

5. ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ. БАНК ПРЕДЕЛЬНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК

Расчетный аппарат получения характеристик рабочего состояния (нагрузки, усилий, напряжений, деформаций, перемещений и других) доступен при соответствующей подготовке практически каждому инженеру. Он дает вполне приемлемые для практики оценки этих характеристик. В современном строительном проектировании расчет практически полностью вытеснил экспериментальные методы. Огромный шаг в практических расчетах был сделан с помощью современных вычислительных средств. Рабочее состояние значительного большинства конструкций может быть проанализировано в широком диапазоне внешних воздействий. Развитие расчетных методик в ближайшем будущем позволит отказаться от упрощающих гипотез и перейти к другим, более полно отражающим сложные воздействия и внутренние процессы в теле сооружения.

Однако чтобы оценить прочность, необходимо с такой же степенью точности определить и предельное состояние - эталон прочности, Теория предельного состояния, к сожалению, развита не настолько, чтобы характеристики предельного состояния получать расчетом, Их издавна старались получать экспериментально, И в настоящее время положение принципиально не изменилось.

Известно, что надежность экспериментальных данных определяется количеством и качеством проведения испытаний. Постановка и проведение экспериментов доступна далеко не каждому. К концу прошлого века выяснилось, что даже самая мощная лаборатория не может обеспечить высокую точность и надежность предельных характеристик. Чтобы сделать результаты различных лабораторий сравнимыми между собой, необходимо было внести единообразие в механические испытания материалов. Инициатором проведения первой Мюнхенской конференции 1884 года по этому вопросу стал Иоган Баушингер (J. Bauchinger, 1833-1893) - профессор механики Мюнхенского политехнического института. В конференции участвовало 79 представителей механических лабораторий мира. И уже на второй Дрезденской конференции была принята значительная часть технических условий по испытанию материалов. На конгрессе прикладной механики, проходившем на Всемирной выставке в Париже (1889 г.), были разработаны меры по сближению взглядов ученых и правительств. Для проведения их в жизнь было создано международное общество по испытанию материалов. Большая часть стран примкнула к этой организации, способствовавшей развитию и совершенствованию методов испытаний материалов. Российским представителем в этой организации

был известный инженер - профессор Санкт-Петербургского института путей сообщения Николай Аполлонович Белелюбский (1845-1922), энергично отстаивавший необходимость введения единых международных технических условий в практику испытаний материалов.

5.1. Банк предельных напряжений

Прочность конструкции по напряжениям, являющимся силовой характеристикой ее внутренних связей, может быть оценена только в заданной точке. Опорной базой для оценки прочности по напряжениям служит материал.

Суммарное напряжение в связях по одну сторону от плоскости, проходящей через заданную точку, раскладывается на нормальное и касательное (см. рис. 3.1). Поэтому методики испытаний материала должны быть поставлены так, чтобы образцы и условия испытаний позволяли получить известное напряженное состояние, в котором можно четко выделить отдельно нормальные и касательные напряжения. При растяжении (сжатии) стержня, например, центрально приложенной силой, нормальные напряжения по поперечному сечению распределены равномерно и, зная его площадь и силу, легко найти (см. табл. 4.2) их величину. Таким образом, в результате испытаний на растяжение (сжатие) получают предельные нормальные напряжения. Касательные напряжения определяются при скручивании круглых стержней.

Для того чтобы получить такие состояния стержней, созданы машины с центрирующими зажимами. Образец же изготавливается таким, чтобы давления в зажимах (по концам стержня) не нарушали напряженного состояния на рабочем участке, Образец по концам имеет утолщения, плавно переходящие в достаточно длинную цилиндрическую или призматическую рабочую часть (рис. 5.1).

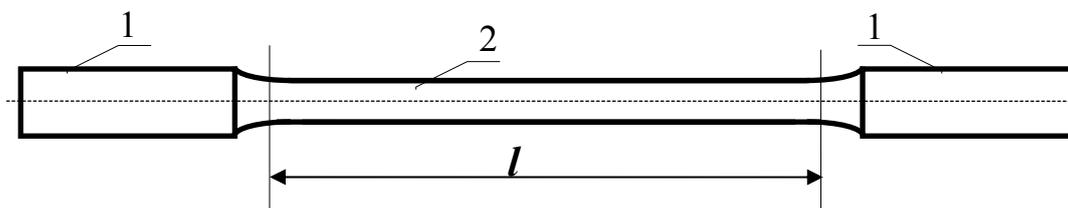


Рис.5.1. Образец из металла для испытаний на растяжение и кручение
1 - участок для захватного устройства, 2 - «рабочий» участок

Предельно допустимые напряжения определяются требованиями надежной эксплуатации конструкций, Если, например, при любых временных возмущениях конструкция должна возвращаться в исходное

состояние, то предельным является предел текучести (для стали), если же допускаются остаточные деформации, то - предел прочности (временное сопротивление) (рис. 5.2).

