

АШРАБОВ А. А., РАУПОВ Ч. С.

**МЕТОД ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ В
ПРОЕКТИРОВАНИИ КОНСТРУКЦИЙ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Ташкент – 2005

ГАЖК «УЗБЕКИСТОН ТЕМИР ЙУЛЛАРИ»
ТАШКЕНТСКИЙ ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО
ТРАНСПОРТА
Кафедра «Мосты и тоннели»

АШРАБОВ А. А., РАУПОВ Ч. С.

**МЕТОД ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ В
ПРОЕКТИРОВАНИИ КОНСТРУКЦИЙ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Учебное пособие

Ташкент – 2005

УДК 624. 012.35

В учебном пособии изложены основные положения и концепции метода расчета строительных конструкций по предельным состояниям, являющегося основой современных норм проектирования зданий и сооружений. Наряду с кратким историческим очерком развития методов расчета строительных конструкций в пособии подробно рассмотрена полувероятностная сущность метода предельных состояний, характеризуемая изменчивостью нагрузок и свойств материалов. Дано детальное разъяснение системы частных расчетных коэффициентов, используемых в действующих национальных нормативных документах. В пособии также рассмотрены особенности проектирования мостовых конструкций по зарубежным нормам.

Учебное пособие предназначено для бакалавров направлений 5A580200-Строительство зданий и сооружений (Транспортное строительство), 5A580400 – Строительство инженерных сетей, 5580600 – Эксплуатация искусственных сооружений, 5140900 – Педагогическое образование и магистрантов специальностей 5A580212 –Мосты и транспортные тоннели, 5A580603 – Эксплуатация мостов и транспортных тоннелей, 5A580204 – Проектирование, строительство зданий и сооружений и аспирантов строительных факультетов и ВУЗов, и может быть использовано инженерно-техническими работниками научных и проектных организаций.

Рисунки – 4; таблицы – 4; библиографии – 16 наим.

Составители: **А.А.Ашрабов**, д.т.к, проф., **Ч.С.Раупов**, к.т.н, доц.,

Рецензенты: **А.А.Ишанходжаев** – д.т.н., проф. Каф. «Мосты и транспортные тоннели» ТАДИ, **Н.А.Красин** – к.т.н., доц. каф. «Мосты и тоннели» ТашИИТ.

Учебное пособие одобрено на заседании кафедры «Мосты и тоннели» и утверждено учебно–методическим советом Строительного факультета.

Ташкентский институт инженеров железнодорожного транспорта , 2005 г.

1. Развитие методов расчета строительных конструкций

Конечная цель расчета конструкции состоит в численной оценке её пригодности к эксплуатации и экономичности, что находит отражение в выборе одного из методов расчета. В свою очередь, методы расчета строительных конструкций определяют уровень надежности, закладываемый в расчетные требования норм проектирований, обеспечивающие необходимые условия эксплуатации и требуемую долговечность. Долгое время, начиная еще с Галилео Галилея (1564 – 1642 гг.), когда возводились главным образом деревянные и каменные сооружения, господствовало представление о предельной несущей способности конструкции, исходившее из схемы ее вероятного разрушения и определения разрушающей нагрузки. Однако отсутствие экспериментальных данных о поведении конструкций при больших нагрузках заставляло прибегать к различным гипотезам о схеме разрушения и вносило в расчеты элемент условности и произвола.

До середины XIX в. здания и сооружения проектировались и возводились исходя из предшествующего опыта и инженерной интуиции. Появление металлических строительных конструкций (XVIII в.) сначала из чугуна, а затем из железа и стали потребовало более внимательного отношения к расчетам, чем это было принято для камня и древесины. В 1826 г. Навье высказал мысль об отказе от расчета конструкций по предельному (т. е. конечному) состоянию и выдвинул прогрессивную для своего времени идею рабочего или начального состояния, под которым подразумевалось напряженно-деформированное состояние, вызванное рабочей, реальной нагрузкой. При таком подходе к проблеме прочности отпадает необходимость задаваться схемой разрушения. Достаточно определить напряжения от фактической нагрузки и сопоставить их с предельным значением. В предположении, что экспериментально установленное для рассматриваемого материала предельное значение напряжения после деления на коэффициент запаса прочности дает так называемое допускаемое напряжение, расчет на прочность сводится к сравнению рабочих напряжений с допускаемыми. Поэтому расчет по рабочему состоянию обычно называют *расчетом по допускаемым напряжениям*. Соответствующее условие прочности бруса, работающего на осевое растяжение (сжатие), имеет вид:

$$\sigma_{\max} = N_n / A_{net} \leq [\sigma], \quad (1)$$

где σ_{\max} - наибольшее по абсолютному значению нормальное напряжение в рассчитываемом брусе, т. е. напряжение в опасном поперечном сечении, Па; N_n - продольная сила в указанном сечении от фактических, или нормативных, нагрузок, Н; A_{net} - площадь сечения нетто, т. е. с учетом возможных ослаблений (отверстий, вырезов и т. п.), м^2 ; $[\sigma] = \sigma_{lim} / K$ - допускаемое напряжение материала, из которого выполнен брус; σ_{lim} - предельное (опасное) напряжение – т. е. *предел текучести* σ_y пластичного материала или *предел прочности* σ_u хрупкого; K - коэффициент запаса по отношению соответственно к пределу текучести (K_y) или пределу прочности (K_u); для бетона и железобетона $K_u = 2...3,5$, для древесины $K_u = 3,5...6$, для стали марки Ст3, наиболее распространенной в строительных металлических конструкциях, $K_y = 1,5$.

Условие (1) позволяет производить три вида расчета на прочность:

1. *Проверка прочности* (проверочный расчет). По известной нагрузке (а следовательно, продольной силе N_n в опасном сечении бруса) и поперечным размерам (т. е. площади сечения A_{net}) определяют наибольшее рабочее напряжение и сравнивают с допускаемым напряжением материала. Расчет выполняют непосредственно по формуле (1).

2. *Подбор сечения* (проектный расчет) - наиболее ответственная и распространенная задача при проектировании конструкций. По заданной нагрузке и допускаемому напряжению применяемого материала определяют требуемую площадь поперечного сечения бруса.

3. *Определение несущей способности*. По известным поперечным размерам элемента и допускаемому напряжению материала устанавливают возможное значение прилагаемого к

нему допускаемого усилия. К этому виду расчета прибегают в основном при реконструкции сооружений, когда необходимо выяснить, смогут ли возведенные ранее конструкции выдержать без усиления возросшие нагрузки (например, от изменения технологического режима в производственном здании).

Пример 1. Используя метод расчета по допускаемым напряжениям, подобрать сечение стальной арматуры жесткой железобетонной колонны квадратного сечения со стороной $a = 40$ см (рис.1), нагруженной силами $F_{1n} = 300$ кН и $F_{2n} = 600$ кН. Модуль упругости арматуры E_a в 10 раз превышает модуль бетона E_b . Допускаемое напряжение бетона на осевое сжатие $[\sigma_b] = 8$ МПа.

Решение. Продольные стержни арматуры, сцепляясь с бетоном работают совместно. Чтобы подобрать сечение стержней, необходимо определить, какая часть общего усилия, возникающего в колонне, приходится на долю арматуры. Обозначим усилие в бетоне через N_b , а в арматуре N_s . Тогда для наиболее нагруженной части колонны, находящейся ниже консолей (сечение 1 - 1), можно составить единственное уравнение равновесия:

$$\sum Z = 0; N_s + N_b - F_1 - 2F_2 = 0. \quad (2)$$

Оно содержит два неизвестных усилия, т. е. задача один раз статически неопределенна и надо дополнительное составить уравнение перемещений. При совместной работе (сцеплении) арматуры и бетона укорочение стальных стержней равно укорочению бетона:

$$\Delta l_s = \Delta l_b. \quad (3)$$

Запишем уравнение (3) в виде:

$$N_s H / (E_s A_s) = N_b H / (E_b A_b), \quad (4)$$

или после сокращения на H :

$$N_s / (E_s A_s) = N_b / (E_b A_b), \quad (5)$$

откуда согласно формуле (4): $\sigma_s / E_s = \sigma_b / E_b$; $\sigma_s = \sigma_b E_s / E_b$. Но по условию задачи $E_a / E_b = 10$.

Следовательно, $\sigma_s = 10[\sigma_b]$, так как в опасном состоянии напряжения в бетоне достигнут допускаемого значения.

Подбор сечения арматуры. Перепишем уравнение (2), подставив нормативные значения нагрузок и выразив усилия через напряжения:

$$\sigma_s A_s + [\sigma_b] A_b = F_{1n} + 2F_{2n},, \quad (6)$$

или с учетом величины σ_s :

$$10[\sigma_b] A_s + [\sigma_b] A_b = F_{1n} + 2F_{2n}. \quad (7)$$

Отсюда минимальная требуемая площадь сечения арматуры:

$$A_s = (F_{1n} + 2F_{2n} - [\sigma_b] A_b) / (10[\sigma_b]). \quad (8)$$

Полагая, что площадь, занимаемая бетоном, приближенно равна площади всего сечения колонны ($A_b \approx A = a^2$), получаем:

$$A_s = (F_{1n} + 2F_{2n} - [\sigma_b] a^2) / (10[\sigma_b]) = [(300 + 2 \cdot 600) 10^3 - 8 \cdot 10^6 \cdot 0,4^2] / (10 \cdot 8 \cdot 10^6) \text{ м}^2 = 27,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 27,5 \text{ см}^2.$$

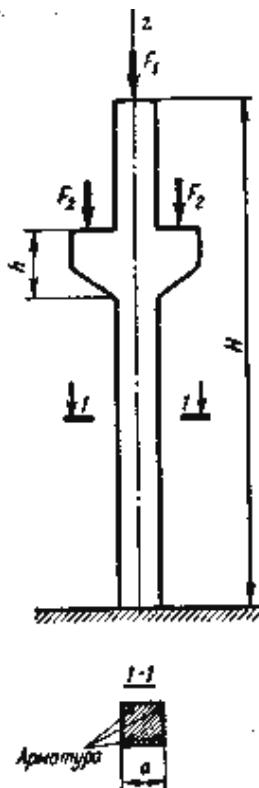


Рис. 1

Принимаем четыре стержня диаметром $d = 32$ мм (4032 А-II) общей площадью $A_s = 4\pi d^2/4 = 3,14 \times 3,2^2 \text{ см}^2 = 32,2 \text{ см}^2 > 27,5 \text{ см}^2$.

Приведенный расчет построен на формулах сопротивления материалов и основан на предпосылке работы железобетона как упругого материала. Однако железобетон не подчиняется строго гипотезе плоских сечений и закону Гука, а отношение модулей упругости арматуры и бетона E_s/E_b не постоянно и зависит от напряжений в бетоне, состава бетона, его возраста и других трудно учитываемых факторов. Многочисленные опыты показали, что напряжения в арматуре, полученные расчетным путем, всегда больше действительных, т. е. имеется перерасход стали. Таким образом, расчет железобетонных конструкций по допускаемым напряжениям, или метод «упругого железобетона», часто называемый классической теорией, является условным. Он не только не дает возможности спроектировать конструкцию или элемент с заранее заданным коэффициентом запаса, но и не позволяет определить истинные значения напряжений в арматуре и бетоне. Особенно ярко недостатки этого метода проявились при внедрении в практику новых видов бетона (высокопрочного, легкого) и сталей повышенной прочности.

С увеличением объемов строительства потребовалось найти резервы экономии материалов в строительных конструкциях. Появилась острая необходимость в решении вопроса о научном обосновании коэффициента запаса. С появлением теории расчета сооружений, построенной на научно обоснованных представлениях о работе конструкции, с развитием математических методов расчета конструкций стали конкретизировать представление о коэффициенте запаса. Введение коэффициента запаса вызывается необходимостью иметь достаточную гарантию против разрушения. Недостаточная изученность нагрузок и прочностных свойств материалов не позволила установить в конце XIX в. обоснованный коэффициент запаса. Значение коэффициента запаса, а следовательно, и допускаемого напряжения зависит от многих факторов и в первую очередь от того, насколько точно в расчете можно учесть реальные нагрузки, какова степень совпадения свойств основного материала конструкций и отдельно испытанных образцов, в какой мере можно гарантировать постоянство условий работы конструкций при эксплуатации

сооружения. Метод расчета по допускаемым напряжениям базировался на основных положениях сопротивления упругих материалов, использовал единый коэффициент запаса и приводил к расхождению с результатами экспериментов. Например, действительная прочность кирпичных колонн, работающих на внецентренное сжатие, оказывалась в 1,5 раза больше, а в случаях больших эксцентрикитетов в 2 раза больше, чем следовало ожидать по расчету.

