

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ
ДОНБАССКАЯ НАЦИОНАЛЬНАЯ АКАДЕМИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И
АРХИТЕКТУРЫ**

КАФЕДРА ТЕОРЕТИЧЕСКОЙ И ПРИКЛАДНОЙ МЕХАНИКИ

Мущанов В.Ф., Касимов В.Р., Руднева И.Н.

**КОНСПЕКТ ЛЕКЦИЙ
ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО
МЕТОДУ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ**

УДК 624.04

Конспект лекций «Основные положения расчет строительных конструкций по методу предельных состояний (для студентов строительных специальностей) / Составители: Мущанов В.Ф., Касимов В.Р., Руднева И.Н. – Макеевка, ДонНАСА, 2009. – 36 с.

Конспект лекций «Основные положения расчет строительных конструкций по методу предельных состояний предназначен для студентов строительных специальностей. В конспекте лекций рассматриваются вопросы вероятностного расчета строительных конструкций, частные коэффициенты надежности метода предельных состояний, нормирование атмосферных и технологических (крановых) нагрузок, сочетание нагрузок.

Составители:

проф. В. Ф. Мущанов
доц. Касимов В.Р.
ас. Руднева И.Н.

Рецензенты:

к-т техн. наук, доц. Жук Н.Р.
к-т техн. наук, доц. Денисов Е.В.

Ответственный за выпуск

проф. В. Ф. Мущанов

ЛЕКЦИЯ № 1. ОСНОВЫ ВЕРОЯТНОСТНОГО РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Проектирование конструкций является процессом принятия решений, при котором необходимо учитывать различные неопределенности в виде возможных отклонений параметров нагрузки, геометрии, прочности материала от заданных значений для достижения приемлемой вероятности «отказа» конструкции.

Основные определения:

Надежность – способность объекта выполнять свои функции в течение установленного срока службы.

Отказ – реализация состояния объекта, при котором он не может выполнять свои функции.

Основные сведения из теории вероятности и математической статистики

При конечном числе интервалов, на которые разбивается диапазон измерения случайной величины X , результаты измерений (в простейшем случае) могут быть представлены в виде гистограммы (см. Рис. 1).

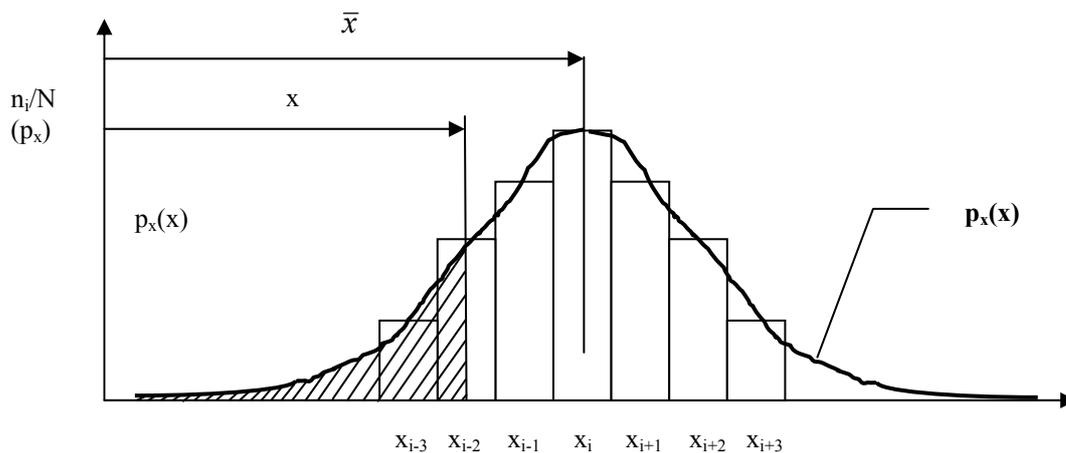


Рис.1.

x_i – интервал случайной величины; n_i – число попаданий случайной величины в интервал x_i ; N – число испытаний;

При $N \rightarrow \infty$ и $i \rightarrow \infty$ получаем непрерывную функцию $p_x(x)$ – функцию плотности распределения (или просто плотность распределения) случайной величины X ,

Основные свойства $p_x(x)$:

1. Суммарная площадь под кривой плотности распределения равна 1, т.е.:

$$\int_{-\infty}^{\infty} p_x(x) dx = 1, \quad (a)$$

а вероятность ($P_x(x)$) того, что случайная величина X примет значение меньше x будет равна участку площади, расположенной под кривой $p_x(x)$ левее x , или

$P_x(x) = \int_{-\infty}^x p_x(x) dx$ - функция распределения вероятности. Из этого следует 2-е

свойство:

2. Плотность распределения есть первая производная от функции вероятности распределения

$$p_x(x) = \frac{dP_x(x)}{dx} \quad (б)$$

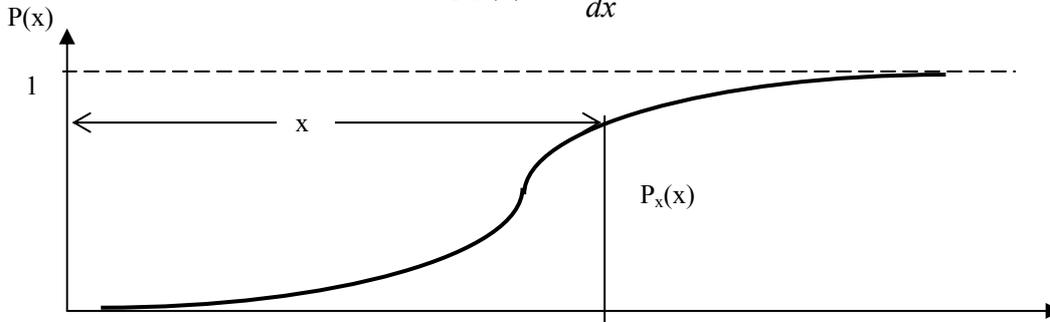


Рис. 2. Функция распределения вероятности

Плотность распределения $p_x(x)$, как и функция распределения, характеризует в полном объеме случайную величину X , основными характеристиками которой являются:

1) математическое ожидание $\bar{x} = \int_{-\infty}^{\infty} xp_x(x) dx$ - абсцисса центра тяжести площади под кривой распределения;

$$2) D(x) = \bar{x} = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \bar{x})^2 p_x(x) dx \text{ - дисперсия случайной величины } X; \quad (в)$$

3) $S(x) = \sigma = \sqrt{D(x)}$ - стандарт случайной величины X .

Величины 2) и 3) характеризуют рассеяние (изменчивость) случайной величины X .

Основы расчета надежности конструкций

Если представить расчетные параметры, влияющие на работу конструкции, в виде случайных независимых величин, то условие обеспечения несущей способности конструкции может трактоваться, как выполнение предельного неравенства:

$$\tilde{g}(x_1, x_2, \dots, x_n) = \tilde{R}(x_1, x_2, \dots, x_m) - \tilde{Q}(x_{m+1}, x_{m+2}, \dots, x_n) > 0; \quad (1)$$

$$\text{или } \tilde{g} = \tilde{R} - \tilde{Q} > 0,$$

где “ \sim ” - символ случайной величины; \tilde{Q} - усилия (или напряжения) в конструкции, выраженные через внешнюю нагрузку; \tilde{R} - несущая способность конструкции, выраженная в единицах представления \tilde{Q} ; \tilde{g} - функция резерва прочности.

Вероятность выполнения неравенства (1) есть вероятность неразрушения. Вероятность разрушения конструкции (или ее отказа, превышения границы области допустимых состояний) определится, как

$$P_f = \int_{-\infty}^0 p_g(g) dg \quad (2)$$

где $p_g(g)$ – плотность распределения функции резерва прочности.

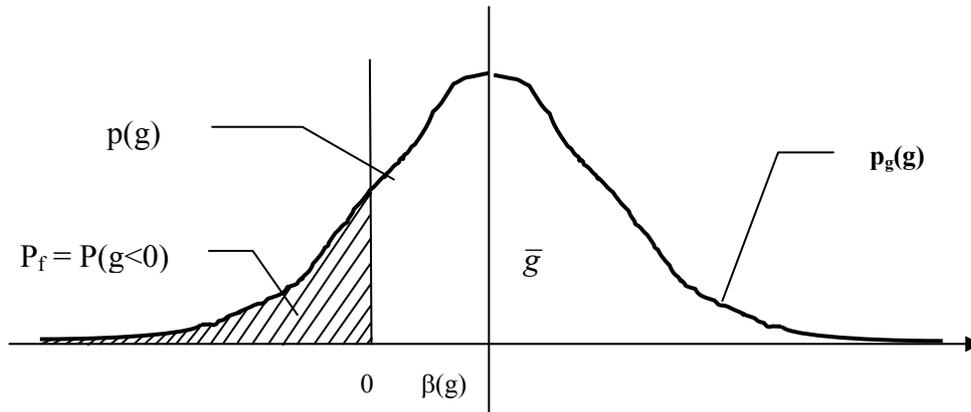


Рис.3. К определению надежности конструкции

При любых законах распределения взаимно-независимых случайных величин \tilde{R} и \tilde{Q} справедливы соотношения:

$$\begin{aligned} \bar{g} &= \bar{R} - \bar{Q}; \\ \mathfrak{E} &= \sqrt{\bar{R} - \bar{Q}}, \end{aligned} \quad (3)$$

–, \wedge , \circ – математическое ожидание, дисперсия, стандарт величины.

Число стандартов \mathfrak{E} , укладывающееся в диапазоне от $g = 0$ до $g = \bar{g}$ называется характеристикой безопасности β

$$\beta = \frac{\bar{g}}{\mathfrak{E}} = \frac{\bar{R} - \bar{Q}}{\sqrt{\bar{R} + \bar{Q}}} \quad (4)$$

Для простоты иллюстрации взаимосвязи между P_f и β предположим, что случайные величины \tilde{R} и \tilde{Q} подчиняются нормальному закону распределения. В этом случае вероятность отказа будет вычисляться, как (см. рис. 2)

$$P_f = P(g < 0) = \frac{1}{\mathfrak{E}\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^0 e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{g_i - \bar{g}}{\mathfrak{E}}\right)^2} dg = \frac{1}{2} - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^{\beta} e^{-\frac{g^2}{2}} dg = \frac{1}{2} - \Phi(\beta) \quad (5)$$

где $\Phi(\beta)$ – интеграл вероятности Гаусса.

