84	7	3,70
30	F	707	686	701	666	695	353	353
	J	39761	35762	38540	31987	37349	19880	5557
	W	2651	2451	2590	2462	2641	1326	644
	r	7,5	7,22	7,41	6,92	7,33	7,5	3,96
32	F	804	781	798	758	791	402	402
	J	51472	46295	49891	41408	48350	25736	7193
	W	3217	2974	3143	2988	3205	1619	781
	r	8	7,7	7,9	7,38	7,82	8	4,26
34	F	908	882	901	855	893	454	454
	J	65597	58999	63583	52772	61618	32798	9167
	W	3859	3568	3171	3585	3844	1930	937
	r	8,5	8,18	5,4	7,84	8,31	8,5	4,49

В этом случае ширина зоны сбора нагрузки на балку составит 0,7 м.

3. Определить нагрузку от перекрытия, передающуюся на балку. Она состоит из собственного веса перекрытия и временной нагрузки на перекрытие.

В качестве примера примем состав деревянного междуэтажного перекрытия жилого дома согласно рис. 2.

Собственный вес 1 м² каждого слоя получается умножением объемного веса слоя на его толщину, следовательно вес 1 м² перекрытия составит:

$$600 \times 0,05 + 15 \times 0,10 + 600 \times 0,019 + 1000 \times 0,01 = 52,9 \text{ кг/м}^2.$$

Ориентировочное сечение несущей балки примем 0,15 × 0,2 (h) м, в этом случае вес 1 погонного метра балки составит:

$$600 \times 0,15 \times 0,2 = 18 \text{ кг/м}^2.$$

- временная нормативная нагрузка на междуэтажное перекрытие в квартире составляет – 150 кг/м²;
- нормативная нагрузка от веса перегородок – 75 кг/м².

Итого, нагрузка от 1 м² перекрытия составит:

- нормативная $52,9 + 150 + 75 = 277,9 \text{ кг/м}^2$;
- расчетная $52,9 \times 1,1 + 150 \times 1,3 + 75 \times 1,3 = 350,7 \text{ кг/м}^2$.

Нагрузка на 1 погонный метр балки при ширине зоны сбора нагрузки в = 0,7 м составит:

- нормативная $q_n = 277,9 \times 0,7 + 18,0 = 212,5 \text{ кг/п.м.}$
- расчетная $q = 350,7 \times 0,7 + 18,0 \times 1,05 = 264,4 \text{ кг/п.м.}$

4. Определить изгибающий момент балки «М».

В формулу $M = \frac{ql^2}{8}$ подставляем цифровые значения из нашего примера $q = 264,4 \text{ кг/п.м}$ (расчетная

нагрузка): $l = 5,0$ м (пролет балки),

$$M = \frac{264,4 \times 5^2}{8} = 826,25 \text{ кгм.}$$

5. Определить сечение балки (расчет на прочность – по расчетным нагрузкам).

В формуле несущей способности балки $\frac{M}{W} \leq R$ нам известны две величины: изгибающий момент $M = 826,28$ кгм и расчетное сопротивление древесины.

На изгиб $R_u = 130$ кгс/м², поэтому момент сопротивления $W = \frac{M}{R_u}$.

Очень важно, чтобы размерность всех элементов формулы была сопоставима, иначе результат будет неправильный.

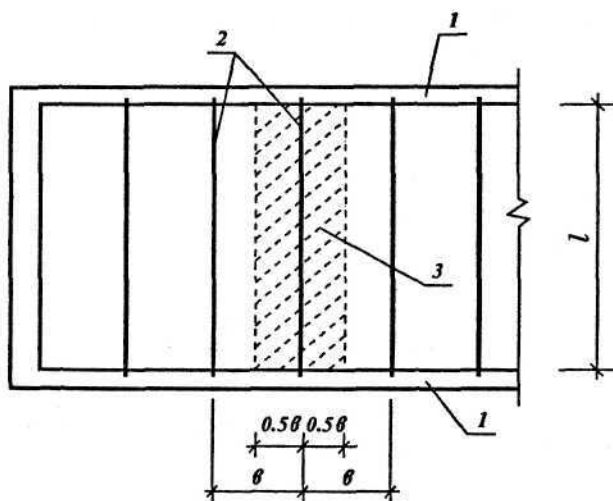


Рис. 1. Схема сбора нагрузки на несущую опорную балку:

1 – несущая стена; 2 – несущие опорные балки перекрытия; 3 – зона сбора нагрузки на балку с перекрытия: v – ширина пролета перекрытия между балками; l – пролет несущей опорной балки

Например, в формуле $M = \frac{ql^2}{8}$ «q» имеет размерность в «кг/м»; «l» должна иметь размерность в метрах «м». Тогда размерность «изгибающего момента «M» будет $\text{кг/м} \times \text{м}^2 = \text{кгм}$.

Момент сопротивления «W» имеет размерность в «см³», поэтому в формуле $W = \frac{M}{R_u}$ размерность изгибающего момента «M» из «кгм» надо перевести в «кгсм».

$M = 826,25 \text{ кгм} = 82625 \text{ кгсм}$. Проверяем размерность формулы $W = \frac{M}{R_u}$. Делаем вычисление $W = 82625/130 = 635,6 \text{ см}^3$.