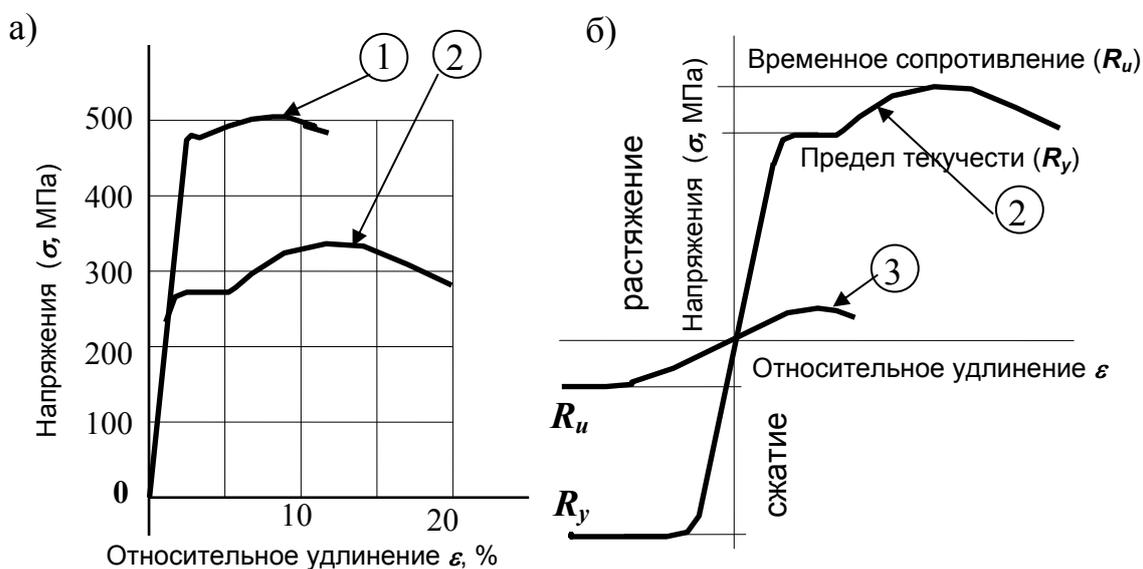


Рис. 5.2. Диаграммы «напряжение - относительная деформация»
 а - при растяжении, б - при растяжении - сжатии
 1, 2 - соответственно жесткая и гибкая сталь, 3 - бетон

Предельно допустимые напряжения (сопротивления) зависят от многих факторов, в частности, от объема материала в изделии и способа его изготовления. Если, например, изготовить одинаковые образцы из тонкого прокатанного листа стали и из отливки, предназначенной для его изготовления, то не требуется особых доказательств того, что прочность образцов будет разная. Прочность образца из листа будет больше, чем образца из отливки, в которой невозможно добиться необходимой плотности и однородности (количество нарушений сплошности внутри заготовки больше, чем в листе). Однако даже при испытании образцов из одного изделия неизбежен разброс результатов, Методика их обработки должна быть такой, чтобы помещенные в банк предельных напряжений величины обеспечивали прочность материалов в заданной точке с определенной надежностью, В нормативных документах (нормалях, СНиП) введены статистические коэффициенты

$$R_{np} = R_n \cdot \gamma_c / (\gamma_m \cdot \gamma_n), \quad (5.1)$$

где R_n - нормативное сопротивление материала, определяемое статистической оценкой математического ожидания множества испытаний стандартных образцов (рис. 5.3). Обычно в упругой стадии работы материала конструкции нормативное сопротивление R_n принимается равным пределу текучести R_{yn} . Если эксплуатация элементов возможна и за пределом упругости, то - временному сопротивлению R_{un} (рис. 5.2). γ_m - коэффициент надежности по материалу. Он определяется разбросом результатов испытаний (среднеквадратичным отклонением и доверительным интервалом). Этот коэффициент отражает постоянство показателей прочности материала, Чем материал однороднее, тем стабильнее результаты испытаний, тем меньше γ_m отличается от единицы, Из рисунка 5.3 видно, что с уменьшением произведения $\gamma_m \cdot \gamma_n$, увеличивается нормативное сопротивление материала, что приводит к экономии материала. Поэтому необходимо учитывать ответственность (капитальность) сооружений, γ_n - коэффициент надежности самого объекта строительства. Для капитальных

