

ОБ ОДНОМ ВАРИАНТЕ МОДЕЛИ АКУСТИКИ ДИССИПАТИВНОЙ СРЕДЫ

Предлагаемая модель является распространением идей Г.А. Генриха о формах проявления сил трения в сплошных средах [1] на проблемы акустики жидкости и газов. Учет сил трения в уравнении состояния гармонически колеблющихся частиц среды позволил обнаружить незамеченные ранее и по-новому истолковать хорошо знакомые акустические эффекты. Полученные результаты могут быть использованы при решении многих задач физики, техники и градостроительства. В частности, при проектировании дорожно-транспортных магистралей, взлетно-посадочных полос аэродромов и других объектов с повышенным уровнем шума вблизи мест массового проживания людей.

1. Акустическая компрессия диссипативной среды

Состояние газа или жидкости в процессе распространения в них одномерных плоских акустических волн в пространстве переменной x с текущим временем t характеризуется поступательной скоростью $v(x,t)$ колебаний частиц газа или жидкости и приращением давления $p(x,t)$ к начальному давлению $p_0 = \text{const} > 0$. Необходимым условием существования акустических волн в таких средах является их баротропность, означающая функциональную зависимость плотности $\rho(x,t)$ среды от приращения давления p . Обозначим ρ_0 — плотность среды при $p = 0$. Степень уплотнения среды в процессе акустических колебаний оценивается конденсацией $\epsilon = (p - p_0)/\rho_0$.

На рис. 1 штриховая кривая эллиптической формы представляет собой графическое изображение результатов экспериментального исследования зависимости $p(\epsilon)$ [2]. Условия динамического режима (скорость изменения p , диапазон p , скорость частиц v), в которых эта кривая была получена, вследствие сложности таких экспериментов не учитывает всех тонких особенностей динамики акустических процессов в газах и жидкостях. Поэтому этот эллипс следует рассматривать как весьма приближенную аппроксимацию зависимости $p(\epsilon)$. Следует иметь в виду, что площадь поверхности, ограниченная этим эллипсом, эквивалентна доли энергии, теряемой в результате ее диссипации, которая может быть обусловлена силами внутреннего трения. В акустике идеальных газов и жидкостей зависимость $p(\epsilon)$ принимается линейной $p = p_0 a^2 \epsilon$, где в газах $a = \sqrt{\beta p_0 / \rho_0}$, β — коэффициент адиабаты, а в жидкостях $a = \sqrt{E / \rho_0}$, E — модуль объемной деформации. Здесь диссипация энергии не учитывается. Такой зависимости на рис. 1 отвечает прямая, проходящая через начало координат. Очевидно, что диаграмма на рис. 1 в виде треугольников, составленных из отрезков прямых, представляет собой нечто промежуточное между линейной зависимостью $p(\epsilon)$ и зависимостью, определяемой эллипсом. Это дает основание принять ее в качестве физической модели состояния газов и жидкостей в акустических процессах с диссипацией энергии. Стрелками показаны направления роста и падения $|p|, |\epsilon|$ в процессе акустических колебаний. Диаграмма из треугольников является графиком кусочно линейной нечетной функции такой, что при $p > 0$

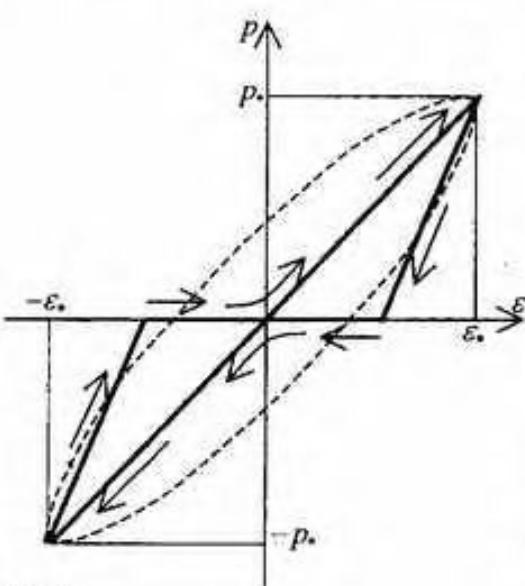


Рис. 1

между линейной зависимостью $p(\epsilon)$ и зависимостью, определяемой эллипсом. Это дает основание принять ее в качестве физической модели состояния газов и жидкостей в акустических процессах с диссипацией энергии. Стрелками показаны направления роста и падения $|p|, |\epsilon|$ в процессе акустических колебаний. Диаграмма из треугольников является графиком кусочно линейной нечетной функции такой, что при $p > 0$

$$p = C\epsilon \text{ при } p_i > 0, \quad p = p_i - k^2 C (\epsilon_i - \epsilon) \text{ при } p_i < 0,$$

где $C = \beta p_0$ для газов и $C = E$ для жидкостей, $p_i = C\epsilon_i$ — давление и соответствующая ему конденсация, достигнутые в данной точке пространства при $p_i > 0$, $k = 1/\sqrt{1-\eta}$, $\eta = \text{const} \leq 1$ — коэффициент диссипации энергии, равный части работы давления, теряемой за один период акустической волны чистого тона.

Исключая $\varepsilon = (\rho - \rho_0)/\rho_0$, находим при $p > 0$

$$\rho = \rho_0 + p/a^2 \text{ при } p > 0, \quad \rho = \rho_0 + [p + (k^2 - 1)p_0]/k^2 a^2 \text{ при } p < 0, \quad (1.1)$$

где $a = \sqrt{C/\rho_0}$ — скорость распространения волн конденсации — скорость звука. Ясно, что k — коэффициент увеличения скорости звука при падении $|p|$ в процессе акустических колебаний.

2. Разрешающая система уравнений

Уравнения неразрывности и движения одномерного потока газа или жидкости имеют вид

$$p_t + (pv)_x = 0, \quad pdv/dt + p_x = 0, \text{ где } dv/dt = v_x + v_x v.$$

Заменив ρ , на p_t подстановкой (1.1) и учитывая, что в акустических процессах слагаемые $p_x v$, $p v v_x$, $\varepsilon p_0 v_x$, $\varepsilon p_0 v$ пренебрежимо малы, получаем разрешающую систему уравнений

$$p_t + \rho_0 k^2 a^2 v_x = 0, \quad \rho_0 v_t + p_x = 0, \quad (2.1)$$

где $k = 1$ при росте $|p|$ и $k > 1$ при уменьшении $|p|$.

Эта система дифференциальных уравнений — гиперболического типа. Дифференциальные уравнения ее характеристик и соотношения на них

$$dx = \pm kadt, \quad dp \pm \rho_0 k a d v = 0. \quad (2.2)$$

3. Акустические волны в идеальной среде

Диссилия энергии отсутствует, поэтому $k = 1$.

Неподвижный источник звука. На рис. 2 пунктиром показаны диаграммы приращения давления p с течением времени, а штриховыми линиями — характеристики от неподвижного источника звука, расположенного в плоскости $x = 0$. Диаграммы p при $x = 0$ и $p = 0$, $v = 0$ при $t = 0$ являются краевыми условиями задачи Коши уравнений гиперболического типа (2.1). Решение этой задачи приводит к тому, что значения p, v , вдоль характеристик положительного направления при $x > 0$ и вдоль характеристик отрицательного направления при $x < 0$ остаются неизменными, равными их значениям в точках прямой $x = 0$. В соответствии с этим для звука чистого тона с периодом T

$$p = \pm p_0 a v = p_{\max} \sin[2\pi(t \mp x/a)/T], \quad (3.1)$$

где верхний знак при $x \geq 0$, нижний знак при $x \leq 0$.

Волновая картина симметрична относительно прямой $x = 0$. Поэтому приемники, расположенные с разных сторон от источника звука, принимают одинаковый тон, каким его издает источник звука.

Движущийся источник звука. При движении с постоянной скоростью w , не превосходящей скорость звука a , в сторону положительного направления оси x путь источника звука описывается уравнением $x = wt$. На рис. 2 сплошными линиями показаны диаграммы приращения давления p на самом источнике звука, перед ним и за ним. Вдоль характеристик положительного направления перед источником звука и вдоль характеристик отрицательного направления за источником звука значения p, v остаются неизменными, равными их значениям в точках прямой $x = wt$. Вычислив расстояния T_-, T_+ по переменной t соответственно от характеристики $x = at$ до характеристики $x = wT + a(t-T)$ и от характеристики $x = -at$ до характеристики $x = wT - a(t-T)$, находим

$$T_- = (1-\mu)T, \quad T_+ = (1+\mu)T,$$

где $\mu = w/a$ — число Маха. Отсюда следует, что звуковая волна перед движущимся источником звука имеет сжатый период, равный T_- , а за движущимся источником звука — растянутый период, равный T_+ . Наблюдаемая деформация периодов известна как эффект Доплера и характеризуется отношением

$$T_-/T_+ = (1-\mu)/(1+\mu).$$

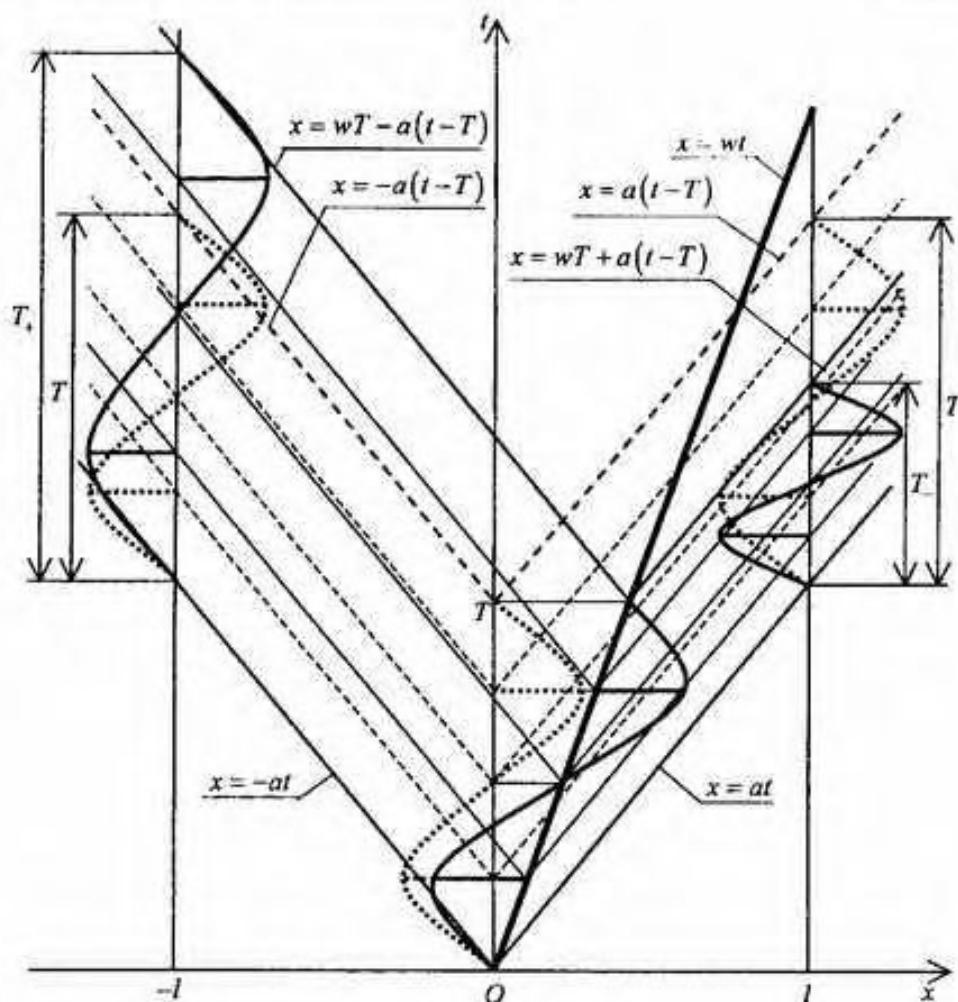


Рис. 2

С учетом этого в случае движущегося источника звука имеем

$$p = \pm p_0 a v = p_{\max} \sin [2\pi(t \mp x/a)/(1 \mp \mu)T]. \quad (3.2)$$

Верхний знак в области, где $x \geq wt$, а нижний знак, где $x \leq wt$.

4. Акустические волны в диссипативной среде

В диссипативной среде $k > 1$, поэтому там, где $p > 0$,

$$dx = \pm adt, \quad dp \pm p_0 adv = 0 \quad \text{при } p_i > 0, \quad (4.1)$$

$$dx = \pm kadt, \quad dp \pm p_0 kadv = 0 \quad \text{при } p_i < 0, \quad (4.2)$$

а там, где $p < 0$, наоборот: (4.1) при $p_i < 0$ и (4.2) при $p_i > 0$.

Неподвижный источник звука. Волновая картина симметрична относительно прямой $x = 0$ (рис. 3). Поэтому достаточно получить решение в области $x \geq 0$. При этом можно ограничиться рассмотрением возмущений, созданных источником звука, на полупериоде $[0, T/2]$. На следующем полупериоде все повторится с точностью до противоположного знака значений p, v .