Далее по таблицам 1 или 2, исходя из полученного расчетом $W = 635,6 \text{ см}^3$ подбираем сечение балки.

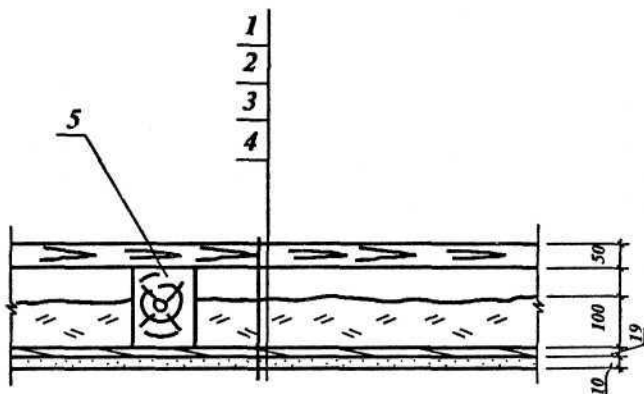


Рис. 2. Состав деревянного перекрытия:

1 - настил из половой доски $\gamma = 600 \text{ кгс/м}^3 - 0,05 \text{ м}$; 2 - звукоизоляция из урсы $\gamma = 15 \text{ кгс/м}^3 - 0,1 \text{ м}$; 3 - необрезная доска $\gamma = 600 \text{ кгс/м}^3 - 0,019 \text{ м}$; 4 - гипсокартон $\gamma = 1000 \text{ кгс/м}^3 - 0,01 \text{ м}$; 5 - несущая балка

Например, подходит балка прямоугольного сечения 12×20 (h) см ($W = 800 \text{ см}^3$) по *табл. 1* или бревно диаметром $\varnothing 20$ см ($W = 785 \text{ см}^2$) по *табл. 2*.

6. Определить прогиб балки (расчет деформаций при изгибе выполняется по нормативным нагрузкам).

Прогиб балки определяем по формуле $f = \frac{5}{384} \times \frac{q_H l^4}{EJ}$

куда подставляем цифровые значения нашего примера $q_H = 212,5 \text{ кгс/м}$ – нормативная нагрузка на балку; $l = 5,0 \text{ м}$ – пролет балки; $E = 100\,000 \text{ кгс/м}^2$ – модуль упругости древесины вдоль волокон; $J = 8000 \text{ см}^4$ – момент инерции балки сечением 12×20 (h) см по *табл. 1*, но прежде приведем размерность всех элементов формулы в сопоставимый вид:

$$q_H = 212,5 \text{ кгс/м} = 2,125 \text{ кгс/см}; \quad l = 5 \text{ м} = 500 \text{ см};$$

Делаем вычисление:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{2,125 \times 500^4}{100000 \times 8000} = 2,16 \text{ см.}$$

Сравниваем полученный прогиб « f » с предельным прогибом междуэтажных перекрытий по *табл. 3*.

Прогиб нашей балки получился больше чем допустимый, поэтому увеличиваем сечение балки до 15×20 (h) см.

По *табл. 1* находим момент инерции « J » для сечения балки 15×20 (h) см; $J = 10\,000 \text{ см}^4$.

Делаем вычисление

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{2,125 \times 500^4}{100000 \times 10000} = 1,73 \text{ см.}$$

Это меньше допустимого прогиба $2,0 \text{ см}$, что и требовалось доказать.

Предельные прогибы (деформации) изгибаемых элементов

Элементы здания	Предельные прогибы в долях пролета балки «l» в см
1. Междуэтажные перекрытия	$\frac{1}{250} \times l$
2. Чердачные перекрытия	$\frac{1}{200} \times l$
3. Покрытия, кроме ригеля (ендовы)	$\frac{1}{200} \times l$
а) прогоны, стропильные ноги	
б) обрешетка, настилы	$\frac{1}{500} \times l$
4. Ригели (ендовы), накосные ноги	$\frac{1}{400} \times l$

Итак, в приведенном примере, в междуэтажном деревянном перекрытии при расчете сечения балки диктующим явился расчет на прогиб. Получившееся сечение балки – 15 × 20 (h) см.

Сечение балки можно также определить без выполнения подробного расчета, если воспользоваться *таблицей 4*.

В этом случае нужно только собрать нормативные нагрузки на 1 погонный метр рассчитываемого элемента согласно п.п. 1, 2, 3 раздела «Порядок расчета деревянных опорных балок».

Порядок расчета деревянных несущих консольных балок

При расчете консольных балок целесообразно придерживаться следующей последовательности:

1. Назначить шаг балок исходя из максимального расстояния между балками, которое диктуется явлением «зыбкости» деревянного настила – 0,75 м.