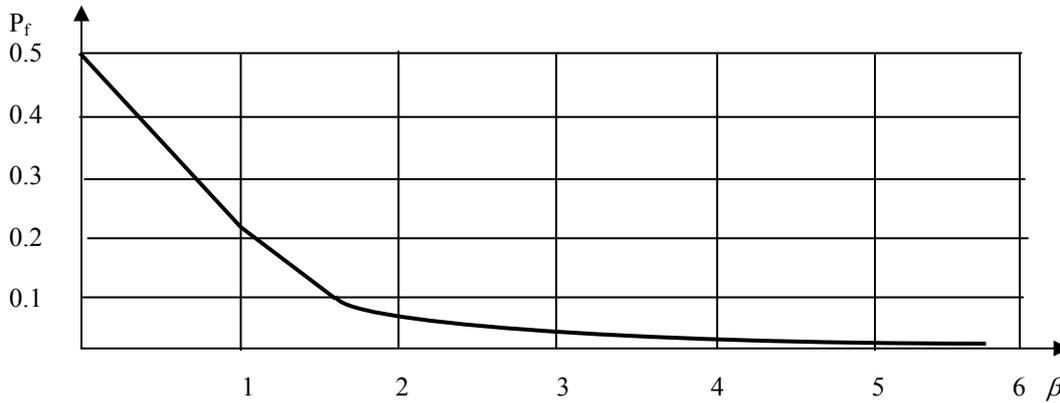


Рис. 3. К зависимости между P_f и β

В общем случае рассматриваемый подход позволяет исследовать вероятностную природу коэффициентов надежности метода предельных состояний:

- для коэффициента надежности по нагрузке γ_f :

$$\gamma_f = \frac{Q_p}{\bar{Q}(1 + \mu_Q v_Q)} = \frac{1 + \frac{\mathcal{G}\beta v_Q}{\sqrt{\bar{R} + \bar{Q}}}}{1 + \mu_Q v_Q} \quad (6.a)$$

- для коэффициента надежности по материалу γ_m

$$\frac{1}{\gamma_m} = \frac{1 + \frac{\mathcal{K}\beta v_R}{\sqrt{\bar{R} + \bar{Q}}}}{1 + \mu_R v_R} \quad (6.б)$$

где $v_Q = \frac{\mathcal{G}}{\bar{Q}}$, $v_R = \frac{\mathcal{K}}{\bar{R}}$ - коэффициенты вариации; μ_Q и μ_R - число стандартов, на которые сдвинуты нормативные значения R_n и Q_n по отношению к \bar{R} и \bar{Q} .

В связи с этим можно считать, что:

- основные положения метода предельных состояний имеют вероятностную основу;
- отсутствие прямого вероятностного расчета в рамках методики предельных состояний приводит к следующим негативным последствиям:
 - * надежность сооружений одного и того же назначения, запроектированных по одним и тем же нормам, но выполненных из различных материалов, оказывается различной;
 - * существующие нормы расчета и проектирования не позволяют оценивать надежность проектируемых конструкций, а тем более, проектировать конструкции с заданным уровнем надежности.

Исключить указанные недостатки позволяет прямой вероятностный расчет конструкций.

ЛЕКЦИЯ №2. МЕТОДЫ ВЫЧИСЛЕНИЯ ВЕРОЯТНОСТИ ОТКАЗА

Условием отказа будет выполнение неравенства:

$$\tilde{R} - \tilde{Q} < 0 \quad (7)$$

Вероятностью отказа будет вероятность реализации неравенства (7)

$$P_f = \int_0^{\infty} R(x)p_Q(x)dx \quad (8)$$

где $R(x)$ – функции распределения вероятностей случайной величины R ; $p_Q(x)$ – плотность распределения вероятностей Q .

Для вычисления вероятности отказа в виде интеграла (8), используются следующие методы:

1) **метод 2-х моментов** – используется, если величины \tilde{R} и \tilde{Q} распределены по нормальному закону. Тогда

$$P_f = \frac{1}{2} - \Phi(\beta) = 1 - P_s \quad (9)$$

Преимущество метода в его простоте, недостаток – в ограниченности применения нормального закона распределения.

2) **метод статистической линеаризации** – основан на разложении функции надежности \tilde{g} в ряд Тейлора. Применяется, как правило, при определении числовых характеристик нелинейной функции g нескольких случайных аргументов x_1, x_2, \dots, x_n .

Пусть $g = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$

Разложим функцию g в ряд Тейлора в окрестности точки A :

$$g = f(a_1, a_2, \dots, a_n) + (\tilde{x}_1 - a_1) \frac{\partial g}{\partial x_1} + (\tilde{x}_2 - a_2) \frac{\partial g}{\partial x_2} + \dots + (\tilde{x}_n - a_n) \frac{\partial g}{\partial x_n} + W, \quad (10)$$

где $\frac{\partial g}{\partial x_i}$ – значения частных производных, которые берутся при $\tilde{x}_i = a_i$ ($i = 1, 2, \dots, n$); W – нелинейные члены ряда.

В практических расчетах членами W как правило пренебрегают. Тогда:

- математическое ожидание функции надежности (\bar{g}) определяется, как функция g , вычисленная от математических ожиданий случайных аргументов $\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n$, т.е.

$$\bar{g}(x_1, x_2, \dots, x_n) \approx f(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n) \quad (11.a)$$

- дисперсия функции \hat{g} определится, как

$$\hat{g} \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)^2 \cdot \hat{x}_i \quad (11.б)$$

3) **метод «горячих» точек**, разработанный в бывшем СССР Б.И. Снарским (он же в зарубежной литературе *метод первого приближения*, сформулированный Хазофером и Линдом). Метод используется в случае, если исходные величины

распределены не по нормальному закону, и основан на приведении исходных распределений к нормальному. Аппроксимации производятся в «горячей точке» (точке подгонки).

Преимущество метода заключается в универсальности и простоте алгоритма, недостатки – в том, что функция \bar{g} , определяющая область отказа, должна быть всюду дифференцируемой и гладкой.

4) **метод статистических испытаний**, основанный на достаточно большом числе (5000 ... 10000) статистических испытаний по схеме Бернулли, т.е. при каждом испытании генерируются значения случайных величин \tilde{R} и \tilde{Q} . Для i -х значений x_i выполняется детерминированный расчет значений Q и R и проверяется условие $Q > R$. Если условие выполняется, то эта реализация засчитывается в качестве отказа. Частота появления отказа (ν) рассматривается, как оценка его вероятности P_f :

$$\nu = \frac{k}{m} \approx P_f \quad (12)$$

где k – число отказов; m – число испытаний.

Метод крайне прост и универсален, но требует оценки близости ν к P_f . Тогда

$$P_f \leq \eta_s^k \nu, \quad (13)$$

где η_s^k – доверительный коэффициент, определяемый, как правило, по таблицам в зависимости от уровня доверительной вероятности P_s и числа отказов k . Например:

для $P_s = 0.95$ и $k = 20$ при $m = 5000$
 $\rightarrow \nu = \frac{20}{5000} = 0.004$; $\eta_{0.95}^{20} = 1.453$; $P_f = 1.453 \cdot 0.004 = 0.005812$;

для $P_s = 0.99$ и $k = 20$ при $m = 5000$
 $\rightarrow \nu = \frac{20}{5000} = 0.004$; $\eta_{0.99}^{20} = 1.655$; $P_f = 1.655 \cdot 0.004 = 0.00622$.

5) **метод Монте-Карло** – является модифицированным методом статистического моделирования. Так как интеграл (8) есть не что иное, как математическое ожидание функции отказа F_k , то

$$P_f = \bar{F}(Q) \approx \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m F_k(Q_i) \quad (14)$$

т.е. при каждом испытании:

а) по заданной плотности вероятностей величины Q моделируется ее реализация Q_i ;

б) по значению аргумента Q_i определяется значение R ;

в) проверяется условие $R_i - Q_i = F_k$;

г) по выше приведенной формуле (14) определяется P_f .

Как и в предыдущем случае, необходимой операцией является оценка близости ν к P_f . При реализации метода Монте-Карло наиболее приемлемым подходом является формирование ряда выборок P_f (до $i = 20$) и формирования на их основе значений оценки вероятности P_{f_i} . Для определения доверительного интервала ΔP_f используем критерий Стьюдента

$$\Delta P_f = \pm t_p \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^M P_{f_i}^2 - M \bar{P}_{f_i}^2}{M(M-1)}} \quad (15)$$

M – число выборок; t_p – значения коэффициента для различных уровней доверительной вероятности.

При большой ширине доверительного интервала следует увеличить объем выборок или их число.

Пример расчета вероятности отказа методом 2-х моментов

Расчет на прочность балки в условиях плоского поперечного изгиба

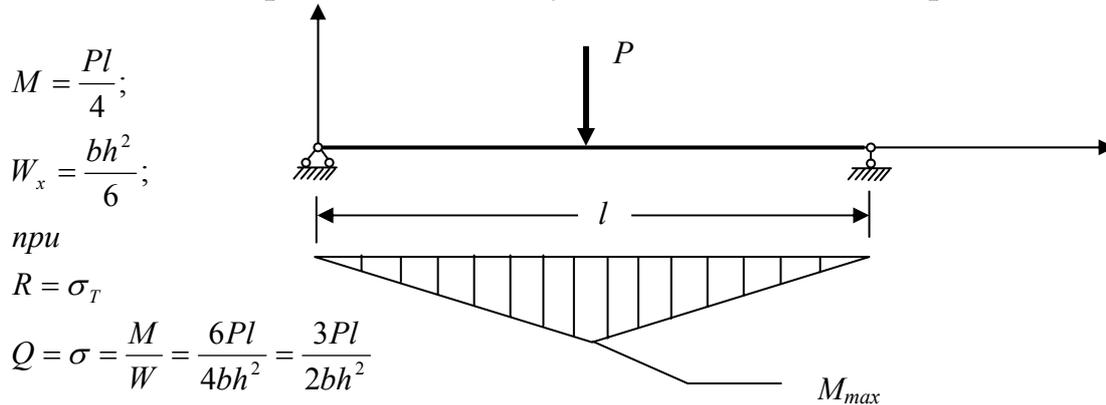


Рис. 5

Примем величины \tilde{P} и $\tilde{\sigma}_T$ распределенными по нормальному закону с характеристиками $\bar{\sigma}_T$ и \mathfrak{E}_T , \bar{P} и \mathfrak{P} . Остальные параметры считаем неизменными (детерминированными).

Если величины R и Q распределены по нормальному закону, то результирующая величина g подчиняется нормальному закону распределения:

$$\text{Так как } \bar{g}(x+y) = g(\bar{x}) + g(\bar{y}), \text{ то } \bar{g} = \bar{R} - \bar{Q} = \bar{\sigma}_T - \bar{P} \cdot \frac{3l}{2bh^2};$$

$$\text{а } \mathfrak{E}(x+y) = \sqrt{g(\bar{x}) + g(\bar{y})}, \text{ то } \mathfrak{E} = \sqrt{\bar{R} + \bar{Q}} = \sqrt{\bar{\sigma}_T + \bar{P} \left(\frac{3l}{2bh^2} \right)^2}; \quad \beta = \frac{\bar{g}}{\mathfrak{E}}.$$

$$\text{Вероятность безотказной работы: } P_s = \frac{1}{2} + \Phi(\beta);$$

$$\text{Вероятность отказа: } P_f = \frac{1}{2} - \Phi(\beta) = 1 - P_s.$$

Тогда при

$\bar{P} = 26 \text{ кН}$, $\mathfrak{P} = 2.6 \text{ кН}$, $\bar{\sigma}_T = 240 \text{ МПа} = 240000 \text{ кН/м}^2$, $\mathfrak{E}_T = 24 \text{ МПа} = 24000 \text{ кН/м}^2$ и детерминированных величинах $l = 2 \text{ м}$, $b = 0.05 \text{ м}$, $h = 0.1 \text{ м}$

$$\bar{g} = \bar{\sigma}_T - \bar{P} \frac{3l}{2bh^2} = 240000 - 26 \cdot \frac{3 \cdot 2}{2 \cdot 0.05 \cdot 0.1^2} = 84000 \text{ kH} / \text{m}^2;$$

$$g = \sqrt{\hat{\sigma}_T + \hat{P} \left(\frac{3l}{2bh^2} \right)^2} = \sqrt{24000^2 + 2.6^2 \left(\frac{3 \cdot 2}{2 \cdot 0.05 \cdot 0.1^2} \right)^2} = 28624.5 \text{ kH} / \text{m}^2,$$

$$\beta = \frac{\bar{g}}{g} = \frac{84000}{28624.5} = 2.935$$

Вероятность безотказной работы: $P_s = \frac{1}{2} + \Phi(\beta) = \frac{1}{2} + \Phi(2.935) = 0.9984,$

Вероятность отказа: $P_f = 1 - P_s = 1 - 0.9984 = 0.0016$ или 0.16%.