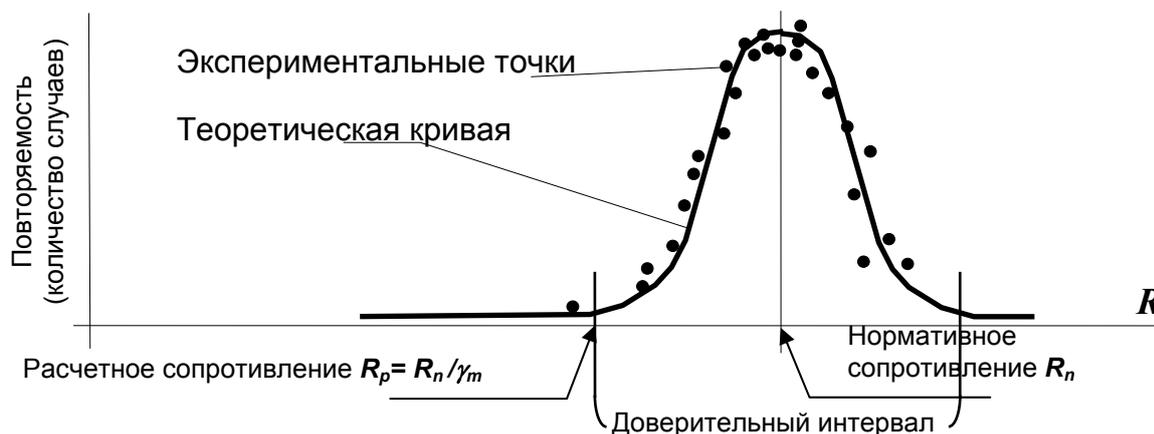


Рис. 5.3. График повторяемости сопротивлений разрыву серии образцов

сооружений первого класса, разрушение которых приводит к значительным материальным, социальным и экологическим потерям (здания АЭС, ТЭЦ, антенн ТВ, резервуары для нефтепродуктов, детские и зрелищные учреждения), значения предельных напряжений не понижаются ($\gamma_n = 1$). Для временных сооружений (складов, хранилищ, гаражей и других) предельно допустимое сопротивление уменьшается на 10% ($\gamma_n = 0.9$), а для остальных зданий на 5% ($\gamma_n = 0.95$). Коэффициент условий работы γ_c учитывает длительность и повторяемость нагрузок, изменения температуры, агрессивность и влажность внешней и внутренней среды и отражает интегрально степень изученности взаимодействия среды и конструкции. Предельно допустимые (расчетные) сопротивления наиболее распространенных материалов, применяемых в строительстве, приведены в таблицах 5.1-5.5.

Таблица 5.1

Нормативные (R_n) и расчетные (R_n / γ_m) сопротивления
проката и труб из стали (МПа)

Марка стали	Вид изделия	Толщина, мм	R_n		R_n / γ_m	
			Предел текучести R_{ny}	Временное сопротивление R_{nu}	по пределу текучести R_y	по временному сопротив., R_u
Ст3пс	Лист	4 - 10	235	365	230	355
Ст3сп	Лист	11 - 20	235	355	230	345
	Труба	4 - 10	225	370	215	350
	Фасон	4 - 10	275	380	270	370
	Фасон	11 - 20	275	370	270	360
09Г2С	Лист	4 - 10	345	490	335	480
	Лист	11 - 20	325	470	315	460
	Лист	21 - 32	305	460	290	440
	Труба	8 - 15	265	470	250	450
	Фасон	4 - 10	345	490	335	480
	Фасон	11 - 20	325	470	315	460
	Фасон	21 - 32	305	460	290	440
16Г2АФ	Лист	4 - 32	440	590	400	535
	Труба	6 - 9	440	590	400	535
		16 - 40	350	410	320	375
10ХСНД	Лист	4 - 32	390	530	355	480
	Фасон	4 - 15	390	530	355	480

Таблица 5.2

Расчетные сопротивления (R_n / γ_m) растяжению, сжатию и срезу
алюминиевых сплавов (МПа)

Марка	АМГ2М	АМГ2Н2	АД31Т, АД31Т4	АД31Т1	1915, 1925	1915Т
Растяжение и сжатие	70	125	55	120	175	195
Срез	40	75	35	75	105	120

Таблица 5.3

Расчетные сопротивления R_n / γ_m древесины
сосны, ели и лиственницы (МПа)