Характеристики (4.2) имеют меньший угол наклона к оси x , чем характеристики (4.1). Поэтому область возмущений представляет собой треугольник, ограниченный снизу характеристикой $x = at$, а сверху характеристикой семейства (4.2). В предлагаемом далее приближенном решении это — характеристика $x = ka(t - T/2)$. Обозначим $x = \xi$, $t = \tau$ — координаты точки пересечения названных двух характеристик. Вычисляя, получаем

$$\xi = a\tau = [ka/(k-1)]T/2.$$

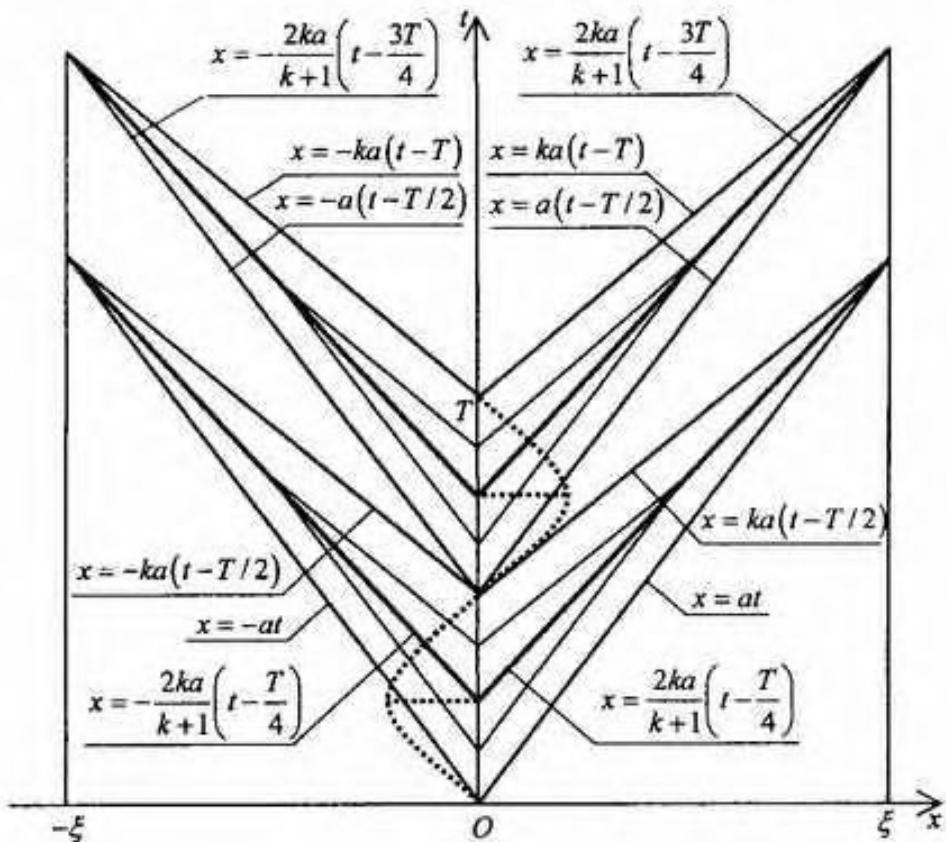


Рис. 3

Линию, соединяющую точки $(0, T/4)$ и (ξ, τ) , принято называть волной разгрузки (ВР).

Наличие ВР в диссипативных средах было открыто Х.А. Рахматулиным [3]. Задача отыскания уравнения ВР не относится ни к одной из классических краевых задач уравнений математической физики и до сих пор сохраняет актуальность [4].

В области между характеристикой $x = at$ и ВР значения p, v вдоль характеристик положительного направления остаются неизменными. Поэтому здесь для p, v справедлива формула (3.1).

В области между ВР и характеристикой $x = ka(t - T/2)$ значения p, v вдоль характеристик положительного направления не являются неизменными. Однако при достаточно малых значениях коэффициента диссипации для практических целей можно принять, что и здесь p, v вдоль характеристик положительного направления остаются неизменными. Это равносильно тому, что $p = p_0 k a v$. Принимая это, получаем, что в области между ВР и характеристикой $x = ka(t - T/2)$

$$p = p_0 k a v = p_{\max} \sin[2\pi(t - x/ka)/T]. \quad (4.3)$$

Решение в виде (3.1), (4.3) обеспечивает на ВР требуемую физическим смыслом непрерывность приращения давления p . Однако скорость v на ВР при этом скачкообразно изменяется от $v = p/p_0 a$ как угодно близко перед ВР до $v = p/p_0 k a$ как угодно близко за ВР. Это является ошибкой и указывает на приближенный характер решения (4.3). Относительное значение скачка скорости на ВР δ , одинаковое во всех точках ВР, определяемое формулами

$$\delta = [(p/p_0 a) - (p/p_0 k a)]/(p/p_0 a) \Rightarrow \delta = 1 - 1/k = 1 - \sqrt{1-\eta}$$

может служить оценкой погрешности решения задачи в целом. Погрешности, являющейся следствием принятого в области, где $p < 0$, упрощающего равенства $p = p_0 k a v$. Используя эту оценку, получаем, например, что $\delta = 0,05$ при $\eta = 0,1$. Значение $\eta = 0,1$ чрезвычайно велико и сдавали встречается в акустике жидкости и газов. Следовательно, $\eta = 0,1$ можно рассматривать как максимально возможное значение. При этом погрешность $\delta = 0,05$, т.е. 5%, также оказывается максимальной. Что вполне допустимо в практических расчетах и подтверждает приемлемость решения (4.3). Ошибку при этом можно оценивать по формуле $\delta = \eta/2$.

Приравнивая значения p , определяемые формулами (4.1) и (4.3), соответственно условию непрерывности давления на ВР, получаем уравнение ВР

$$x = [2ka/(k+1)](t - T/4) \quad (4.4)$$

Это — уравнение прямой, проходящей через конечные точки ВР $(0, T/4)$ и (ξ, t) .

Подставляя в (3.1) функцию $t = T/4 + x(k+1)/2ka$, вытекающую из уравнения (4.4), получаем закон изменения p, v на ВР в виде функции

$p_r = p_0 av_r = p_{max} \sin \{2\pi[1/4 - x(k-1)/2kaT]\}$, монотонно убывающей от $p_r = p_{max}$ при $x = 0$ до $p_r = 0$ при $x = \xi$.

Величины ξ, t имеют смысл только при $k > 1$, т.е. при наличии диссипации энергии акустических колебаний. Их физический смысл заключается в следующем: ξ — толщина возмущенного слоя среды — расстояние, на которое распространяется затухающая звуковая волна, t — время, в течение которого этот процесс происходит. ВР представляет собой результат взаимодействия волн слабых разрывов (характеристик), распространяющихся со скоростью a , на которых $p_r > 0$, с догоняющими их волнами слабых разрывов (характеристиками), распространяющимися со скоростью ka , на которых $p_r < 0$. Это объясняет, почему в диссипативных средах короткие звуковые волны утасают быстрее, чем длинные волны: у коротких звуковых волн меньше время взаимодействия t волн на ВР, чем у длинных волн. Этим эффектом можно объяснить причину того, что дальние раскаты грома мы слышим как звуки низкого тона, и чем удаленней гром, тем тон ниже. Высокие тона из всего начального спектра звуковых волн грома до нас не доходят, так как значения $\xi = at$ у волн высокого тона меньше, чем расстояние до нас. Еще более наглядным примером являются наблюдения за самолетами, пролетающими над домом автора этих строк. Самолеты заходят на посадку и проходят над домом, будучи на посадочном курсе. Наблюдая за «туполовыми» и «боингами» одинаковой мощности, легко заметить, что у «боинга» тональность шума выше, чем у «туполова». Строго над домом сила шума от самолетов этих типов мало отличается. При этом «боинг» перестает быть слышанным, удалившись не намного и оставаясь в поле зрения, тогда как «туполов» продолжает рокотать гораздо дольше, скрывшись уже за соседними домами.

Отрицательное значение производной $\xi'(k) = -a/(k-1)^2 < 0$ означает, что с ростом k , т.е. с увеличением диссипации энергии в акустических процессах среды, толщина возмущенного слоя уменьшается. Что соответствует физическому смыслу диссипации.

На плоскости x, t (рис. 3) между областями возмущений, создаваемыми источником звука на первом и втором полупериодах, т.е. между характеристиками $x = ka(t - T/2)$ и $x = a(t - T/2)$, образуется область невозмущенной среды. Физически это означает, что непрерывно создаваемый звук в процессе распространения в диссипативной среде теряет свойства чистого тона, превращаясь в прерывистый. Пробел образуется при смене полупериода, его продолжительность увеличивается по мере удаления волны от источника звука по линейному закону

$$b = x(k-1)/ka, \quad x \in [0, \xi].$$

На границе полного затухания звука $x = \xi$ пробел b достигает максимальной продолжительности $b = T/2$. Обнаруживаемая прерывистость звука отражает физические свойства математической модели диссипативной среды, представленной в виде кусочно линейной зависимости $p(\varepsilon)$ со скачкообразным уменьшением скорости распространения звуковых волн от ka до a в момент перехода от падения $|p|$ к его росту. В реальных средах скачкообразное проявление пробела едва ли возможно. Однако наличие рассматриваемого эффекта можно обнаружить в простой житейской практике невооруженным ухом. Например, по мере удаления от сирены ее звучание теряет ту сплошность, какая слышится вблизи. Наличием пробелов можно объяснить и то, что удаленные раскаты грома мы слышим как рокот. Также теряет свою сплошность, превращаясь в рокот, шум удаляющегося турбореактивного самолета.

Движущийся источник звука: $w = const > 0$ — его скорость, $x = wt$ — уравнение его пути. На рис. 4 рассматриваемая волновая картина.

Возмущения перед источником звука: $x > wt$. Область возмущений, созданная источником звука в первый полупериод $[0, T/2]$, представляет собой треугольник, ограниченный прямой $x = wt$ и характеристиками $x = at$ и $x = wT/2 + ka(t - T/2)$. Точка пересечения этих характеристик (x_-, t_-) , где $x_- = at_- = a(k-\mu)T/2(k-1)$, является точкой передней, движущейся со

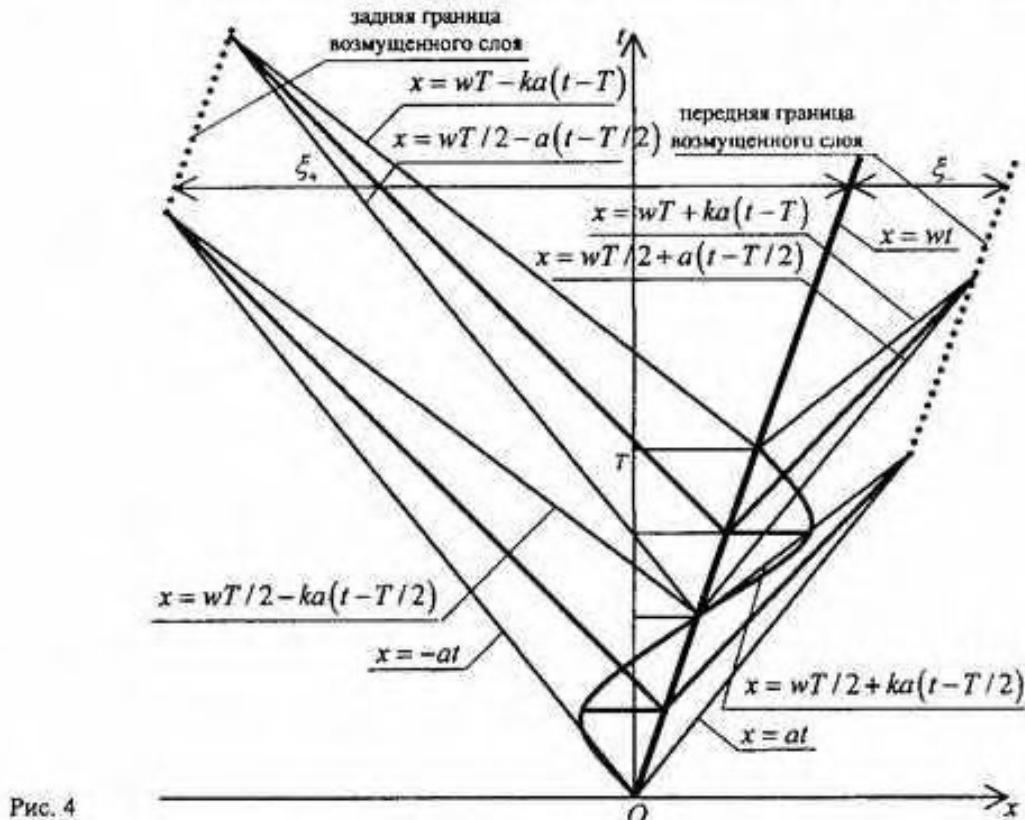


Рис. 4

скоростью w , границы возмущенного слоя (на рис. 4 – пунктирная линия). Толщина этого слоя ξ_+ равна

$$\xi_+ = x_+ - wt_+ = a(1-\mu)(k-\mu)T/2(k-1).$$

Приращение давления определяется законом, аналогичным (3.2), (4.3). Учитывая при этом, что характеристики имеют начало в точках прямой $x = wt$, получаем

$$p = p_0 av = p_{\max} \sin [2\pi(t-x/a)/(1-\mu)T] \text{ при } p > 0,$$

$$p = p_0 kav = p_{\max} \sin [2\pi(kt-x/a)/(k-\mu)T] \text{ при } p < 0.$$

Из условия непрерывности p находим уравнение ВР

$$x = wT/4 + \vartheta_- a(t-T/4), \quad \vartheta_- = [2k - (k+1)\mu]/(k+1-2\mu).$$

Используя его, находим закон изменения p, v на ВР как функцию

$$p_- = p_0 av_- = p_{\max} \sin \{2\pi[(\vartheta_- - \mu)/4 - (\vartheta_- - 1)x/aT]/\vartheta_-(1-\mu)\},$$

монотонно убывающую от p_{\max} до нуля с ростом $x \in [wT/4, x_-]$.

Пробел в звуке по мере удаления от источника звука изменяется по закону

$$b_- = (x/a - \mu T/2)(k-1)/k, \quad x \in [wT/2, x_-].$$

Он достигает максимального значения $b_- = (1-\mu)T/2$ на границе полного затухания звука $x = x_-$.