ЛЕКЦИЯ №3. МЕТОД ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Предельное состояние есть состояние, при переходе за которое сооружение перестает соответствовать поставленным требованиям. В настоящее время предельные состояния по степени ограничений и эксплуатации и возможных последствий отказа разделяются на 2 группы:

- к 1-й группе относятся предельные состояния, при выходе за которые возникает полная потеря пригодности к эксплуатации (общая потеря устойчивости, потеря устойчивости положения, разрушение любого характера, переход в изменяемую систему, качественное изменение конфигурации вследствие чрезмерных деформаций ползучести или пластичности, сдвигов в соединениях),
- ко 2-й группе относятся предельные состояния, при выходе за которые затрудняется нормальная эксплуатация (недопустимые деформации и перемещения, недопустимые уровни колебаний, недопустимые образования или раскрытия трещин).

Для количественных оценок предполагается математическая модель, в которой возможно описание предельного состояния с помощью уравнений или алгоритма в зависимости от величин, допускающих их прямое измерение или наблюдение. Эти величины в теории надежности несущих конструкций называются базисными переменными X_i . Большой частью базисные переменные (нагрузки, свойства материала и грунтов, геометрические размеры) являются случайными числами, иногда случайными процессами, для которых может быть собрана статистическая информация. Совокупность определяющих надежность сооружения базисных переменных представляется случайным вектором

$$X = \begin{pmatrix} X_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ X_m \end{pmatrix} \quad (16)$$

Для дальнейшего исследования целесообразно требования к базисным переменным рассматривать в виде m -мерного пространства, где каждая точка этого пространства есть одна реализация случайного вектора X . Тогда в общем случае уравнение предельного состояния будет иметь вид

$$g(x) = g(x_1, x_2, \dots, x_m) = 0 \quad (17)$$

При условии $g(x) = g(x_1, x_2, \dots, x_m) < 0$ наступает отказ по рассматриваемому предельному состоянию, при $g(x) = g(x_1, x_2, \dots, x_m) > 0$ - условие безотказной работы.

Поскольку расчеты по решению уравнения предельного состояния методами теории надежности слишком сложны и используются лишь в отдельных случаях при проектировании уникальных объектов повышенной ответственности, то при проектировании конструкций массового назначения используются не вероятностные методы расчета, когда базисные переменные являются случайными величинами, а детерминистические методы, в которых базисная переменная заменяется постоянным значением, называемым нормативным (в новых нормах Украины – характеристическим значением, умноженным на соответствующий коэффициент надежности (или коэффициент безопасности)). Указанные коэффициенты служат для регулирования величин нагрузок и сопротивлений. Принимая минимально возможное значение сопротивления (понижающий коэффициент надежности) и максимально возможное значение нагрузки (повышающий коэффициент надежности), добиваются обеспечения необходимого запаса прочности при проектировании и достаточно малой вероятности отказа конструкции.

Мерой безопасности в традиционных эмпирических подходах служит общий коэффициент запаса γ , который определяется как отношение сопротивления к нагрузке, вычисленное по нормативным значениям базисных переменных x_i^n . Тогда уравнение предельного состояния приобретает вид:

$$\bar{g}(x^n, \gamma) = r^n - \gamma s^n = 0, \quad \rightarrow \quad \gamma = \frac{r^n}{s^n} \quad (18)$$

Если представить, что запас прочности конструкции зависит лишь от изменчивости напряжений, обусловленных изменчивостью прочностных характеристик материала и базисная функция прочности носит линейный характер $r^n = Ax_R^n$, то уравнение предельного состояния может быть переписано в виде

$$\bar{g}(x^n, \gamma) = r^n - \gamma s^n = Ax_R^n - \gamma s^n = 0 \quad (19)$$

Введя понятие допускаемого напряжения $[\sigma] = \frac{x_R^n}{\gamma}$, получим частный случай решения уравнения предельного состояния в виде, соответствующему условию безотказной работы

$$\bar{g}(x^n, \gamma) = r^n - \gamma s^n = A[\sigma]\gamma - \gamma s^n > 0 \rightarrow \frac{s^n}{A} = \sigma < [\sigma], \quad (20)$$

который в нормах проектирования носит название *метода расчета по допускаемым напряжениям*, являлся господствующим до 50-х гг. XX столетия и до сих пор используется достаточно широко, например, в машиностроении.

Основной идеей *метода предельных состояний*, которая используется при решении уравнения предельного состояния, является представление базисной переменной X_i в виде произведения нормативного значения величины X и частного коэффициента надежности, который учитывает изменчивость базисной переменной. За счет этих операций из нормативных (характеристических) значений образуются расчетные (предельные для расчета по первому предельному состоянию, или эксплуатационные – для расчета по 2-му предельному состоянию) значения, с помощью которых и проверяется выполнение условия предельного состояния (расчетные значения базисных переменных по геометрическим размерам, прочности материала, нагрузкам обозначим соответственно x_l^r, x_R^r, x_s^r). Различают пять типов частных коэффициентов надежности:

- коэффициент надежности по назначению γ_n , учитывающий экономические и социальные значения, размеры последствий отказов и сроки службы различных сооружений,
- коэффициент надежности по нагрузке γ_f , учитывающий изменчивость нагрузок и возможные отклонения от нормальных условий эксплуатации,
- коэффициент сочетаний нагрузок ψ , учитывающий малую вероятность одновременного появления максимальных значений различных нагрузок,
- коэффициент надежности по материалу γ_m , учитывающий разброс свойств строительных материалов и грунтов,
- коэффициент условий работы γ_c , учитывающий неточности расчетной модели, возникающий за счет ее упрощения и идеализации, и в принципе являющийся произведением целого ряда уточняющих коэффициентов

Учитывая, что уравнение предельного состояния в детерминированной форме записывается через произведения нормативных значений базисных переменных и частных коэффициентов надежности, то в *форме метода предельных состояний* это уравнение записывается, как

$$\bar{g}(x^n, \gamma) = \gamma_c \frac{r^n}{\gamma_m} - \gamma_n \psi \gamma_f s^n = 0 \quad (21)$$

Основные положения метода реализованы в нормах по расчету и проектирования:

а) Украины: ДБН В.1.2 – 2 – 2006 «Нагрузки и воздействия» (нормирование значений нагрузок и перемещений, и соответствующих им частных коэффициентов надежности),

ДБН (общие принципы обеспечения надежности конструкций при проектировании),

СНИП II-23-81* «Стальные конструкции. Нормы проектирования» (коэффициенты условий работы конструкции, коэффициенты надежности по материалу) для стальных конструкций),

ДБН «Бетонные и железобетонные конструкции» (коэффициенты условий работы конструкции, коэффициенты надежности по материалу) для бетонных и железобетонных конструкций),

СНИП II-23-81* «Деревянные конструкции» (коэффициенты условий работы конструкции, коэффициенты надежности по материалу) для деревянных конструкций)

б) Европы: Еврокод .

ЛЕКЦИЯ №4: ЧАСТНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ НАДЕЖНОСТИ МЕТОДА ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Коэффициент надежности по назначению γ_n

Коэффициент надежности по назначению γ_n предназначен для дифференцирования уровней безопасности в зависимости от социального и экономического значения сооружения, размера последствий и величины ущерба при возможном отказе.

К основным задачам, решаемым с помощью коэффициента γ_n можно отнести:

1) повышение экономической эффективности проектируемых сооружений на основе регулирования вероятности отказа путем ее снижения для сооружений, имеющих большее значение для общества и тяжелые последствия отказа, и наоборот, повышения вероятности отказа для обычных сооружений,

2) выравнивание различий в вероятностях отказа при различных сроках службы сооружений.

Коэффициент надежности по назначению γ_n имеет форму общего коэффициента запаса, на который умножаются все значения нагрузок, т.е. он учитывается в левой части неравенства предельного состояния

$$\bar{g}(x^n, \gamma) = \gamma_c \frac{r^n}{\gamma_m} - \gamma_n \psi \gamma_{f_i} s_i^n = 0 \quad (22)$$

Единого взгляда, стоит ли учитывать коэффициент γ_n при анализе обеих групп предельных состояний, нет. В нормативных документах многих стран он учитывается лишь при расчетах по 1-й группе предельных состояний (обеспечение несущей способности сооружений), а при расчетах по 2- группе, обеспечивающей условия нормальной эксплуатации, он не учитывается.

В нормах бывшего СССР и нормах современной Украины коэффициент надежности по назначению определяется как произведение 2-х коэффициентов:

$$\gamma_n = \gamma_{n1} \cdot \gamma_{n2} \quad (23)$$

где γ_{n1} - коэффициент, учитывающий возможный ущерб для жизни и здоровья людей и принимаемый: 1,1 – для сооружений, где постоянно или периодически может находиться большое число людей и отказ которого представляет угрозу для многих людей (театры, кинотеатры, стадионы, вокзалы, ГЭС, мосты и т.д.); 1,0 - для сооружений, где постоянно или периодически может находиться среднее число людей и отказ которого представляет угрозу для среднего числа людей (жилые дома, общественные или промышленные здания, не входящие в 1-ю группу); 0,9 – сооружение, где люди бывают редко и отказ ведет к малой вероятности угрозы для жизни людей (склады, теплицы, градирни, силосы, опоры ЛЭП и т.д.);

γ_{n2} - коэффициент, учитывающий возможный материальный ущерб и принимаемый: 1,0 – для сооружений, имеющих первостепенное значение для экономики страны в целом (главные цеха фабрик и заводов, главные здания электростанций, домны, опоры ЛЭП, элеваторы, музеи и т.д.); 0,95 – для сооружений, имеющих первостепенное значение для отдельных отраслей народного хозяйства (вспомогательные промышленные здания, склады, дымовые трубы, вокзалы, мосты); 0,9 – для сооружений, не играющих решающей роли в народном хозяйстве (теплицы, склады сырья, пешеходные мосты, временные сооружения и т.д.).

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f .

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f учитывает изменчивость нормируемых нагрузок и возможные отклонения их значений от нормальных условий эксплуатации, возможную неточность статистической модели нормативного значения нагрузки. Коэффициент надежности по нагрузке зависит от:

- вида нормируемой нагрузки,
- от рассматриваемого предельного состояния (для 1-й группы предельных состояний он больше, для 2-й – меньше)

Нормирование постоянных нагрузок

Наиболее показательным примером нормирования постоянных нагрузок является рассмотрение нагрузок от собственного веса конструкций, которые в большинстве случаев не являются функцией времени, а зависят лишь от плотности материала и объема - функции геометрических размеров конструкции.