Расчетные сечения, см, однопролетных деревянных
($R_H = 130 \text{ кгс/см}^2$,

Нормативная нагрузка на 1 м, кг	Расчетный пролет l , м					
	3,0	3,25	3,5	3,75	4,0	4,25
150	6×14 5×16 d = 13	5×16 d = 14	6×16 5×16 d = 15	8×16 6×18 5×20 d = 16	8×18 5×20 d = 16	8×18 6×20 5×22 d = 17
200	8×14 6×16 5×18 d = 14	8×16 5×18 d = 15	8×16 6×18 5×20 d = 16	8×18 6×20 d = 17	8×20 5×22 d = 17	8×20 6×22 d = 18
250	8×16 6×18 d = 15	6×18 5×20 d = 16	6×18 6×20 d = 17	8×20 6×22 d = 18	8×20 6×22 d = 19	10×20 8×22 d = 19
300	8×16 d = 16	8×18 6×20 d = 17	8×20 6×22 d = 17	8×20 d = 18	10×20 8×22 d = 19	12×20 10×22 8×24 d = 20
350	18×18 6×20 d = 16	8×20 d = 17	8×20 d = 18	10×20 8×22 d = 19	12×20 10×22 8×24 d = 20	10×22 8×24 d = 21
400	8×18 8×20 8×22 d = 17	8×20 d = 18	10×20 8×22 d = 19	12×20 10×22 8×24 d = 20	10×22 8×24 d = 21	12×22 22×24 d = 22
450	8×20 d = 18	10×20 8×22 d = 19	10×20 8×24 d = 20	12×20 10×22 8×24 d = 20	12×22 10×24 d = 21	14×22 12×24 d = 22

Примечание. В величину нагрузки на 1 м входит и собственный вес балок.

Таблица 4

**балок в зависимости от пролета и нагрузки на 1 м
допускаемый прогиб 1/250)***

Расчетный пролет l , м							
4,5	4,75	5,0	5,25	5,5	5,75	6,0	6,25
8×20 5×22 d = 18	8×20 6×22 d = 18	10×20 8×22 d = 19	12×20 8×22 8×24 d = 20	12×20 10×22 8×24 d = 21	12×22 10×24 d = 21	12×22 10×24 d = 22	14×22 d = 23
10×20 8×22 d = 19	12×20 8×22 8×24 d = 20	12×20 10×22 8×24 d = 21	12×22 10×24 d = 21	12×22 12×24 d = 22	14×22 12×24 d = 23	16×22 14×24 d = 24	18×22 d = 24
12×20 10×22 8×24 d = 20	10×22 8×24 d = 21	12×22 10×24 d = 22	14×22 10×24 d = 22	16×22 12×24 d = 23	18×22 14×24 d = 24	20×22 16×24 d = 25	22×22 18×24 d = 25
10×22 8×24 d = 21	12×22 10×24 d = 22	14×22 12×24 d = 23	16×22 12×24 d = 24	18×22 14×24 d = 24	22×22 16×24 d = 25	18×24 d = 26	22×24 d = 27
12×22 10×24 d = 22	14×22 12×24 d = 23	16×22 12×24 d = 24	20×22 14×24 d = 24	22×22 16×24 d = 25	20×24 d = 26	22×24 d = 27	24×24 d = 28
14×22 10×24 d = 23	16×22 12×24 d = 24	18×22 14×24 d = 24	22×22 16×24 d = 25	20×24 d = 26	22×24 d = 27	24×24 d = 28	d = 29
16×22 12×24 d = 23	18×22 14×24 d = 24	22×22 16×24 d = 25	18×24 d = 26	22×24 d = 27	24×24 d = 28	d = 29	d = 30

2. Определить ширину зоны деревянного настила, с которого собирается нагрузка на консольную балку. Она составляет 0,5 ширины пролета настила «b» с каждой стороны балки $0,5b + 0,5b = b$.

В качестве примера возьмем деревянный балкон жилого дома с вылетом несущих консольных балок (расчетным вылетом) $l = 1,5$ м при расстоянии между балками $b = 0,75$ м. В этом случае ширина зоны сбора нагрузки на балку составит 0,75 м.

3. Определить нагрузку, передающуюся на балку.

Она состоит из собственного веса перекрытия и временной нагрузки на перекрытие.

В нашем примере конструкция несущих элементов балкона будет иметь следующий вид (см. рис. 4).

Собственный вес 1 м^2 настила из половой доски составляет $600 \times 0,05 = 30 \text{ кгс/м}^3$ (объемный вес \times толщину настила).

Ориентировочное сечение консольной балки прием $\varnothing 20$ см. Площадь сечения по табл. 2 составит $F = 305 \text{ см}^2$. Вычисляем вес 1 погонного метра (площадь сечения \times объемный вес древесины):

$$0,0305 \text{ м}^2 \times 600 \text{ кгс/м}^3 = 18,3 \text{ кг/см.}$$

Временная нормативная нагрузка на перекрытие балкона составит 200 кгс/м^2 .

Итого нагрузка от 1 м^2 перекрытия составит:

- нормативная $30 + 200 = 230 \text{ кгс/м}^2$;
- расчетная $30 \times 1,1 + 200 \times 1,2 = 273 \text{ кгс/м}^2$.

Нагрузка на 1 погонный метр консольной балки при ширине зоны сбора нагрузки $b = 0,75$ м составит:

- нормативная $q_n = 230 \times 0,75 + 18,3 = 190,8 \text{ кгс/м}$;
- расчетная $q = 273 \times 0,75 + 18,3 \times 1,1 = 224,9 \text{ кгс/м}$.

4. Определить изгибающий момент консольной балки «M».