Возмущения за источником звука: $x < wt$. Область возмущений, создаваемая источником звука в первый полупериод $[0, T/2]$, представляет собой треугольник, ограниченный прямой $x = wt$ и характеристиками $x = -at$ и $x = wT/2 - ka(t-T/2)$. Точка пересечения этих характеристик (x_-, t_-) , где $x_- = -at_- = -a(k+\mu)T/2(k-1)$, является точкой задней, движущейся со скоростью w , границы возмущенного слоя (на рис. 4 – пунктирная линия). Толщина этого слоя ξ_- равна

$$\xi_- = wt_- - x_- = a(1+\mu)(k+\mu)T/2(k-1).$$

Приращение давления определяется теми же формулами, что и перед источником звука, с той разницей, что здесь следует взять $-a$ вместо a и μ вместо μ . В результате имеем

$$p = -p_0 a v = p_{\max} \sin [2\pi(t + x/a)/(1+\mu)T] \text{ при } p_0 > 0,$$

$$p = -p_0 k a v = p_{\max} \sin [2\pi(kt + x/a)/(k + \mu)T] \text{ при } p_0 < 0.$$

Уравнение ВР получается из уравнения ВР перед источником звука изменением знаков у a, μ :

$$x = wT/4 - \vartheta_a(t - T/4), \quad \vartheta_a = [2k + (k+1)\mu]/(k+1+2\mu).$$

Закон изменения p, v на ВР получается той же заменой знаков и определяется функцией

$p_* = -p_0 a v_* = p_{\max} \sin \{2\pi[(\vartheta_a + \mu)/4 + (\vartheta_a - 1)x/aT]/\vartheta_a(1+\mu)\}$, монотонно убывающей от p_{\max} при $x = wT/4$ до нуля при уменьшении x до $x = x_*$.

Пробел в звуке по мере удаления от источника звука изменяется по закону

$$b_* = (\mu T/2 - x/a)(k-1)/k, \quad x \in [x_*, wT/2].$$

Достигает максимального значения $b_* = (1+\mu)T/2$ на задней границе возмущенного слоя $x = x_*$.

Физический смысл неравенства $\xi_- < \xi_+$ может быть истолкован следующим образом. Расстояние ξ_- , на котором начинает быть слышен звук от приближающегося источника звука, меньше расстояния ξ_+ , на котором еще слышен звук от удаляющегося того же источника звука. Этот эффект можно наблюдать на дорожном шоссе с одиночными большегрузными машинами, идущими на большой скорости. Еще более очевидно это обнаруживается при наблюдении за самолетами вблизи взлетно-посадочной полосы, особенно при уходе тяжелого самолета на второй крут.

Отметим также, что оба значения $\xi_- < \xi_+$ уменьшаются с ростом k . Следовательно, с увеличением диссипативных свойств среды толщина возмущенного слоя около движущегося источника звука, как и около неподвижного источника звука, уменьшается.

Выводы

Предложенный вариант диссипативной среды позволил выявить законы распространения звуковых волн, не присущие акустике идеальных сред. Наиболее значимые из них:

1. Акустические возмущения распространяются от источника звука на конечном отрезке длины. Чем меньше длина волны чистого тона, тем этот отрезок меньше.

2. Длина отрезка, на котором распространяется звуковая волна, у движущегося источника звука перед источником звука меньше, а за источником звука больше, чем у неподвижного источника звука.

3. Абсолютные значения приращения давления и скорости смещений частиц среды на отрезке распространения звука монотонно убывают до нуля по мере удаления от источника звука.

4. Звук чистого тона с удалением от источника звука превращается в рокот, так как между полупериодами гармонической волны образуются растущие отрезки времени, в течение которых среда находится в невозмущенном состоянии.

Все обнаруженные свойства описываются готовыми формулами, которые могут быть использованы в расчетах при проектировании инженерных сооружений с учетом заданного уровня шума на этих сооружениях и в их окрестности.

Литература

- Гениев Г.А. Об одном варианте теории смычей среды // Строительная механика и расчет сооружений. 1965. № 6. С. 22–26.
- Исаакович М.А. Общая акустика. — М.: Наука, 1973.
- Рахматуллин Х.А. О распространении волн разгрузки // ПММ. 1945. Т.9. Вып. 1. С. 91–100.
- Тарабрин Г.Т. Волна разгрузки с переменными скоростями волн деформаций // ПММ. 2006. Т. 70. Вып. 3. С. 473–480.

© Г.Т. Тарабрин, 2008

А.Х. ДЖУРАЕВ, докт. техн. наук, ХОЛДГ БАК АН, инж., МГСУ

ОПРЕДЕЛЕНИЯ УСТАЛОСТНОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ И НАДЕЖНОСТИ РАСЧЕТНЫХ СЕЧЕНИЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Телевизионная башня высотой 360,3 м (г. Ташкент); расчет выполняется для сечения на отметке 85 м, в котором от действия ветровой нагрузки возникает максимальный изгибающий момент. Расчетная схема башни и основные геометрические характеристики приведены на рис. 1, а. Телевизионная башня спроектирована в ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова, в соответствии со СНиП П-6-74 «Нагрузка и воздействия» и СНиП В.3-72 «Стальные конструкции».

Частоты собственных колебаний Ω_i и относительные ординаты нормальных форм колебаний x_{is} вычислялись с помощью ЭВМ по программе PACK-BC.

Определение приведенного ускорения от действия на башню ветровой нагрузки показано в табл. 1. При круговой частоте 1-й формы колебаний башни $\Omega_1 = 0,789 \text{ л/с}$ ордината нормированной функции спектральной плотности пульсации ветрового потока $G_H(\Omega_1) = 1,13 \text{ с}^{-1}$.

Определение дисперсий перемещений, инерционной нагрузки и изгибающего момента в расчетном сечении башни при ее случайных колебаниях от действия ветра приведено в табл. 2.

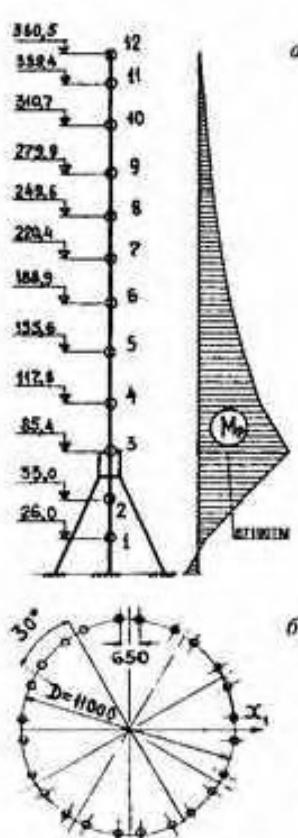
На рис. 1, б показано сечение башни на отметке 85,4 м и сечение сдвоенного пояса ствола башни; приведены их геометрические характеристики.

Статическая составляющая нормальных напряжений в расчетном сечении

$$\sigma_s^c = m_{o_n} = \frac{M_{o_n}^c}{W_{rec}} - \frac{N^c}{F} = \frac{4518494000}{2370909} - \frac{4516166}{8595} = 137,1 \text{ МПа.}$$

Стандарт (СКО) номинальных напряжений в расчетном сечении $S_{o_n} = \sqrt{D_{M_n}} / W_{rec} = 5792 \cdot 10^4 / 23709 \cdot 10^2 = 24,43 \text{ МПа}$. Поскольку случайные колебания башни являются узкополосными*, то

* Руководство по определению характеристики сопротивления развитию трещины (трещиностойкости) при циклическом нагружении. — Львов, 1979 г. (далее — Руководство).



Отметка границ участка, м	Сечение сдвоенных ветвей, мм	Момент инерции ветвей $J_z \cdot 10^{-8}, \text{м}^4$
188,0—220,4	2F325x12	28940
155,6—188,0	2F325x16	37470
134,0—155,6	2F325x25	53382
123,2—134,0	2F325x30	61142
101,6—123,2	2F325x40	74157
85,4—101,6	2F325x40	74157
69,2—85,4	2F325x40	74157
47,6—69,2	2F325x40	74157
26,0—47,6	2F325x30	61142
0—26,0	2F325x25	53382

Сечение сдвоенной ветви

$D, \text{мм}$	$W_{x1}, \text{м}^3$	$W_{x2}, \text{м}^3$
650	0,0033	2,3709

Рис. 1. Расчетная схема башни и основные геометрические характеристики (а), сечение ствола башни на отм. 85,4 м (б)

Таблица 1.

№ участков	Масса участка, M_0 , т	Статический состав ветровой нагрузки $Q_{\text{ст}}^c$, тс	Коэффициент пульсации $M_0(Z)$	Стандарт пульсации длины $R(0) = \frac{m}{t} \cdot Q_{\text{ст}}^c$	Односит ордината 1-й формы ϵ_1	Обобщенная сила $\sum_i \theta(0)x_i$, кН	Обобщенная масса $\sum_i M_i x_i^2$, т	Приведенное ускорение $\pi_{\text{пр}}$, м/с ² (формула (3.а))
								$T = 3$
0—1	328,8	23,3	0,529	4,108	0,0025	0,102	0,002	0,0014
1—2	410,5	29,0	0,467	4,514	0,0042	0,189	0,007	0,0024
2—3	1418,6	50,3	0,435	7,294	0,0043	0,313	0,026	0,0024
3—4	1107,6	91,6	0,413	12,610	0,0307	3,871	0,996	0,0176
4—5	458,0	60,9	0,398	8,079	0,0846	6,835	3,300	0,0485
5—6	625,8	70,6	0,385	9,060	0,1504	13,626	14,08	0,0864
6—7	959,7	71,6	0,376	8,973	0,2320	20,819	51,67	0,1333
7—8	83,3	15,9	0,370	1,961	0,4563	6,373	8,80	0,1867
8—9	64,5	13,1	0,364	1,589	0,4563	7,253	13,41	0,2622
9—10	44,0	10,4	0,358	1,241	0,6284	7,798	17,35	0,3611
10—11	24,0	6,9	0,352	0,809	0,8232	6,664	16,61	0,4730
11—12	7,6	3,8	0,348	0,441	1,0000	4,410	7,60	0,5745

Таблица 2

№ участников	Дисперсия перемещений 3-й массы D_{xz} , м ² ; формула (3). Логарифм. декр. $\delta = 0,157$	Дисперсия инерционной нагрузки D_{BS} , т ² м ² /с ⁴ ; формула (1)	Дисперсия изгибающего момента	
			отметка 85,4 м	
			y_1^2 , м ²	D_{Mw} , т ² м ⁴ /с ⁴
0—1	0,000046	19,462	—	—
1—2	0,00014	8,431	—	—
2—3	0,00014	100,62	—	—
3—4	0,00713	3503,75	1049,8	3678236
4—5	0,05428	4522,57	4928	22287224
5—6	0,17158	26518,1	10527	279154980
6—7	0,40871	147492,8	18225	2688041700
7—8	0,80201	2181,99	26962	58831084
8—9	1,58080	2558,16	37830	96769140
9—10	2,99850	2297,29	50760	116595720
10—11	5,14510	1208,85	64520	78004680
11—12	7,59230	189,47	75625	14330937
			$\Sigma 335469 \cdot 10^4$	

при расчете усталостной долговечности в качестве базового процесса изменения номинальных напряжений можно принять эквивалентный гармонический с размахом $\Delta \sigma_{\text{ном}} = 2,82 \cdot 24,43 = 68,89$ МПа.

Для схематизации процесса в соответствии с рекомендациями Руководства (позиции 2.9 и 2.10) в табл. 3 приведены назначаемые уровни выбросов (границы интервалов попадания выбросов), периоды выбросов данного уровня (интервала) и их число за 20 лет эксплуатации телебашни.

Вычисление среднего периода выбросов, попадающих в заданный интервал, выполняли с использованием выражения (6) Руководства; при этом эффективный период случайного процесса изменения номинальных напряжений в сечении принимали равным периоду собственных колебаний башни по 1-й форме — $T_{\text{ср}} = \Omega_1 = 7,9$ с.

Таблица 3

Наименование уровня выброса	Число стандартных сечений с средним уровнем процесса	Границы интервала		Средний уровень выброса σ_{av}^j , МПа	Средний период выброса, T_j , с ($j=1 \dots 4$)	Число выбросов за 20 лет	Число циклов базового процесса N_{av} , соответствующее периоду T_j ($j=1 \dots 4$)				
		Уровень напряжения, МПа									
		нижний	верхний								
1	2	3	4	5	6	7	8				
B1	4,5; 5	246,9	259,1	253,0	$220 \cdot 10^3$	2785	$28 \cdot 10^3$				
B2	5; 5,5	259,1;	271,3	265,2	$230 \cdot 10^4$	269	$29 \cdot 10^4$				
B3	5,5; 6	271,3;	283,5	277,4	$310 \cdot 10^5$	20	$39 \cdot 10^5$				
B4	6; 6,5	283,5;	295,7	289,6	$550 \cdot 10^6$	1	$69 \cdot 10^6$				

Таблица 4

№ по порядку	Наименование параметра ξ_j	Среднее значение $m\xi_j$	Коэффициент вариации $v\xi_j$	Стандарт $S\xi_j$	Границы изменения параметра $\xi_{\min}^j, \xi_{\max}^j$
1	σ_T	350 МПа	0,05	17,5 МПа	297,5; 402,5, МПа
2	S	0,6	0,12	0,072	0,384; 0,816
3	tga	0,7	0,08	0,056	0,494; 0,806
4	m	3,5	0,05	0,17	2,89; 3,91
5	a_0	0,0035 м	0,2	0,007 м	0,0014; 0,0056, м
6	$2C_{\text{пр}}$	0,055 м	0,18	0,01 м	0,025; 0,085, м

Таким образом схематизированный процесс изменения номинальных напряжений в расчетном сечении представляется в виде регулярного процесса с $\sigma_{\text{av},\text{min}} = m_{\sigma_{\text{av}}} - \Delta\sigma_{\text{av},\text{жк}}/2 = 102,5$ МПа, $\sigma_{\text{av},\text{max}} = m_{\sigma_{\text{av}}} + \Delta\sigma_{\text{av},\text{жк}}/2 = 171,4$ МПа и последовательностью выбросов B1...B4, средний уровень которых приведен в столбце 5 табл. 3. Периодичность выбросов B1 составляет $N_{\text{av},1} = 28 \cdot 10^3$ циклов базового процесса, выбросов B2— $N_{\text{av},2} = 29 \cdot 10^4$ циклов и т.д. (см. столбец 8 табл. 3).

Для проведения вычислений кинетики роста трещины по программе «CICL» помимо указанных характеристик процесса нагружения вводятся следующие исходные данные: 1) толщина оболочки трубы $t = 0,04$ м; 2) ширина листового элемента или периметр замкнутого контура $W = 0,975$ м; 3) функция С (R); 4) начальная форма полуэллиптической трещины $a_0/2C_0 = 0,25$ в сечении трубы (в ОШЗ фланцевого соединения, см. рис. 2); 5) зависимость $\sigma_{\text{av},\text{жк}}(t)$; в настоящем примере распределение напряжений в стенке пояса ствола башни принято равномерным.