Накопление экспериментального материала по разрушающим нагрузкам армокаменных и железобетонных конструкций позволило перейти в 1938 г. от расчета по допускаемым напряжениям к расчету *по разрушающим нагрузкам*. Рассматриваемый метод предполагает определение расчетным путем не напряжений, *а предельной нагрузки*, которую может выдержать конструкция, не разрушаясь и не претерпевая непрерывно нарастающих пластических деформаций. При расчете по этому методу допустимую эксплуатационную нагрузку на конструкцию определяют как долю разрушающей. Это позволило учесть неупругие свойства материала, что приблизило результаты расчета к фактической несущей способности конструкций. Однако и этот метод основывался на едином коэффициенте запаса. При этом в качестве условия прочности выдвигалось требование, чтобы наибольшая нагрузка не превышала допускаемого значения, полученного делением предельной нагрузки на коэффициент запаса прочности, т. е.

$$F_{max} < [F] = F_{lim}/K. \quad (9)$$

Коэффициент запаса K назначается из тех же соображений, что и при расчете по допускаемым напряжениям. Идея расчета по разрушающим нагрузкам принадлежит А. Ф. Лолейту (1868-1933). Он высказал ее впервые в 1904 г., анализируя несовершенства классической теории железобетона. В СССР эта идея приобрела особую актуальность в начале 30-х годов в связи с необходимостью разработки более прогрессивных нормативных документов. В основу положено условие *предельного равновесия*, предусматривающее одновременное достижение в каком либо сечении железобетонного элемента предела текучести стальной арматурой и предела прочности бетоном, что говорит о появлении так называемого *пластического шарнира*. Это позволило найти для железобетона единый критерий прочности, тогда как согласно классической теории арматуру и бетон рассчитывали порознь исходя из соответствующих допускаемых напряжений. При расчете по разрушающим нагрузкам конструкций из пластичного материала принимают упрощенную диаграмму растяжения. Для низкоуглеродистой строительной стали (рис.2,а) близка диаграмма идеально упруго-пластичного материала (диаграмма Прандтля, рис.2,б).

Наклонная прямая характеризует упругую стадию работы материала ($\sigma = E\varepsilon$, где $E = tga$), горизонтальная (безгранична площадка текучести) - пластическую ($\sigma = \sigma_y$).

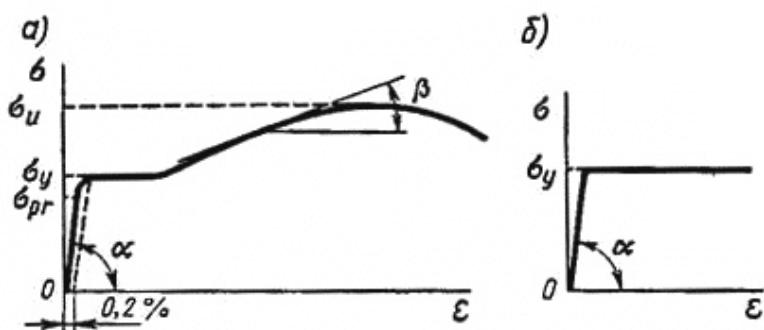


Рис. 2

В реальных условиях, когда относительное удлинение достигает определенного значения ($\varepsilon = 2,5\%$ для Ст3), сталь прекращает «течь» и снова приобретает способность сопротивляться внешним воздействиям (стадия самоупрочнения). Однако модуль пластических деформаций $E_{pl} = \tan \beta$ настолько мал, что его можно считать равным нулю (в среднем $E_{pl} = 0,01 E$). То же справедливо и для стали, не имеющей площадки текучести, поэтому диаграмма Прандтля в большинстве случаев может быть распространена на любую сталь.

Пример 2. Рассмотреть предыдущий пример с позиций расчета по разрушающим нагрузкам, приняв коэффициент запаса прочности $K = 2$, призменную прочность бетона $R_{bn} = 14,5 \text{ МПа}$, предел текучести стали $\sigma_y = 295 \text{ МПа}$.

Решение. Расчет ведется по стадии разрушения когда бетон и арматура достигают пластического состояния и их совместная работа еще не нарушена. Поэтому в уравнение (г) указанного примера вводим предел прочности бетона на сжатие (т. н. *призменную прочность*) и предел текучести арматурной стали. Тогда с учетом заданного коэффициента запаса получим

$$\sigma_y A'_s + R_{bn} A_b = K N_n, \quad (10)$$

где усилие в нижней части колонны: $N_n = F_{1n} + 2F_{2n} = 300 + 2 \times 600 \text{ кН} = 1500 \text{ кН}$.

Отсюда минимальная требуемая площадь сечения арматуры

$$A'_s = (K N_n - R_{bn} A_b) / \sigma_y (2 \times 1500 \times 10^3 - 14,5 \times 10^6 \times 0,16) / (295 \times 10^6) \text{ м}^2 = 23,1 \times 10^{-4} \text{ м}^2 = 23,1 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 Ø 28 A-II с $A'_s = 3,14 \times 2,8^2 \text{ см}^2 = 24,6 \text{ см}^2 > 23,1 \text{ см}^2$.

Таким образом, расчет по разрушающим нагрузкам учитывает пластические свойства бетона и стали и тем самым правильнее отражает работу железобетона под нагрузкой. При этом, правда, остаются неизвестными напряжения в бетоне и арматуре от эксплуатационной нагрузки, но зато становится известным фактический коэффициент запаса прочности заданного сечения и отпадает необходимость в гипотезе плоских сечений и нормирования отношения модулей упругости E_s / E_b , что гораздо важнее. Благодаря, более полному использованию арматуры достигается существенная экономия металла по сравнению с расчетом по допускаемым напряжениям. В рассматриваемом случае теоретически она составляет

$$\Delta A_a = [(A_s - A'_s) / A_s] \times 100 = [(27,5 - 23,1) / 27,5] \times 100\% = 16\%.$$

Расчет по разрушающим нагрузкам представлял серьезное достижение в усовершенствовании теории железобетона. Дальнейшее развитие он получил при разработке методики расчета по предельным состояниям.

Основным недостатком расчета по допускаемым напряжениям и разрушающим нагрузкам является обобщенный характер коэффициента запаса прочности. Единственный коэффициент не может правдоподобно отразить многообразие условий, от которых зависит безопасность конструкции или сооружения. Подробные исследования поведения строительных конструкций показали, что аварии возникают в результате случайного совпадения нескольких факторов: отклонения нагрузки в худшую сторону, снижения механических свойств материала, неблагоприятных условий эксплуатации, неточности расчетной схемы и т. д. Статистический учет изменчивости обстоятельств, влияющих на работу конструкций, нашел отражение в *методе расчета по предельным состояниям*, разработанном под руководством Н. С. Стрелецкого (1885 - 1967). Этот метод начал применяться в нашей стране с 1954 г., после утверждения основного руководящего документа по проектированию - Строительных норм и правил (СНиП). В настоящее время по предельным состояниям рассчитывают все конструкции промышленных и гражданских зданий, различных сооружений, мостов, а также монтажные приспособления (за

исключением механических узлов и деталей, относящихся к области машиностроительных конструкций, которые по прежнему рассчитывают по допускаемым напряжениям).

Метод расчета по предельным состояниям - логическое развитие метода расчета по стадии разрушения. Расчет конструкций по этому методу основывается на анализе процессов перехода конструкций в предельное состояние. Уже в начале XX в. ученые понимали, что исчерпание несущей способности конструкций определяется рядом независимых факторов, имеющих различную физическую природу: изменчивостью нагрузок; изменчивостью механических свойств материалов; учетом условий изготовления, транспортирования и эксплуатации. Если расчленить единый коэффициент запаса на составляющие, раздельно учитывая влияние перечисленных факторов, то можно добиться большей достоверности результатов расчета. Методом расчета по предельным состояниям установлены научно обоснованные величины различных коэффициентов запаса.

Метод предельных состояний явился первым шагом на пути преодоления субъективизма в обеспечении надежности строительных конструкций. Обеспечение надежности является одной из важнейших проблем современной техники. Ее актуальность в строительстве объясняется в первую очередь существенным усложнением конструктивной формы сооружений, разнообразием характера взаимодействия многочисленных конструктивных элементов, сложным взаимодействием с окружающей средой. В этих условиях сравнительно малые и локальные дефекты способны стать причиной нарушения, и даже прекращения функционирования объекта. Другая причина заключается в том, что многие объекты строительства имеют весьма важное назначение национального и даже мирового масштаба. Примером могут служить уникальные сооружения, крупнейшие тепловые и гидроэнергетические станции, доменные печи, ракетно-космические комплексы, оборонные сооружения и т. п. Нарушение функционирования таких объектов может привести к большому материальному, моральному и социальному ущербу.

Одному из основных понятий теории надежности – отказу – в теории расчета конструкций и сооружений соответствует понятие предельного состояния конструкции. Особенностью теории надежности является то, что наряду с обычными, детерминированными параметрами она оперирует случайными величинами. Специфика теории надежности строительных конструкций состоит в необходимости учитывать случайные значения нагрузок и воздействий на системы со случайными прочностными показателями. Таким образом, надежность оказывается связанный с природой случайных величин, характеризующих работоспособность объекта, и количественно выявляется посредством аппарата теории вероятностей. С теоретической точки зрения абсолютной надежности не существует, и всегда имеется хотя бы очень малая вероятность потери эксплуатационной способности конструкции. Примером могут служить сооружения, воспринимающие ветровую нагрузку. Для них абсолютная надежность недостижима из-за объективных природно-климатических закономерностей статистического характера. В таких случаях приходится мириться с некоторым достаточно малым риском выхода конструкции из строя.

Характерной особенностью метода предельных состояний в современной интерпретации является то, что все исходные величины, случайные по своей природе, представлены в нормах некоторыми детерминированными, *нормативными* значениями, а влияние их изменчивости на надежность конструкций учитывается соответствующими коэффициентами. Каждый из коэффициентов надежности учитывает изменчивость только одной исходной величины, т. е. носит частный характер. Поэтому метод предельных состояний иногда называют *методом частных коэффициентов*. Именно такое название укоренилось за рубежом, где, как отмечалось выше, этот метод начал применяться позднее, чем в бывшем СССР.

2. Сущность метода расчета по предельным состояниям

Метод предельных состояний основан на глубоком экспериментально-теоретическом изучении действительной несущей способности строительных конструкций различного назначения и значимости. Он более достоверно учитывает величину несущей способности и степень надежности конструкций, чем метод допускаемых напряжений или разрушающих нагрузок. Будучи более прогрессивным, обоснованным экспериментально и теоретически, метод предельных состояний открыл некоторые перспективы для снижения материалоемкости конструкций. Кроме того, он выдвинул проблемы статистического изучения прочностных свойств строительных материалов и изменчивости нагрузок, в чем и заключается его большое практическое значение. Строго говоря, любой метод расчета имеет дело с тем или иным предельным состоянием. Однако если при расчете по разрушающим нагрузкам и допускаемым напряжениям критерием предельного состояния является разрушение или потеря несущей способности, то при расчете рассматриваемым методом критерий принципиально иной - прекращение эксплуатации сооружения. Такой критерий более широк, поскольку прекращение эксплуатации может быть вызвано различными обстоятельствами, в том числе и потерей несущей способности.

Кроме характеристик прочности и конструктивной формы сооружения, учитываемых обстоятельствами потери несущей способности, эксплуатационный критерий включает и такие характеристики, как назначение и ответственность сооружения, условия и продолжительность его эксплуатации, экономические соображения и пр. Следовательно, подобный критерий выглядит более гибким и разносторонним. Прекращение эксплуатации, связанное с необходимостью ремонта или замены части конструкции, еще не означает разрушения конструкции, а только нарушает функционирование сооружения или деятельность предприятия. Поскольку причины прекращения эксплуатации разнообразны, сооружение может иметь несколько предельных состояний.

Целью расчета любой конструкции является обеспечение гарантий против наступления того или иного предельного состояния конструкции в период эксплуатации самых неблагоприятных сочетаний нагрузок и при наименьших значениях прочностных характеристик материалов. *Предельным считается состояние, при котором конструкция перестает удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям.* Примерами предельных состояний служат обрушение, опрокидывание, потеря устойчивости, хрупкое разрушение, возникновение больших остаточных деформаций, механический и коррозионный износ и т. п. К предельным состояниям относятся также некоторые обратимые явления (например, возникновение значительных упругих деформаций, высокого уровня вибрации, колебаний или шумов), если эти явления препятствуют нормальной эксплуатации. В нормативных документах предельные состояния обычно классифицируются по степени опасности: различают предельные состояния типа потери несущей способности, ведущие к прекращению эксплуатации, большим материальным потерям, опасности для человеческих жизней и т. п., и предельные состояния, вызывающие временное прекращение или частичное нарушение условий нормальной эксплуатации. В соответствии с этим согласно действующим нормам конструкции сооружения расчитываются по двум группам предельных состояний:

первая группа - непригодность к эксплуатации по причинам потери несущей способности (расчеты прочности, устойчивости или выносливости),

вторая группа - непригодность к нормальной эксплуатации по причинам чрезмерных деформаций элемента под нагрузкой (расчеты прогибов, перемещений, углов поворота, неравномерных осадок, перекосов, колебаний), образования или чрезмерного раскрытия трещин.