Вид напряженного состояния	Сорт древесины		
	1	II	III
Растяжение вдоль волокон	10	7	-
Сжатие вдоль волокон прямоугольного сечения высотой до 50 см, шириной до 11 см прямоугольного сечения высотой до 50 см, шириной до 13 см круглого сечения	14	13	8.5
	16	15	11
	-	16	10
Скалывание вдоль волокон при изгибе на врубках	1.8	1.6	1.6
	2.4	2.1	2.1

Таблица 5.4

Расчетные сопротивления R_n / γ_m
отливок из серого чугуна, МПа

Вид напряженного состояния	Марка чугуна			
	СЧ45	СЧ20	СЧ25	СЧ30
Растяжение	55	65	85	100
Сжатие	160	200	230	250
Сдвиг	40	50	65	75

Таблица 5.5

Расчетные сопротивления R_n / γ_m
тяжелого мелкозернистого бетона, МПа

Вид напряженного состояния	Марка бетона					
	B10	B15	B20	B25	B30	B35
Сжатие	6.0	8.5	11.5	14.5	17.0	19.5
Растяжение	0.57	0.75	0.90	1.05	1.2	1.3

Окончание таблицы 5.5

Вид напряженного состояния	Марка бетона				
	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие	22.0	25.0	27.5	30.0	33.0
Растяжение	1.4	1.45	1.55	1.60	1.65

Предельно допустимое сопротивление растяжению и сдвигу не зависит от размеров конструктивных элементов. Сопротивление сжатию

от этих размеров зависит в значительной степени в связи с возможной потерей устойчивости формы элемента. В большинстве случаев предельно допустимое напряжение сжатию определяется не прочностью связей, а условием сохранения формы элемента.

Федор Семенович Ясинский (1860 - 1919) предложил учитывать это явление введением понижающего коэффициента в расчетное сопротивление. Величина этого понижения зависит от гибкости λ . Для стержней она определяется их сечением, длиной и способом закрепления концов

$$\lambda = \mu l / i, \quad (5.2)$$

где l - длина стержня; μ - коэффициент, зависящий от закрепления его концов:

$$\mu = \begin{cases} 2 & \text{при одном защемленном и другом свободном конце;} \\ 1 & \text{при шарнирном закреплении концов;} \\ 0.5 & \text{при защемленных концах;} \end{cases}$$

$i = \sqrt{I / A}$ - минимальный радиус инерции сечения.

В таблицах 5.2-5.5 приводятся значения предельно допустимых напряжений сжатию без учета гибкости. Изменение предельно допустимых напряжений сжатию в зависимости от гибкости определяются по таблицам 5.6-5.7.

Таблица 5.6
Предельно допустимые сопротивления сжатию
стальных элементов (МПа)

Гиб- кость	Для стали с расчетным сопротивлением растяжению, МПа						
	200	240	280	320	360	400	440
0	200	240	280	320	360	400	440
20	193	231	269	306	343	380	416
40	181	215	247	280	311	342	372
60	165	193	220	245	270	288	306
80	147	164	179	193	204	213	220
100	120	130	138	143	146	147	147
120	96	101	102	103	103	104	104
140	75	76	76	77	77	78	78
160	58	59	59	60	60	61	61
180	47	47	48	48	49	49	49
200	38	39	39	40	40	40	41
220	32	32	33	33	34	34	34

Таблица 5.7

Предельно допустимые сопротивления сжатию
древесины сосны, ели и лиственницы (МПа)

Гиб- кость	Расчетное сопротивление древесины сжатию, МПа			
	5	10	15	20
0	5	10	15	20
20	4.8	9.7	14.5	19.4
40	4.3	8.7	13.0	17.4
60	3.5	7.1	10.6	14.2
80	2.4	4.7	7.1	9.4
100	1.5	3.0	4.5	6.0
120	1.1	2.1	3.2	4.2
140	1.2	1.5	2.7	3.0
160	0.6	1.2	1.8	2.4
180	0.5	0.9	1.4	1.8
200	0.4	0.8	1.2	1.6
220	0.3	0.6	0.9	1.2

5.2. Банк предельных усилий

Усилия являются интегральной характеристикой напряженного состояния связей. Для стержней они определяют состояние связей всего сечения, а для тонкостенных конструкций - нормали к срединной поверхности. Опорная база оценки прочности по усилиям кроме материала включает еще геометрические характеристики сечений стержней или толщину тонкостенных сооружений. Как и банк предельно допустимых напряжений, банк предельных усилий может быть построен экспериментально. Но если первый определяется главным образом материалом, то второй во много раз шире, так как компоновка сечений в стержнях, например, имеет практически бесконечное количество вариантов. Экспериментальное получение такого банка для всех возможных сечений немыслимо. Имеются экспериментально составленные банки для тросов (табл.5.8), но основным способом получения является полутеоретический, использующий методы пополнения и проверки банка предельных усилий. Приведем несколько примеров построения банка разрывных усилий полутеоретическим методом по банку предельных напряжений.