Характеристики материала башни (сталь 09Г2С), включая параметры циклической трещиностойкости m и торможения роста трещины S и tga , а также начальную глубину a_0 и предельный размер трещины $2C_{\text{пр}}$ рассматриваются как случайные нормально распределенные величины. Статистические характеристики этих величин приведены в табл. 4.

При назначении $m_{\sigma_{\text{av},\text{жк}}}$ (или $m_{a_0/2C_0}$) исходили из достижения базовой нагрузкой уровня $K_{\text{max}}(1-R) = 60$ МПа $\sqrt{\text{м}}$, которому соответствует на диаграмме циклической трещиностойкости скорость роста трещины $da/dN > 10^{-3}$ мм/цикл.

В табл. 5 приведены результаты статистической обработки совокупности значений усталостной долговечности $N_{\text{av},j}$, полученной при числе статистических моделей процесса роста трещины $j = 325$.

Среднее значение усталостной долговечности и стандарт соответственно равны: $m_{N_{\text{av},j}} = 16,62 \cdot 10^6$ циклов; $S_{N_{\text{av},j}} = 8,75 \cdot 10^6$ циклов. На рис. 3 построены (по данным табл. 5) гистограмма и полигон статистической плотности распределения усталостной долговечности $P_{N_{\text{av},j}}$; графики статистической функции распределения долговечности $F_{N_{\text{av},j}}$ и функции надежности $P_{(N_{\text{av},j})}^* = 1 - F_{N_{\text{av},j}}^*$. Последняя позволяет устанавливать максимально допустимый период профилактического обследования расчетного сечения [0, $T_{\text{осм}}$], в течение которого с заданной вероятно-

Таблица 5

№ интервала	Границы интервалов $[N_{i,j}; N_{i,j+1}] \times 10^6$ цикл.	Число значений $N_{i,j}$ в i -м интервале	Середина интервала $\bar{N}_{i,j} \times 10^6$ цикл	Частота $P_{N_i}^*$ — $\times 10^6$ цикл $N_{i,k} / f$	$N_{i,j}, P_{N_i}^*$ $\times 10^6$ цикл	$(N_{i,j} - m_N^*)^2$ $P_{N_i}^* \times 10^{-12}$	$(P_{N_i}^* / \Delta N_{i,j})$ $\times 10^6$ цикл
1	6,69; 10,84	78	8,77	0,240	2,10	14,8	0,058
2	10,84; 14,99	106	12,92	0,326	4,21	4,46	0,078
3	14,99; 19,14	45	17,06	0,138	2,35	0,03	0,033
4	19,14; 23,29	31	21,22	0,095	2,01	2,01	0,023
5	23,29; 27,44	32	25,36	0,098	2,48	7,48	0,024
6	24,44; 31,58	12	29,51	0,037	1,09	6,14	0,009
7	31,58; 35,73	4	33,66	0,012	0,40	3,48	0,003
8	35,73; 39,88	4	37,80	0,012	0,45	5,38	0,003
9	39,88; 44,03	5	41,95	0,015	0,63	9,62	0,004
10	44,03; 48,18	4	46,09	0,012	0,55	10,42	0,003
11	48,18; 52,32	1	50,24	0,003	0,15	3,39	0,001
12	52,32; 56,47	—	54,39	—	—	—	—
13	56,47; 60,62	1	58,53	0,003	0,17	4,28	0,001
14	60,62; 64,77	1	62,68	0,003	0,19	5,13	0,001
		325		0,994	16,62	76,62	

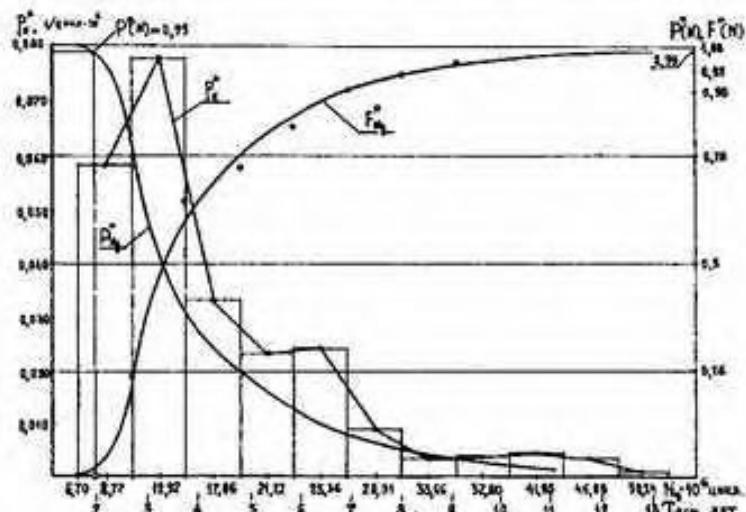


Рис. 2

стью $P_{(N_i)}^*$, или P_t^* ни одна из возможных начальных поверхностных трещин не достигает предельного размера a_{cr} (или $2C_{pr}$). В соответствии с графиком функции $P_{(N_i)}^*$, построенным на рис. 3 по результатам статистического моделирования, можно утверждать, что с вероятностью $P^*(T_{0,sm}) = 0,99$ ни одна из исходных поверхностных трещин глубиной $a_0 = 1,4 \dots 5,6$ мм не достигнет предельного размера в течение двух лет с начала эксплуатации телебашни.

По изложенной методике можно рассмотреть кинетику одновременного роста начальных дефектов в нескольких поясах ствола телебашни и установить совместную вероятность достижения трещинами таких размеров, при которых несущая способность расчетного сечения снижается до предельного уровня (например, на 10–15%). Полученная таким образом зависимость надежности телебашни от ее усталостной долговечности $P^*(T_i)$ позволит определять предельный (или оптимальный) срок службы телебашни при заданной для сооружения этого типа нормативной P^* (или оптимальной P_{opt}) надежности.

© А.Х. Джурасев, Хоанг Бак Ан, 2008

К.К. НЕЖДАНОВ, д-р техн. наук, проф., заслуженный изобретатель России,

А.К. НЕЖДАНОВ, инж.

Пензенский государственный университет архитектуры и строительства

РЕЗУЛЬТАТЫ СРАВНЕНИЯ РЕГРЕССИОННЫХ ЗАВИСИМОСТЕЙ МЕЖДУ ЧИСЛОМ ЦИКЛОВ ДО ПОЯВЛЕНИЯ УСТАЛОСТНЫХ ТРЕЩИН И ВЕЛИЧИНОЙ СДВИГАЮЩИХ НАПРЯЖЕНИЙ ДЛЯ СВАРНЫХ БАЛОК И БАЛОК С ПОЯСАМИ ИЗ ТАВРОВ

Актуальность совершенствования расчета балок на выносливость постоянно повышается, так как действующие цеха черной и цветной металлургии не переоборудуются, и балки, уже выработавшие свой ресурс, продолжают находиться в эксплуатации. По ведомственным нормам срок службы подкрановой балки тяжелого, интенсивного режима работы должен составлять не менее 15 лет [1, с. 59], то есть – порядка 6–9 миллионов циклов. СНиП II-23-81* «Стальные конструкции» рекомендует производить расчет на базе 2 миллионов, что совершенно недостаточно.

На рис. 1 и 2, а также в табл. 1 приведены некоторые результаты статистической обработки данных, полученных усталостными испытаниями различных балок. Для анализа были взяты четыре группы испытаний.

Первая группа испытаний – это испытания крупных моделей сварных балок с К-образными швами в подрельевой зоне в «Лаборатории выносливости подкрановых конструкций» на стенде усталостных испытаний при Пензенском государственном университете архитектуры и строительства. К-образные швы выполнялись полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа [2, 3].

Результаты второй группы испытаний взяты из диссертации доктора техн. наук В.М. Горпинченко. Испытания проводились на гидравлическом стенде в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, Москва [4]. Сварка балок выполнялась вручную.

Третья группа данных является собой не испытания, а результаты исследований кандидата техн. наук В.И. Камбарова – систематизация натурных обследований подкрановых балок с тяжелым режимом работы в действующих цехах черной и цветной металлургии [5].

Четвертая группа является результатом испытаний пяти крупных моделей балок с поясами из прокатных двутавров – четыре модели были испытаны доктором техн. наук К.К. Неждановым на стенде в Пензе [2], и пятая модель испытана кандидатом техн. наук Б.Н. Васютой на аналогичном стенде в Новосибирске [6].

Рассмотрим сначала сварные балки. Как легко заметить, среди сварных наибольшей выносливостью обладают балки первой группы. Эта группа также имеет наилучшие показатели достоверности при анализе – коэффициент корреляции наиболее высокий ($-0,909$), его отношение к ошибке максимально (27,3 при принятом пороге в 4 единицы). Повышенная выносливость балок этой группы объясняется более высоким качеством шва, выполненного полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа.

Балки второй группы менее выносливы, поскольку сварка выполнялась вручную. Такая сварка дает больше микродефектов и повреждений в зоне сплавления шва со стенкой, также эти дефекты являются намного более серьезными, чем возникающие при автоматической сварке. Корреляция значений в этой группе испытаний достаточно высока ($-0,887$), но отношение коэффициента корреляции к ошибке ниже (10,2).

Наиудьнейшую выносливостью обладают балки третьей группы – это балки, используемые в действующих цехах. Это можно объяснить тем, что опытные балки всегда делаются более тщательно, в то время как в реальных цехах можно встретить непровары, подрезы, шлаковые включения, неровности, наплысы и прочие дефекты швов. Корреляция значений в данной группе наименее низка (0,801), что указывает на большой разброс качества применяемых балок, достоверность результатов в этой группе тем не менее вполне достаточна (12,8>4).

Четвертая группа показала наивысшую выносливость – до двух раз выше по сравнению с испытанием моделей сварных подкрановых балок с применением автоматической сварки и в три-пять раз выше по сравнению с балками, применяемыми в реальных цехах с кранами тяжелого режима работы.

Корреляционные связи, приведенные на рис. 1 и 2, позволяют получить пределы выносливости для сварных и прокатных балок, испытанных различными авторами. Гарантировать вы-

нослимость с вероятностью 99,86% [7, с. 56] для заданного числа циклов можно, только удерживая величину циклов колебаний сдвигающих напряжений ниже рассчитанного предела.

Приведем пример проверки выносливости сварной подкрановой балки.

Проверим выносливость двутавровой сварной балки, сечение которой состоит из поясов – верхнего $61 \cdot 2 = 122 \text{ см}^2$, нижнего $41 \cdot 2 = 82 \text{ см}^2$ и стенки $170 \cdot 1,2 = 204 \text{ см}^2$, с суммарной площадью $A = 408 \text{ см}^2$.

Высота сечения балки $h = 174 \text{ см}$. Главный момент инерции $J_x = 1971148 \text{ см}^4$. Статический момент верхнего пояса $S_x = 9463,4 \text{ см}^3$. Расстояние до центра тяжести от нижней грани равно $y_u = 95,43 \text{ см}$. Поперечная сила $Q = 4375 \text{ гН}$ ($437,5 \text{ кН}$). Собственные моменты инерции верхнего пояса равны: при изгибе $J_{x,n} = 40,7 \text{ см}^4$, при кручении

$$J_{x,n} = \frac{1}{3} \left(\frac{b}{t_n} - 0,63 \right) t_n^4 = \frac{1}{3} \left(\frac{61}{2} - 0,63 \right) \cdot 2^4 = 159,3 \text{ см}^4.$$

Характеристики крановых рельсов взяты из сортамента. Подвижные силы от колес кранов грузоподъемностью $Q_{kp} = 16/20 \text{ т}$ с режимом работы 8 К с жестким подвесом груза приведены в табл. 2. Пролет крана 28,5 м; нормативные вертикальные силы от колес кранов $P_u = 4000 \text{ гН}$; масса крана 195 т; масса тележки 18,5 т; пролет подкрановой балки 12 м; тип рельса КР-120.

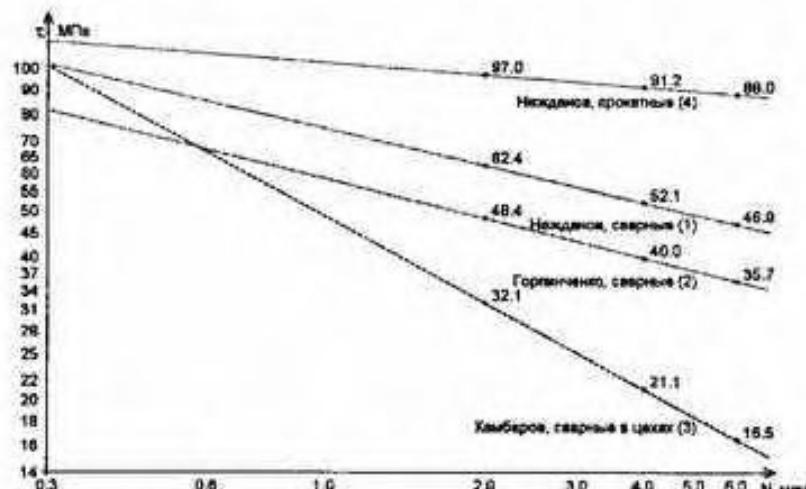


Рис. 1. Сравнение линий регрессии с учетом тройного рассеяния для отнулевых колебаний сдвигающих напряжений

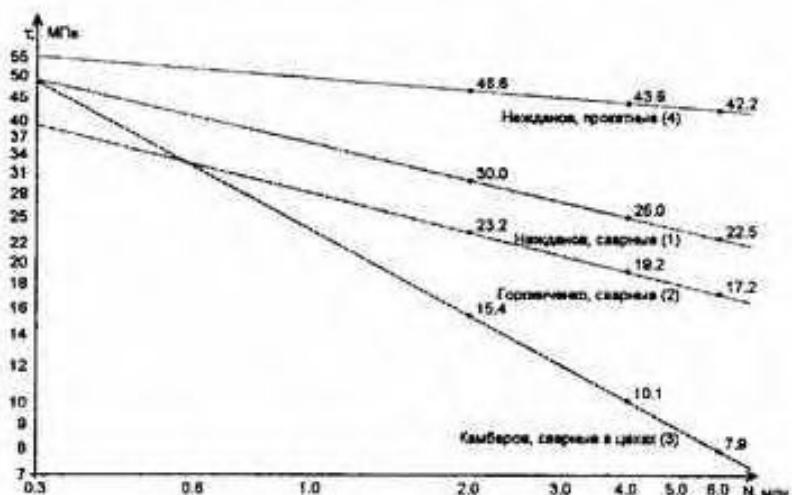


Рис. 2. Сравнение линий регрессии с учетом тройного рассеяния для симметричных колебаний сдвигающих напряжений

Таблица 1 Сравнение результатов регрессионного анализа

	К.К. Нежданов прокатные	В.М. Горпинченко (сварные)	В.И. Камбаров (сварные в цехах)
Коэффициент корреляции r	-0,816	-0,909	-0,887
Достоверность $t/t_r > 4$	5,5	27,3	10,2
Пределы выносливости при 6 млн колебаний			
отнулевых	88,0	46,9	35,7
симметричных	42,2	22,5	17,2
			6,7

Таблица 2. Подвижные локальные силы от колес кранов

Сила, гН	Нормативная	Коэффициенты		Эквивалентная $P_{экв} = \gamma_n \gamma_f P_n$	При изгибе и срезе $P_n \gamma_n$
		динамичности γ_d	повторяемости γ_f		
Вертикальная P	4000	1,6	0,7	4480	2800
Горизонтальная $T = 0,1 P$	400	1,6	0,7	448	280

Средние напряжения от среза по формуле Н.Г. Журавского $\tau_{av} = \frac{Q \cdot S_{x_{max}}}{J_x \cdot t_{cr}} = \frac{4375 \cdot 9463,4}{1971148 \cdot 1,2} = 17,5$ МПа определяем при действии одного крана от нормативных сил P_H , умноженных на коэффициент повторяемости γ_n , то есть от $\gamma_n \cdot P_H = 0,7 \cdot 4000 = 2800$ гН. Они малоизменчивы и создают фон, на котором происходят колебания локальных сдвигов.