Нормальной эксплуатацией считается процесс бесперебойной работы конструкции или сооружения, осуществляемый без ограничений в соответствии с предусмотренными в нормах или заданиях на проектирование функциональными (технологическими или бытовыми) условиями.

Остановимся подробнее на первой группе предельных состояний, которая включает состояние разрушения и поэтому связана с вопросами прочности. Эта группа включает:

- состояния, которые ведут к потере сооружением несущей способности, общей устойчивости, быстро протекающему и трудно останавливаемому разрушению любого характера, переходу конструкции к геометрически изменяемой системе;

- состояния, при наступлении которых конструкция еще не разрушена, но ее эксплуатация практически невозможна или затруднена в результате недопустимой деградации материала, значительной ползучести, деструктивных процессов в бетоне из-за неблагоприятных воздействий среды, усталостных разрушений, микро- и макротрещинообразования в бетоне.

Здесь имеется два признака прекращения эксплуатации. Первый относится к конструкциям, обладающим большой жесткостью, для которых остаточные деформации несущественны и маловероятны по условиям работы. При высоком качестве изготовления эксплуатация таких конструкций может продолжаться вплоть до исчерпания несущей способности. В деформативных конструкциях решающим является второй признак, когда чрезмерные остаточные деформации (вследствие текучести материала, ползучести, податливости соединений или образования трещин) делают невозможной дальнейшую эксплуатацию и сооружение становится непригодным, хотя его несущая способность не исчерпана. Сопоставление обоих признаков приводит к выводу, что *пределом несущей способности конструкции является наивысший предел ее эксплуатационной способности*, т. е. прекращение эксплуатации - не катастрофа, а только предотвращение аварии. Поэтому для обеспечения эксплуатации не требуется тех чрезвычайных мер в виде общего коэффициента запаса на всякий непредвиденный случай, которые психологически неизбежны для обеспечения неразрушимости.

Расчет по первой группе предельных состояний или по *несущей способности* обеспечивает конструкцию: от хрупкого, вязкого или иного вида разрушения, потери устойчивости формы конструкции (расчет на устойчивость гибких стержней, тонкостенных пространственных конструкций и т.п.) или потери устойчивости её формы (например, продольный изгиб) или её положения в пространстве (расчет на опрокидывание и скольжение подпорных стен и высоких фундаментов, на всплытие заглубленных или подземных резервуаров и т. п.). Против усталостного разрушения (на выносливость) рассчитываются конструкции, находящиеся под воздействием многократно повторяющейся подвижной или пульсирующей нагрузки (подкрановые балки, шпалы, рамные фундаменты и перекрытия под неуравновешенные машины и т.п.). Указанные расчеты могут проводиться в том числе и с учетом неблагоприятных влияний внешней среды, т. е. химической и другой агрессии, изменения температуры и др.

Физический смысл расчета по первой группе предельных состояний заключается в том, что несущая способность элемента должна быть не меньше максимального возможного усилия, действующего в нем. Структура расчетных формул с применением полной системы частных коэффициентов надежности позволяет по результатам опыта проектирования, строительства и эксплуатации проводить изучение какого-либо фактора независимо от других, совершенствовать методику расчета на вероятностной основе, а инженерные расчеты сооружений выполнять в детерминированной форме. В частности, условие (6) с дифференцированными коэффициентами надежности в общем виде может быть записано так:

$$\sum \gamma_{fgi} S_{gi} + \sum \gamma_{fvi} S_{vi} (1 + \mu) \eta \leq \frac{R_n m_1 m_2}{\gamma_m \gamma_n} A.., \quad (11)$$

где: γ_{fg} , γ_{fv} - коэффициент надежности по нагрузкам соответственно постоянной и временной; S_{gi} , S_{vi} - усилия от постоянных и временных нагрузок; $1 + \mu$ - динамический

коэффициент; η - коэффициент сочетаний нагрузок; R_n - нормативное (характеристическое) сопротивление материала; m_1 - общий коэффициент условий работы; γ_m - коэффициенты надежности по бетону и арматуре; m_2 - коэффициент условий работы, отражающий особенности действительной работы конструктивного элемента в составе сооружения (продольный изгиб, выносливость и др.); γ_n - коэффициент надежности по назначению, учитывающий степень ответственности сооружения и последствий в случае, если наступит предельное состояние; A - геометрическая характеристика сечения (площадь, момент сопротивления). Назначаемые в условии (11) коэффициенты надежности вычисляются на основе статистических данных, аналитических исследований и нормативного уровня надежности против достижения соответствующего предельного состояния.

Расчетные усилия S вычисляют по правилам строительной механики упругих систем. Несущую способность расчетного сечения железобетонной конструкции определяют из условия предельного равновесия, а именно считают, что перед разрушением напряжения в бетоне и арматуре достигают предельных расчетных величин (R_b , R_s и R_p); напряжения в бетоне изгибаемой балки равномерно распределены в пределах условной сжатой зоны бетона; в растянутой зоне бетон полностью выключен из работы (рис.3). При этом уровне нагрузок величина раскрытия трещин не контролируется расчетом.

Расчет по второй группе предельных состояний или по пригодности к нормальной эксплуатации должен обеспечить конструкцию от чрезмерных деформаций и от образования трещин,

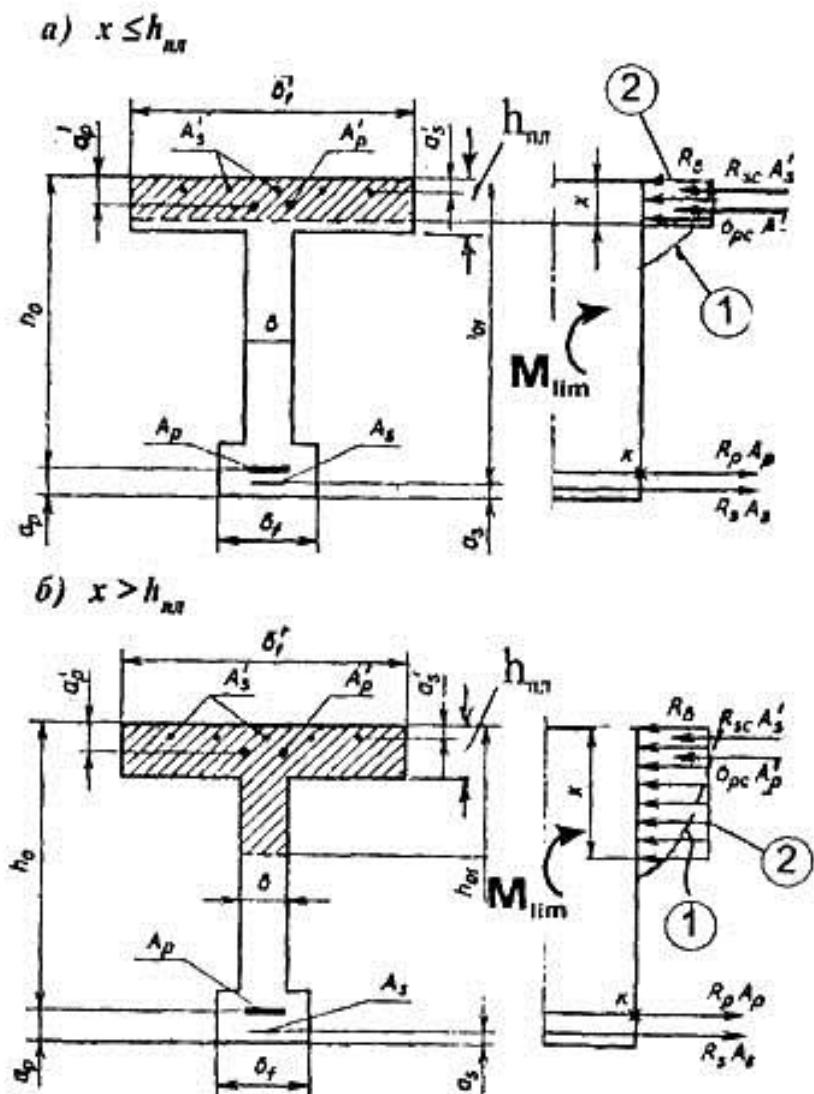


Рис. 3. Расчетная модель распределения внутренних сил в расчетах на прочность по изгибающему моменту: (1) фактически наблюдаемая эпюра напряжений; (2) расчетная эпюра предельных напряжений.

от их чрезмерного или продолжительного раскрытия, если по условиям эксплуатации образование или продолжительное раскрытие трещин недопустимо, либо затрудняет нормальную эксплуатацию или снижает долговечность конструкции (при сохранении её несущей способности). Так, в частности, *расчет по образованию трещин* необходим для преднапряженных железобетонных конструкций в тех случаях, когда появление трещин может исключить возможность дальнейшей эксплуатации сооружения или резко ухудшить эксплуатационные качества (например, образование трещин в преднапряженной стенке резервуара).

Расчет по деформациям производится в тех случаях, когда в конструкции могут возникнуть значительные прогибы, углы поворота (переноса) или амплитуды колебаний, препятствующие её нормальной эксплуатации. Например, балки перекрытий, обладая достаточной прочностью, могут получить значительные прогибы и оказаться непригодными для эксплуатации. При этом в одних конструкциях прогибы определяются с учетом трещин, в других трещины недопустимы. *Расчет по раскрытию трещин* должен производиться для сооружений, находящихся в условиях агрессивной среды, а также работающих под давлением жидкостей, газов или сыпучих тел (стенки дымовых труб, силосов, резервуары водонапорных башен и т.д.). В таких сооружениях чрезмерное (или продолжительное) раскрытие трещин способствует коррозии арматуры и снижению срока службы конструкции.

Расчеты по 2-ой группе предельных состояний (на эксплуатационную пригодность) с определенной вероятностью гарантируют конструкцию от отказов экономической ответственности (трещинообразования, коррозии арматуры, прогибов, колебаний и др.). Эти расчеты следует выполнять на уровень регулярных нагрузок в комбинации с частыми воздействиями среды (ветер, температурные и влажностные перепады воздуха). Как показала мировая практика, такой уровень нагрузок и воздействий устанавливается волевым путем, опираясь на здравый смысл и опыт проектирования. В мировой практике нормирования и проектирования он получил название «характеристические значения» нагрузок, воздействий и прочности материалов. Этот уровень охватывает 95% всей статистической совокупности обращающихся по мостовому сооружению нагрузок и дает оценку сверху. По тем же соображениям нормативный уровень прочности материалов также охватывает 95% статистической совокупности, но с оценкой снизу.

Нормами устанавливается уровень защиты от разного рода опасностей, которые могут возникнуть в течение расчетного срока службы конструкции под нагрузками. Этот уровень надежности обеспечивается назначением соответствующих нормативных нагрузок, системой коэффициентов надежности к нагрузкам и материалам и правильным выбором модели распределения внутренних сил в сечениях, близко (с запасом) отражающей возможное распределение сил в предельном состоянии. Если опасность велика и последствия исключают возможность восстановления работоспособности конструкции, уровень защиты должен быть велик (уровень прочностной ответственности). Если же опасность приводит к повреждениям и помехам, которые сами по себе не создают аварийных ситуаций и могут быть устранены при эксплуатации, то устанавливается менее высокий уровень защиты от наступления такого предельного состояния (уровень защиты экономической ответственности).

Расчет по второй группе предельных состояний производится по трем условиям:

а) расчетные значения деформаций или перемещений, f (с учетом в некоторых случаях пластических свойств материалов и длительности действия нагрузки) не должны превышать их предельного значения $[f]$, установленного нормами и гарантирующего нормальную эксплуатацию, т. е.:

$$f \leq [f]; \quad (12)$$

б) трещины не должны появляться, если максимальное усилие N , действующее в сечении, меньше или равно усилию трещинообразования, N_{crc} , т.е.:

$$N \leq N_{crc}; \quad (13)$$

в) ширина трещины a_{crc} , раскрывшейся в элементе, не должна превышать предельно допускаемое значение ширины раскрытия трещин, $[a_{crc}]$, т.е.:

$$a_{crc} < [a_{crc}]. \quad (14)$$

Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям должен производиться для всех стадий изготовления, монтажа и эксплуатации, при которых может возникнуть опасность достижения конструкцией одного из предельных состояний.