В формулу $M = \frac{ql^2}{2}$ подставляем цифровые значения из нашего примера: $q = 224,9$ кгс/м (расчетная нагрузка), $l = 1,5$ м (вылет консольной балки).

$$M = \frac{224,9 \times 1,5^2}{2} = 253,0 \text{ кгм.}$$

5. Определить расчетное сечение балки (расчет на прочность выполняется по расчетным нагрузкам),

$W = \frac{M}{R_H}$ размерность изгибающего момента приведем

в соответствие с размерностью расчетного сопротивления древесины.

$$M = 253,0 \text{ кгм} = 25300 \text{ кгсм}, \quad W = \frac{25300}{130} = 194,6 \text{ см}^3 \text{ по}$$

табл. 2 определяем диаметр бревна консольной балки - $\varnothing 14$ см ($W = 249 \text{ см}^3$).

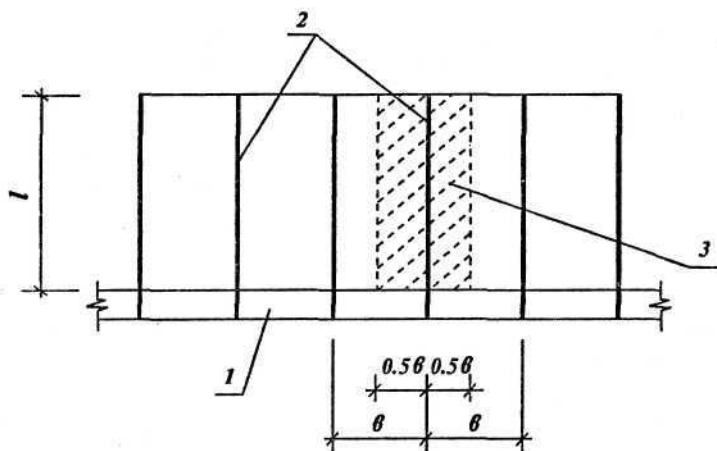


Рис. 3. Схема сбора нагрузки на несущую консольную балку:

1 - несущая стена; 2 - несущие консольные балки; 3 - зона сбора нагрузки на консольную балку; b - ширина пролета настила между балками; l - вылет несущей консольной балки

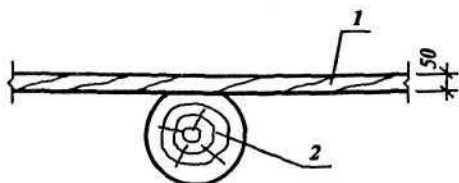


Рис. 4. Состав несущих элементов балкона:

1 - настил из половой доски; 2 - несущая консольная балка

6. Определить прогиб консольной балки (расчет на деформации при изгибе выполняется по нормативным нагрузкам).

В формулу $f = \frac{1}{8} \times \frac{q_H l^4}{EJ}$ подставляем цифровые значения,

предварительно приведенные в сопоставимые значения.

$q_H = 190,8 \text{ кгс/м} = 1,908 \text{ кг/см}$; $l = 1,5 \text{ м} = 150 \text{ см}$;
 $E = 100\,000 \text{ кг/см}^2$ для балки $\varnothing 14 \text{ см}$ определяем по табл. 2, значение $J = 1697 \text{ см}^4$.

$$f = \frac{1}{8} \times \frac{1,908 \times 150^4}{100000 \times 1697} = 0,71 \text{ см}.$$

Сравниваем полученный прогиб с предельным прогибом по табл. 3. $\frac{1}{200} l = \frac{1}{200} \times 150 = 0,75 \text{ см}$. Прогиб

нашей балки получился меньше, чем допустимый $f = 0,71 < 0,75 \text{ см}$.

В приведенном примере, несущие консольные балки балкона из бревна $\varnothing 14 \text{ см}$ ($F = 149 \text{ см}^2$, $W = 249 \text{ см}^2$, $J = 1697 \text{ см}^4$) отвечают требованиям расчетов на прочность и прогиб.

Порядок расчета металлических несущих опорных балок

Несущая способность металлических несущих балок, работающих на изгиб, проверяется на прочность по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq R,$$

где M – изгибающий момент в кгсм, определяемый расчетом.

W – момент сопротивления поперечного сечения расчетного элемента определяемый по *табл. 6*.

R – расчетное сопротивление стали на изгиб, принимаемое по *табл. 5*.

Для металлических балок, используемых в малоэтажном жилищном строительстве, как правило, используются профили из прокатной стали (двутавр, швеллер, уголок, квадрат). Сортамент этих профилей приведен в *таблице 6*.

Расчет балок целесообразно выполнять в следующей последовательности:

1. Назначить шаг балок (для деревянных междуэтажных перекрытий – из условия «зыбкости», не более 750 мм; для монолитных железобетонных перекрытий ограничений нет, но, обычно, шаг балок составляет 1,5–2,0 м.

2. Определить ширину зоны перекрытия с которой собирается нагрузка на балку. Она составляет 0,5 ширины пролета перекрытия « b » с каждой стороны балки, $0,5b + 0,5b = b$.

В качестве примера возьмем междуэтажное монолитное железобетонное перекрытие жилого дома с расстоянием между несущими стенами (пролет балки) – $l = 6,5$ м, при расстоянии между балками $b = 2,0$ м.