Пример 5.1. Определить предельную растягивающую продольную силу для стержня круглого сечения, выполненного из материала с расчетным сопротивлением R .

Решение. Растягивающее усилие определяется через напряжения по формуле (4.1)

$$N = \sigma A.$$

По условию прочности напряжение, действующее в стержне в рабочем состоянии, должно быть не больше предельно-допустимого

$$\sigma \leq R_{np}.$$

Умножив обе части неравенства на A , с учетом того, что

$$R_{np} A = N_{np} - \text{предельная продольная сила,}$$

получим

$$N = \sigma A \leq R_{np} A = N_{np}.$$

Для круглого сечения $A = \pi d^2 / 4$, поэтому

$$N_{np} = R_{np} \pi d^2 / 4. \quad (5.3)$$

Таблица 5.8

Нормативные предельные усилия стальных канатов
типа ТК 7*37 с металлическим сердечником (ГОСТ 3068-80)

Диаметр каната, мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Предел прочности проволоки, МПа		
		1700	1800	1900
Разрывное усилие каната в целом, кН				
21.0	2.045	284.5	301.5	318.0
23.5	2.473	344.0	364.5	384.5
25.5	2.940	409.5	433.5	457.5
27.5	3.452	480.5	509.0	537.5
29.5	4.004	558.0	590.5	623.5
31.5	4.580	637.5	675.0	712.5
34.0	5.224	728.0	770.5	813.5
36.0	5.898	820.0	869.0	918.0
38.0	6.598	918.0	971.5	1025.0
42.0	8.156	1135.0	1200.0	1265.0
45.5	9.906	1375.0	1455.0	1540.0
50.5	11.733	1630.0	1730.0	1820.0
55.0	13.782	1915.0	2030.0	2140.0
59.0	15.960	2220.0	2350.0	2480.0
63.0	18.345	2555.5	2705.0	2855.0
67.5	20.859	2905.0	3075.0	3250.0

Пример 5.2. Определить предельную сжимающую силу для колонны трубчатого сечения. Труба из стали 10Г2АФ внешним диаметром $D = 500$ мм и толщиной стенки $\delta = 6$ мм (внутренний диаметр $d = 488$ мм). Длина стержня, заземленного в фундаменте, равна трем метрам.

Решение. Сначала определим предельно допустимое напряжение. Оно зависит от гибкости (см. табл. 5.6). (Формулу вычисления радиуса инерции см. табл.4.1).

$$\mu = 2, \quad l = 3 \text{ м},$$

$$i = (\sqrt{D^2 + d^2})/4 = (\sqrt{500^2 + 488^2})/4 = 175 \text{ мм},$$

$$\lambda = \mu l / i = 2 \cdot 3 / 0.175 = 34.2.$$

При гибкости $\lambda = 34.2$ и $R_p = 400$ МПа расчетное сопротивление $R_{np} = 352$ МПа (см. табл.5.5), поэтому

$$N_{np} = R_{np} A = R_{np} \pi(D^2 - d^2)/4 =$$

$$= 352(500^2 - 488^2)/4 = 3.278 \text{ МН} = 3278 \text{ кН}.$$

Пример 5.3. Определить предельно допустимые усилия во внецентренное растянутом (сжатом) в вертикальной плоскости стержне, изготовленном из материала с расчетным сопротивлением R .

Решение. Максимальные нормальные напряжения при внецентренном действии усилий определяются по формуле (см.табл.4.2)

$$\sigma = N/A + (M/I) y_{max},$$

из которой, обозначив $W = I/y_{max}$ - момент сопротивления, и $M/N = e$ - эксцентриситет, получим

$$\sigma = N/A (1 + e A / W). \quad (5.4)$$

По условию прочности

$$\sigma_{max} \leq R_{np},$$

следовательно, учитывая, что $A R_{np} = N$.

$$N \leq N_{np} / (1 + e A / W),$$

$$N \leq N_{np} \alpha, \quad (5.5)$$

где N_{np} - предельно допустимое усилие при центральном растяжении (сжатии); $\alpha = (1 + e A / W)^{-1}$ - коэффициент, учитывающий внецентренное приложение нагрузки. Изменение этого коэффициента в зависимости от $e A / W$ показано на рисунке 5.4.