Надежность конструкций и наступление в них того или иного предельного состояния зависит от многих факторов, главнейшими из которых являются величины внешних нагрузок и воздействий, качество и свойства материалов, из которых изготовлены конструкции, и условия и особенности работы материалов и конструкций. Изменчивость этих факторов учитывают расчетные коэффициенты по назначению и по нагрузке, коэффициент вариации (или коэффициент изменчивости) прочности материала и коэффициенты условий работы. Величины всех коэффициентов прочностных характеристик и нагрузок определяются нормами проектирования (СНиПами) и являются обязательными для проектировщиков. Метод предельных состояний по форме детерминированный, однако он может быть достаточно достоверным и соответствовать принципам теории надежности строительных конструкций, если в нем статистически обоснованно используется система частных коэффициентов надежности.

3. Изменчивость нагрузок и соответствующая им система расчетных коэффициентов

Все воздействия разделяют на *нормативные* и *расчетные*. Нагрузки являются частным видом воздействий. Основными характеристиками нагрузок являются их нормативные значения. Нормативными называются нагрузки, близкие по величине к наибольшим возможным при нормальной эксплуатации зданий и сооружений. Они являются наиболее часто повторяемыми нагрузками. Величины нормативных нагрузок устанавливаются нормами проектирования на основании заранее заданной вероятности превышения средних значений нагрузок или принимаются равными номинальным или фактическим значениям. Возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от нормативных значений вследствие изменчивости или отступлений от условий нормальной эксплуатации учитывает *коэффициент надежности по нагрузке* γ_f , принимаемый по тем же нормативным документам в зависимости от вида нагрузки.

Нагрузки и воздействия, получаемые путем умножения их нормативных значений на соответствующие коэффициенты надежности, называются *расчетными*:

$$F = F_n \gamma_f; \quad q = q_n \gamma_f. \quad (15)$$

При расчете по первой группе предельных состояний, как правило, $\gamma_f > 1$. В этом случае расчетные нагрузки представляют собой наибольшие возможные нагрузки за время эксплуатации сооружения и их можно назвать предельными или крайними. Таким образом, коэффициент надежности по нагрузке корректирует неточно установленную нормативную нагрузку на основании полученной из опыта эксплуатации предельной нагрузки. То, что

каждая нагрузка имеет свой коэффициент перегрузки, позволяет проектировать более экономичные конструкции, чем при расчете по одинаковому для всех нагрузок коэффициенту запаса или по допускаемым напряжениям. Так, при расчете железобетонных конструкций по разрушающим нагрузкам на одинаковый коэффициент запаса $K = 2$ умножалась как постоянная, так и временная нагрузка, несмотря на невероятность возрастания постоянной нагрузки в два раза за время эксплуатации. Подобная нечеткость приводила к перерасходу материала.

Наибольшая нагрузка, которая может проявиться за время существования конструкции, называется расчетной. Для непосредственного расчета конструкций используются не нормативные, а расчетные значения нагрузок, которые определяются как произведение нормативной нагрузки на *коэффициент надежности по назначению* конструкций γ_n и *коэффициент надежности по нагрузке* γ_f . Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n \leq 1$ учитывает степень ответственности и капитальности зданий и сооружений (их класс) и значимость последствий наступления тех или иных предельных состояний. При наличии статистических данных расчетные значения нагрузок допускается определять непосредственно по заданной вероятности их превышения.

1-й класс. Для зданий и сооружений, имеющих особо важное обоснованное народнохозяйственное и (или) социальное значение (таких, как тепловые и атомные электростанции, телевизионные башни, трубы высотой более 200 м, резервуары для нефтепродуктов емкостью более 10 тыс. м³, крытые спортивные и зрелищные сооружения, учебные заведения, музеи, больницы, и т. п.) характерна или высокая стоимость, или большая концентрация людей, или и то и другое. Поэтому они должны иметь высокий уровень надежности и их коэффициент надежности по назначению равен $\gamma_n = 1$.

2-й класс. К этому классу относятся промышленные и гражданские здания и сооружения, не входящие в 1-й и 3-й классы. Сюда относятся сооружения наиболее массового характера. Они не играют первостепенной роли, но имеют важное народнохозяйственное и (или) социальное значение. В этом случае коэффициент $\gamma_n = 0,95$.

3-й класс. Для сооружений ограниченного народнохозяйственного и (или) социального значения, не представляющих большой материальной ценности и не связанных с постоянным пребыванием людей (складов без процессов упаковки и сортировки, одноэтажных жилых домов, временных зданий, опоры связи и освещения, ограды) коэффициент $\gamma_n = 0,9$. Для временных зданий и сооружений со сроком службы до 5 лет допускается принимать $\gamma_n = 0,8$.

Значения коэффициента γ_n назначены пока с большой осторожностью и, строго говоря, должны устанавливаться из решения задачи по разумному сбалансированию затрат на возведение сооружения, увеличивающихся с повышением надежности, и последствий отказов, опасность которых уменьшается с повышением надежности. Задача эта весьма сложна даже в чисто экономическом аспекте, не говоря уже о том, что по мере снижения уровня надежности необходимо учитывать возрастающую угрозу для жизни людей, сохранности исторических и художественных ценностей, прочие факторы, не поддающиеся экономической оценке. И хотя решение задачи еще не получено, сама ее постановка и формулировка основных принципов позволили подойти к более обоснованному нормированию правил обеспечения надежности строительных конструкций в зависимости от назначения и степени ответственности возводимого объекта.

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f учитывают возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от их нормативных значений. Например, нормативные нагрузки от массы конструкции определяются ее объемом и средней плотностью материала. Однако при изготовлении размеры конструкций могут быть увеличены или уменьшены. В нормах приняты следующие коэффициенты надежности по нагрузке от собственной массы: для металлических конструкций $\gamma_f = 1,05$; для каменных, армокаменных, деревянных, железобетонных и бетонных с плотностью более 1600 кг/м³ конструкций $\gamma_f = 1,1$; для бетонных плотностью менее 1800 кг/м³, изготавляемых в заводских

условиях, $\gamma_f = 1,2$; для бетонных конструкций, а также для выравнивающих, изоляционных и отделочных слоев, выполняемых на строительной площадке, $\gamma_f = 1,3$; коэффициенты надежности по снеговой нагрузке $\gamma_f = 1,4...1,6$. В ряде случаев коэффициент перегрузки может быть меньше 1, если это ухудшает условия работы конструкций. Например, собственная масса конструкций при расчете на устойчивость, скольжение, всплытие принимается с $\gamma_f = 0,9$. Кратковременные нагрузки в стадии возведения принимаются с $\gamma_f = 0,8$.

Изменяться может и плотность материала. Если отклонение фактической плотности материала конструкций от проектной не превышает 10%, в расчет вводится коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,1. При благоприятном влиянии массы на работу конструкции коэффициент γ_f принимается равным 0,9. Отклонение плотности утеплителя от среднего значения и возможность его увлажнения учитывается коэффициентом γ_f равным 1,2 или 1,3.

Снеговые и ветровые нормативные нагрузки определяются по данным долгосрочных метеорологических наблюдений. Первая определяется как среднеарифметическое (за период не менее 10 лет) веса снегового покрова на горизонтальном защищенном от ветра участке в зависимости от климатического района (от 0,5 КПа для I района и до 2,5 КПа для IV) и профиля покрытия. Для снеговых нагрузок коэффициент $\gamma_f = 1,4...1,6$, для ветровых - 1,2...1,3. Ветровые нормативные нагрузки определяются в зависимости от скоростного напора ветра (по статистическим данным о скорости ветра за период не менее 5 лет) и аэродинамических характеристик здания или сооружения. Ветровая нагрузка учитывается не только в виде активного давления на наветренную стену, но и в виде отсоса, который действует на кровлю и противоположную стену.

Нормативная нагрузка на перекрытия общественных зданий от скопления людей принята равной 4 кН/м². Она получена в предположении, что на квадратном метре перекрытия могут разместиться 5 человек массой до 80 кг каждый. Но вполне вероятно, что масса человека может превышать 80 кг. Поэтому вводится коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$ и расчетная нагрузка на перекрытия составляет 4,8 кН/м².

Расчетные нагрузки повторяются редко. Например, ветровая и снеговая нагрузки - один раз в 10...15 лет, нагрузки на междуэтажные перекрытия - один раз в 15...20 лет.

Коэффициент надежности по нагрузке при расчете по второй группе предельных состояний принимается, как правило, равным 1,0. При расчете по образованию трещин для железобетонных конструкций, относящихся к 1-й категории трещиностойкости, коэффициент γ_f принимается таким же, как при расчете на прочность.

Воздействия динамических нагрузок, создающих удары и вызывающих колебания сооружения (краны, поезда), изменение условий эксплуатации (реконструкция технологического оборудования, изменение назначения здания и др.) учитываются путем умножения нагрузок на специальный коэффициент динамичности независимо от коэффициента надежности по нагрузке. Так, при расчете элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузка от массы элемента вводится в расчет с коэффициентом динамичности, равным при транспортировании 1,6, а при монтаже - 1,4. В этом случае коэффициент надежности по нагрузке для массы элемента принимается равным 1,0.

В зависимости от продолжительности действия нагрузки и воздействия подразделяются на *постоянные*, действующие в течение всего периода эксплуатации сооружения (вес его частей, вес и давление грунта, воздействия предварительного напряжения конструкций), и *временные*, величина которых и расположение на сооружении или конструкции могут меняться в процессе эксплуатации и во времени – в отдельные периоды эксплуатации они могут полностью или частично отсутствовать. Временные нагрузки и воздействия, в свою очередь, подразделяются на *длительные* (вес стационарного оборудования, давление газов, жидкостей и сыпучих тел, нагрузка на перекрытия и стены в складах, библиотеках, холодильниках, архивах, климатические и температурные технологические воздействия от

стационарного оборудования, воздействия неравномерных деформаций основания, воздействие усадки и ползучести материала, вес части снежного покрова и т.д.), *кратковременные* (вес людей, мебели и легкого оборудования, ремонтных материалов, нагрузки, возникающие при изготовлении, перевозке и возведении строительных конструкций, нагрузки от подвижного и подъемно-транспортного оборудования, сугробовые, ветровые нагрузки, гололедные и температурные климатические воздействия) и *особые* (сейсмические и взрывные воздействия, нагрузки, вызванные резким нарушением технологического процесса или поломкой оборудования, воздействия от неравномерных осадок оснований или деформаций земной поверхности в карстовых районах и т.п.).

Нагрузки и воздействия классифицируются по вероятности их возникновения или реализации. В комбинациях должны учитываться временная и пространственная корреляция.

Воздействия, изменяющиеся во времени: 1) постоянно действующие нагрузки и воздействия (собственный вес конструкции, силы предварительного натяжения арматуры, воздействия усадки и ползучести, давления грунта от веса насыпи и др.); 2) временные нагрузки (полезная нагрузка от подвижного состава, горизонтальная поперечная нагрузка от ветра и центробежной силы, горизонтальная продольная нагрузка от торможения или силы тяги, давления грунта от подвижного состава); 3) особые воздействия (сейсмические воздействия, наезд транспортных средств, динамические удары от подвижного железнодорожного состава при высокоскоростном движении поездов).

Воздействия, изменяющиеся в пространстве: 1) свободные (автомобильная нагрузка); 2) частично фиксированные (поездная, трамвайная нагрузки); 3) фиксированные (различные виды кранов).

Классификация по другим признакам: 1) по характеру воздействия (статические, динамические); 2) воздействия кратковременные; 3) воздействия долговременные; 4) воздействия в условиях сильного ограничения деформаций (температурно-усадочного происхождения).

Сочетания нагрузок и воздействий: Наложение одновременно возникающих воздействий осуществляется в форме наиболее неблагоприятных комбинаций. При этом следует соблюдать следующие правила их сочетаний:

1) Постоянные и временные нагрузки и воздействия должны содержаться во всех расчетных комбинациях.

2) Временные и особые нагрузки и воздействия целесообразно (для упрощения расчета) рассматривать в сочетаниях, при которых они, возникая совместно, сильно зависят друг от друга и одновременно достигают максимальных значений (например, временная вертикальная нагрузка, тормозная сила и центробежная сила). Воздействия с незначительной корреляцией следует рассматривать как независимые воздействия с малой вероятностью совпадения максимальных значений во времени и пространстве (например, временная вертикальная нагрузка и ветровая нагрузка). Здесь мы остановились лишь на главнейших требованиях к статическому расчету строительной конструкции, не вдаваясь в подробности выявления внутренних усилий в различных конкретных статических системах сооружений. Строительная механика таких систем достаточно полно изложена в соответствующей специальной литературе. Выявленные усилия необходимы для расчетной оценки надежности как в детерминированной форме так и в вероятностной форме.