Для стальных конструкций, у которых плотности стали $\rho = 7,85 \text{ г/см}^3$ является практически неизменной, а величина изменчивости постоянной нагрузки зависит лишь от вариации объема, вполне удовлетворительно описывается нормальным распределением Гаусса с плотностью распределения $f(x)$ (рис. 5). Вследствие этого, коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса металлических конструкций равен $\gamma_f = 1.05$ в случае, если доля усилия в конструкции от собственного веса менее 50%, и $\gamma_f = 1.1$ - в случае, если эта доля превышает 50%.

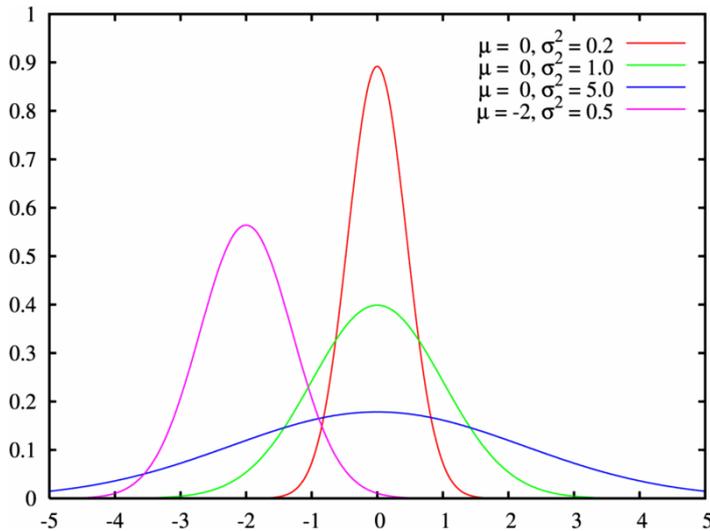


Рис. 5. Функция плотности вероятности нормального распределения, описываемая зависимостью

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x-m_x}{\sigma_x} \right)^2},$$

где σ_x - стандартное отклонение случайной величины x , m_x - математическое ожидание случайной величины

Для железобетонных конструкций, у которых существенной изменчивостью обладают как плотность материала, так и объем конструкции. Поскольку для маломерных железобетонных конструкций и конструкций, изготавливаемых в условиях строительной площадки наблюдается тенденция смещения средних значений в сторону увеличения, то произведение этих 2-х случайных величин удовлетворительно описывается логнормальным распределением (рис. 6), а коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса железобетонных конструкций варьируется в пределах $\gamma_f = 1.1 \dots 1.3$ в зависимости от плотности бетона и условий изготовления конструкции.

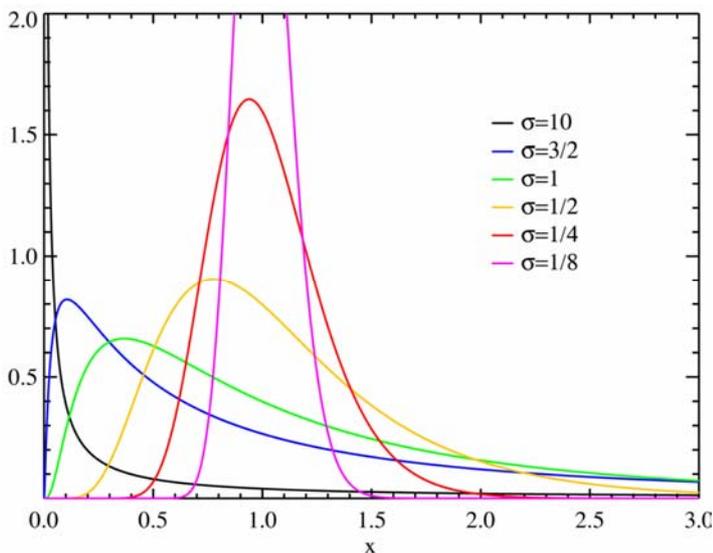


Рис. 6. Функция плотности вероятности логнормального распределения случайной величины $x = \exp(u)$, описываемая зависимостью

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_u x} \varphi \left(\frac{\ln x - m_u}{\sigma_u} \right),$$

где σ_u - стандартное отклонение случайной величины u , m_u - математическое ожидание случайной величины, φ - табличная функция плотности распределения (см. справочники по теории вероятностей)

В целом, для постоянных нагрузок коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимается $\gamma_f > 1$ в случае, если наступление отказа приближается по мере повышения нагрузок (собственный вес конструкций, давление грунтов), и $\gamma_f < 1$ в обратном случае, если приближение отказа наступает вследствие снижения рассматриваемой нагрузки (предварительное напряжение).

Нормативное значение нагрузки s'' принимается по кривой рис. 1 или 2 с учетом требуемой обеспеченности значения случайной величины и ее изменчивости,

описываемой соответствующим стандартом распределения. Расчетной значение нагрузки, как указывалось в лекции №3, будет являться произведение ее нормативного значения и коэффициента надежности по нагрузке γ_f .

ЛЕКЦИЯ №5. НОРМИРОВАНИЕ АТМОСФЕРНЫХ НАГРУЗОК

В отличие от постоянных нагрузок атмосферные нагрузки, а, следовательно, и их частные коэффициенты надежности являются функцией времени, что должно учитываться при определении расчетных и нормативных нагрузок на проектируемое здание.

1. Нормирование снеговых нагрузок

Снеговые нагрузки являются результатом сложного взаимодействия процессов накопления и таяния снега, которые зависят от интенсивности осадков, температуры воздуха, солнечной радиации, формы крыши и теплопередачи через крышу. В нормах Украины предельное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия (конструкции), используемое для проверки его способности удовлетворять требованиям 1-го предельного состояния, определяется выражением:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C \quad (24)$$

где S_0 - характеристическое значение снеговой нагрузки, равное весу снегового покрова на 1 м^2 поверхности грунта, которое может быть превышено в среднем 1 раз за 50 лет, и определяемое в зависимости от снегового района Украины (для 1..6-го районов значения меняются в пределах 800...1800 Па). Простейшая стохастическая зависимость, используемая в строительном деле для описания этой величины, имеет вид:

$$S_0 = \left\| 3 - 1.5e^{-1.5m_H} \right\| \varepsilon_S \quad (25)$$

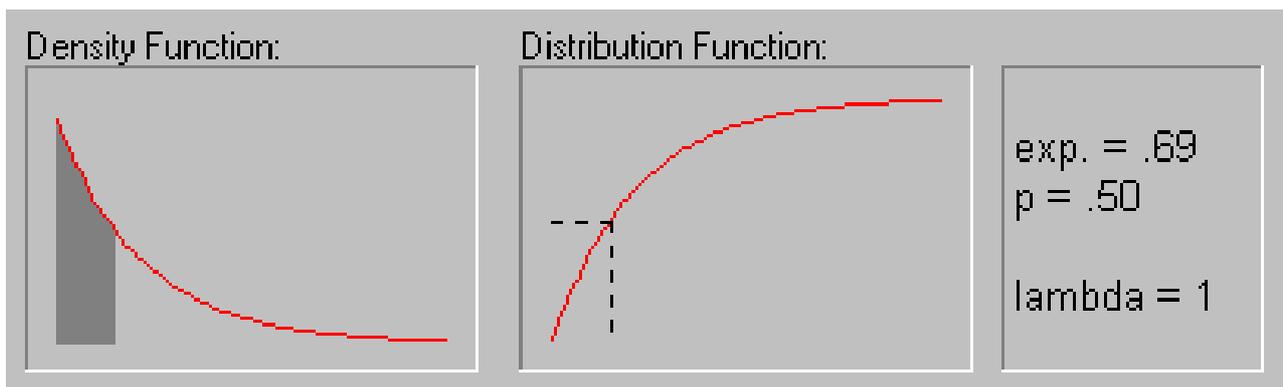


Рис. 7. Функции а) плотности, б) распределения

где m_H - средняя толщина снегового покрова на земле, м;

ε_S - множитель, учитывающий ошибку оценки и представляющий логнормальную (см. лекцию №4) случайную величину со средним значением с математическим ожиданием случайной величины $m_{\varepsilon_S} = 1$ и коэффициентом вариации $v_{\varepsilon_S} = 0.2$.

$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt}$ - поправочный коэффициент, зависящий от коэффициентов: μ - коэффициента перехода отвеса снегового покрова на поверхности земли к снеговой

нагрузке на покрытие (например, при угле наклона кровли $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1$, а при $\alpha > 60^\circ$ $\mu = 0$), C_e - коэффициент, учитывающий режим эксплуатации кровли (в большинстве случаев пока принимается равным 1, но кровель с повышенным тепловыделением может приниматься $C = 0.8$); C_{alt} - коэффициент географической высоты, учитывающий высоту H (км) размещения строительного объекта над уровнем моря и определяемый по формулам

$$C_{alt} = 1.4H + 0.3 \text{ (при } H \geq 0.5 \text{ км, и } C_{alt} = 1 \text{ при } H < 0.5 \text{ км)} \quad (26)$$

γ_{fm} - коэффициент надежности по предельному значению расчетной нагрузки, определяемый в зависимости от заданного среднего периода повторяемости максимума снеговой нагрузки, принимаемого для объектов массового строительства равным установленному сроку эксплуатации конструкции T_{ef} в пределах от $\gamma_{fm} = 0.24$ при $T_{ef} = 1$ до $\gamma_{fm} = 1.44$ при $T_{ef} = 500$. Для табулирования коэффициента в нормах заложена зависимость

$$\gamma_{fm} = 0.24 + 0.45 \lg T, \quad (27)$$

где T – среднее значение периода повторяемости максимумов снеговой нагрузки. Для уникальных и особо ответственных объектов значение периода повторяемости рекомендуется вычислять с учетом вероятности непревышения предельного значения снеговой нагрузки

$$T = \frac{T_{ef}}{\ln(P)}, \quad (28)$$

где T_{ef} - установленный срок службы конструкции, $\ln(P)$ - натуральный логарифм вероятности непревышения предельного значения снеговой нагрузки на протяжении установленного срока службы конструкции.

Эксплуатационное значение снеговой нагрузки S_e , используемое для проверки способности конструкции удовлетворять требованиям 2-го предельного состояния, определяется аналогичным выражением с единственной заменой γ_{fm} на коэффициент надежности по эксплуатационному расчетному значению снеговой нагрузки γ_{fe} , который зависит от доли времени η , на протяжении которой требования 2-го предельного состояния могут нарушаться. Для объектов массового строительства допускается принимать при $\eta = 0.02$ $\gamma_{fe} = 0.49$. Для табулирования значения γ_{fe} заложена зависимость вида

$$\gamma_{fe} = 2\sqrt[3]{-\lg \eta} - 1.9, \quad (29)$$

2. Нормирование ветровых нагрузок

Ветровая нагрузка (ветер) представляет собой движение воздуха, непрерывно меняющееся во времени и пространстве, зависящее от высоты над поверхностью земли, рельефа местности и ряда других факторов. Поскольку ветровая нагрузка напрямую зависит от скорости ветрового потока v , то формализовать (а значит и подвергнуть детальному рассмотрению) скорость ветра можно лишь разложив ее на две составляющие: медленно меняющуюся (квазипостоянную) $\bar{v}(t)$ и быстро

меняющуюся турбулентную (пульсационную) составляющую $v'(t)$, т.е. $v(t) = \bar{v}(t) + v'(t)$.