В зоне сопряжения верхнего пояса и стенки балки определим колебания локальных напряжений, возникающие от катящихся колес кранов $P_{экв} = 4480$ гН.

В табл. 3 дан расчет колебаний напряжений в стенке балки.

Для определения характера циклов нагружений введем понятие амплитудного коэффициента:

$$A_i = \frac{\tau_i^{loc}}{\tau_{max}^{loc}},$$

где τ_i^{loc} — амплитуда колебаний сдвигающих напряжений; τ_{max}^{loc} — экстремум сдвигающих напряжений.

В соответствии с диаграммой выносливости [8] делаем следующие проверки при рельсе КР-120 и симметричных циклах колебаний, амплитудный коэффициент $A_i = 1$. Проверку произведем по результатам испытаний балок первой группы (с наиболее качественным швом) $\tau_a < \tau_{a пред}$; $\tau_a A=1 = 28,24 > 22,5$ МПа.

Амплитуда действующих напряжений превышает предельную амплитуду, следовательно, выносливость не обеспечена, усталостные трещины в данной балке возникнут раньше накопления 6 миллионов циклов нагружений. Обратим внимание на то, что по результатам испытаний балок второй и третьей групп пределы выносливости значительно ниже, следовательно, выносливость не обеспечена тем более, усталостные трещины возникнут раньше.

При отнулевых циклах колебаний амплитудный коэффициент $A_i = 0,5$:

$$\tau_{экстр} < R_v; \tau_{экстр} A=0,5 = 49,3 \text{ МПа} > R_v A=0,5 K = 46,93 \text{ МПа}.$$

$R_v A=0,5 K$ — предел выносливости; $A=0,5$ обозначает отнулевые колебания, индекс «K» — «концентрированный присутствует» (то есть присутствует сварной шов).

Экстремум действующих напряжений превышает предел выносливости, следовательно, выносливость не обеспечена.

Проверим выносливость около опоры. В этом случае необходимо учитывать средние напряжения, возникающие от среза $\tau_m = \tau_{av} = 17,5$ МПа.

$$R_v = 22,5 + 1,04 = 40,7 \text{ МПа.}$$

Таблица 3. Циклы колебаний напряжений в зоне К-образного шва, при многократном прокатывании колес кранов ($P_{\text{зак}} = 4480 \text{ гН}$)

Вычисление величин локальных напряжений	При рельсе	
	KP-120	KP-140
Эффективная длина волн локальных колебаний напряжений, см		
$\ell_{\text{ср}} = 3,25 \sqrt{\frac{\sum J_s}{t_{\text{ср}}} = 3,25 \sqrt{\frac{4923,8 + 40,7}{1,2}} = 52,17}$	52,17	59,8
Колебания крутящих моментов $M_{Kp}^{\text{loc}} = P_{\text{зак}} \cdot e + T \cdot h_{\text{пер}}$ $M_{Kp}^{\text{loc}} = \pm (4480 \cdot 2 + 448 \cdot 17) = \pm 16576 \text{ гНсм}$	16576	± 17472
Колебания локальных напряжений при качении колёс кранов, МПа		
Минимум напряжений при центральном сжатии	0	0
Экстремум колебаний напряжений при центральном сжатии, МПа		
$\sigma_y^{\text{loc}} = \frac{P_{\text{зак}}}{\ell_{\text{ср}} \cdot t_{\text{ср}}} = \frac{-4480}{52,17 \cdot 1,2} = -71,56$	-71,56	-62,45
$r_y^{\text{loc}} = \pm 0,3 \sigma_y^{\text{loc}} = \pm 0,3 \cdot 71,56 = \pm 21,47$	$\pm 21,47$	$\pm 18,73$
Циклические колебания напряжений от кручения верхнего пояса, МПа		
$\sigma_z^{\text{loc}} = \frac{\pm 2 M_{Kp}^{\text{loc}} \cdot t_{\text{ср}}}{\sum J_{\text{ср}}} = \frac{\pm 2 \cdot 16576 \cdot 1,2}{1310 + 159,3} = \pm 27,08$	$\pm 27,08$	$\pm 18,31$
Амплитуды $r_{\text{усл}}^{\text{loc}} = \pm 0,25 \cdot \sigma_z^{\text{loc}} = \pm 0,25 \cdot 27,08 = \pm 6,77$	$\pm 6,77$	$\pm 4,58$
Сумма колебания локальных напряжений от куля до	-98,6	-80,77
$\sum \sigma_y^{\text{loc}} = \sigma_y^{\text{loc}} \pm \sigma_{\text{усл}}^{\text{loc}} = -71,56 - 27,08 = -98,6$		
Сумма амплитуд колебаний циклов сдвигающих напряжений $\pm r_a$		
$\sum r_a^{\text{loc}} = \pm (0,3 \sigma_y^{\text{loc}} + 0,25 \cdot \sigma_{\text{усл}}^{\text{loc}}) = \pm (21,47 + 6,77) = \pm 28,24$	$\pm 28,24$	$\pm 23,31$
Отнулённые колебания циклов сдвигающих напряжений от нуля до	-49,3	-40,38
$r_{\text{усл}} = -0,5 \sum \sigma_y$		

Действующие напряжения около опоры балки:

$$\tau_{\text{экстр}} = \tau_{xy} + \sum \tau_{xy}^{\text{loc}} = 17,5 + 28,24 = 45,74 \text{ МПа}; \tau_{\text{экстр}} = 45,74 > R_y = 40,7.$$

Экстремальные напряжения больше предела выносливости, следовательно, выносливость не обеспечена.

Увеличиваем мощность рельса.

Проверка для рельса KP-140 дает следующее:

$$\tau_{z,A=1} = 23,31 > 22,5 \text{ МПа}; \tau_{z,A=0,5} = 20,19 < 23,46 \text{ МПа}; \tau_{\text{экстр}} = 40,81 > R_y = 40,7 \text{ МПа}.$$

Ситуация улучшилась ($\tau_{z,A=0,5}$ удовлетворяет условию), однако в целом выносливость по-прежнему не обеспечена. Произведя статистическую обработку данных, взяв за независимую величину напряжения, а за зависимую – число циклов до возникновения трещины (обработку здесь не приводим), можно получить линии регрессии для прогнозирования выносливости при данном уровне локальных напряжений. Так, для данной балки и рельса KP-140 мы можем дать следующие прогнозы: для балок первой группы – 3,7 млн; второй группы – 1,4 млн; третьей группы – 1,4 млн.

Рельс KP-140 является самым мощным из выпускаемых, следовательно, выносливость нужно повышать другими способами, например, используя новый принцип конструирования сварных балок – удалая сварной шов на безопасное расстояние, где локальные сдвиги не смогут его повредить.

Балка с верхним поясом из прокатного тавра является как раз таким случаем. Выносливость прокатного тавра при рельсе KP-120 проверим по диаграмме, показанной на рис. 3:

$$\tau_{z,A=1} = 28,24 < 42,2 \text{ МПа}; \tau_{z,A=0,5} = 20,19 < 44,0 \text{ МПа}; \tau_{\text{экстр}} = 40,81 < R_y = 42,2 + 1,04 \tau_m = 60,4 \text{ МПа}.$$

Для прокатных балок выносливость обеспечена с хорошим запасом даже при рельсе KP-120.

БИБЛИОТЕКА
НПО ИИК
РЕГ №... 67

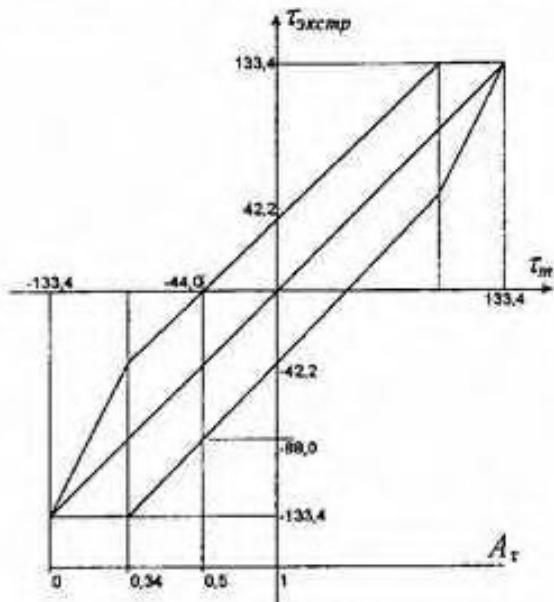


Рис. 3. Диаграмма выносливости для четвертой группы балок (прокатные)

Таким образом, сравнение результатов испытаний подтверждает высокую выносливость балок с поясами из прокатных тавров. Как мы показали, выносливость балок можно регулировать, используя рельс в качестве макрорегулятора, но для применяемых сварных балок зачастую невозможно обеспечить выносливость даже с применением наиболее мощного из прокатываемых рельсов (КР-140), что также доказывает абсолютную необходимость замены сварных балок балками с прокатными элементами в зонах наибольших колебаний локальных напряжений.

В балках с поясами из тавров сварной шов удален на значительное расстояние от зоны максимальных колебаний локальных напряжений, поэтому усталостных трещин в нем не возникает.

Литература

- ОРД 0000089. Техническая эксплуатация стальных конструкций производственных зданий. Вводится в действие с 3.08.1989. — М.: МИНЧЕРМЕТ, 1989. — 98 с.
- Нежданов К.К.* Совершенствование подкрановых конструкций и методов их расчета / дисс. доктора техн. наук. — Пенза, 1992.
- Нежданов К.К., Нежданов А.К.* О корреляционной связи локальных сдвигающих напряжений в К-образном шве в подрельсовой зоне подкрановых балок с числом циклов прокатывания колес мостовых кранов // Журнал «Строительная механика и расчет сооружений» № 6. — М.: 2007.
- Горпинченко В.М.* Разработка метода расчета на выносливость и создание надежных и эффективных конструкций балок для подвижной нагрузки: Дисс. доктора техн. наук. — М.: ЦНИИСК, 1983. — 328 с.
- Камбаров В.И.* Влияние технологических факторов на характеристики крановых нагрузок, ресурс и долговечность сварных подкрановых балок в цехах металлургического производства: Дисс. канд. техн. наук. М.: МИСИ, 1988. — 236 с.
- Васюта Б.Н.* Подкрановая балка со сменной подрельсовой частью: Дисс. канд. техн. наук. — Новосибирский ИСИ, 1990.
- Школьник Л.М.* Методика усталостных испытаний. Справочник. — М.: «Металлургия», 1978. — 304 с.
- Нежданов К.К., Нежданов А.К.* Способ гарантирования заданной выносливости К-образного сварного шва в подрельсовой зоне стенки двутавровой подкрановой балки // Журнал «Строительная механика и расчет сооружений» № 2. — М., 2008.

© К.К. Нежданов, А.К. Нежданов, 2008

В.И. ОБОЗОВ, д-р. техн. наук, проф., Г.В. МАМАКИНА, канд. техн. наук
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко

ДЕФОРМАТИВНОСТЬ СТАЛИ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЖЕНИЯХ ТИПА СЕЙСМИЧЕСКИХ

Ряд строительных конструкций работает на динамическую повторную нагрузку, число циклов которой составляет от 100 до 1000. В частности, такой вид нагружения может иметь место при обрывах проводов, канатов, тросов в опорах линий связи и электросети, в подвесных канатных дорогах, в различных видах подъемного транспорта и в других случаях. Такой вид нагружения также имеет место при землетрясении, когда сооружения воспринимают явно выраженную повторяющуюся нагрузку, число которой ориентировочно оценивается 100 – 1000 циклами [1]. Статья посвящена исследованию деформативности стали при повторяющемся нагружении.

Для обеспечения безопасности конструкций, работающих в условиях сейсмического воздействия, у которых несущая способность определяется деформативностью материала, необходимо знание допустимых величин деформаций материала. При этом расчетная величина деформаций $\varepsilon''/\varepsilon_{cm}$ должна, с одной стороны, обеспечивать надежность конструкций, а с другой – обеспечивать максимальное использование несущей способности материала конструкции. Правильное решение практических задач расчета и проектирования сейсмостойких несущих строительных конструкций требует учета работы материала за пределами упругости, т.е. учета неупругих пластических деформаций.