Как правило, на конструкцию действуют несколько нагрузок. Расчет конструкции на одновременное действие всех расчетных нагрузок дает излишний запас прочности и перерасход материала. Вместе с тем одновременное действие всех расчетных нагрузок при их небольших величинах маловероятно. При одновременном действии двух или нескольких временных нагрузок расчет конструкций как по предельным состояниям первой группы, так и по предельным состояниям второй группы должен выполняться с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний этих нагрузок. В зависимости от состава учитываемых нагрузок различают *основные сочетания*, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, и *особые (аварийные) сочетания*, состоящие из постоянных, длительных,

возможных кратковременных и одной из особых нагрузок. При этом вводимая в расчет конкретная кратковременная нагрузка принимается уменьшенной на величину, учтенную в соответствующей длительной нагрузке.

Эти сочетания устанавливаются исходя из реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок с учетом возможного отсутствия некоторых из нагрузок или возможного изменения их схемы приложения. Пониженная вероятность одновременного действия нескольких случайных воздействий, как правило, учитывается путем умножения суммы нагрузочных эффектов от действия расчетных значений всех воздействий на коэффициент сочетания γ_c . Коэффициент сочетания, как правило, определяется из условия равнобесценности суммарного нагрузочного эффекта и расчетных значений отдельных воздействий и зависит от вида учитываемых воздействий и их долей в составе суммарного нагрузочного эффекта. Например, в многоэтажных зданиях маловероятно и практически невозможно одновременное действие ураганного ветра, загружение наибольшей снеговой нагрузкой покрытия и максимальной полезной нагрузкой на всех перекрытиях. Чтобы учесть этот фактор, вводится коэффициент сочетаний $\gamma_c < 1$, учитывающий вероятность одновременного действия нескольких случайных нагрузок. Величины коэффициентов сочетания определены нормами СНиП 2.01.07 - 85 «Нагрузки и воздействия». В этих нормах используется совместный коэффициент сочетаний и суммарное расчетное усилие, например, определяется формулой

$$S = \gamma_c \sum S_i, \quad (16)$$

а во многих зарубежных нормах используются раздельные коэффициенты сочетаний, приводящие к зависимостям типа

$$S = S_i \sum \gamma_c. \quad (17)$$

В некоторых случаях используются и более сложные иерархические зависимости, включающие совместные и раздельные коэффициенты сочетаний.

Необходимость хоть в какой-то мере учитывать физическую природу нагрузок, вошедших в сочетание, приводит к тому, что коэффициенты сочетаний определяются в СНиП достаточно изощренным способом (зависимость от числа нагрузок, ограничение количества одновременно учитываемых крановых воздействий и т.п.). Зарубежные нормы обычно формулируют более простые правила проверки конструкций на сочетания различных нагрузок. Так, например, нормы США и Великобритании рекомендуют расчеты на комбинации воздействий постоянной (DL), полезной временной (LL), ветровой (WL) и сейсмической (EL) нагрузок, а именно, предлагается проверить восемь возможных сочетаний нагрузок:

- 1.4 DL
- 1.2DL + 1.6LL
- 0.9DL ± 1.3WL
- 1.2DL ± 1.3WL
- 1.2DL + 0.5LL ± 1.3WL
- 0.9DL + 1.0EL
- 1.2DL ± 1.0EL
- 1.2DL + 0.5LL ± 1.0EL.

В этих же условиях Еврокод рекомендует проверить комбинации:

- 1.35 DL
- 1.35DL + 1.50LL
- 1.35 DL ± 1.50 WL
- 1.00DL + 1.50WL

$$1.35 \text{ DL} + 1.35 \text{ LL} \pm 1.35 \text{ WL}$$

$$1.00 \text{ DL} \pm 1.00 \text{ EL}$$

$$1.00 \text{ DL} + 1.5 \cdot 0.3 \text{ LL} \pm 1.0 \text{ EL}.$$

Коэффициенты, с которыми нагрузки входят в представленные комбинации, подобраны из условия обеспечения примерно одинаковой вероятности реализации рассматриваемых сочетаний нагрузок и подбираются по результатам так называемой калибровочной процедуры. В целом же проблема корректного и вместе с тем практически приемлемого по сложности учета роли сочетаний нагрузок, где должны приниматься во внимание частотные характеристики отдельных видов нагрузки, еще ждет своего решения.

При расчете конструкций на основные сочетания, включающие одну кратковременную нагрузку, величина последней учитывается без снижения, а при расчете на основные сочетания, включающие две и три кратковременные нагрузки, расчетные величины этих нагрузок умножаются на коэффициент $\gamma_c = 0,9$. При включении в основные сочетания четырех и более кратковременных нагрузок коэффициент сочетаний равен 0,8. При расчете конструкций на особые сочетания расчетные величины кратковременных нагрузок умножаются на коэффициент $\gamma_c = 0,8$. При этом особая нагрузка принимается без снижения. Уменьшение нагрузок в данном случае обусловлено тем, что в реальных условиях одновременное действие всех нагрузок может возникнуть очень редко.

4. Изменчивость характеристик сопротивления материалов и соответствующая им система расчетных коэффициентов

Основным параметром сопротивления материала силовым воздействиям является *нормативное сопротивление* R_n , устанавливаемое нормами проектирования строительных конструкций с учетом условий контроля и статистической изменчивости механических свойств материала. За нормативное сопротивление прокатной стали принимают наименьшее контролируемое (брakovочное) значение предела текучести σ_y , установленное ГОСТами на металлы. При отсутствии ярко выраженной площадки текучести за условный предел текучести принимают напряжение $\sigma_{0,2}$, соответствующее остаточному относительному удлинению $E_r = 0,2\%$. За нормативное сопротивление алюминиевых сплавов принимают меньшую из двух величин: $0,7\sigma_u$ и $\sigma_{0,2}$. Кроме значений R_n могут устанавливаться также и другие нормативные значения характеристики материалов (модули упругости, коэффициенты трения, сцепления, ползучести, усадки и др.), принимаемые по средним значениям статистических данных.

Если эксплуатация металлических конструкций, работающих на растяжение, возможна и после достижения металлом предела текучести (например, трубопроводы, цилиндрические емкости и прочие конструкции, подвергающиеся внутреннему давлению), то за нормативное сопротивление R_{un} принимают наименьшее контролируемое значение предела прочности σ_u , установленное указанными документами. Это же относится и к высокопрочной стальной проволоке, применяемой в виде пучков или прядей. В целях полного использования прочностных свойств строительных сталей их нормативные сопротивления в соответствующей главе СНиП установлены дифференцированно для каждой марки стали с учетом группы прочности (группа 1 или 2), вида проката (листовой или фасонный) и его толщины.

Нормативным сопротивлением каменной кладки является предел ее прочности на сжатие в возрасте 28 дней, зависящий от прочности камня (кирпича) и раствора. Нормативное сопротивление древесины устанавливают исходя из среднего значения предела прочности на растяжение (сжатие) вдоль волокон стандартных образцов при влажности 12%. За нормативное сопротивление бетона, в зависимости от вида воздействия, принимают одну из двух величин: R_{bn} - наименьшее контролируемое значение предела прочности на сжатие стандартных призм с отношением высоты к размеру квадратного основания $h/a = 3 \dots 4$ (призменная прочность); R_{btm} - наименьшее контролируемое значение предела прочности на растяжение, устанавливаемое чаще всего испытанием на разрыв образцов в виде

«восьмерок». Кроме того, различают кубиковую прочность бетона - предел прочности на сжатие стандартных кубиков с ребром 15 см .

Возможное отклонение сопротивлений материалов в неблагоприятную сторону от нормативных значений учитывает *коэффициент надежности по материалу* $\gamma_m > 1$. Он отражает статистическую изменчивость свойств материала и их отличие от свойств отдельно испытанных, образцов. Характеристика, получаемая делением нормативного сопротивления на коэффициент - γ_m , называется *расчетным сопротивлением* материала:

$$R = R_n / \gamma_m. \quad (18)$$

где γ_m - коэффициент надежности по материалу, принимаемый: для металла 1,025... 1,15, для арматурных сталей $\gamma_s = 1,05...1,20$; для бетона при контроле прочности на сжатие вводятся два коэффициента - при сжатии $\gamma_{bc} = 1,3$ и растяжении $\gamma_{bt} = 1,5$, при контроле прочности на растяжение коэффициент надежности $\gamma_{bt} = 1,3$.

Эта характеристика представляет собой наименьшее возможное сопротивление материала за время эксплуатации и её значения R устанавливают соответствующие главы СНиП. Коэффициент надежности по материалу учитывает изменчивость механических свойств материала и минусовые допуски при прокатке металла. Упомянутый выше *коэффициент надежности по назначению* $\gamma_n \leq 1$ может быть использован в качестве делителя к значению расчетного сопротивления.

Прочность бетона также обладает изменчивостью. Если образцы бетона изготовленные в одно и то же время из смеси одного состава, подвергнуть испытаниям, то получается значительный разброс его прочности. Некоторые образцы показывают прочность меньше средней, а некоторые - больше. Изменчивость прочности бетона характеризуется полученными по данным этих испытаний кривыми распределения прочности (рис.4). На графике по оси абсцисс отложены величины контролируемой прочности, а по оси ординат - частоты случаев появления того или иного значения контролируемой прочности.

Обычно результаты испытаний образцов подвергаются статистической обработке. При достаточно большом числе образцов вероятность отклонения прочностных характеристик материала от средней величины как в меньшую, так и в большую сторону примерно одинакова, поэтому эмпирическая кривая близка к теоретической кривой нормального распределения (кривая Гаусса). Чем совершеннее технология изготовления и уплотнения бетона, тем выше его однородность и тем круче будет кривая распределения прочности.

По результатам испытания образцов вычисляется средняя арифметическая величина временного сопротивления бетона, называемая в статистике математическим ожиданием:

$$R_m = \frac{n_1 R_1 + n_2 R_2 + \dots + n_i R_i}{n}, \quad (19)$$

где: $R_1, R_2, \dots R_i$ – частные значения прочностных характеристик; $n_1, n_2, \dots n_i$ – число образцов в серии.

Среднеквадратичное отклонение (стандарт) определяется по формуле:

$$\sigma = \sqrt{\frac{n_1 \Delta_1^2 + n_2 \Delta_2^2 + \dots + n_i \Delta_i^2}{n-1}}, \quad (20)$$

где $\Delta_1 = R_1 - R_m$; $\Delta_2 = R_2 - R_m$; $\Delta_i = R_i - R_m$.

Относительная изменчивость свойств материалов оценивается *коэффициентом вариации* (или *коэффициента изменчивости*):

$$\nu = \sigma / R_m. \quad (21)$$

По теории вероятности не менее 68,3% всех испытаний образцов имеют характеристики в пределах $R_m \pm \sigma$. Значения характеристики $R_m \pm 1,64 \sigma$ имеют не менее 95,0% всех образцов, а в интервале значений $R_m \pm 3\sigma$ практически укладывается не менее 99,7% результатов испытаний.

Основными параметрами сопротивления материалов силовым воздействиям являются *нормативные сопротивления* R_n , устанавливаемые нормами проектирования, с учетом условий контроля качества на производстве и статистической изменчивости характеристик. Нормативное сопротивление определяется экспериментально путем выборочных испытаний образцов стандартных размеров.

По существу нормативное сопротивление - это браковочный минимум прочностных свойств материала. Вероятность, с которой обеспечивается нормативное сопротивление, должна составлять не менее 95%. В зависимости от механических свойств нормативное сопротивление принимается по пределу текучести или по временному сопротивлению.

В качестве нормативных сопротивлений бетона сжатию и растяжению принимаются соответственно характеристические (нормативные) величины браковочного минимума $B = R_m - 1,64 \sigma = R_m (1 - 1,64 \nu)$ и $B_t = R_{tm} - 1,64 \sigma = R_{tm} (1 - 1,64 \nu)$, что соответствует доверительной вероятности 95%. Следует поощрять интерес строителей улучшать качество изготавляемого материала (железобетона и др.). В частности, значение B т.е. прочности с 95% обеспеченностью, можно корректировать в зависимости от достигнутого на строительстве или на заводе коэффициента изменчивости ν .