При изгибе (без продольной силы) в формуле (5.5) необходимо эксцентриситет e устремить к бесконечности, но тогда смысл сравнения пропадает, так как оно покажет только то, что продольная сила равна нулю. Чтобы выйти из этого положения, формулу для максимального напряжения запишем в виде

$$\sigma = (1 + W / e A)(M / W).$$

Из условия прочности, учитывая, что $\sigma_{max} W = M_{np}$, получим

$$M \leq M_{np} / (1 + W / e A) \quad (5.6)$$

где M_{np} - предельный изгибающий момент при чистом изгибе, $\beta = (1 + W / e A)$ коэффициент, учитывающий наличие продольной силы. (см. рис. 5.4, $\beta = 1 - \alpha$).

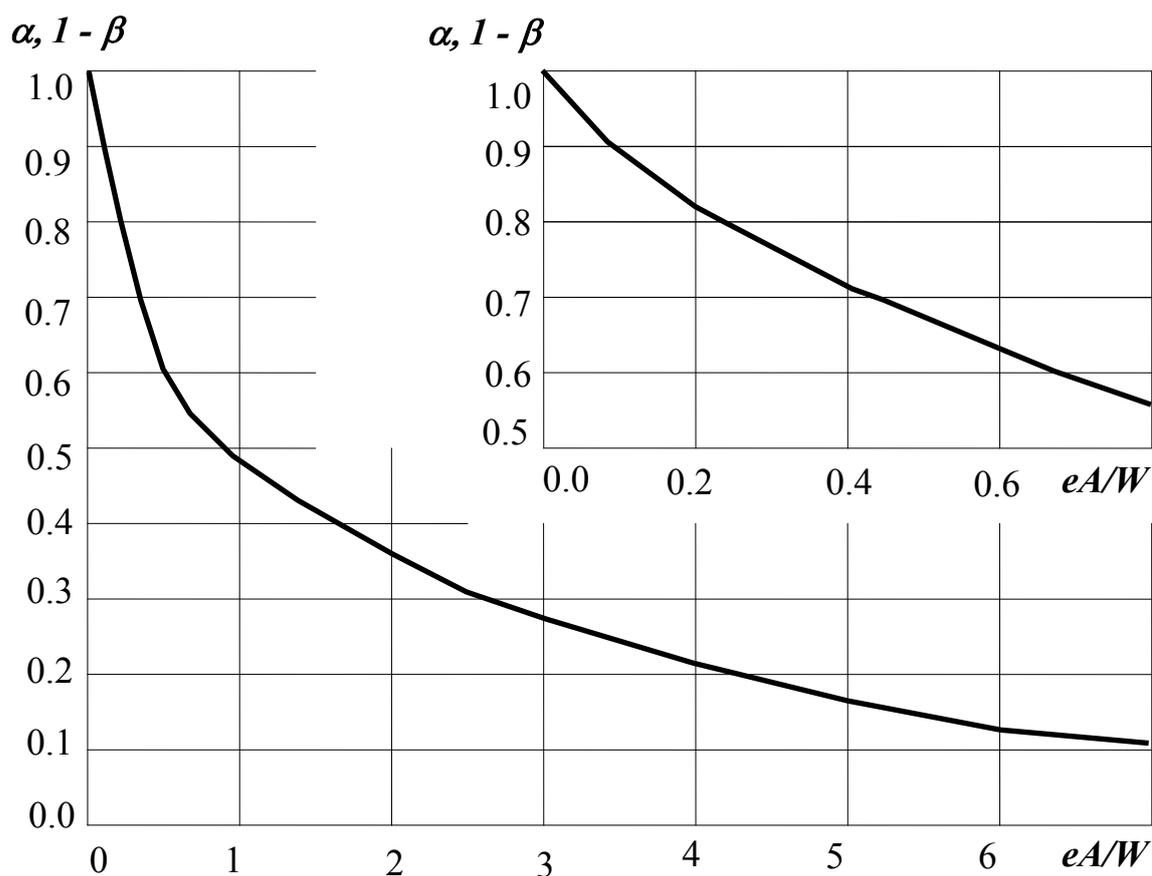


Рис. 5.4. Значения коэффициентов предельной продольной силы и изгибающего момента при внецентренном растяжении (сжатии)

Пример 5.4 (для самостоятельного решения). Определить предельное усилие для чистого среза при заданном предельном напряжении R_{np} .

Ответ: $Q_{np} = R_{np} A$.

Пример 5.5 (для самостоятельного решения). Найти предельную сжимающую силу для стержня длиной 4 м коробчатого поперечного сечения с внешней стороной $a = 200$ мм и толщиной стенки 10 мм, выполненного из стали Ст3. Стержень свободно оперт по концам.

Ответ: $N_{np} = 1554$ кН.