Для исследования зависимости $\varepsilon''/\varepsilon_{cm} - \lg n$ для стали следует задаться числом циклов, которое определяет величину ε'' или $\varepsilon''/\varepsilon_{cm}$. Поскольку отсутствуют экспериментальные данные ε'' или $\varepsilon''/\varepsilon_{cm}$, отвечающие числу повторных нагрузжений от 1 до $2 \cdot 10^6$ или до 10^7 циклов, воспользуемся линейной зависимостью $\sigma''/R_{nn} - \lg n$, представленной на рис. 1 [1]. Как видно из рис. 1, зависимость $\sigma''/R_{nn} - \lg n$ для стали в интервале от $n = 1$ до $n = 10^7$ линейна.

Условно число циклов можно разделить на пять областей:

- 1) однократного нагружения ($n = 1$).
- 2) ограниченного повторного нагружения ($n = 1+100$).
- 3) многократного повторного нагружения ($n = 10^2+10^5$).
- 4) ограниченной усталости ($n = 10^5+2 \cdot 10^6$)
- 5) установившейся усталости ($n = 2 \cdot 10^6+10^7$)

Далее для каждой области определены зависимости $\varepsilon''/\varepsilon_{cm} - \lg n$ на основании экспериментальных данных авторов статьи или заимствованных из других источников.

1. Область однократного нагружения ($n = 1$)

С целью изучения влияния скорости нагружения на развитие остаточных удлинений стали при однократном нагружении были проведены испытания образцов из стали класса А, для которых прочностные характеристики при статическом однократном нагружении следующие: предел прочности R_{nn} равен 312 МПа; предел текучести $\sigma = 224$ МПа; $\varepsilon_{t,y}$ – относительное удлинение и сужение – 36,5 % и 67,5 % соответственно.

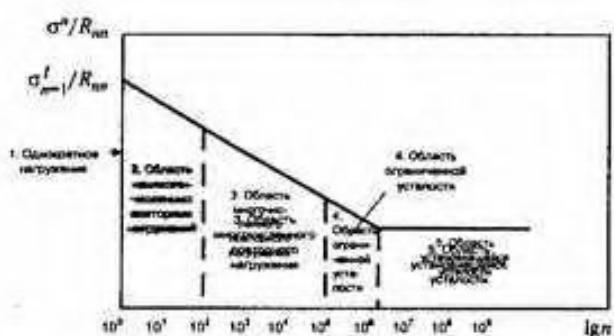


Рис. 1. Разделение числа циклов повторного нагружения на пять областей

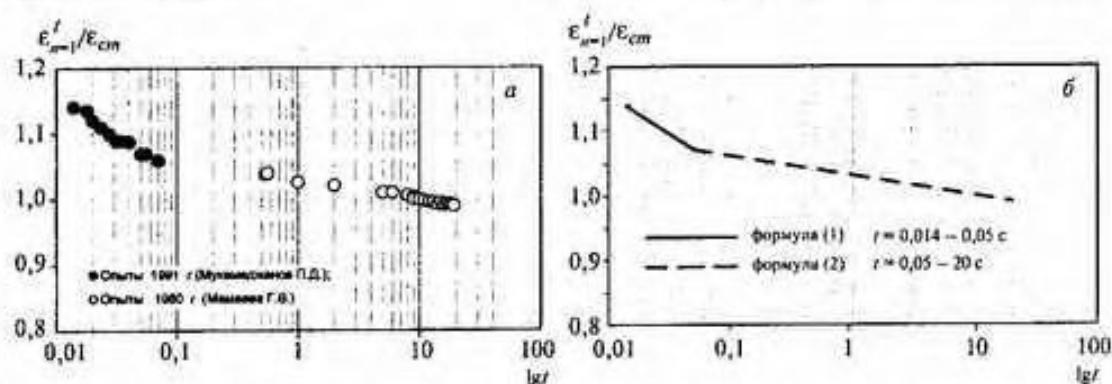


Рис. 2. Область однократного нагружения, $n = 1$. Влияние продолжительности нагружения ($lg t$) на относительную величину ($\epsilon'_{n=1}/\epsilon_{cm}$) остаточного удлинения: *а* — результаты испытания стали при однократном нагружении различной продолжительности; *б* — предлагаемые зависимости « $\epsilon'_{n=1}/\epsilon_{cm}$ — $lg t$ ».

Опыты проводились на центральное растяжение, т.к. в этом случае напряженное состояние наиболее однородно, и размеры сечения в минимальной степени сказываются на результатах. При испытании динамометр устанавливался последовательно с образцом так, что усилие, возникающее в образце, сообщалось и динамометру. Для измерения деформации динамометра на его поверхность наклеивались тензодатчики, и их показания учитывались при определении деформаций образца.

Испытания на однократное нагружение с различной скоростью проводились на установке типа ГМС-100У, а на повторное — на пульсаторе EUS-200, с частотой 300 циклов в мин. Тринадцать образцов испытывались при продолжительности нагружения от 0,0152 до 0,069 с. Испытания каждого образца записывались с помощью осциллографа марки Н700.

Вначале по три образца каждой серии были испытаны статически на пульсаторе EUS-200. Средняя величина деформативности ϵ_{cm} по трем образцам характеризовала статическую деформативность соответствующей серии. Знание статической деформативности позволило, с одной стороны, оценить влияние скорости нагружения на деформативность материала, а с другой стороны, сравнивать результаты испытаний каждой серии с результатами испытаний, проведенных другими авторами. В связи с этим все результаты испытаний приведены в относительных единицах, т.е. $\epsilon'_{n=1}/\epsilon_{cm}$.

Испытания на однократные нагрузления при различных скоростях показали, что внешний вид излома сходен с разрушением образцов при обычных статических испытаниях. Для образцов, испытанных на динамическое однократное нагружение, характерно образование «шейки», так же как у образцов, испытанных статически.

На рис. 2, *а* представлены результаты испытания стали на однократное нагружение продолжительностью $t = 0,015 - 0,07$ с (опыты 1991 г. [2]) и $t = 0,5 - 2$ с (опыты 1960 г. [3]).

Как видно из рисунка, зависимость между деформацией и продолжительностью ($lg t$) в указанных интервалах может быть принята линейной. Уравнения линейной зависимости (рис. 2, *б*) « $\epsilon'_{n=1}/\epsilon_{cm} - lg t$ » имеют вид:

$$\epsilon'_{n=1} = \epsilon_{cm} (0,9 - 0,13 \lg t); \quad (t = 0,015 - 0,05 \text{ с}) \quad (1)$$

$$\epsilon'_{n=1} = \epsilon_{cm} (1,03 - 0,03 \lg t); \quad (t = 0,05 - 2,0 \text{ с}). \quad (2)$$

Из уравнения (1) следует, что при продолжительности нагружения от 0,05 до 0,015 с, деформативность увеличивается примерно на 7 %. Иными словами, деформативность стали при этой продолжительности нагружения увеличивается на 7 % по сравнению со статическим эквивалентом. Эти результаты подтверждаются данными таблицы 1 [4], где деформативность стали SAE 1015 и SAE 1021 при однократном динамическом нагружении увеличилась на 7 – 8 % по сравнению с деформативностью при статическом нагружении.

2. Область ограниченного повторного нагружения ($n = 1+100$)

Методика испытания на немногочисленное повторное нагружение ($n = 1$ до $n = 100$) соответствовала методике однократного нагружения [4]. Испытания на немногочисленное повторное нагружение проводились на пульсаторе EUS-200.

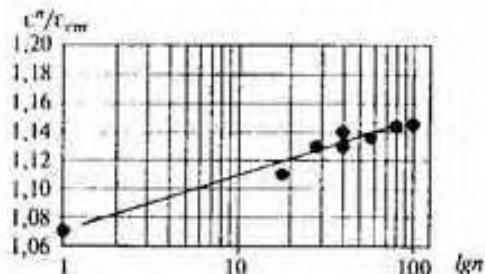


Рис. 3. Исследования деформативности стали в области немногочисленного повторного нагружения ($n = 1 - 10^2$); зависимость, представленная уравнением (3)

Таблица 1. Деформативные характеристики стали различных марок при статическом и динамическом нагружениях

Марка стали (отожженной)	Механические характеристики на растяжение		Увеличение статического эквивалента, ϵ'/ϵ_{cm}
	статика ϵ_{cm} , %	динамика ϵ' , %	
SAE 1015	28	30	1,07
SAE 1022	25,5	27,7	1,08
SAE 1095	8,6	12,3	1,23

На рис. 3 представлены результаты испытания стали на деформативность (ϵ''/ϵ_{cm}) при немногочисленных ($n = 1 - 10^2$) повторных нагрузлениях. Здесь же представлена линейная зависимость $\epsilon''/\epsilon_{cm} - \lg n$, определенная по результатам испытания. Коэффициенты уравнения определены по методу наименьших квадратов:

$$\epsilon''/\epsilon_{cm} = 1,07 + 0,039 \lg n. \quad (3)$$

Из уравнения (3) следует, что с увеличением числа повторных нагрузений от 1 до 100 деформативность стали увеличивается от 7 % до 15 % по сравнению с величиной деформативности при однократном статическом нагружении. Такое увеличение деформативности может быть сравнено с «эффектом кузнецкого дела».

3. Область многократного повторного нагружения ($n = 10^2$ до $n = 10^5$)

На рис. 4 представлены результаты испытания стали на деформативность (ϵ''/ϵ_{cm}) при многочисленных повторных нагрузлениях ($n = 10^2 + 10^5$) [1, 4, 5]. Зависимость $\epsilon''/\epsilon_{cm} - \lg n$ принималась линейной, а коэффициенты уравнений определялись на базе экспериментальных данных по методу наименьших квадратов. Уравнение линейной зависимости $\epsilon''/\epsilon_{cm} - \lg n$ для области многочисленного повторного нагружения имеет вид:

$$\epsilon''/\epsilon_{cm} = 1,32 - 0,0852 \lg n. \quad (4)$$

Из уравнения (4) следует, что с увеличением числа нагрузений от $n = 10^2$ до $n = 10^5$ деформативность уменьшается и составляет до 89,5 % от деформативности однократного статического нагружения.

4. Область ограниченной усталости ($n = 10^5 + 1,46 \cdot 10^6$)

На рис. 5 представлены результаты испытания стали марки SAE 4130 при повторных нагрузках [5] ($n = 10^5$ до $n = 1,46 \cdot 10^6$). По экспериментальным данным [5] по методу наименьших квадратов определена линейная зависимость, уравнение которой:

$$\epsilon''/\epsilon_{cm} = 4,335 - 0,688 \lg n. \quad (5)$$

Из уравнения (5) следует, что с увеличением числа повторных нагрузений от $n = 10^5$ до $n = 1,46 \cdot 10^6$ деформативность стали интенсивно уменьшается и составляет от 89,5 % до 9,4 % от ϵ_{cm} .

5. Область установившейся усталости ($n = 2 \cdot 10^6$ до 10^7)

Уравнение (5) может быть использовано до $n = 2 \cdot 10^6$, т.е. в области установившейся усталости.

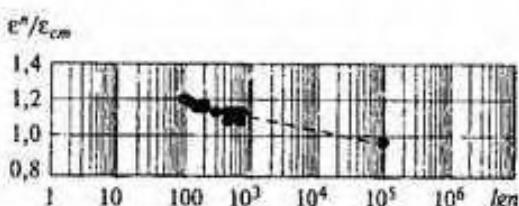


Рис. 4. Исследования деформативности стали в области многочисленного повторного нагружения ($n = 10^2 + 10^5$); зависимость, представленная уравнением (4)

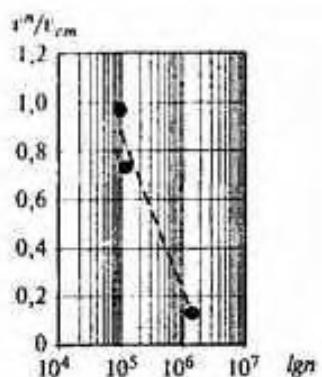


Рис. 5. Исследования деформативности стали в области ограниченной усталости ($n = 10^5 + 2 \cdot 10^6$); зависимость, представленная уравнением (5)

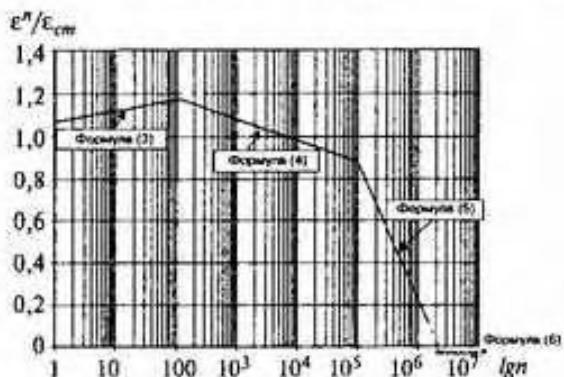


Рис. 6. Зависимость ϵ''/ϵ_{cm} – lgn для стали при повторном нагружении ($n = 1+10^7$)

$$\epsilon''/\epsilon_{cm} = 4,335 - 0,688 \lg n, \quad \epsilon''/\epsilon_{cm} = 4,335 - 0,688 \cdot 6,301 = 0.$$

$$\epsilon''/\epsilon_{cm} = 0 = \lg n, \quad (\text{при } n = 2 \cdot 10^6 + 10^7). \quad (6)$$

Уравнение (6) соответствует зависимости $\epsilon''/\epsilon_{cm} = lgn$ для области установившейся усталости ($n = 2 \cdot 10^6$ до 10^7).

На рис. 6 представлены экспериментальные зависимости $\epsilon''/\epsilon_{cm} = lgn$ для пяти областей в интервале $n = 1$ до $n = 10^7$. Из рис. 6 видно, что для первой области ($n = 1$) деформативность увеличивается на 7 % по сравнению со статическим нагружением. Во второй области с ростом числа нагрузжения от 1 до 100 деформативность увеличивается от 7 % до 15 %. Это увеличение соответствует эффекту «кузнецкого» производства. В третьей области ($n = 10^2$ до 10^5) происходит постепенное изменение в сторону уменьшения деформативности от 1,15 до 0,895 от статической. В четвертом интервале ($n = 10^5$ до $n = 1,46 \cdot 10^6$) уменьшение деформативности составляет от 0,895 до 0,094, т.е. приближает к нулевой деформативности, соответствующей усталостному нагружению. Пятый интервал (уравнение 6) при $n = 2 \cdot 10^6 + 10^7$ соответствует области установившейся усталости с нулевой деформативностью.