Таблица 5

**Расчетные сопротивления «R» в кгс/м²
прокатной стали**

Вид напряженно-го состояния	Сталь обыкновенного качества марок*		Сталь низколегированных марок			
	«Сталь 3» «Сталь 4»	«Сталь 5»	14Г2 и 15ГС при толщине проката, в мм		10Г2С 10Г2СД 15ХСНД	10ХСНД
			120	21-32		
Растяжение, сжатие, изгиб	2100	2300	2900	2800	2900	3400

*Примечание: *Группы стали марок «Сталь 3», «Сталь 4» и «Сталь 5» охватывают все марки соответствующей углеродистой стали независимо от способа изготовления (мартеновская или конвекторная, кипящая, спокойная или полуспокойная).*

В дальнейшем группы стали марок «Сталь 3», «Сталь 4» и «Сталь 5» в целях сокращения условно названы соответственно «Ст. 3», «Ст. 4» и «Ст. 5». В жилищном строительстве используются, как правило, прокатные профили из наиболее широко распространенной стали марки «Ст. 3».

3. Определить нагрузку от перекрытия, передающуюся на балку. Она состоит из собственного веса перекрытия и временной нагрузки на перекрытие.

В качестве примера возьмем монолитное железобетонное перекрытие жилого дома (рис. 7).

Собственный вес 1 м² каждого слоя получается умножением объемного веса этого слоя на его толщину, следовательно, вес 1 м² плиты перекрытия составит: $2300 \times 0,01 + 1800 \times 0,02 + 2500 \times 0,08 = 259 \text{ кг/м}^2$.

Для несущей балки принимаем ориентировочно двутавр № 24 (I 24) вес 1 погонного метра которого составляет 27,3 кг/п.м. (сортамент двутавров см. табл. 6).

Временная нормативная нагрузка на междуэтажное перекрытие в квартире составляет – 150 кг/м².

Нормативная нагрузка от веса перегородок — 75 кг/м^2 .

Итого, нагрузка от 1 м^2 перекрытия составит:

- нормативная $259 + 150 + 75 = 484 \text{ кг/м}^2$;
- расчетная $259 \times 1,1 + 150 \times 1,3 + 75 \times 1,3 = 577,4 \text{ кгс/м}^2$.

Нагрузка на 1 погонный метр балки при ширине зоны сбора нагрузок $b = 2,0 \text{ м}$ составит:

- нормативная $q_H = 484 \times 2 + 27,3 = 995,3 \text{ кгс/м}$;
- расчетная $q = 577,4 \times 2 + 27,3 \times 1,05 = 1183,5 \text{ кгс/м}$.

4. Определить изгибающий момент балки «М».

В формулу $M = \frac{ql^2}{8}$ подставляем цифровые значе-

ния из нашего примера $q = 1183,5 \text{ кгс/м}$ (расчетная нагрузка) $l = 6,5 \text{ м}$ (пролет балки)

$$M = \frac{1183,5 \times 6,5^2}{8} = 6250,36 \text{ кгм} .$$

5. Определить номер профиля балки (расчет на прочность выполняется по расчетным нагрузкам).

Так как в формуле $\sigma = \frac{M}{W} \leq R$ нам известны две величины: $M = 6250,36 \text{ кгм}$ (изгибающий момент) и $R = 2100 \text{ кгс/см}^2$ (расчетное сопротивление прокатной стали на изгиб), момент сопротивления балки со-

ставит $W = \frac{M}{R}$, но прежде, чем подставить в формулу

цифровые значения, надо привести размерность этих значений в соответствие.

$$M = 6250,36 \text{ кгм} = 625036 \text{ кгсм},$$

$$W = \frac{625036}{2100} = 297,6 \text{ см}^3, \text{ этому соответствует двутавр}$$

№ 24а ($W_x = 317 \text{ см}^3$) или двутавр № 27 ($W_x = 371 \text{ см}^3$).

6. Определить прогиб балки (расчет на деформации при изгибе выполняется по нормативным нагрузкам)

Прогиб балки вычисляем по формуле:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_H l^4}{EJ}$$

Подставляем цифровые значения нашего пример:
 $q_H = 995,3$ кгс/м – нормативная нагрузка на балки;