Примеры 5.6-5.10 (для самостоятельного решения). Определить при внецентренном растяжении предельные продольные силы и изгибающие моменты для стержней с сечениями, представленными на рисунке 5.5.

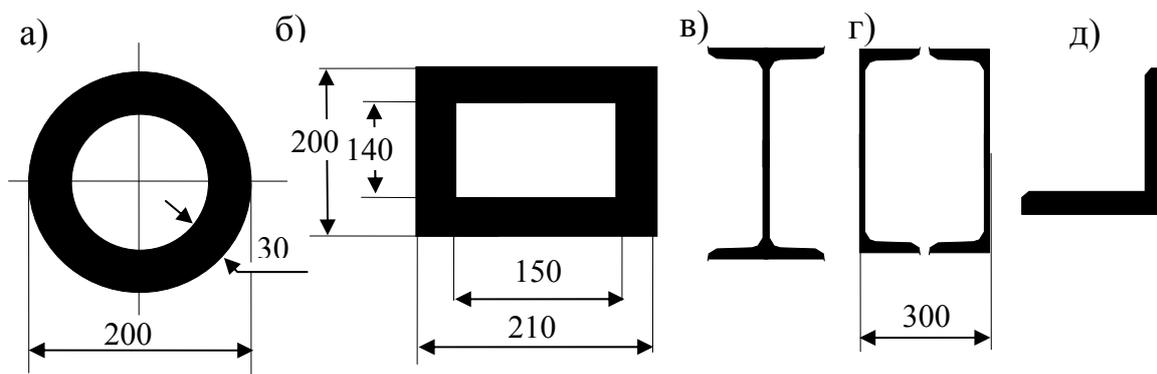


Рис. 5.5. Поперечное сечение стержней
 а - кольцевое, б - коробчатое, в - двутавр № 20, г - коробчатое из швеллеров № 24,
 д - уголковое из уголка 100x10

5.3. Формирование банка предельных нагрузок

Опорной базой в оценке прочности по нагрузке является все сооружение в целом. Ввиду широкого разнообразия сооружений, сечений их элементов, материалов и самих нагрузок составление банка предельных нагрузок - трудоемкая и трудно выполнимая, особенно экспериментальным путем, задача. Этот банк главным образом составляется теоретически по известным банкам предельных напряжений и усилий. Но если такой банк имеется, то оценка прочности и проектирование существенно упрощаются. Важно также то, что оценивается прочность всего сооружения.

Пример 5.11. Составить банк предельных нагрузок для балок пролетом 6 м, выполненных из стальных двутавров по ГОСТу 8239-72, сталь марки Ст3. Нагрузка равномерно распределена по всей длине (рис.5.6). Прогиб балки не должен превышать шести сантиметров (1/100 от пролета).

Решение. Рассмотрим двутавр высотой h с моментом инерции I . Так как сечение по длине стержня не меняется, наиболее опасным будет сечение с максимальным изгибающим моментом. В балке, загруженной по всему пролету распределенной нагрузкой, такой момент будет в середине пролета

$$M_{x \text{ при } z=l/2} = ql^2/8$$

где q - интенсивность нагрузки, l - пролет балки.

Максимальные нормальные напряжения возникают в крайних (верхних и нижних) волокнах сечения и равны

$$\sigma_{z \text{ max}} = M_x h/(2I_x).$$

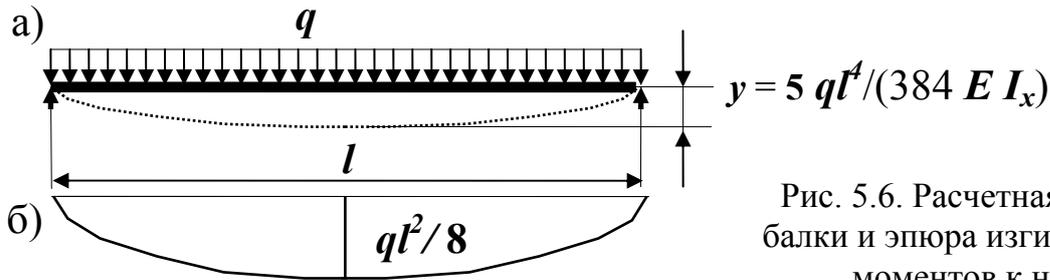


Рис. 5.6. Расчетная схема балки и эпюра изгибающих моментов к ней

Максимальный прогиб будет так же в середине пролета

$$y = 5ql^4 / (384EI_x),$$

где $E = 200$ ГПа - модуль упругости стали.