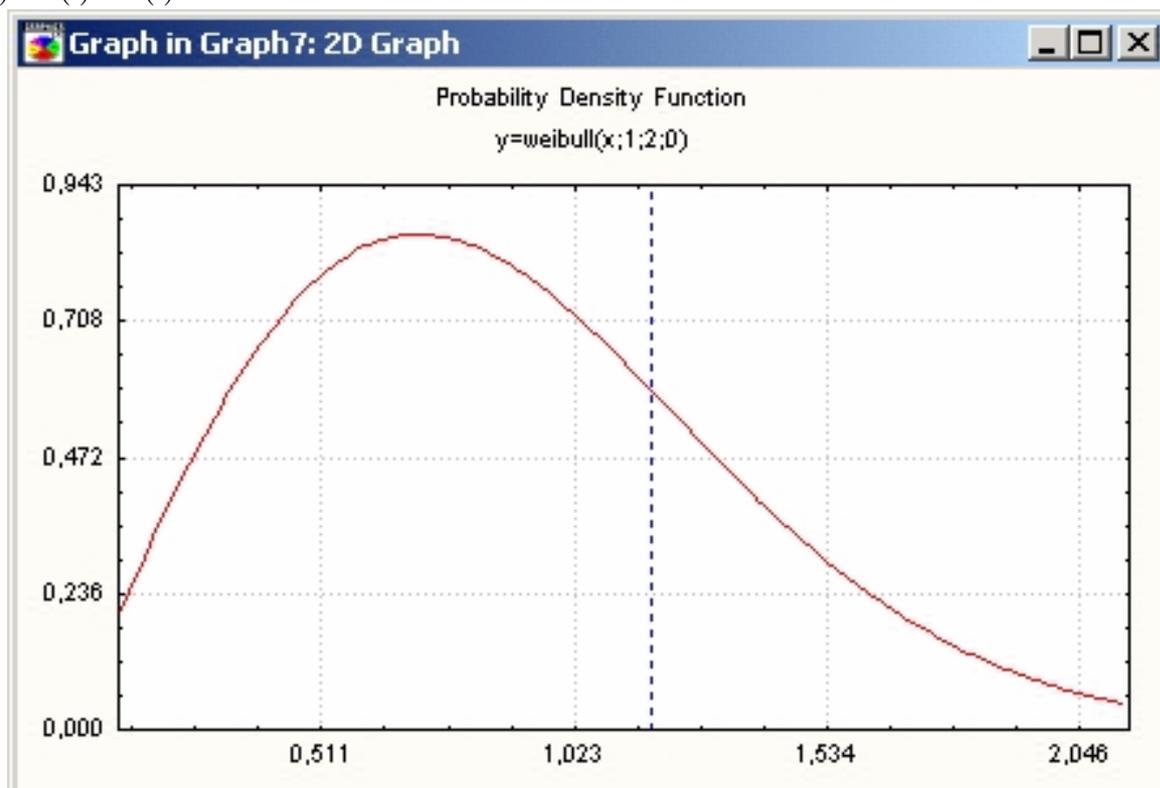


Рис. 8

Учитывая, что скорость ветра непрерывно меняется, в этих выражениях приходится использовать осредненные величины, и, как правило, обычное время осреднения составляет 10-минутный интервал. Как правило, для статистического описания скоростей ветра используется двойное экспоненциальное распределение

$$F(v) = e^{-e^{-a(v-u)}}, \quad (30)$$

где a и u – параметры распределения, зависящие от типа местности и определяемые по данным метеостанций.

Отмеченный подход разделения статическую (квазипостоянную) и пульсационную (турбулентную) составляющие ветровой нагрузки нашел свое отражение и в нормах проектирования. В ДБН В.1.2-2-2006 «Нагрузки и воздействия» предлагается расчетные значения ветровых нагрузок на здания и сооружения высотой до 200 м определять как квазистатическую нагрузку с учетом влияния динамической (пульсационной) составляющей.

Предельное расчетное значение ветровой нагрузки в виде нормального давления на плоскость, перпендикулярную рассматриваемой оси, используемое для проверки конструкции удовлетворять требованиям 1-го предельного состояния, определяется выражением:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C \quad (31)$$

где W_0 - характеристическое значение ветрового давления, равное средней квазистатической составляющей давления ветра, являющейся функцией $\bar{v}(t)$, определяемой на высоте 10 м над поверхностью земли с вероятностью превышения в

среднем 1 раз в 50 лет. В нормах значение W_0 определяется в зависимости от ветрового района Украины (для 1.5-го ветровых районов значения меняются в пределах 400...600 Па).

$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d$ - поправочный коэффициент, определяемый в зависимости от: $C_{aer} = -1.3...2.1$ - аэродинамического коэффициента, учитывающего форму сооружения или конструктивного элемента, обтекаемого ветровым потоком, $C_h = 1.55...4.85$ - коэффициента высоты сооружения, учитывающего увеличение ветровой нагрузки в зависимости от высоты конструкции над поверхностью земли и типа местности, C_{alt} - коэффициент географической высоты, учитывающийся, как правило, для объектов, возводимых в горной местности, и для большинства случаев, принимаемый равным 1; $C_{rel} = 1...1.6$ - коэффициент рельефа, учитывающий микрорельеф местности вблизи строительной площадки, $C_{dir} \approx 1$ коэффициент направления, учитывающий неравномерность ветровой нагрузки по направлениям ветра и принимающий иное значение при специальном обосновании; $C_d = 0.9...1.2$ - коэффициент динамичности, учитывающий влияние пульсационной составляющей ветровой нагрузки, принимаемый в зависимости от соотношения геометрических параметров сооружения и вида материала несущих конструкций.

γ_{fm} - коэффициент надежности по предельному расчетному значению ветровой нагрузки, определяемый в зависимости от заданного среднего периода повторяемости максимума ветровой нагрузки, принимаемого для объектов массового строительства равным установленному сроку эксплуатации конструкции T_{ef} в пределах от $\gamma_{fm} = 0.55$ при $T_{ef} = 5$ лет до $\gamma_{fm} = 1.45$ при $T_{ef} = 500$ лет. Для табулирования коэффициента в нормах заложена зависимость

$$\gamma_{fm} = 0.24 + 0.45 \lg T, \quad (32)$$

где T – среднее значение периода повторяемости максимумов ветровой нагрузки.

Эксплуатационное значение ветровой нагрузки W_e , используемое для проверки способности конструкции удовлетворять требованиям 2-го предельного состояния, также определяется выражением, аналогичным нахождению W_m с заменой γ_{fm} на коэффициент надежности по эксплуатационному расчетному значению ветровой нагрузки γ_{fe} , который зависит от доли времени η , на протяжении которой требования 2-го предельного состояния могут нарушаться. Для объектов массового строительства допускается принимать при $\eta = 0.02$ $\gamma_{fe} = 0.21$. Для табулирования значения γ_{fe} заложена зависимость вида

$$\gamma_{fe} = 0.358(-\lg \eta)^{1.5}, \quad (33)$$

3. Нормирование гололедно-ветровых нагрузок

Действующими нормами гололедно-ветровые нагрузки следует учитывать лишь при проектировании воздушных линий связи, контактных сетей электрифицированного транспорта, антенно-мачтовых устройств и других высотных сооружений подобного типа, оснащенных проводами, кабелями, оттяжками и др. Особенностью действия этого вида нагрузок на конструкцию является их совокупное

(одновременное) воздействие, рассматриваемое как влияние гололедных отложений и нормального давления ветра на покрытые гололедом элементы.

При этом, предельное расчетное значение веса гололедных отложений G_m определяется формулой

$$G_m = G_e \cdot \gamma_{fm} \quad (34)$$

где G_e - характеристическое значение веса гололедных отложений, определяемое для линейно распределенной по длине элемента диаметром до 70 мм (проводов, тросов, оттяжек мачт, вант) ил поверхностно распределенной на плоскостные элементы нагрузки. Величина гололедной нагрузки определяется, прежде всего, толщиной стенки гололеда, назначаемой в зависимости от района Украины по характеристическому значению толщины стенки гололеда для элементов кругового сечения диаметром 10 мм на высоте на высоте 10 м над поверхностью земли (для 1-го района $d=12$ мм, для 6-го – $d=34$ мм), превышаемому в среднем 1 раз за 50 лет, а также высоты элемента над поверхностью земли; γ_{fm} - коэффициент надежности по предельному расчетному значению веса гололедных отложений, определяемый в зависимости от заданного среднего периода повторяемости T , изменяющегося в пределах от $\gamma_{fm} = 0.46$ при $T = 5$ лет до $\gamma_{fm} = 1.53$ при $T = 500$ лет. Для табулирования коэффициента в нормах заложена зависимость

$$\gamma_{fm} = 0.1 + 0.53 \lg T, \quad (35)$$

где T – среднее значение периода повторяемости максимумов гололедной нагрузки.

Предельное расчетное значение давления ветра на покрытые гололедом элементы определяется выражением

$$W_q = W_0 \cdot \gamma_{fm} \quad (36)$$

где γ_{fm} - коэффициент надежности по предельному расчетному значению давления ветра на покрытые гололедом элементы, определяемый в зависимости от заданного среднего периода повторяемости T , изменяющегося в пределах от $\gamma_{fm} = 0.45$ при $T = 5$ лет до $\gamma_{fm} = 1.55$ при $T = 500$ лет. Для табулирования коэффициента в нормах заложена зависимость

$$\gamma_{fm} = 0.06 + 0.55 \lg T, \quad (37)$$

где T – среднее значение периода повторяемости максимумов ветровой нагрузки, соответствующей максимумам гололедов.

Учитывая характер проектируемых элементов, для которых необходимо обеспечить, прежде всего, несущую способность, эксплуатационные значения гололедно-ветровых нагрузок не определяются.

ЛЕКЦИЯ №6. НОРМИРОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ (КРАНОВЫХ) НАГРУЗОК. СОЧЕТАНИЕ НАГРУЗОК

Нормирование крановых нагрузок

Крановые нагрузки, вычисляемые для расчета конструкций промышленных зданий, оснащенных мостовыми и подвесными кранами, аналогично атмосферным, являются нагрузками, изменяющимися во времени и пространстве, приводящими, в общем случае, к появлению знакопеременных усилий в элементах конструкции. Учитывая, что для описания крановых нагрузок в настоящее время существует великое множество подходов (статистических, логических, эмпирических, графоаналитических и др.), но не один из них не дает достаточно обоснованного их описания, в данном разделе мы не будем рассматривать статистическое описание крановых нагрузок, а лишь ограничимся их представлением в действующих нормах Украины ДБН В.1.2 – 2 – 2006 «Нагрузки и воздействия».

Примем во внимание, что нагрузки на элементы каркаса здания (подкрановую или подвесную крановую балку) передаются через точку контакта «колесо крана – подкрановый рельс», напомним, что через эту точку могут передаваться четыре вида крановых нагрузок (см. рис. 9):

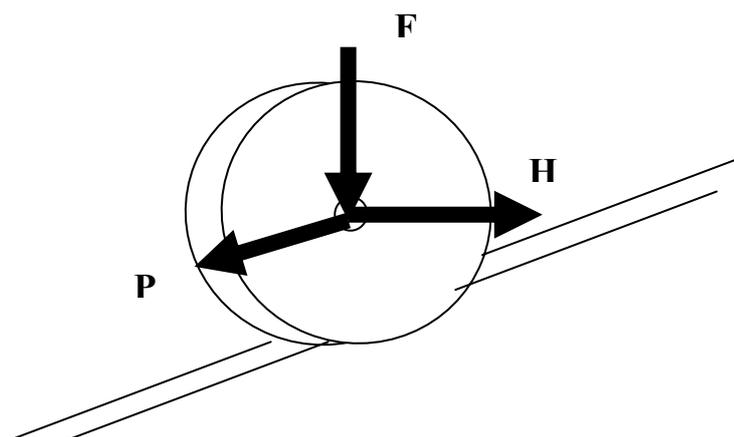


Рис. 9. Виды крановых нагрузок.