Отметим, что на величину прочности и деформативности материала при повторной нагрузке влияют следующие факторы:

- число повторений n , выраженной в абсолютных величинах или в логарифмах;
- коэффициент асимметрии цикла ρ ($\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$ или $\rho = \epsilon_{min}/\epsilon_{max}$);
- напряженное состояние конструкции (растяжение, сжатие, растяжение-сжатие, изгиб, изгиб при вращении и т. д.);
- скорость (частота, продолжительность) нагружения.

Приведенные выше опытные данные позволили выявить значение скорости приложения нагрузки на несущую способность стали как при однократном, так и при повторных нагрузлениях. Как показали экспериментальные данные, влияние скорости нагружения ощутимо лишь в области сравнительно высоких напряжений, как правило, превосходящих предел текучести материала. В этой области — области интенсивного развития пластических деформаций — влияние скорости нагружения проявляется значительно рельефней, чем в области напряжений, не превышающих предел упругости [6–8]. Н.И. Марин [8] проводил экспериментальные исследования со сталью марки 30ХГ2СА ($R_{min} = 60$ кг/мм²) при повторном нагружении в пределах $n = 10^4 + 6,5 \cdot 10^4$ и при скорости 15 и 2000 нагрузений в минуту. Результаты испытания показали заметное влияние скорости на несущую способность стали при повторном нагружении.

Ранее преобладало мнение, что скорость нагружения не влияет на величину предела выносливости [9]. Более поздние опыты показали, что в пределах скорости 1500–10 000 нагрузений в 1 мин наблюдается лишь незначительное изменение предела выносливости стали. Однако дальнейшее увеличение скорости нагружения до 30 000 циклов в минуту уже заметно влияет на величину предела выносливости [10].

Результаты испытаний авторов [1–5] соответствуют опыта другим исследователям [10]. Таким образом, при расчете конструкций, работающих в условиях сейсмического воздействия,

следует учитывать изменение деформативных свойств стали при повторяющихся динамических воздействиях.

Следует иметь в виду, что сильное землетрясение – относительно редкое явление, поэтому обеспечение эксплуатационной сохранности объектов после землетрясения экономически является нецелесообразным. Поэтому в сейсмостойком строительстве не ставится жесткое требование обеспечения полной сохранности и неповреждаемости сооружений. Главное – обеспечить безопасность людей и сохранность оборудования. Однако здания и сооружения при проектировании в сейсмических районах должны конструироваться таким образом, чтобы допускаемые в них деформации во время землетрясения не приводили к обрушению и в то же время суммарные затраты на строительство и последующее восстановление поврежденных при землетрясении зданий были бы оптимальными. Решение этой задачи должно основываться на знании деформативных свойств материалов при сравнительно небольшом числе повторных нагрузок (100 – 1000 циклов), что характерно для сейсмических воздействий. При этом для стальных конструкций и частично для арматуры могут быть использованы результаты испытаний, приведенные в данной статье.

Литература

1. Корчинский И.Л., Беченева Г.В. (*Мамаева*). Прочность строительных материалов при динамических нагрузках. – М. : Стройиздат, 1966.
2. Мухамеджанов П.Д., *Мамаева Г.В.* Несущая способность стальных стержней при динамических нагрузках // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2005, № 6. С. 34 – 37.
3. Беченева Г. В. Прочность стали при немногочисленных повторных нагрузках. В сб.: «Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений». – М., Госстройиздат, 1960.
4. *Мамаева Г. В.* Прочность и деформативность стали класса А при нагрузках типа сейсмических // Строительство и архитектура, № 2, М., 1993. С. 32 – 39.
5. Bellot J.A. A Study of the Damaging Effect of Fatigue on X4130 Steel. ASTM Proceedings, Vol. 46, pp. 693 – 714, 1946.
6. Гениев Г.А., *Мамаева Г.В.*, Пятакрестовский К.П. Моделирование процесса деформирования стали при различных диапазонах и скоростях циклического нагружения // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2002, № 3. С. 12 – 14.
7. Гениев Г.А., *Мамаева Г. В.*, Пятакрестовский К. П. Несущая способность стальных и железобетонных элементов при повторных нагрузках типа сейсмических // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2002, № 5. С. 17 – 19.
8. Марин Н.И. Влияние повторных нагрузок на прочность конструкций машин. Прочность и износ горного оборудования. Гостехиздат, 1959.
9. Гоф Г. Дж. Усталость металлов. ОНТИ, 1935.
10. Krouse G.N. A High-Speed Fatigue Testing Machine and Some Tests of Speed Effect on Endurance Limit. American Society for Testing Materials, vol. 34, p. 156, 1934.
11. Силкин Е.А. Ударно-циклическая прочность сталей, применяемых в сельскохозяйственном машиностроении. «Машиностроение». – М., 1964.
12. Корчинский И.Л. Учет явления усталости в строительных конструкциях. Госстройиздат. Научное сообщение, вып. 25, 1951.

© В.И. Обозов, Г.В. Мамаева, 2008

Редакция приносит извинения за опубликованное в журнале №5 за 2007 год некорректное высказывание директора НИИЖБ им. А.А. Гвоздева А. Семченкова об отсутствии диссертационных советов в «НИЦ «Строительство» по вине экспертного совета ВАК.

Редакция понимает неуместность подобных высказываний в сугубо техническом журнале и призывает читателей воздержаться от публикаций, не имеющих прямого отношения к вопросам строительной механики.

Б.В. ОСТРОУМОВ, докт. техн. наук, лауреат Государственной премии, засл. строитель РФ,
М.А. ГУСЕВ, канд. физ.-мат. наук
ЦНИИПСК им. Мельникова

ИССЛЕДОВАНИЕ НЕУСТАНОВИВШИХСЯ КОЛЕБАНИЙ СООРУЖЕНИЙ ПОД ВОЗДЕЙСТВИЕМ ПОРЫВОВ ВЕТРА

Существующие методы динамического расчета сооружений на действие порывов ветра [1–5, 9] основаны на предложении, что воздействие порывов является стационарным и установившимся. При этом в расчетах используется амплитудно-частотная характеристика рассчитываемых сооружений (АЧХ) в установленном режиме [6] $C(\omega)$

$$C(\omega) = \frac{h}{2\omega \sqrt{n^2 + \beta^2}}, \quad (1)$$

где h – амплитуда приведенной внешней силы; ω – частота вынужденных колебаний; n – показатель затухания; $\beta = \frac{\omega_0^2 - \omega^2}{2\omega}$ (ω_0 – частота собственных колебаний сооружения).

В работе [6] в результате решения уравнения Лагранжа методом медленно меняющихся амплитуд с использованием преобразования Лапласа получено выражение АЧХ в переходном режиме, которое имеет вид:

$$C^*(t) = \frac{h}{2\omega} \sqrt{\frac{(1 - t^{-n})^2 \cdot \cos \beta t)^2 + (t^{-n} \cdot \sin \beta t)^2}{n^2 + \beta^2}}, \quad (2)$$

В [6] получено также выражение для отношения коэффициентов динамичности [1, 2] в установленном режиме ξ и неустановившемся ξ^* режимах колебаний сооружений под действием ветра:

$$K = \frac{\xi}{\xi^*} = \left[\frac{\int_0^\infty S v^1(\omega) |C(\omega)|^2 d\omega}{\int_0^\infty S v^1(\omega) |C^*(\omega)|^2 d\omega} \right]^{1/2}, \quad (3)$$

где $S v^1$ – энергетический спектр пульсаций скорости ветра.

Или вместо (3) имеем

$$K = \left[\frac{\int_0^\infty \frac{4\omega^2 d\omega}{4\omega^2 n^2 + (\omega_0^2 - \omega^2)^2}}{\int_0^\infty \frac{4\omega^2 \left[1 - e^{-n\omega} \cos \left(\frac{\omega_0^2 - \omega^2}{2\omega} \right) \right]^2 + \left[e^{-n\omega} \sin \left(\frac{\omega_0^2 - \omega^2}{2\omega} \right) \right]^2 d\omega}{4\omega^2 n^2 + (\omega_0^2 - \omega^2)^2}} \right]^{1/2}, \quad (4)$$

После интегрирования числителя и знаменателя выражение (4) будет иметь вид:

$$K = \frac{\xi}{\xi^*} = \frac{1}{\sqrt{1 - e^{-2n}}}, \quad (5)$$

где ξ – коэффициент динамичности при установленном режиме воздействия порывов ветра на сооружения; ξ^* – коэффициент динамичности при неустановившемся режиме воздействия порывов ветра на сооружения.

В (5)

$$n = \frac{\delta}{T_0}; \quad (6)$$

Таблица

Число циклов δ	1	2	3	4	5	10
0,01	7,080	5,025	4,119	3,582	3,219	2,332
0,02	5,061	3,609	2,973	2,597	2,345	1,739
0,03	4,161	2,982	2,648	2,166	1,965	1,488
0,04	3,624	2,609	2,170	1,914	1,743	1,348
0,05	3,256	2,356	1,968	1,744	1,595	1,258
0,07	2,779	2,030	1,711	1,529	1,410	1,152
0,10	2,360	1,746	1,491	1,349	1,258	1,076
0,15	1,973	1,492	1,300	1,197	1,135	1,026
0,20	1,749	1,350	1,197	1,1120	1,075	1,000
0,25	1,600	1,260	1,135	1,076	1,044	1,003
0,30	1,494	1,119	1,096	1,049	1,026	1,001

где δ — логарифмический декремент колебаний сооружения; T_0 — период собственных колебаний сооружения.

С учетом (5) и (6) можно записать:

$$K = \sqrt{\frac{1}{1 - e^{-2\pi\delta r}}}; \quad (7)$$

$$\text{или } K = \sqrt{\frac{1}{1 - e^{-2r}}}, \quad (8)$$

где r — число циклов колебаний сооружения определяется по формуле:

$$r = \omega_0 t.$$

В таблице представлены значения K , рассчитанные по формуле (8) для значений δ от $0,3$ до $0,01$ и значений r от 1 до 10 циклов колебаний.

Из табл. 1 следует, что K уменьшается с ростом δ и r .

Согласно действующим рекомендациям [1] и нормативным документам [2] коэффициент динамиичности ξ находится по формуле

$$\xi_i^1 = \left[\frac{2}{3} \int_0^{e_i^{1/3} d\varepsilon} \frac{e^{11/3} d\varepsilon}{e^4 - 2 \left(1 - \frac{\delta^2}{2\pi^2} \right) e_i^2 e^2 + e_i^4} \right]^{1/2}. \quad (9)$$

где δ — декремент колебаний сооружения;

$$e_i = \frac{T_i}{1200}, \quad (10)$$

где T_i — период I формы собственных колебаний сооружения; v — расчетная скорость ветра; 1200 м — продольный масштаб (масштаб длины) [1].

В СНиП 2.01.07-85* [2] величина ξ определяется для двух типов сооружений:

— для железобетонных и каменных зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций ($\delta = 0,3$);

— для стальных башен, мачт, футерованных дымовых труб и аппаратов колонного типа, в том числе на железобетонных постаментах ($\delta = 0,15$).

При этом диапазон изменения величины e_i принимается в пределах 0 — $0,20$.

В работе [10] с помощью выражения (9) рассчитаны значения ξ для шести типов сооружений. При этом диапазон изменения величины e_i принимается в пределах 0 — $0,50$.

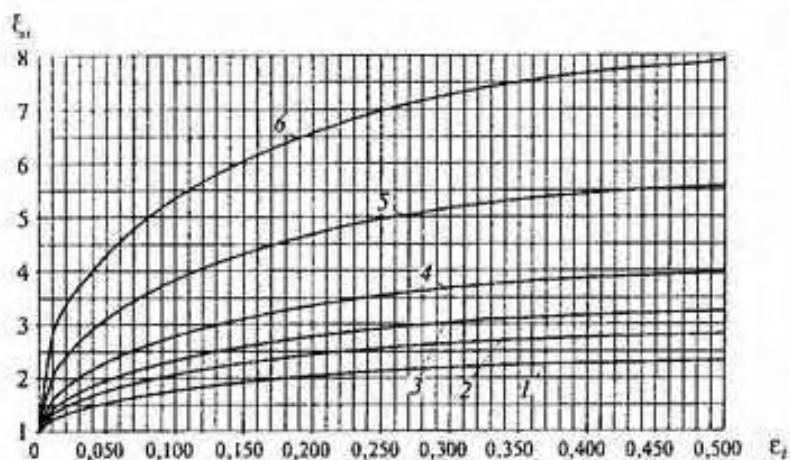


Рис. 1. Значения коэффициента динамичности (без учета переходных процессов): 1 — для железобетонных и каменных сооружений ($\delta = 0,3$); 2 — для зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций ($\delta = 0,2$); 3 — для футерованных дымовых труб, аппаратов колонного типа, в том числе на железобетонных постаментах ($\delta = 0,15$); 4 — для стальных башен и мачт ($\delta = 0,1$); 5 — для стальных башен и мачт высотой менее 100 м с малым демпфированием ($\delta = 0,05$); 6 — для цельносварных сооружений, монументов, обелисков, стел ($\delta = 0,025$)

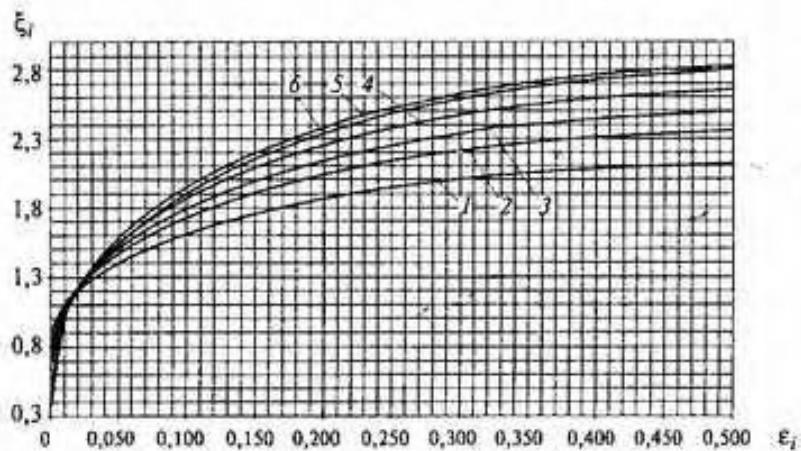


Рис. 2. Значения коэффициента динамичности (при числе циклов колебаний = 3), номера кривых — см. рис. 1)

Таким образом, существенно увеличивается диапазон собственных периодов и частот колебаний сооружений, а также их номенклатура по диссипативным свойствам (величинам рассеяния и поглощения энергии колебаний), то есть значениям их логарифмических декрементов колебаний.