Предельный прогиб $y_{np} = l/100$. Из условия жесткости

$$y \leq y_{np} \text{ получим } 5ql^4 / (384EI_x) \leq l/100$$

откуда предельная нагрузка по условию ограничения прогиба $1/100$ пролета составит

$$q_{np}^{жс} = 3,84EI_x / (5l^3) = 0.768EI_x / l^3 \quad (5.7)$$

Условие прочности $\sigma_{z \max} \leq R_{np}$, при подстановке в него напряжения, выраженного через изгибающий момент M , который в свою очередь зависит от нагрузки, преобразуется к виду

$$ql^2 h / (16I_x) \leq R_{np}$$

Откуда предельная нагрузка по условию прочности

$$q_{np}^n \leq 16R_{np}I_x / (l^2 h), \quad (5.8)$$

где $R_{np} = 270$ МПа (см. табл. 5.1).

Из двух значений нагрузок, получаемых из условий жесткости (5.7) и прочности (5.8), выбирается меньшая.

Для получения численных значений предельной нагрузки преобразуем выражения (5.7) и (5.8), подставив в них известные величины, не зависящие от размеров двутавра. Тогда уравнение (5.7) примет вид ($E = 200$ ГПа, $l = 6$ м), если I_x измеряется в $м^4$

$$q_{np}^{жс} = 0.768EI_x / l^3 = 0.768 \cdot 2 \cdot 10^{11} I_x / 6^3 = 0.0711 \cdot 10^8 I_x, \quad (5.9)$$

или $q_{np}^{жс} = 0.0711 I_x$, если I_x измеряется в $см^4$, а уравнение (5.8) - вид

$$q_{np}^n = 16R_{np}I_x / (l^2 h) = 1.2 I_x / h. \quad (5.10)$$

где $R_{np} = 27000$ кПа, I_x измеряется в $см^4$, h в см

Если в полученные формулы (5.9) и (5.10) подставить момент инерции I_x в $см^4$, а высоту h в см (см. ГОСТ 8239-89, помещенный в табл. 4.2), то нагрузку q_{np} получим в Н/см, а чтобы перевести ее в привычную размерность кН/м необходимо ее в 10 раз уменьшить. Вычисления предельной нагрузки сведены в таблицу 5.9.

Пример 5.12 (для самостоятельного решения). Построить банк данных по нагрузке (в зависимости от пролета) для черепных брусков кровли из условий прочности и жесткости. Черепные бруски сечением **5x5** см выполнены из сосны второго сорта с расчетным сопротивлением изгибу $R = 7$ МПа. Допустимый прогиб **1/50** от пролета.

Приведем справочные данные¹ для вычислений. Расчетная схема черепного бруска - двухпролетная балка с шарнирными опорами по концам и в середине. На средней опоре такой балки изгибающий момент равен $ql^2/8$, момент в середине пролета - $ql^2/16$. Прогиб в середине пролета $ql^4/(192EI)$.

Таблица 5.9

Предельные нагрузки для балки из двутавров по ГОСТу 8239-72
(материал - сталь Ст3)

Номер двутавра	Высота h, см	Момент инерции I, см ⁴	$q_{пр}^ж$, Н/см	I_x / h , см ³	$q_{пр}^н$, Н/см	Предельная нагрузка $q_{пр}$, Н/см (кН/м)
10	10	198	14.1	19.8	23.8	14.1 (1.4)
12	12	350	24.9	29.16	35.0	24.9 (2.5)
14	14	572	40.7	40.85	49.0	40.7 (4.1)
16	16	873	62.1	54.56	65.5	62.1 (6.2)
18	18	1290	91.7	71.70	86.0	86.0 (8.6)
20	20	1840	130.8	92.0	110.4	110.4 (11.0)
22	22	2550	181.3	115.9	139.1	139.1 (13.9)
24	24	3460	246.0	144.2	173.0	173.0 (17.3)
27	27	5010	356.3	185.6	222.7	222.7 (22.3)
30	30	7080	503.5	236.0	283.2	283.2 (28.3)
33	33	9840	699.7	298.2	357.8	357.8 (35.8)
36	36	13380	951.5	371.7	446.0	446.0 (44.6)
40	40	19062	1355.5	476.6	571.9	571.9 (57.2)
45	45	27696	1969.5	615.5	738.6	738.6 (73.9)
50	50	39727	2825.0	794.5	953.4	953.4 (95.3)
55	55	55962	3979.5	1017.5	1221.0	1221.0 (122.1)
60	60	76806	5461.8	1280.1	1536.1	1536.1 (153.6)

¹ Справочник проектировщика. Расчетно – теоретический том, Книга 1. – М.: Стройиздат, 1976