На заводах и стройках коэффициент изменчивости колеблется в весьма широких пределах и зависит от постоянства качества применяемых материалов, контроля за их дозировкой, ухода за бетоном и т.д. Проектировщику же, как правило, не известны условия изготовления бетона на предприятиях. Между тем, назначая тот или иной класс бетона проектировщик исходит из того, что нормативное сопротивление должно иметь установленную обеспеченность. В нормах проектирования приняты некоторые средние значения коэффициентов изменчивости. Исходя из статистических данных по большому числу предприятий для тяжелых и легких бетонов среднее значение коэффициента изменчивости принято равным 0,135, а для отдельных разновидностей ячеистых бетонов - 0,18 и 0,20. В этом случае нормативное сопротивление тяжелых и легких бетонов составят при сжатии $B = 0,778 R_m$, а при растяжении $B = 0,778 R_{tm}$, а для ячеистых бетонов, соответственно, $B = (0,672 - 0,705) R_m$ и $B_t = (0,672 - 0,705) R_{tm}$. Нормативная кубиковая прочность необходима для производственного контроля, но при проектировании не применяется. Сопротивление бетона сжатию характеризуется в расчетах призменной или цилиндрической прочностью. Принятая в нормах формула для нормативной призменной прочности тяжелых и легких бетонов имеет вид: $R_{bn} = B (0,77 - 0,001B)$. Для ячеистых бетонов $R_{bn} = B (0,95 - 0,005B)$. Расчетные сопротивления бетона вычисляются делением нормативных сопротивлений на соответствующий коэффициент надежности по бетону, учитывающий возможность понижения фактической прочности по сравнению с нормативной, а также возможное отличие прочности бетона в конструкции от прочности бетона в образцах. В расчетах по предельным состояниям первой группы:

$$R_b = R_{bn} / \gamma_{bc} \text{ и } R_{bt} = R_{bt} / \gamma_{bt}, \quad (22)$$

$$\text{где } \gamma_{bc} = \frac{R_n}{R_{min}} = \frac{1 - 1,64\nu}{1 - 3\nu} \text{ и } \gamma_{bt} = \frac{R_{tm}}{R_{t,min}} = \frac{1 - 1,64\nu}{1 - 3\nu},$$

т.е. расчетные сопротивления бетона задаются, в данном случае, с вероятностью 0,997.

Для тяжелых и легких бетонов коэффициент надежности при сжатии равен 1,3, для ячеистых бетонов - 1,5. Такое же численное значение коэффициента надежности принято и для сопротивления тяжелых и легких бетонов растяжению в случае, когда прочность бетона на растяжение контролируется на производстве (сопротивление ячеистых бетонов не

контролируется). Если же контролируется только прочность на сжатие, а о прочности на растяжение можно судить лишь по корреляционной зависимости между этими сопротивлениями, то расчетное сопротивление растяжению принимается с коэффициентом надежности равным: для тяжелых и легких бетонов 1,5, а для ячеистых - 2,3. Более высокие значения коэффициентов надежности для ячеистых бетонов связаны с повышенной изменчивостью прочностных свойств таких бетонов, а также с повышенной чувствительностью к технологии изготовления (большим различием между прочностью бетона в конструкции и в контрольных образцах).

Пример 3. Для иллюстрации того, как сильно влияет на величину коэффициента изменчивости качество изготовления бетона, на рис. 4 приведены две кривые распределения прочности бетона класса B15 в 28-дневном возрасте при хорошем и плохом качестве бетона. В первом случае: средняя (нормативная) прочность, $R_n = 22,2$ МПа, стандартное отклонение, $\sigma = 2,7$ МПа, коэффициент надежности, $\gamma_{bc} = \frac{1-1,64 \times \frac{27}{222}}{1-3 \times \frac{27}{222}} = 1,26$; расчетное сопротивление

$$\text{бетона } B = 222 / 1,26 = 17,6 \text{ МПа. Во втором случае: } R_n = 22,4 \text{ МПа, } \sigma = 4,9 \text{ МПа,}$$

$$\text{коэффициент надежности, } \gamma_{bc} = \frac{1-1,64 \times \frac{49}{224}}{1-3 \times \frac{49}{224}} = 1,9; \text{ (в полтора раза больше); расчетное}$$

значение сопротивления бетона $B = 224 / 1,9 = 11,8$ МПа. В первом случае: $R_n = 22,2$ МПа, $\sigma = 2,7$ МПа, коэффициент надежности, $\gamma_{bc} = \frac{1-1,64 \times \frac{27}{222}}{1-3 \times \frac{27}{222}} = 1,26$; расчетное сопротивление

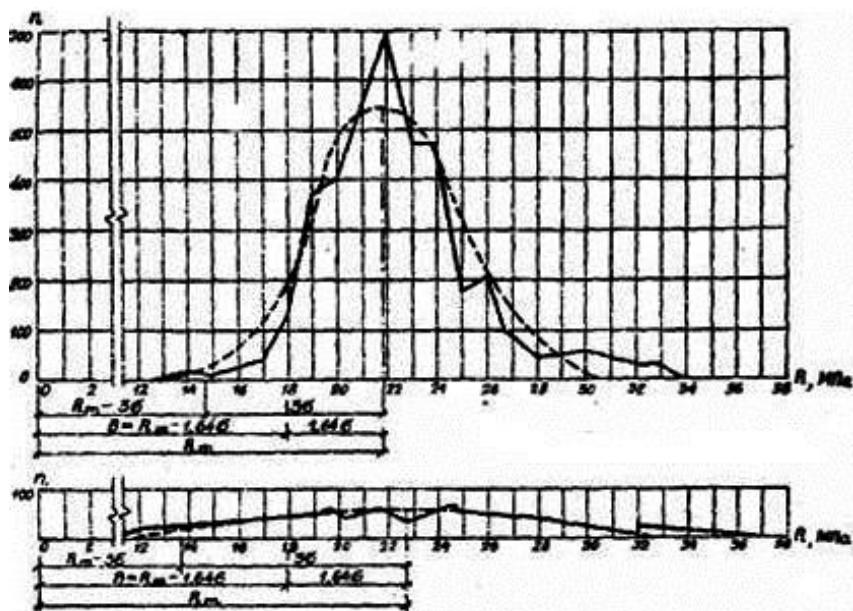


Рис.4. Кривые распределения прочности бетона при высоком (а) и низком (б) качестве бетона.

сопротивление бетона $B = 224 / 1,9 = 11,8$ МПа. Значения γ_{bc} и γ_{bt} при расчете конструкции по предельным состояниям второй группы принимаются равными единице, так как наступление предельных состояний этой группы не столь опасно как первой (обычно не влечет за собой аварии, катастроф или жертв). Расчетные сопротивления бетонов в зависимости от класса, а также значений модулей упругости приведены в СНиП 2.03.01- 84 "Бетонные и железобетонные конструкции".

За нормативное сопротивление арматурных сталей R_{sn} принимаются контрольные или браковочные характеристики: для стержневой арматуры - физический или условный предел текучести; для проволочной арматуры - временное сопротивление разрыву. Доверительная вероятность (обеспеченность) нормативного сопротивления должна быть не менее 0,95.

Расчетные сопротивления арматуры R_s определяются, как и для бетона, делением нормативных сопротивлений на коэффициент надежности по арматуре γ_s , численные значения которых устанавливаются в зависимости от группы предельных состояний, свойств арматурных сталей в их статистической изменчивости. Эти коэффициенты учитывают также изменчивость площади сечения стержней, возможность изменения механических характеристик арматуры в процессе изготовления конструкций и их эксплуатации, раннее развитие пластических деформаций и малую величину равномерных удлинений перед разрывом, а в скрытой форме - и нестатистические факторы (системы контроля качества и методики испытаний, пониженные эксплуатационные свойства и т.п.), которые влияют на надежность конструкций. Расчетное сопротивление должно гарантироваться в состояния поставки с вероятностью не менее 0,9985, т.е. $R_s = R_{sn} / \gamma_s \leq R_{sm} - 3\sigma$.

Для ненапрягаемой стержневой арматуры классов А-І, А-ІІ и А-ІІІ коэффициент надежности γ_s принимается равным 1,05. Для напрягаемой стержневой арматуры установлены более высокие значения γ_s : для классов А-ІV, Ат-ІV, А-V и Ат-V - 1,15, а для классов А-VI и Ат-VI - 1,20. Примерно такие же значения коэффициентов надежности приняты и для проволочной арматуры. Так, для обыкновенной арматурной проволоки периодического профиля (класса Вр-1) $\gamma_s = 1,1$, для проволоки классов В-ІІ и Вр-ІІ и канатов $\gamma_s = 1,2$. Эти коэффициенты учитывают в явной форме повышенную опасность коррозионного повреждения арматуры, в особенности под действием высоких напряжений, возможность изменения механических свойств в процессе натяжения, значительный удельный вес преднапряженных конструкций с одночными стержнями (ребристые плиты) и т.п. Для предельных состояний второй группы значение коэффициента надежности для всех видов арматуры принято равным единице, т.е. расчетные значения численно равны нормативному сопротивлению. Расчетные сопротивления арматуры сжатию определяются с учетом её прочности и деформаций сокращения бетона ε_{bR} , соответствующих максимальным напряжениям на диаграмме $\sigma-\varepsilon$.

При расчете по предельным состояниям первой группы нормативные документы исходят из укорочения тяжёлых и легких бетонов $\varepsilon_{bR} = 2 \cdot 10^{-3}$. Поскольку такая величина гарантируется с высокой доверительной вероятностью, расчетные сопротивления арматуры сжатию R_{sc} , могут приниматься равными $\varepsilon_{bR} E_s = 2 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5 = 400$ МПа. Для конструкций из ячеистых бетонов $R_{sc} = 360$ МПа. При этом, разумеется, для всех видов бетонов значения R_{sc} не должны превышать R_s .

При продолжительном действии нагрузки, вызывающей сжатие, ползучесть бетона сопровождается перераспределением напряжений с бетона на арматуру, т.е. сжимающие напряжения в арматуре увеличиваются. Увеличиваются они в предельной стадии, поэтому при расчете конструкций из тяжелых и легких бетонов, работающих на длительную нагрузку, допускается при соблюдении соответствующих конструктивных требований (постановка хомутов) принимать значение R_{sc} для арматуры классов А-ІV и Ат-ІV равным 450 МПа, а для стержневой и проволочной арматуры большей прочности - 500 МПа.

Следует отметить, что приведенные выше рекомендации хорошо срабатывают лишь при арматуре с относительно невысоким сопротивлением ($R_s \leq 400$ МПа). Между тем, в целом ряде случаев имеется реальная возможность эффективного использования высокопрочной арматуры - стержневой и проволочной, в качестве сжатой. Об этом говорит наличие ниспадающего участка на диаграмме $\sigma-\varepsilon$ сжатого бетона, с учетом которого деформации сопротивления бетона могут в полтора, два раза (а иногда и более) превышать значения, соответствующие максимальным напряжениям R_b . Падение напряжений в бетоне на ниспадающем участке, при использовании высокопрочной арматуры, будет сопровождаться интенсивным увеличением напряжений в указанной арматуре (т.е. перераспределением напряжений между бетоном в арматурой) вплоть до полного исчерпания ее сопротивления. Расчетные сопротивления арматурных сталей в зависимости от класса, а также значения модулей упругости приведены в СНиП 2.03.01- 84.

5. Коэффициенты условий работы и другие частные коэффициенты

Особенности действительной работы материалов, элементов конструкций, их соединений, а также конструкций, зданий и других сооружений в целом, имеющие систематический характер, но не отражаемые в расчете прямым путем или не имеющие приемлемого аналитического описания, учитывают коэффициентом условий работы γ_c . Числовые значения коэффициента γ_c устанавливают соответствующие главы СНиП на основании экспериментальных и теоретических данных о действительной работе материалов и конструкций в условиях эксплуатации и строительства. Он отражает факторы, которые в целях упрощения расчетной модели не учитываются прямым путем. В большинстве случаев, при нормальных условиях работы, коэффициент $\gamma_c = 1$ и может быть опущен.

Расчетные сопротивления материалов для предельных состояний первой группы снижаются или повышаются путем умножения на коэффициенты условий работы, учитывающие благоприятные и неблагоприятные факторы, влияющие на переход конструкций в предельное состояние в тех многих случаях, когда они не могут быть учтены в расчетах прямым путем. К таким факторам относятся неблагоприятные особенности работы материалов и конструкций ($\gamma_c < 1$), такие как: условия работы сопряжений элементов, условность и приближенность расчетных схем и предпосылок, агрессивность окружающей среды, неблагоприятное влияние температуры, податливости опор, условия перевозки, способы изготовления конструкций, характер действия нагрузок, длительность и многократная повторяемость воздействия, а также перераспределение усилий при развитии пластических деформаций и прочие не случайные благоприятные факторы ($\gamma_c > 1$), не учитываемые статическим и динамическим расчетом.