- для мостовых и подвесных кранов:

а) вертикальная нагрузка F ,

б) горизонтальная нагрузка P , направленная вдоль кранового пути, возникающая от торможения крана;

- для мостовых кранов: горизонтальная нагрузка H , направленная поперек кранового пути, возникающая от торможения крановой тележки и вычисляемая в зависимости от количества колес крана,

- для подвесных кранов: горизонтальная нагрузка R , направленная поперек кранового пути.

Аналогично ранее рассмотренным нагрузкам, для крановых нагрузок вычисляются:

а) предельные расчетные значения, для проверки конструкций и их элементов на удовлетворение требованиям 1-го предельного состояния:

- для вертикальной нагрузки мостовых и подвесных кранов

$$F_m = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot F_0, \quad (38)$$

- для горизонтальной нагрузки мостовых и подвесных кранов, действующей вдоль кранового пути

$$P_m = \gamma_{fm} \cdot P_{01} \quad (39)$$

- для горизонтальной нагрузки мостовых кранов, направленной поперек кранового пути

$$H_m = \gamma_{fm} \cdot H_{01} \text{ (для кранов с 4-мя колесами), } H_m = \gamma_{fm} \cdot H_0 \text{ (для многоколесных кранов)}$$

- для горизонтальной нагрузки подвесных кранов, направленной поперек кранового пути

$$R_m = \gamma_{fm} \cdot R_0 \quad (40)$$

б) эксплуатационные расчетные значения, для проверки конструкций и их элементов на удовлетворение требованиям 2-го предельного состояния:

$$F_e = \gamma_{fe} \cdot F_{01}, \quad P_e = P_{01}, \quad H_e = H_{01}, \quad R_e = R_{01} \quad (41)$$

где $\gamma_{fm} = 0.97 \dots 1.1$ - частный коэффициент надежности для вычисления предельных значений крановых нагрузок, принимаемый в зависимости от заданного среднего периода повторяемости T (лет). $\gamma_{fe} = 1$ - частный коэффициент надежности для вычисления эксплуатационного значения крановой нагрузки;

F_{01}, F_0 - характеристические значения вертикальной нагрузки от одного или двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов, соответственно, принимаемые, как вертикальное давление колеса крана в соответствии с ГОСТами на краны,

$P_{01} = 0.1F_{01}$ (или F_0) - характеристическое значение горизонтальной крановой нагрузки, направленной вдоль кранового пути и вызываемой торможением моста крана,

H_{01}, H_0 - характеристические значения горизонтальных крановых нагрузок, вычисляемые для четырехколесных или многоколесных мостовых кранов в зависимости от вертикального давления крановых колес, геометрических параметров крана, места положения механизма привода передвижения крана,

R_{01} (или R_0) = $0.5(Q + G_T)$ - характеристическое значение горизонтальной крановой нагрузки для подвесных кранов, направленное поперек кранового пути (Q - грузоподъемность крана, G_T - вес крановой тележки),

$\psi = 0.7 \dots 0.95$ - коэффициент сочетания крановых нагрузок, учитывающий снижение вероятности одновременного возникновения максимальных значений крановых нагрузок, в зависимости от количества (2-х...4-х одновременно работающих в пролете кранов) и режима работы кранов.

Нормами также рассматривается вычисление циклических (используемых в расчетах на выносливость) и квазипостоянных значений крановых нагрузок, которые в силу их специфики пока оставим за пределами нашего рассмотрения.

Коэффициент сочетания нагрузок

Рассмотренные подходы к нормированию нагрузок позволяют вычислить максимальные (предельные) значения каждой из них. При одновременном действии на здание или сооружение нескольких нагрузок (например, при естественном действии собственного веса, на элементы каркаса производственного здания воздействует ветер, снег, в здании в это время работают краны) одновременное наступление максимальных значений этих нагрузок маловероятно и запроектированные при таком подходе здания и сооружения обладали бы необоснованными запасами несущей способности.

Для того, чтобы учесть ограниченную вероятность одновременного появления наибольших значений временных нагрузок используются определенные правила сочетания и содержащиеся в них коэффициенты сочетания нагрузок ψ .

Использование этих правил позволяет решить 2 важные задачи:

- свести всю комбинацию действующих нагрузок к одной «эквивалентной» нагрузке, с которой будет сравниваться несущая способность конструкции,
- спроектировать конструкцию, имеющую примерно равную надежность для возможных различных сочетаний действующих нагрузок.

Указанное правило сочетаний не зависит от материала сооружения, а входящие в него коэффициенты сочетаний всегда меньше или равны 1.

Действующие нормы Украины ДБН В.1.2 – 2 – 2006 «Нагрузки и воздействия» в качестве указанных правил предусматривают 2 типа сочетаний нагрузок:

а) основное сочетание, используемое для проверки предельных состояний 1-й группы и вычисляемое по данным предельных расчетных значений величин входящих в сочетание нагрузок. Если в сочетание входят постоянные и не менее 2-х переменных нагрузок, то сочетание нагрузок вычисляется по следующей формуле

$$F = \Sigma F_{\text{пост.}} + 0.95 \Sigma F_{\text{длит.}} + 0.9 \Sigma F_{\text{кратк}} \quad (42)$$

б) аварийное сочетание, используемое при наличии сведений об аварийных нагрузках. При 2-х или более переменных нагрузках оно имеет вид

$$F = \Sigma F_{\text{пост.}} + 0.95 \Sigma F_{\text{длит.}} + 0.8 \Sigma F_{\text{кратк}} + 1 F_{\text{авар}} \quad (43)$$

Примечание: При наличии 3-х или более кратковременных нагрузок допускается в качестве правила сочетания использовать выражение

$$F = \Sigma F_{\text{пост.}} + 0.95 \Sigma F_{\text{длит.}} + 1 F_{1, \text{кратк}} + 0.8 F_{2, \text{кратк}} + 0.6 \Sigma F_{\text{ост. кратк.}} \quad (44)$$

ЛЕКЦИЯ №7. ЧАСТНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ НАДЕЖНОСТИ γ_m И γ_c

Коэффициент надежности по материалу γ_m

Коэффициент учитывается, как правило, в правой части предельного неравенства метода предельных состояний в виде делителя ≥ 1 , уменьшая, тем самым, нормативное значение случайных прочностных характеристик материала r^n (например, нормативное значение предела текучести σ_T^n для малоуглеродистых или низколегированных сталей или нормативное значение временного сопротивления разрыву σ_e^n - для высокопрочных сталей) и обеспечивая с требуемой вероятностью расчетное значение упомянутых характеристик.

$$\gamma_n \psi \gamma_{f_i} S_i^n \leq \gamma_c \frac{r^n}{\gamma_m} \quad (45)$$

Этим коэффициентом учитываются:

- неизбежные изменчивость и разброс свойств строительных материалов и грунтов,
- отклонения, обусловленные неточностью зависимостей между материалом в сооружении и лабораторными образцами, по данным испытания которых устанавливаются нормативные значения прочностных характеристик материалов и грунтов,
- во многих нормах (и не совсем обоснованно!) отклонения геометрических размеров поперечных сечений элементов, что логичнее, естественно, учитывать коэффициентом условий работы.

Отмеченные особенности учитываются коэффициентом надежности по материалу $\gamma_m > 1$ в расчетах по 1-й группе предельных состояний. Для 2-й группы предельных состояний коэффициент принимается равным 1 и не зависит от нагрузки.

При прокате происходят обжатие металла, размельчение зерен и различное их ориентирование вдоль и поперек проката, что сказывается на механических свойствах металла. На свойства металла влияют также температура прокатки и последующее остывание. При окончании прокатки при заниженной температуре металл наклепывается. Это приводит к повышению временного сопротивления и предела текучести, но снижает пластические свойства и ударную вязкость. При увеличении толщины проката механические свойства снижаются, поэтому в ГОСТ и ТУ на металл они устанавливаются в зависимости от толщины проката. При столь многообразных факторах, влияющих на прочность стали, вполне естественно, что показатели прочности имеют определенное рассеивание.

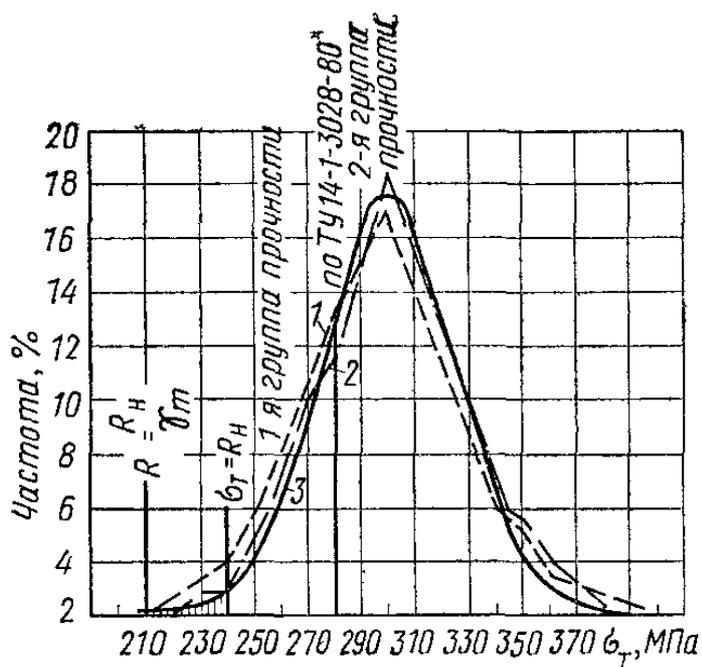


Рис. 10. Статистические кривые распределения предела текучести стали марки Ст3 /, 2 — по данным разных заводов; 3 — теоретическая кривая Гаусса $\sigma = 15,96$

Приведенные на рисунке статистические характеристики устанавливаются по результатам испытаний контрольных образцов, которые отбираются из проката одной плавки и одного типоразмера сортамента. В основу нормирования характеристик положен байесовский подход, основанный на использовании среднего значения для выборок малого объема. Таким образом, при расчете конструкций по 1-му предельному состоянию, для обеспечения требуемого уровня надежности конструкций на стадии проектирования, в качестве нижней границы прочностной характеристики стали мы используем величину расчетного сопротивления стали R_y (см. Рис.), получаемую делением нормативного значения R_y^n на коэффициент надежности по материалу γ_m (по действующим на сегодняшний день нормам СНиП П-23-81** $\gamma_m = 1.05$). В свою очередь R_y^n не равняется математическому ожиданию, а для обеспечения требуемого уровня надежности сдвинуто в сторону уменьшения нормируемой величины практически на 3 среднеквадратичных отклонения (правило 3-х стандартов).

При нормировании прочности бетона до сих пор путают 2 близких понятия: марка бетона и класс прочности бетона. Разберем их подробнее.