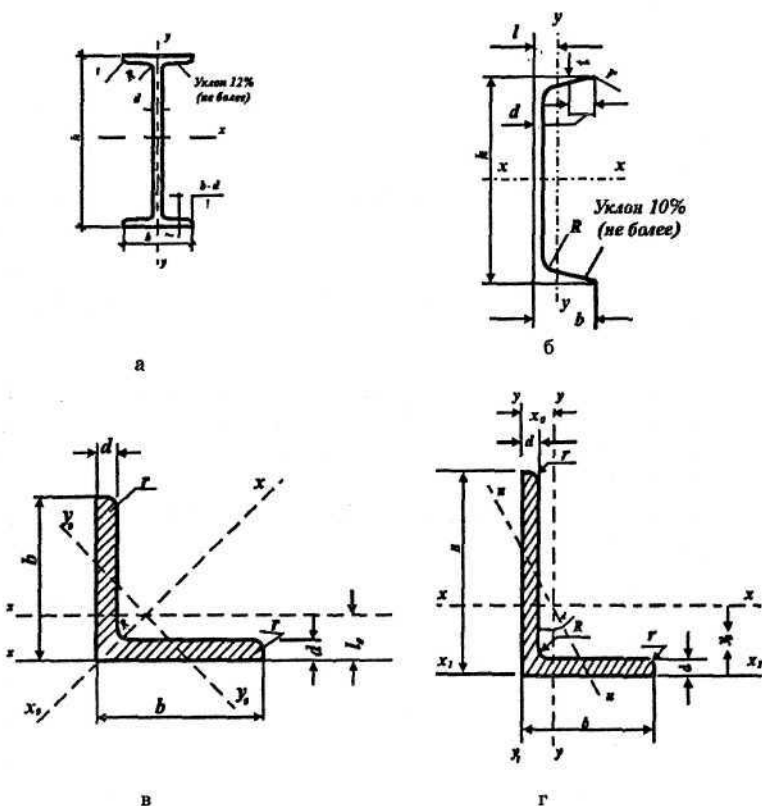


Рис. 5. Сортамент прокатных профилей:

а – балка двутавровая; б – швеллер; в – уголок равнобокий;
 г – уголок неравнобокий

Таблица 6

Сортамент — балки двутавровые (по ГОСТ 8239-56*)

№ профи- ля	Вес 1 пог. м в кг	Размеры в мм			Площадь сечения в см ²	Справочные величины для осей						
		h	b	d		х-х				у-у		
						Jх в см ⁴	Wх в см ³	Гх в см	Sх в см ²	Jу в см ⁴	Wу в см ³	гу в см
10	9,46	100	55	4,5	12,0	198	39,7	4,06	2,0	17,9	6,49	1,22
12	11,50	120	64	4,8	14,7	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	13,7	140	73	4,9	17,4	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	155
16	15,9	160	81	5,0	20,2	873	109	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70
18	18,40	180	90	5,1	23,4	1290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88
18а	19,90	180	100	5,1	25,4	1430	159	7,51	89,8	114	22,80	2,12
20	21,00	200	100	5,2	26,8	1840	184	8,28	104	115	23,10	2,07
20а	22,70	200	110	5,2	28,9	2030	203	8,37	114	155	28,20	2,32
22	24,00	220	110	5,4	30,6	2550	232	9,13	131	157	28,60	2,27
24	27,30	240	115	5,6	34,8	3460	289	3,97	163	198	34,50	2,37
24а	29,40	240	125	5,6	37,5	3800	317	10,10	178	260	41,60	2,63
27	31,5	270	125	6,0	40,2	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54
27а	33,9	270	135	6,0	43,2	5500	407	11,3	229	337	50,0	2,80
30	36,5	300	135	6,5	46,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69
30а	39,2	300	145	6,5	49,9	7780	518	12,5	292	436	60,1	2,95
33	42,2	330	140	7,0	53,8	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79
36	48,6	360	145	7,5	61,9	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89
40	56,1	400	155	8,0	71,4	18930	947	16,3	540	666	85,9	3,05
45	65,2	450	160	8,6	83,0	27450	1220	18,2	699	807	101	3,12
50	76,8	500	170	9,5	97,8	39290	1570	20,0	905	1040	122	3,26
55	89,8	550	180	10,3	114	55150	2000	22,0	1150	1350	150	3,44
60	104	600	190	11,1	132	75450	2510	23,9	1450	1720	181	3,60
65	120	650	200	12,0	153	101400	3120	25,8	1800	2170	217	3,77
70	138	700	210	13,0	176	134600	3840	27,7	2230	2730	260	3,94
70а	158	700	210	15,0	202	152700	4360	27,5	2550	3240	309	4,01
70б	184	700	210	17,5	234	175370	5010	27,4	2940	3910	373	4,09

Максимальные и минимальные длины: Балок № 10-18 от 5 до 13 м; № 20-70 от 6 до 19 м.

Сортамент — швеллеры (по ГОСТ 8240-56*)

№ профи- ля	Вес 1 пог. м в кг	Размеры в мм			Площадь сечения в см ²	Справочные величины для осей							z ₀ в см
		h	b	d		х-х				у-у			
						Jхвсм ⁴	Wхвсм ³	гхвсм	Sхвсм ³	Jувсм ⁴	Wувсм ³	гувсм	
5	4,84	50	32	4,4	6,16	22,8	9,10	1,92	5,59	5,61	2,75	0,954	1,16
6,5	5,90	65	36	4,4	7,51	48,6	15,0	2,54	9,00	8,70	3,68	1,08	1,24
8	7,05	80	40	4,5	8,98	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31
10	8,59	100	46	4,5	10,9	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44
12	10,4	120	52	4,8	13,3	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,83	1,54
14	12,3	140	58	4,9	15,6	491	70,2	5,60	40,8	45,4	11,0	1,70	1,67
14а	13,3	140	62	4,9	17,0	545	77,8	5,66	45,1	57,5	13,3	1,84	1,87
16	14,2	160	64	5,0	18,1	747	93,4	6,42	54,1	63,6	13,8	1,87	1,80
16а	15,3	160	68	5,0	19,5	823	103	6,49	59,4	78,8	16,4	2,01	2,00
18	16,3	180	70	5,1	20,7	1090	121	7,24	69,8	86,0	17,0	2,04	1,94
18а	17,4	180	74	5,1	22,2	1190	132	7,32	76,1	105	20,0	2,18	2,13
20	18,4	200	76	5,2	23,4	1520	152	8,07	87,8	116	20,5	2,20	2,07
20а	19,8	200	80	5,2	25,2	1670	167	8,15	95,9	139	24,2	2,35	2,28
22	21,0	220	82	5,4	26,7	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21
22а	22,6	220	87	5,4	28,8	2330	212	8,99	121	187	30,0	2,55	2,46
24	24,0	240	90	5,6	30,6	2,900	242	9,73	139	208	31,6	2,60	2,42
24а	25,8	240	95	5,6	32,9	3180	265	9,84	151	254	37,2	2,78	2,67
27	27,7	270	95	6,0	35,2	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47
30	31,8	300	100	6,5	40,5	5810	387	12,0	224	327	43,6	2,84	2,52
33	36,5	330	105	7,0	46,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59
36	41,9	360	110	7,5	53,4	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,10	2,68
40	48,3	400	115	8,0	61,5	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,78