Известно, например, что усталостная прочность бетона зависит от коэффициента асимметрии цикла, вида бетона и его состояния по влажности. Все это учитывается умножением расчетных сопротивлений бетона на его коэффициент условий работы γ_{b1} . Известно также, что под действием длительной нагрузки бетон может разрушаться при напряжениях, значительно меньших его кратковременной прочности. Это значит, что если бы мы игнорировали влияние длительной нагрузки, то заранее шли бы на проектирование неравнонадежных конструкций: более надежных, когда нагрузка, определяющая их размеры, может действовать только кратковременно (проход крана с максимальной нагрузкой, ураганный ветер и т.п.), и менее надежных, когда вся нагрузка может действовать длительный срок (колонны холодильника, склада, архива и т.п.). Этот фактор учитывается умножением расчетных сопротивлений R_b и R_{bt} на коэффициент условий работы γ_{b2} .

Повышенное влияние внутренних дефектов (раковин и др.) на прочность монолитных колонн малых поперечных сечений учитывается с помощью коэффициента γ_{b5} , а влияние расслоения бетонной смеси на прочность конструкций, бетонируемых в вертикальном положении при большой высоте слоя бетонирования - с помощью коэффициента γ_{b3} .

Неблагоприятное влияние попеременного замораживания и оттаивания на прочность бетона в зависимости от его вида, температуры воздуха и условий эксплуатации конструкции отражается коэффициентом γ_{b6} , а влияние солнечной радиации - коэффициентом γ_{b7} .

Поскольку к моменту разрушения конструкции по наклонным сечениям не вся поперечная арматура, пересекаемая косой трещиной, достигает предела текучести, напряжения в ней распределяются неравномерно. Это учитывается введением коэффициента условий работы γ_{s1} .

Соединения сваркой поперечной арматуры с продольной в местах пересечения с косой трещиной работают на сдвиг с кручением, а поперечные стержни - на растяжение с изгибом, что при низкой пластичности металла в зоне сварки может привести к хрупкому разрушению соединения. Это учитывается введением коэффициента γ_{s2} .

Зависимость усталостной прочности арматуры от асимметрии цикла, профиля стержней и класса арматурной стали учитывается коэффициентом γ_{s3} , а работа высокопрочной арма-

туры при напряжениях выше условного предела текучести - коэффициентом γ_{s6} , зависящим от класса стали, степени армирования сечения, прочностных и деформативных характеристик бетона и арматуры и уровня ее предварительного напряжения.

Снижение расчетного сопротивления на концах стержней на длине зоны передачи напряжений в напрягаемой арматуре без анкеров и на длине зоны анкеровки ненапрягаемой арматуры учитывается введением переменного линейно изменяющегося по длине этих зон коэффициента γ_{s5} .

Имеется целый ряд других коэффициентов условий работы, учитывающих сопротивление поперечному расширению шва в стыках сборных элементов, которые оказывают торцы стыкуемых элементов, влияние на прочность бетона двухосного напряженного состояния, изменение свойств арматуры при механическом и электромеханическом натяжении, особенности работы арматуры в элементах из ячеистых и легких бетонов и т.д. Численные значения коэффициентов условий работы приведены в СНиП 2.03.01-84.

Расчетные сопротивления материалов для предельных состояний второй группы вводятся в расчет (за редким исключением) с коэффициентом условий работы, равным единице.

Возможное неблагоприятное отклонение геометрических характеристик (размеров элементов конструкции, их взаимного расположения, начальных прогибов и т. д.) учитывает коэффициент точности γ_a . На него следует умножать нормативное значение геометрической характеристики для получения её расчетного значения. Однако в большинстве случаев вместо коэффициента точности используют дополнительное слагаемое, которое прибавляется к нормативному значению и играет ту же роль, что и частный коэффициент точности. В некоторых случаях отклонение геометрических размеров учитывают коэффициентом надежности по материалу (допуски на прокат при назначении γ_a для металлических конструкций).

Значения коэффициента точности и дополнительных слагаемых устанавливают, исследуя условия изготовления и монтажа строительных конструкций с учетом правил нормирования допусков и контроля качества, а также анализируя статистическую изменчивость соответствующей геометрической характеристики.

Если для удобства и упрощения последующих выкладок временно ввести коэффициенты γ_c и γ_n в правую часть формулы (22), то она примет вид:

$$R = R_n \gamma_c / (\gamma_m \gamma_n). \quad (23)$$

Сочетание коэффициентов γ_f , γ_m , γ_c и γ_n в каждом конкретном случае определяет коэффициент запаса, который оказывается, таким образом, расшифрованным и расчлененным. Любая сторона коэффициента запаса может устанавливаться и регулироваться отдельно путем наблюдений за режимом нагрузок, изучения свойств материалов, сравнения особенностей работы и дифференциации надежности различных конструкций, сооружений и их элементов. Тем самым создаются условия для постоянного совершенствования методики расчета на научной основе. Основным условием обеспечения эксплуатационной способности элемента, конструкции или сооружения является выполнение требования, чтобы наибольшее возможное за время эксплуатации усилие не превышало значения, соответствующего минимально возможному сопротивлению материала:

$$N_{\max} < \Phi_{\min}. \quad (24)$$

Пусть расчетная нагрузка является совокупностью нескольких разновидностей нагрузок, имеющих различные коэффициенты надежности:

$$F = F_{1n} \gamma_{f1} + F_{2n} \gamma_{f2} + F_{3n} \gamma_{f3} + \dots = \sum F_{in} \gamma_{fi}, \quad (25)$$

Тогда для бруса, работающего на осевое растяжение (сжатие), условие (24) может быть представлено в виде;

$$\sum N_{in} \gamma_{fi} \leq R_n [\gamma_c / (\gamma_m \gamma_n)] A_{net}. \quad (26)$$

где N_{in} - усилие от нормативного значения соответствующей нагрузки F_{in} .
Отсюда согласно выражениям (25) и (22)

$$N \leq R A_{net}. \quad (27)$$

Такая форма записи, принятая в первой редакции СНиП (1955 г.), неудобна для решения задач сопротивления материалов, где расчет на прочность понимается как сравнение рабочих напряжений с допускаемым значением. Во второй редакции (1962 г.) построение расчетных формул для металлических и деревянных конструкций было приближено к форме расчета по допускаемым напряжениям и проверка прочности свелась к сравнению максимальных напряжений с расчетным сопротивлением. Этот принцип сохранен и в последней редакции СНиП (1982 г.), с той лишь разницей, что коэффициент условий работы γ_c выделен в самостоятельную величину:

$$\sigma_{max} = N / A_{net} < R \gamma_c, \quad (28)$$

здесь N - продольная сила в опасном поперечном сечении бруса от расчетных нагрузок, Н; R - расчетное сопротивление материала, Па (МПа). Остальные обозначения те же, что в формуле (1).

Первоначальная форма записи предельного неравенства (27) сохранена лишь в расчетах железобетонных и армокаменных конструкций, которые по причинам, указанным в рассмотренном выше примере, не могут рассматриваться в сопротивлении материалов. Условие (28) позволяет решать те же три типа задач, что и при расчете по допускаемым напряжениям.

1. *Проверка прочности* (проверочный расчет) - непосредственно по формуле (28).

2. *Подбор сечения* (проектный расчет):

$$A \geq N_{max} / R \gamma_c. \quad (29)$$

3. *Определение эксплуатационной способности* (предельной силы) - по формуле

$$N \leq R \gamma_c A_{net}. \quad (30)$$

Можно показать, что методика расчета по допускаемым напряжениям представляет частный случай расчета по первой группе предельных состояний. Разделив неравенство (24) на площадь A_{net} , получим:

$$\sum \sigma_{in} \gamma_{fi} \leq R_n \gamma_c / (\gamma_m \gamma_n), \quad (31)$$

где σ_{in} - напряжение от нормативной нагрузки F_{in} , а

$$\sum \sigma_{in} \gamma_{fi} = \sigma_{in} \gamma_{f1} + \sigma_{2n} \gamma_{f2} + \sigma_{3n} \gamma_{f3} + \dots .$$

Выделим в неравенстве (31) напряжение от какой-либо нагрузки, например F_{1n} :

$$\sigma_{1n} [\gamma_{f1} + (\sigma_{2n} / \sigma_{1n}) \gamma_{f2} + (\sigma_{3n} / \sigma_{1n}) \gamma_{f3} + \dots] \leq R_n \gamma_c / (\gamma_m \gamma_n). \quad (32)$$

Рассматривая выражение в квадратных скобках как приведенный коэффициент γ_{red} по отношению к выделенной нагрузке, имеем:

$$\sigma_{in}\gamma_{red} \leq R_n\gamma_c / (\gamma_m\gamma_n). \quad (33)$$

Отсюда:

$$\sigma_{in} \leq R_n\gamma_c / (\gamma_{red}\gamma_m\gamma_n), \quad (34)$$

где: $\gamma_{red}\gamma_m\gamma_n / \gamma_c$ - коэффициент запаса напряжения σ_{in} по отношению к нормативному сопротивлению R_n . Таким образом, этот коэффициент различен не только для каждой конструкции или элемента, но и для каждой нагрузки. Если коэффициенты надежности всех нагрузок принять одинаковыми: $\gamma_{f1} = \gamma_{f2} = \gamma_{f3} = \dots = \gamma_f$, то неравенство (a) преобразуется к виду:

$$\gamma_f \sum \sigma_{in} \leq R_n\gamma_c / (\gamma_m\gamma_n), \text{ или } \sigma = \sum \sigma_{in} \leq R_n\gamma_c / (\gamma / \gamma_m\gamma_n). \quad (35)$$

Величина $\gamma / \gamma_m\gamma_n / \gamma_c = K$ представляет собой общий, одинаковый для всех нагрузок коэффициент запаса, а частное от деления нормативного сопротивления (предельного напряжения) на общий коэффициент запаса - допускаемое напряжение. Следовательно, $\sigma \leq R_n / K = \sigma_{lim} / K = [\sigma]$, т. е. методика расчета по допускаемым напряжениям есть частный случай расчета по первой группе предельных состояний, когда коэффициенты надежности всех нагрузок одинаковы.

Пример 4.4. Подобрать сечение арматуры железобетонной колонны в рассмотренном выше примере, исходя из расчета по предельному состоянию. Нормативная нагрузка F_{in} складывается из постоянной нагрузки $\frac{2}{3}F_{in}$ с коэффициентом надежности $\gamma_{f1} = 1,1$ и временной нагрузки $\frac{1}{3}F_{in}$ с коэффициентом $\gamma_{f2} = 1,4$. Нагрузка F_{2n} имеет коэффициент надежности $\gamma_{f3} = 1,2$. Расчетное сопротивление бетона $R_b = 9$ МПа, арматуры $R_s = 280$ МПа.

Решение. Расчетное усилие в нижней части колонны $N = \frac{2}{3}F_{in}\gamma_{f1} + \frac{1}{3}F_{in}\gamma_{f2} + 2F_{2n}\gamma_{f3} = \frac{2}{3} \times 300 \times 1,1 + \frac{1}{3} \times 300 \times 1,4 + 2 \times 600 \times 1,2$ кН = 1800 кН. При расчете по эксплуатационной способности общая характеристика предельного состояния по существу не отличается от принятой при расчете по разрушающим нагрузкам. Поэтому расчетная формула может быть легко получена из условия предельного равновесия предыдущего примера путем отбрасывания коэффициента запаса прочности и замены нормативных величин N_n , R_{bn} и $R_{sn} = \sigma_Y$ расчетными:

$$N \leq R_b A_b + R_s A''_s, \quad (36)$$

Отсюда $A''_s \geq (N - R_b A_b) / R_s = (1800 \times 10^3 - 9 \times 10^6 \times 0,16) / (280 \times 10^6)$ м² = 12,9 × 10⁻⁴ = 12,9 см².

Принимаем 4Ø22 A-II с $A_s'' = 3,14 \times 2,2^2$ см² = 15,2 см² > 12,9 см². Теоретическая экономия стали по сравнению с расчетом по разрушающим нагрузкам:

$$\Delta A_s = [(A'_s - A''_s) / A'_s] \times 100 = [(23,1 - 12,9) / 23,1] \times 100\% = 44\%,$$

по допускаемым напряжениям: $\Delta A_s = [(A_s - A''_s) / A_s] \times 100 = [(27,5 - 12,9) / 27,5] \times 100\% = 53\%.$

6. Особенности проектирования железобетонных мостовых конструкций по зарубежным нормам.

Анализ зарубежных норм и практики проектирования мостов (преимущественно железобетонных балочных преднапряженных пролетных строений) в США,

Великобритании, КНР, и др. стран показал, что в нормах этих стран эффект совместной работы материалов учитывается в расчетах под эксплуатационными нагрузками. Такой вывод легко усматривается при анализе в установленных нормами расчетных сопротивлениях. Их значения выше соответствующих характеристик наших норм, хотя уровень расчетных нагрузок близок к нашим нормативным (при величинах загружаемых участков линий влияния менее 25 м). В качестве примера в таблицах 1 и 2 сопоставляются нормативные и расчетные сопротивления бетона класса B40 и близких к нему марок бетона западных норм. Приводятся также соответствующие сопротивления высокопрочной проволоки типа В - II $d = 5\text{мм}$ из наших норм. Указанными обстоятельствами, а также допущением более высокого уровня предварительного обжатия и натяжения арматуры, чем то допускается нашими нормами, можно объяснить значительно меньший расход преднатяженной арматуры в железобетонных конструкциях западных стран.