В основе учета вероятностной природы прочности бетона, как материала, лежит нормативное значение кубиковой прочности бетона, принимаемой с обеспеченностью 0.95 и определяемой по формуле

$$R^n = \bar{R}(1 - 1.64v_R), \quad (46)$$

где R^n - нормативное значение кубиковой прочности, v_R - коэффициент вариации, характеризующий однородность значения прочности

Учитывая, что изменение коэффициента вариации v_R лежит в пределах 0.05...0.25, то, приняв среднее значение $v_R = 0.135$, получим $R^n = \bar{R}(1 - 1.64v_R) = \bar{R}(1 - 1.64 \cdot 0.135) = 0.78\bar{R}$. Если использовать величину R^n для нормирования, то классом бетона будем называть нормативное значение кубиковой

прочности R^n , задаваемое с обеспеченностью 0.95, а маркой бетона – нормированная прочность, которой соответствовало среднее значение R , полученное при испытаниях эталонных кубов с ребром 150 мм.

Таким образом, с методической точки зрения, переход с марки бетона на классы бетона не вносит существенных изменений в проектирование, однако он вносит принципиальное изменение в методику назначения нормируемой прочности при подборе состава бетона и его контроле на производстве. Если до введения ГОСТов на контроль прочности бетона средняя прочность устанавливалась, как $\bar{R} = R^n / 0.78 = 1.28R^n$ независимо от фактического значения коэффициента вариации кубиковой прочности (и при этом обеспеченность нормативного значения кубиковой прочности менялась, т.к. фактическое значение коэффициента вариации всегда отличалось от нормативного), то при нормировании по классам бетона нормативный коэффициент вариации не вводится. В этом случае для установления и последующего контроля \bar{R} , соответствующую принятому для проектирования классу прочности бетона, предварительно (с учетом объема выборки!) определяется фактическое значение коэффициента вариации прочности.

Коэффициент условий работы γ_c

Коэффициент условий работы γ_c учитывает неточности расчетной модели, возникающие за счет ее упрощения и идеализации.

Поскольку в любом расчете приходится вводить упрощающие гипотезы о поведении систем, поперечных сечениях, материалах, основаниях и т.д. (например, основные гипотезы сопротивления материалов) с тем, чтобы расчет можно было выполнить с разумными трудозатратами, то вследствие этого в любом расчете возникают неизбежные отклонения, обусловленные неточностью расчетной модели, имеющие систематический или случайный характер. С тем, чтобы учесть эти ошибки при обеспечении требуемого уровня надежности проектируемой конструкции и вводится коэффициент условий работы γ_c .

Учитывая, что применяемые гипотезы зависят, прежде всего, от вида напряженно-деформированного состояния элемента конструкции (например, применение гипотезы плоских сечений обусловлено при расчете изгибаемых элементов, которые в сооружениях представлены в виде балок покрытий, перекрытий и т.д.), то значения этих коэффициентов в зависимости от вида элемента проектируемой конструкции приводятся в соответствующих нормах (ДБН, СНИП) на проектирование конструкций (стальных, бетонных или железобетонных, деревянных, алюминиевых и т.д.).

Аналогично коэффициенту надежности по материалу γ_m , коэффициент условий работы γ_c учитывается в правой части неравенства предельных состояний.

В проектах многих норм содержатся предложения о дальнейшей детализации коэффициента условий работы с целью его более гибкого назначения и возможности учета целого ряда аспектов, влияющих на условия эксплуатации конструкции, например

$$\gamma_c \approx \gamma_{c(t)} \cdot \gamma_{c(g)} \cdot \gamma_{c(k)}, \quad (47)$$

где $\gamma_{c(t)}$ – составляющая коэффициента условий работы, учитывающая отклонения поперечных сечений элемента, $\gamma_{c(g)}$ – составляющая, учитывающая

отклонения от идеальной проектной геометрии конструкции, $\gamma_{c(k)}$ - составляющая, учитывающая изменения поперечного сечения конструкции, обусловленные коррозионным износом в процессе ее эксплуатации. Такое дифференцированное назначение коэффициента условий работы позволит вплотную приблизить результаты проектных решений, полученных на основе метода предельных состояний, к конструкциям, запроектированным с прямым использованием методов теории надежности.

ЛЕКЦИЯ №8. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ПО 2-МУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ

Как было сформулировано в лекции №3 «...ко 2-й группе относятся предельные состояния, при выходе за которые затрудняется нормальная эксплуатация (недопустимые деформации и перемещения, недопустимые уровни колебаний, недопустимые образования или раскрытия трещин)».

При расчете по 2-й группе предельных состояний сравнение расчетных значений прогибов и перемещений с нормативными реализуется в нормах Украины ДСТУ Б В.1.2.-3:2006 «Прогибы и перемещения. Требования проектирования», которые распространяются на строительные конструкции вновь возводимых и реконструируемых зданий и сооружений (за исключением сооружений объектов специального назначения) независимо от применяемых строительных материалов. Указанный стандарт применяется совместно с ДБН В.1.2.-2:2006 «Нагрузки и воздействия».

Основным требованием, которое должно выполняться при расчете по 2-й группе предельных состояний по прогибам (выгибам) и перемещениям, есть условие

$$f \leq f_n, \quad (48)$$

где f - прогиб (выгиб) или перемещение элемента конструкции (или конструкции в целом), определяемые с учетом всех факторов (расчетных значений нагрузок, температурно-влажностных воздействий и др.), влияющих на их значения,

f_n - предельное значение прогиба (выгиба) или перемещения, устанавливаемые стандартом ДСТУ Б В.1.2.-3:2006 «Прогибы и перемещения. Требования проектирования».

Для проверки предельных состояний 2-й группы нагрузки устанавливаются в зависимости от условий эксплуатации проектируемой конструкции, а именно:

- если выход за предельное состояние может быть допущен в среднем один раз за T_n лет, то проверка выполняется с использованием предельного расчетного значения, соответствующего периоду T_n лет,

- - если выход за предельное состояние может быть допущен в течение определенной части η ($0 < \eta < 1$) от установленного срока службы конструкции T_{ef} лет, то проверка выполняется с использованием эксплуатационного расчетного значения, соответствующего этой части установленного срока службы ηT_{ef} лет.

При этом переход к расчетным значениям нагрузок для расчета по 2-му предельному состоянию реализуется умножением характеристического значения нагрузки на значения коэффициентов надежности по нагрузке, нормируемых для выполнения этого вида расчетов.

Обеспечение требования нормальной эксплуатации конструкции имеет довольно широкую трактовку. Поэтому определение расчетных значений перемещений выполняется для различных расчетных ситуаций, которые должны быть проанализированы с точки зрения их возможной реализации в ходе жизненного цикла конструкции, а именно:

- технологических, в которых проверяется обеспечение условий нормальной эксплуатации технологического и подъемно-транспортного оборудования, контрольно-измерительного оборудования и т.д.,
- конструктивных, при которых проверяется целостность примыкающих друг к другу элементов конструкции и стыков, обеспечение заданных уклонов,
- физиологических, предназначенных для предотвращения вредных воздействий и ощущений дискомфорта от колебаний,
- эстетико-психологических, обеспечивающих благоприятные впечатления от внешнего вида конструкций, предотвращения ощущения опасности.

Каждая из вышеперечисленных расчетных ситуаций проверяется сравнением со своим нормативным значением и должна выполняться в обязательном порядке.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Сравнивая используемый в Украине метод предельных состояний с другими подходами, используемыми, например, в европейских нормах проектирования [], следует отметить следующее:

Безусловно, что выполнить анализ всех нормативных и рекомендательных документов невозможно. Однако, сложившаяся ситуация в области расчёта стальных конструкций следующая. На территории Украины, действующие СНиП, одновременно являются и государственными и региональными нормативными документами, а большинство стран Европы либо де-юре, либо де-факто приняли Еврокоды в качестве основных документов при расчете конструкций. В связи с этим дальнейший сопоставительный анализ и будет производиться именно между СНиПами и Еврокодами

В 1975 году Европейская комиссия приняла программу действий в области строительства, основанную на статье 95 Конвенции. Программа ставила перед собой цель устранить препятствия при обмене товарами и услугами на строительном рынке, а также осуществить координацию технических требований. В рамках этой программы действий Комиссия взяла на себя инициативу учредить ряд согласованных технических правил для проектирования в строительстве, которые, на первом этапе, будут служить как альтернатива действующим национальным правилам в государствах-членах Европейского Сообщества, и, в конечном счете, заменят их. На протяжении 15 лет Комиссия, с помощью Руководящего Комитета с представителями государств-членов, руководила развитием программы Общеввропейских строительных условий, которая привела к первому появлению Еврокодов к концу 80-х годов. В 1989 году по решению Еврокомиссии права на разработку данных стандартов были переданы Европейскому комитету по стандартизации (CEN). Первоначально стандарты Eurocode издавались в качестве предварительных стандартов. С 1997 года Eurocode – европейские унифицированные строительные нормы и правила, имеющие статус Европейских Стандартов (EN).

По состоянию на конец 2009 года разработано и опубликовано 10 стандартов Eurocode (<http://www.eurocodes.co.uk>):

- EN1990 Eurocode 0: Basis of structural design (Основные положения по проектированию несущих конструкций).
- EN1991 Eurocode 1: Actions on structures (Воздействия на конструкции).
- EN1992 Eurocode 2: Design of concrete structures (Проектирование бетонных конструкций).
- EN1993 Eurocode 3: Design of steel structures (Проектирование стальных конструкций).
- EN1994 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures (Конструкции железобетонные комбинированные).
- EN1995 Eurocode 5: Design of timber structures (Деревянные конструкции).
- EN1996 Eurocode 6: Design of masonry structures (Каменная кладка).
- EN1997 Eurocode 7: Geotechnical design (Геотехническое проектирование).
- EN1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance (Проектирование сейсмостойчивых строительных конструкций).
- EN1999 Eurocode 9: Design of aluminium structures (Конструкции алюминиевые).

Каждый стандарт Eurocode делится еще на несколько частей. Кроме того, к каждой из частей имеются национальные приложения той или иной страны, в которой они национализированы. В приложениях могут даваться также дополнительные разъяснения по неточностям, возникшим в связи с переводом стандарта с английского языка, а также правила применения и т.д.

В общеевропейском масштабе роль стандартов Eurocode достаточно велика. Они устанавливают единые для всей Европы критерии проектирования, гармонизируют различные национальные нормы и правила, являются единым базисом для различных научных исследований, способствуют беспрепятственному обмену продуктами и услугами на строительном рынке.

Активно ведется процесс обсуждения этих документов, работают соответствующие комиссии и технические комитеты CEN. В частности, за разработку конструктивных Еврокодов отвечает технический комитет CEN/TC 250.

Далее приведено детальное рассмотрение структуры только Еврокода 3 по проектированию стальных конструкций. Состав EC3: ENV 1993-1-1: Eurocode 3: Design of Steel Structures [4] – “Проектирование стальных конструкций” является следующим:

- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings (Общие правила и правила для зданий).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General – Structural fire design (Проектирование защиты конструкций от воздействия огня).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-3: General – Cold formed thin gauge members and sheeting (Холодно формованные тонкостенные элементы и настилы).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-4: General – Structures in stainless steel (Конструкции из нержавеющей стали).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: General – Strength and stability of planar plated structures without transverse loading (Прочность и устойчивость плоских листовых сварных конструкций без поперечного нагружения).

- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-6: General – Strength and stability of shell structures (Прочность и устойчивость конструкций оболочек).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-7: General – Design values for plated structures subjected to out of plane loading (Данные для проектирования листовых сварных конструкций, подверженных нагружению из плоскости).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: General – Design of joints (Проектирование соединений).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: General – Fatigue strength (Усталостная прочность).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-10: General – Material toughness and through thickness assessment (Ударная вязкость материала и ее определение в зависимости от толщины).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-11: General – Design of structures with tension components (Проектирование конструкций с растянутыми элементами).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-12: General - Supplementary rules for high strength steels (Дополнительные правила для высокопрочных сталей).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 2-1: Bridges (Мосты).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 3-1 Towers, masts and chimneys – Towers and masts (Башни и мачты).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 3-2: Towers, masts and chimneys – Chimneys (Дымовые трубы).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 4-1: Silos, tanks and pipelines – Silos (Силосы).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 4-2: Silos, tanks and pipelines – Tanks (Резервуары).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 4-3: Silos, tanks and pipelines – Pipelines (Трубопроводы).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 5: Piling (Свайные фундаменты).
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 6: Crane supporting structures (Подкрановые конструкции).

Основной частью Еврокода 3 [4] является часть 1.1, содержащая общие принципы проектирования стальных конструкций. Практически этот раздел EC3[4] эквивалент нашему СНиП II-23-81*[3]:

Раздел 1 – Введение (приведены основные принципы Еврокода, определены основные специальные термины, листы ссылок и обозначений).

Раздел 2 – Основы проектирования (приведено описание основных принципов проектирования и понятие коэффициентов надежности).

Раздел 3 – Материалы (приведено описание основных прочностных характеристик стали и болтов).

Раздел 4 – Предельное состояние 2 группы – непригодность к нормальной эксплуатации (Serviceability limit states) (установлены пределы перемещений, также содержится руководство по динамическим воздействиям).

Раздел 5 – Предельное состояние 1 группы – потеря несущей способности (Ultimate limit states) (здесь приведены соответствующие методы анализа и их потенциальные применения, изложены правила по подбору размеров элементов).

Раздел 6 – Соединения, подверженные статическим нагрузкам (представлены подробные процедуры по проектированию соединений различных типов).

Раздел 7 – Изготовление и монтаж (изложены минимальные требования по изготовлению, которые требуются при выполнении норм ЕС3).

Раздел 8 – Проектирование, основанное на испытаниях (приведены требования при альтернативном проектировании, основанном на испытаниях, в отличие от предписаний ЕС3[4]).

Раздел 9 – Усталость (описаны специфические особенности конструкций, которые должны быть рассчитаны на усталость, изложены конкретные процедуры для проверки при каждом конкретном случае проектирования).

Также эта часть Еврокода содержит большое количество приложений. Часть из них являются нормативными и, по сути, являются самостоятельными разделами ЕС3[4], относящиеся к тем разделам, с которыми это приложение связано. Справочные приложения хоть и не являются обязательными, но содержат большое количество вспомогательной и полезной информации.

Проводя сравнительный анализ (в рамках рассматриваемого вопроса!) на примере сопоставления СНиП[3] и ЕС3[4], прежде всего, стоит отметить:

1. Первое, что обращает на себя внимание, это то, что и СНиП [3] и ЕС3[4] базируются на одних принципах расчета строительных стальных конструкций – методе предельных состояний. В обоих документах проверочные расчеты осуществляются для двух групп предельных состояний – по потере несущей способности (1 группа) и по непригодности к нормальной эксплуатации (2 группа). Однако, обращает на себя внимание тот факт, что в [3] нигде эти состояния не описаны (теоретическое их обоснование приводится в учебниках по металлическим конструкциям и в пособии к СНиП), в то время, как в [4] приводится четкое описание как самих критериев наступления предельного состояния, так и описание граничных условий. В нашем СНиП предельные значения по перемещениям содержатся вообще в ДБН В.1.2-2:2006 «Нагрузки и воздействия» [5] и поэтому при расчетах конструкций студенты просто часто забывают проводить проверки по 2 группе предельных состояний, как и не понимают необходимости такой проверки.
2. Оба документа приводят достаточно обширную номенклатуру коэффициентов надежности. Тем не менее, здесь можно указать на некоторые отличия. Коэффициенты надежности по [3] более детализированы, чем в ЕС3 [4], что объясняется более длительным использованием метода расчета по предельным состояниям в СССР, чем в Европе. Однако, обращая внимание на то, что ответственность за надежность зданий и сооружений, а также здоровье граждан несут именно национальные компетентные органы, в ЕС3 [4] эти коэффициенты выделены рамкой (так называемые «рамковые» значения – *boxed values*, например $\gamma_{M1} = \boxed{1,1}$), и каждой стране дается право на изменение их значений, согласно со своими требованиями.
3. Также особенностью ЕС3 [4] является наличие в нем большого количества описываемых терминов и возможных случаев проектирования при использовании

соответствующих положений [4]. Каждый раздел ЕСЗ начинается с соответствующих однозначных трактований основных понятий, приводится описание того, какие расчетные предпосылки и условия будут использоваться, даются также расчетные ограничения. В этом смысле [3] является менее информативным, ориентированным на хорошо подготовленного инженера, знающего возможные конструктивные, технологические и расчетные ограничения.

4. Как правило, для многих типов конструкций, [4] требует проведения расчетов, как для упругого поведения стали (применяется диаграмма Прандтля), так и упругопластического анализа с использованием специальной диаграммы (с наклонной ветвью после предела текучести). Следует отметить, что расчетные характеристики стали практически совпадают с теми, которые приведены в действующих нормативных документах [1,2,3].

5. При расчете элементов на прочность в ЕСЗ, в отличие от [1,3], в расчетных формулах, как правило, принято сравнивать действующие в элементах расчетные усилия (продольное N_{sd} , поперечное V_{sd} , изгибающий момент M_{sd}) с соответствующей несущей способностью (N_{Rd} , V_{Rd} , M_{Rd}). при построении формул используют развернутую систему индексов, которые отображают напряженное состояние элемента (t – растяжение, c – сжатие, m – изгиб и т.п.), класс сечения (pl – первый и второй, el – третий, eff – четвертый), оси (y – горизонтальную, z – вертикальную и т.п.). Несмотря на схожесть формул, при расчете на прочность существует некоторая разбежность результатов проверок прочности сжато-изогнутых стержней, что можно объяснить разницей учета влияния развития пластических деформаций в сечениях.

6. Значительное внимание ЕСЗ уделяет проблеме расчета на выносливость (усталость). По объему это один из самых больших разделов. К сожалению, СНиП [3] в расчетах на выносливость ограничен одной формулой.

7. Касаемо особенностей проектирования элементов и компоновки конструктивных систем, то ЕСЗ, так же как и СНиП [3], рассматривает эти вопросы в общем, без детального уточнения, так как их должны решать проектировщики, которые берут на себя ответственность за качество принятых решений. Рекомендации норм касаются принципиальных решений, связанных, в первую очередь, с проверкой местной устойчивости стенок и полок поперечных сечений, расчете опорных частей элементов и систематизации подходов к конструированию узлов их сопряжения, проектированию отдельных конструктивных элементов – балок, колон, ферм.

8. Вопросы проектирования узловых соединений представленные в ЕСЗ [4] значительно шире, чем в [3]. В [6] приведены формулы и принцип расчета для определения граничных значений усилий сжатия и растяжения, которые передаются через фланцы, полку и стенки колонны и другие детали узла.

9. Следует отметить, что одним из серьезных положений ЕСЗ является наличие раздела 8 «Проектирование, основанное на испытаниях». В частности, один из пунктов раздела содержит следующее: «Когда применяемые расчетные модели недостаточны для конкретной конструкции или ее компонентов, при проектировании возможно применение данных экспериментальных исследований вместо предлагаемых методов расчета и проектирования». Также ЕСЗ разрешает применять результаты экспериментальных исследований, когда проектирование в соответствии с ЕСЗ дает неэкономичные результаты. Эти положения ЕСЗ позволяют активно внедрять в практику проектирования результаты экспериментальных исследований и оставляют возможность для постоянного обновления и совершенствования ЕСЗ. Вместе с тем, ЕСЗ достаточно жестко регламентируют требования к

экспериментальным образцам, экспериментальным установкам, контрольным приборам и испытательному оборудованию, порядку и методам обработки эксперимента. Также очень важным является тот факт, что персонал, проводящий экспериментальные исследования должен иметь высокую квалификацию и достаточный опыт.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*) / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.-148с.
2. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81*) / УкрНИИСтальконструкция. – М.: Стройиздат, 1989.-159с.
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. – 96 с.
4. ENV 1993 Eurocode 3: Design of steel structures.
5. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбудархітектури України. – К.: Сталь, 2006. – 59с.
6. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции (с изменениями, постановление Госстроя СССР № 132 от 08.07.88) / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 42с.
7. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988.
8. ДБН 362-92. Оцінка технічного стану сталених конструкцій виробничих будинків і споруд, що експлуатуються / Мінбудархітектури України. – К.: Сталь, 1992.
9. ДСТУ Б В.1.2.-3:2006 «Прогибы и перемещения. Требования проектирования» / Мінбудархітектури України. – К.: Сталь, 2006.
10. Металеві конструкції: Підручник / Пермяков В.О., Нілов О.О., Шимановський О.В. и др. / Под ред. Пермякова В.О. та Шимановського О.В. – К.:Видавництво «Сталь», 2008. – 812с.
11. Пичугин С.Ф. «Надежность стальных конструкций производственных зданий»: монография. – Полтава: ООО «АСМИ», 2009. – 452 с.
12. Райзер В.Д. «Расчет и нормирование надежности строительных конструкций». – М.: Стройиздат, 1995. – 352с.
13. Герхард Шпете «Надежность несущих строительных конструкций». – М.: Стройиздат, 1994. – 288с.

СОДЕРЖАНИЕ

ЛЕКЦИЯ № 1. ОСНОВЫ ВЕРОЯТНОСТНОГО РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	3
ЛЕКЦИЯ №2. МЕТОДЫ ВЫЧИСЛЕНИЯ ВЕРОЯТНОСТИ ОТКАЗА.....	7
ЛЕКЦИЯ №3. МЕТОД ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ.....	10
ЛЕКЦИЯ №4: ЧАСТНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ НАДЕЖНОСТИ МЕТОДА ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ.....	13
ЛЕКЦИЯ №5. НОРМИРОВАНИЕ АТМОСФЕРНЫХ НАГРУЗОК.....	16
ЛЕКЦИЯ №6. НОРМИРОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ (КРАНОВЫХ) НАГРУЗОК. СОЧЕТАНИЕ НАГРУЗОК.....	21
ЛЕКЦИЯ №7. ЧАСТНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ НАДЕЖНОСТИ γ_m И γ_c	24
ЛЕКЦИЯ №8. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ПО 2-МУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ.....	27
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	28
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	33

КОНСПЕКТ ЛЕКЦИЙ

**ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ПО МЕТОДУ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ**

Составители:

**МУЩАНОВ ВЛАДИМИР ФИЛИППОВИЧ
КАСИМОВ ВАДИМ РАВИЛЬЕВИЧ
РУДНЕВА ИРИНА НИКОЛАЕВНА**