$l = 6,5$ м – пролет балки; $E = 2100000$ кг/см² – модуль упругости стали; $J_x = 5010$ см⁴ – момент инерции двутавра № 27. Но прежде размерность всех элементов формулы приведем в сопоставимый вид:

$$q_H = 995,3 \text{ кг/м} = 9,953 \text{ кг/см}; l = 6,5 \text{ м} = 650 \text{ см},$$

делаем вычисление $f = \frac{5}{384} \times \frac{9,953 \times 650^4}{2100000 \times 5010} = 2,2 \text{ см}.$

Сравниваем полученный прогиб « f » с предельным прогибом балок междуэтажного перекрытия

$\frac{1}{250}l = \frac{1}{250} \times 650 = 2,6 \text{ см}$ по табл. 8. Прогиб нашей балки получился меньше, чем допустимый $f = 2,2 \text{ см} < 2,6 \text{ см}.$

Выполненный расчет показал, что для приведенного примера монолитного междуэтажного перекры-

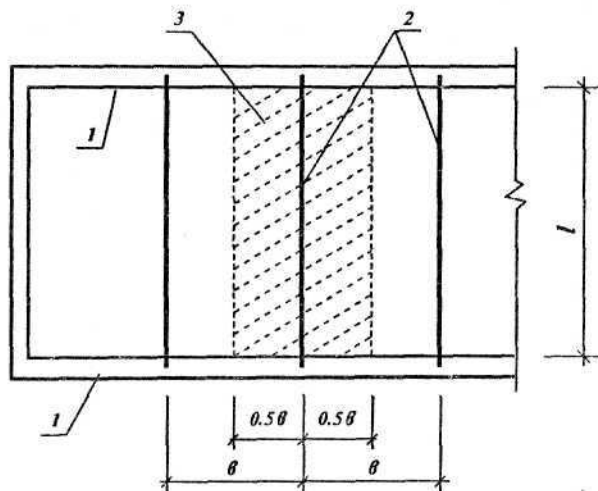


Рис. 6. Схема сбора нагрузки на несущую опорную балку:

1 – несущая стена; 2 – несущие опорные балки перекрытия; 3 – зона сбора нагрузки на балку; b – ширина пролета перекрытия между балками; l – пролет несущей опорной балки

**Предельные прогибы (деформации)
металлических изгибаемых элементов**

Элементы здания	Предельные прогибы в долях пролета балки «l» в см
1. Балки междуэтажных перекрытий	
а) Главные балки ^{х)}	$\frac{1}{400}l$
б) прочие	$\frac{1}{250}l$
2. Балки покрытия и чердачных перекрытий	
а) главные балки ^{х)}	$\frac{1}{250}l$
б) прогоны и обрешетка	$\frac{1}{200}l$
3. Балки перекрытий при наличии штукатурки	$\frac{1}{350}l$
4. Прогоны остекления (в вертикальной и горизонтальной плоскостях)	$\frac{1}{200}l$
5. Элементы фахверка – стойки, ригели	$\frac{1}{300}l$

Примечание: х) К главным балкам относятся такие балки, на которые опираются другие балки.

тия жилого дома по прочности (несущей способности) и по прогибу проходит металлическая балка из прокатного профиля двутавра № 27.

Расчетный профиль металлической балки из двутавра можно также определить без подробного расчета, если воспользоваться *табл. 9*.

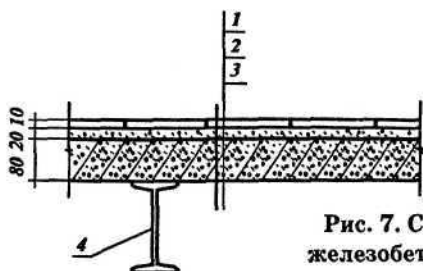


Рис. 7. Состав монолитного железобетонного перекрытия:

1 - керамическая плитка $\gamma = 2300 \text{ кгс/см}^3 - 0,01 \text{ м}$;
 2 - стяжка из цементного раствора $\gamma = 1800 \text{ кгс/см}^3 - 0,02 \text{ м}$;
 3 - монолитная железобетонная плита $\gamma = 2500 \text{ кгс/см}^3 - 0,08 \text{ м}$; 4 - несущая металлическая балка

В этом случае нужно только собрать нормативные нагрузки на 1 погонный метр рассчитываемого элемента согласно п.п. 1, 2, 3 раздела «Порядок расчета металлических опорных балок».