В американских тавровых и коробчатых балках автодорожных мостов расход высокопрочной стали в 1,5...2 раза меньше, чем в аналогичных отечественных конструкциях (см. табл. 3). Плиты проезжей части, наоборот, армированы значительно сильнее, чем плиты отечественных конструкций. По нормам США расчет, аналогичный (по смыслу и уровню нагрузок) нашему расчету на прочность, должен выполняться по формулам сопротивления материалов упругих систем на внецентренное сжатие.

Нормы стран	СНиП 2.03.04-84	СНиП 2.05.03-84*	Великобритания	КНР ⁴⁾	США ⁴⁾
Показатели	Обозначения прочности				
	B 40	B 40	M50 ¹⁾	M49 ¹⁾	$f_c' = 432^{2)}$
Осьное сжатие Нормативное $\text{кг}/\text{см}^2$	296	266	291	333	-
Осьное сжатие расчетное $\text{кг}/\text{см}^2$	224	205	200 ⁵⁾	271	259
Осьное растяжение	14.3/21.4 ³⁾	13.0/21.5 ³⁾		24.7	12.7

1) Средняя прочность в МПа кубов 20x20x20 см.

2) Средняя прочность в $\text{кг}/\text{см}^2$ цилиндрических образцов, соответствующая бетону B40 по СНиП 2.05.03-84.

3) В числителе – по первой группе предельных состояний, в знаменателе – второй группе предельных состояний.

4) По нормам для автодорожных мостов.

5) Условная величина – средняя прочность в предельном состоянии, по всей сжатой половине сечения изгибаемой балки (нормы BS5400).

Из анализа этой рекомендации можно сделать только один вывод – бесспорным признан тот факт, что под эксплуатационными нагрузками даже чрезвычайного уровня практически никогда не может быть реализована модель предельного равновесия. Однако в британских и американских нормах рекомендуется давать оценку предельной несущей способности сечений конструкции, но отмечают при этом, что такую проверку следует делать отдельно по арматуре и отдельно по бетону, очевидно, учитывая, что критические состояния по арматуре и бетону практически никогда одновременно не могут быть

достигнуты перед разрушением из-за разных условий "коллективной" работы и статистических свойств этих материалов.

Таблица 2

Нормы стран/ Показатели	СНиП 2.03.04- 84	СНиП 2.05.03- 84*	Велико- британия	КНР ⁴⁾	США ⁴⁾
Временное сопротивление	17000	17000	16500	16300	16500
Условный предел текучести (деформаций 0,2%)	14285	14285	$f_{pu}^{3)}$ (14900)	-	$f_g^{3)}$ (15000)
Нормативное сопротивление	13600	12800	13400	13060	-
Расчетное сопротивление	11300	10100	0.8 f_{pu}	11300	0.8 f_g
Предварительное напряжение, контролируемое	12450	11100	-	-	0.95 f_g

1) В таблице приведены данные для проволоки типа В-И, d=5 мм.

2) Данные КНР и США только для автодорожных мостов.

3) $f_{pu}^{3)}$ и f_g – характеристическое значение прочности ($u=0,95$) по соответствующему стандарту

При этом в британских нормах (BS 5400) разрешается в оценках предельного момента использовать высоту сжатой зоны бетона прямоугольной формы в "крайнем" предельном состоянии до 0,5 полной высоты балки. В американских нормах рекомендуется проектировать железобетонную конструкцию так, чтобы при достижении предельной нагрузки арматура находилась в пластическом течении. Одновременно значительно ужесточены (по сравнению с нашими нормами) требования к проектированию плит проезжей части (минимальный размер толщины плиты ограничен величиной 18-20 см, значительно снижены расчетные сопротивления арматуры и бетона, введены жесткие требования к качеству бетона плит).

В нормах западных стран большое значение придается расчетному контролю за трещинообразованием в бетоне конструкции. Фактически везде как крупное достижение науки признан принцип так называемого «частичного (оптимального) обжатия». В частности, в Великобритании и КНР трещинообразование контролируется по допускаемому условному растяжению бетона (см. табл. 4.). Этот расчет, как правило, несет экономическую ответственность, он определяет необходимый уровень предварительного натяжения арматуры, а часто – и ее количество. В нормах всех западных стран трещиностойкость как предельное состояние не нормируется.

Таблица 3

Конструкции России			Конструкции США		
Типы сечений	Пролеты, м	Арматура, кг/м ²	Типы сечений	Пролеты, м	Арматура, кг/м ²
□	15,0	12,0	Плитные, коробчатые и	15,25(50)	4,6-5,6
Т	24,0	16,0		22,9(75)	7,5-8,5
Т	33,6	21,0		30,5(100)	10,4-11,8

			ребристые с нижним уширением	38,2(125)	14,6-16,0
--	--	--	------------------------------------	-----------	-----------

Контролируется лишь раскрытие трещин, опасное с позиций коррозии арматуры, и перераспределение при этом напряжений между бетоном и арматурой. Большое внимание уделяется экономической ответственности расчета на трещиностойкость: допущение условных растягивающих напряжений до величин порядка 40...50 кг/см² позволяет снять с конструкции до 10...20% пучковой арматуры и снизить уровень излишнего обжатия и натяжения арматуры на 40...50%. При этом сохраняется достаточно высокий уровень надежности по признаку поперечной трещиностойкости ($U_i = 0,9...0,98$) и одновременно значительно увеличивается надежность нижних предварительно обжатых поясов по признаку продольной трещиностойкости.

В британских нормах проектирования уделяется особое внимание качеству бетона - надежному и обязательному обеспечению марки бетона. Эти требования (по цементу, В/Ц, технологии приготовления бетона и др.) изложены в специальных двух частях (из десяти) норм BS 5400 [153]. Ответственность технологических требований этих норм столь же велика, как и все требования расчетной надежности.

Таблица 4

Вид преднапряжения	Предельная ширина трещины δ мм	Допускаемое растяжение σ_{bt} (кг/см ²)		
		Марка бетона		
		M 30	M 40	$\geq M 50$
На упоры	0,1	-	41	48
	0,15	-	45	53
	0,25	-	55	68
На бетон со сцеплением (с инъектированием каналов)	0,1	-	41	48
	0,15	35	45	53
	0,25	41	55	63
На упоры, но при расположении вблизи растянутой грани (смешанное армирование)	0,1	-	53	63
	0,15	-	58	68
	0,25	-	68	78

1. Трещины раскрытием $\delta = 0,25$ мм допускаются только для умеренных климатических зон, укрытых от непосредственного проникновения морской воды и агрессии солей; в суровых условиях, не подверженных воздействию солей, $\delta=0,15$ мм; $\delta=0,10$ мм – для экстремальных условий (температурных, влажностных и агрессии солей).

2) Табл. 4 взята из Британских норм, общих для железных и автомобильных дорог BS 5400 Р.4.

3) Напряжения даны для сечения высотой до 20,0 см; при большей высоте вводится коэффициент до $m=0,7 - 0,8$.

4) По нормам BS 5400 под маркой бетона понимается средняя прочность кубов 15x15x15 см в возрасте 28 дней в Н/мм².

Приведенный нами далеко не полный анализ некоторых принципиальных положений нормативных требований к железобетонным преимущественно преднапряженным из-

гибающим мостовым конструкциям свидетельствует о необходимости корректировки действующих нормативных документов с тем, чтобы сблизить позиции в оценках уровня надежности мостовых сооружений, принятые в наших нормах и в нормах западных стран. Такой подход позволит обеспечить безопасный проход без ограничений автомобильных нагрузок западных стран по дорогам нашей страны и, наоборот, наших нагрузок на западных автодорогах.

Представленные предложения требуют детального обсуждения. Их реализация при достаточно убедительном вероятностно-статистическом обосновании откроет возможности повысить надежность, технико-экономические показатели и как следствие - конкурентоспособность железобетонных мостовых конструкций в борьбе с конструкциями из других материалов (стальных и сталежелезобетонных). Отметим главные проблемные предложения, имеющие важное стратегическое и технико-экономическое значение.

1. Корректировка нормируемых расчетных сопротивлений арматуры и бетона и их увязка с нормируемыми уровнями надежности против прогнозируемых предельных состояний.

2. Переход к расчетному контролю железобетонных конструкций в эксплуатационной стадии под нагрузками трех уровней: постоянными, постоянными плюс многократно повторными (рабочими) и чрезвычайными.

3. Коренной пересмотр стратегии проектирования (расчета и конструирования) плит проезжей части и ужесточение требований к материалам, конструкции и технологической дисциплине формирования плиты, имеющих целью приблизить (выровнять) надежность и долговечность плит проезжей части с другими элементами мостовых балочных конструкций (стенки-ребра, пояса, основная рабочая арматура). Изложенные предложения открывают перспективы сравнительно безболезненного для экономики страны «вхождение международное мостовое хозяйство», в списке новых будущих стандартов которого более реальные очертания приобретают разработки "Еврокода".

Здесь рассмотрен лишь один аспект надежности железобетонных мостовых конструкций, связанный с нормами на проектирование и их эксплуатацией. Необходим анализ других важных проблем надежности и долговечности этих конструкций. Среди них, прежде всего, прямые расчетные оценки ресурса (сроков службы) в вероятностной постановке с учетом физического состояния конструкций в эксплуатации и прогнозом износа (старения) материалов во времени.

Рекомендуемая литература

1. Ашрабов А. А., Зайцев Ю. В. Железобетонные и каменные конструкции. Ташкент, «Укитувчи», 1982. – 288 с.
2. Болотин В. В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. – М.: Стройиздат, 1982. – 351 с.
3. Бондаренко В. М., Иосилевский Л. И., Чирков В. П. Надежность строительных конструкций и мостов. – Изд. Академии Архитектуры и Строительных Наук, М., 1996. – 220 с.
4. Иосилевский Л. И. Практические методы управления надежностью железобетонных мостов. – М.: Науч. – изд, центр «Инженер», 1999, – 295 с.
5. Кудзис А. П. Оценка надежности железобетонных конструкций. – Вильнюс: Маклас, 1985. – 156с.
6. Лужин О. В. Вероятностные методы расчета сооружений. – М.: Стройиздат, 1983. – 94 с.
7. Райзер В. Д. Теория надежности в строительном проектировании. – М.: Изд. АСВ, 1998. – 304 с.
8. Ржаницин А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. – М.Стройиздат, 1978.–239 с.

9. Стрелецкий Н. С. Основы статистического учета коэффициентов запаса прочности сооружений. М., Стройиздат, 1947.
10. Стрелецкий Н. С. Основные направления исследований по уточнению метода расчета строительных конструкций по предельным состояниям. Доклад на сов. АСиА СССР и НТО СП СССР, М.: 1958. – 28 с.
11. ЕКБ – ФИП Международные рекомендации для расчета и осуществления конструкций из обычного и преднатяженного железобетона. Принципы / Пер. с франц. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1990.
12. КМК 2.05. 03–97. Мосты и трубы. Т., 1997.
13. КМК 2.03. 01–97. Бетонные и железобетонные конструкции. Т., 1997.
14. КМК 2.01. 07–97. Нагрузки и воздействия. Т., 1997.
15. Standard Specification for Highway Bridges, 14th Edition. “Proposed AASHTO Guide for Design of Pavement Structures,” NCHRP Project No. 20–7/24, Mar. 1985.
16. Британский Стандарт BS5400. Мосты. 1991.

Содержание

Наименование разделов	Стр.
1. Развитие методов расчета строительных конструкций	3
2. Сущность метода расчета по предельным состояниям	12
3. Изменчивость нагрузок и соответствующая им система расчетных коэффициентов	20
4. Изменчивость характеристик сопротивления материалов и соответствующая им система расчетных коэффициентов	28
5. Коэффициенты условий работы и другие частные коэффициенты	36
6. Особенности проектирования железобетонных мостовых конструкций по зарубежным нормам	43

А. АШРАБОВ, Ч. С. РАУПОВ

Метод предельных состояний в проектировании конструкций зданий и сооружений

Редактор: **Т.И.Умурзакова**

Разрешено в печать _____ Объём печ. л. 3,1
 Формат бумаги 60x84 1/16, заказ №_____ Тираж _____ экз.

Тиражировано в типографии ТашИИТа.

Ташкентский институт инженеров железнодорожного транспорта
 Адрес: 700167, Ташкент–167, ул. Адылходжаева, 1, ТашИИТ.