Таблица 9

Расчетные сечения однопролетных стальных двутавровых балок в зависимости от пролета и нормативной нагрузки на 1 м (для Ст. 3 и при допускаемом прогибе 1/250)*

Нормативная нагрузка на 1 м, кг	Расчетный пролет l , м								
	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8
400	12	14	16	16	18	20а	20а	22а	22а
600	14	16	18	18	20а	24а	22а	24а	27а
800	16	16	18	20а	22а	24а	24а	27а	22а
1000	16	18а	22а	22а	24а	27а	27а	27а	30
1250	18	20а	22а	24а	27а	30а	30а	30а	33а
1500	20а	22а	24а	27а	27а	30а	33а	33а	36а
1750	20а	22а	24а	27а	30а	33а	36а	36а	46
2000	22а	24а	27а	30а	33а	33а	36а	40а	40а

Примечание. В величину нагрузки на м входит и собственный вес балки.

Порядок расчета металлических несущих консольных балок

При расчете консольных балок целесообразно придерживаться следующей последовательности:

1. Назначить шаг балок исходя из максимального расстояния между балками, которое диктуется явлением «зыбкости» деревянного настила — 750 мм. Для монолитной железобетонной плиты балкона шаг балок назначается конструктивно, обычно это 0,5–1,5 м.

2. Определить ширину зоны перекрытия с которой собирается нагрузка на консольную балку. Она составляет 0,5 ширины пролета перекрытия «b» с каждой стороны балки $0,5b + 0,5b = b$.

В качестве примера рассмотрим вариант конструктивного решения перекрытия балкона — плита перекрытия балкона лежит поверх несущих консольных балок, состоящих из прокатного профиля. Расстояние между балками $b = 1,5$ м. В этом случае ширина сбора нагрузки на балку составит 1,5 м. Вылет несущих консольных балок (расчетный вылет) $l = 1,5$ м.

3. Определить нагрузку, передающуюся на консольную балку. В качестве примера возьмем перекрытие балкона на *рис. 8*.

Вес 1 м^2 плиты перекрытия составит: $2300 \times 0,008 + 1800 \times 0,02 + 2500 \times 0,07 = 229,4 \text{ кгс/м}^2$.

Для несущей консольной балки принимаем ориентировочно двутавр № 14, при весе 1 погонного метра — 13,7 кгс/м (сортамент двутавров *см. табл. 6*).

Внешняя нормативная нагрузка перекрытия балкона составляет 200 кгс/м^2 .

Итого нагрузка от 1 м^2 перекрытия балкона составит:

- нормативная $229,4 + 200 = 429,4 \text{ кгс/м}^2$;
- расчетная $229,4 \times 1,1 + 200 \times 1,2 = 492,3 \text{ кгс/м}^2$.

Нагрузка на 1 погонный метр консольной балки при ширине зоны сбора нагрузки $b = 1,5$ м составит:

- нормативная $q_H = 429,4 \times 1,5 + 13,7 = 657,8$ кгс/м²;
 - расчетная $q = 492,3 \times 1,5 + 13,7 \times 1,05 = 752,8$ кгс/м².
4. Определить изгибающий момент консольной балки:

$$M = \frac{ql^2}{2} = \frac{752,8 \times 1,5^2}{2} = 846,94 \text{ кгм}$$

5. Определить номер профиля консольной балки:

$$W = \frac{M}{R} = \frac{84694}{2100} = 40,3 \text{ см}^3,$$

что соответствует (согласно сортамента на двутавры по табл. 6 двутавру № 12 ($W_x = 58,4$ см³).

6. Определить прогиб консольной балки:

$$f = \frac{1}{8} \times \frac{q_H l^4}{EJ} = \frac{1}{8} \times \frac{7,528 \times 150^4}{2100000 \times 350} = 0,65 \text{ см},$$

где $J_x = 350$ см⁴ для двутавра № 12 (см. сортамент в табл. 5), предельный прогиб по табл. 8 составляет:

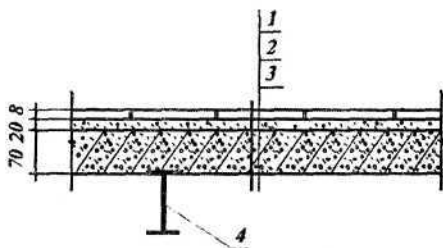
$$\frac{1}{200} l = \frac{1}{200} \times 150 = 0,75 \text{ см},$$

следовательно, расчетный прогиб меньше предельного $f = 0,65 < 0,75$ см.

Рис. 8. Состав

перекрытия балкона:

- 1 - керамический гранит $\gamma = 2300$ кгс/м³ - 0,008;
 2 - стяжка из цементного раствора $\gamma = 1800$ кгс/м³ - 0,02;
 3 - монолитная железобетонная плита $\gamma = 2500$ кгс/м³ - 0,07;
 4 - несущая консольная балка из двутавра



Содержание

Расчет перекрытий.....	3
Деревянные несущие балки.....	6
Порядок расчета деревянных несущих опорных балок.....	6
Порядок расчета деревянных несущих консольных балок.....	15
Порядок расчета металлических несущих опорных балок.....	21
Порядок расчета металлических несущих консольных балок.....	30