В данной работе указанные зависимости $\xi(\epsilon)$ и $\xi(\delta)$ для случая установившихся колебаний представлены на рис. 1.

Для неустановившихся колебаний сооружений на рис. 2 представлены коэффициенты динамичности ξ^* , рассчитанные по формуле

$$\xi^* = \frac{\xi}{K}. \quad (11)$$

При этом K принимается по таблице для соответствующих значений декрементов колебаний, приведенных на рис. 2, при реализации трех циклов колебаний.

Из представленных данных видно, при учете трех циклов колебаний коэффициент динамичности ξ в переходном режиме меньше, чем при установившемся режиме для сооружений с $\delta = 0,01$ в 4,119 раза; с $\delta = 0,05$ в 1,968 раза, с $\delta = 0,1$ в 1,49 раза, с $\delta = 0,15$ в 1,3 раза, с $\delta = 0,2$ в 1,197 раза, с $\delta = 0,25$ в 1,135 раза, с $\delta = 0,3$ в 1,096 раза.

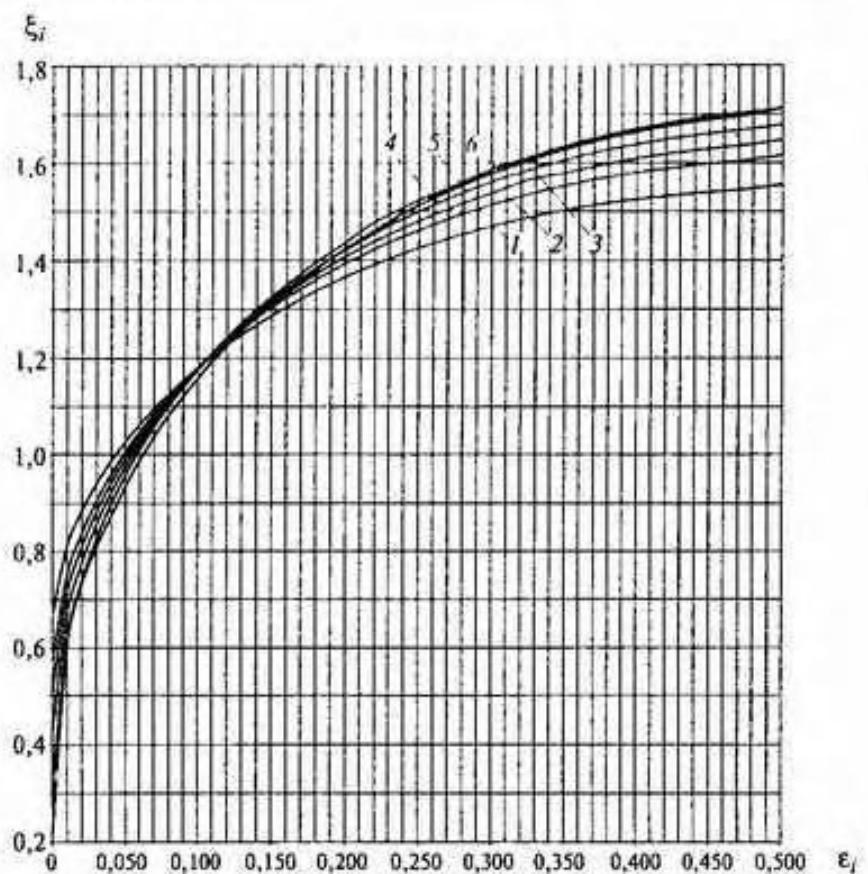


Рис. 3. Значения коэффициента динамичности (при числе циклов колебаний = 1), номера кривых — см. рис. 1)

На рис. 3 даны значения ξ при неустановившемся режиме (то есть ξ^*) при осуществлении одного цикла колебаний. Видно, что в этом случае значения ξ^* еще меньше, чем при осуществлении трех циклов колебаний (см. рис. 2).

Здесь следует отметить, что точное число реализованных циклов колебаний можно назначить на основании экспериментальных исследований структуры атмосферной турбулентности и порывов ветра. Эти исследования предпочтительно проводить с помощью метеорологических комплексов, расположенных на высотных башнях и мачтах.

Литература

1. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра. — М.: Стройиздат, 1978. — 217 с.
2. СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия». — М.: ЦИТП Минстроя РФ, 1996. — 35 с.
3. Цейтлин А.И., Бернштейн А.С., Гусева Н.И., Попов Н.А. Новая редакция раздела «Ветровые нагрузки» главы СНиП «Нагрузки и воздействия» // Строительная механика и расчет сооружений, № 6, 1987.
4. Попов Н.А. Рекомендации по уточненному динамическому расчету зданий и сооружений на действие пульсационной составляющей ветровой нагрузки. — М., 2000. — 47 с.
5. Попов Н.А. Динамическая реакция сооружений при действии ветра // Строительная механика и расчет сооружений, № 2, 2007.
6. Остроумов Б.В., Гусев М.А. Исследование нестационарных процессов при воздействии порывов ветра на сооружения. Промышленное и гражданское строительство. № 4, 2007.
7. Остроумов Б.В., Гусев М.А. Расчет сооружений на воздействие порывов ветра в переходных режимах. Промышленное и гражданское строительство, № 4, 2007.
8. Остроумов Б.В., Гусев М.А. Предложения по уточнению методики динамического расчета высотных сооружений на воздействие порывов ветра // Строительная механика и расчет сооружений, № 5, 2007.
9. Davenport A.G. Gust loading factors // J. of the structural division Proceedings of the American Society of Civil Engineers. — June, 1967. — Vol. 93.
10. Остроумов Б.В., Гусев М.А. Учет динамического воздействия атмосферной турбулентности при расчете сооружений на действие ветра // Монтажные и специальные работы в строительстве. № 8, 2007.

© Б.В. Остроумов, М.А. Гусев, 2008

УДК 599.1.624.04

Г.В. ВАСИЛЬКОВ, д-р техн. наук, проф., М.Ю. ИВАНОВ, инж.
Ростовский государственный строительный университет

СТАНОВЛЕНИЕ СТРУКТУРЫ НЕСУЩИХ СИСТЕМ В ПРОЦЕССЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

1. Введение

В основании теории аддитивной эволюции механических систем (ТАЭМС) лежит закон сохранения энергии в гомеостатическом равновесии [1]

$$\dot{\varepsilon}V = \dot{\varepsilon}_n V', \quad (1)$$

где ε – плотность энергии в индивидуальном объеме V , ε_n – плотность энергии гомеостатического равновесия в оптимальном объеме V' . Следствием закона сохранения (1) является зависимость между величинами объемов V и V'

$$V' = \tau^d V \quad (\gamma \in (0, 1)); \quad V = \tau^d V' \quad (d \in [-1, 0]), \quad \tau = \varepsilon_n^{-1} \varepsilon. \quad (2)$$

параметры γ , d регулируют скорость изменения объемов с задержкой [2]. Следствие (2) можно записать единой формулой

$$\tilde{V} = \tau^d V \quad (\gamma \in [-1, 1])$$

с разделением поведения системы на этапы – становления ($\gamma \in (0, 1)$), квазистационарного состояния ($\gamma = 0$) и разрушения ($\gamma \in [-1, 0)$), когда в системе прекращается процесс метаболизма [2].

По аналогии с законами термодинамики для самоорганизующихся, саморазвивающихся, саморазрушающихся механических систем формулируются два закона синергетики МДТТ. Первый закон (1) – при флуктуациях плотности энергии деформаций изменения индивидуального объема в открытой системе происходит так, что потенциальная энергия равна энергии гомеостатического равновесия. Отметим, что принцип относительности ТАЭМС предполагает существование такого абсолютного стационарного состояния, при котором плотность энергии повсюду в системе $\varepsilon = \varepsilon_n = \text{const}$. Такого нереального, метафизического состояния в природных явлениях не наблюдается. Однако квазиэксперимент (наблюдение за природными объектами) подтверждает стремление локальных систем изменять свою структуру так, чтобы $\varepsilon \rightarrow \varepsilon_n$.

Второй закон (2) – в процессе становления при движении системы к гомеостатическому равновесию ($\varepsilon \rightarrow \varepsilon_n$) изменения в индивидуальных объемах системы стремятся к нулю ($V \rightarrow V'$)

$$\Delta V = V - \tilde{V} = (1 - \tau^d) V, \quad \gamma \in (0, 1], \quad \tau \rightarrow 1, \quad \Delta V \rightarrow 0.$$

В процессе разрушения $\gamma \in [-1, 0)$, $\tau \rightarrow 0$, $\Delta V \rightarrow V$ ($\Delta V = V$ – полное разрушение индивидуального объема); в квазистационарном состоянии $\gamma = 0$, $\tau = 1$, $\Delta V = 0$.

В теоретической модели жизненного цикла механических систем изначально заложена большая неопределенность – бесконечное число величин параметра $\gamma \in [-1, 1]$, определяющего скорость эволюции-инволюции, неопределенность величины ε_n , которая в алгоритмах ТАЭМС вычисляется на основании положений естественного отбора [1].

Вся практическая деятельность человека-творца направлена на поиск оптимального развития событий, результатом которых должен являться рациональный проект и его реализация. При проектировании несущих систем строительных сооружений всегда реализуется процесс выбора наилучшего варианта из возможных, т.е. процесс оптимизации. Даже в простейшем варианте расчета упругих систем задача может быть сформулирована в виде общей постановки задач математического программирования: определить минимум функционала полной потенциальной энергии системы при ограничениях по прочности, жесткости, устойчивости, деформативности (вариантное проектирование). Во второй половине XX столетия сформировался ряд новых математических направлений для изучения и разработки эффективных методов решения специальных классов экстремальных задач (линейное и выпуклое программирование, теория игр, теория оптимального управления и мн. др.) [3, 4]. Возникший большой поток прикладных работ на эту тему [5–7] не ослабевает и до настоящего времени, например, в [8] приведен краткий обзор методов структурной оптимизации (оптимизация размеров, формы, топологии несущих систем), в [9] математические модели нейронных сетей (нейродинамическое программирование).

Предлагаемый вариант решения оптимальных задач теории сооружений базируется на законе сохранения (1), порождает релятивистскую механику деформируемых твердых тел [1], при оп-

разделении рациональной структуры сооружения по критериям конвергенции плотности энергии деформаций и минимума полной энергии системы обнаруживаются многие известные эффекты общей теории систем. Большинство частных постановок ведет оптимизацию при использовании ТАЭМС реализуется автоматически. Так, при решении конкретных задач изгиба пластин итоговая структура, полученная методами ТАЭМС, обладает наименьшим объемом материала при ограничениях, наклаивающихся на любую компоненту НДС в любой точке, либо ограничениях на любые интегральные характеристики. Стремление к изоэнергетичности влечет за собой стремление к равнопрочности. Например, точное решение первой задачи оптимизации формы консольной балки под действием сосредоточенной силы (Г. Галилей, 1638 г.) имеет вид [1]:

$$h = \sqrt{\frac{6P^2}{Eb^2\varepsilon_n}} \sqrt{x}, \quad (4)$$

где b – ширина прямоугольного сечения; E – модуль упругости; P – сосредоточенная сила (рис. 1); $\varepsilon_n = 0,5\sigma_n\varepsilon_n = 0,5\sigma_n^2/E$. Эта задача решалась из условия равенства осредненной погонной энергии деформации по длине балки. При этом получено, что изоэнергетичность в итоговой структуре влечет за собой равенство нормальных наибольших по абсолютной величине напряжений на крайних волокнах, $\sigma = \sqrt{3}\sigma_n$. Аналогичная ситуация возникает и при определении рациональной структуры изгибающихся плит, пологих оболочек методами ТАЭМС [1]. Общий закон конвергенции (ближения) плотности энергии по элементам системы влечет за собой уменьшение диапазона изменений всех одноименных компонент НДС системы, по этой причине нет необходимости ставить и решать различные частные задачи. В период становления (аддитивной эволюции), как известно, реализуется принцип регрессии к среднему. В неявной форме этот принцип закодирован в законе сохранения энергии (1). Кроме того, в следующем пункте мы покажем, что некоторые закономерности, присущие процессам самоорганизации [10], реализуются при использовании методов ТАЭМС.

2. Становление структуры в процессе проектирования

Созидательные и разрушительные силы непрерывно реализуются в природных явлениях. «Вместо устойчивости и гармонии мы видим повсюду, куда ни обращаем свой взор, эволюционные процессы, приводящие ко все большему разнообразию и всевозрастающей сложности» [11]. Состояния систем, соответствующие абсолютной гармонии, симметрии, ритму в пространстве параметров системы представляют собой изолированные точки. Определению окрестности таких точек посвящена эта работа. Иерархически вложенные системы непрерывно взаимодействуют, образуя на некоторый период времени острова гомеостатической гармонии, систематически возрождаются, живут, разрушаются. Таким весьма общим закономерностям подчиняются все природные процессы. Наивно предполагать, что человеческая деятельность представляет собой нечто иное. Все, что происходит в животном мире, называют естественным, а продукты интеллектуальной деятельности человека называют искусственными. В действительности инстинкт и интеллект, животный мир и человеческое сообщество, растущие деревья (солнечная энергия + косное вещество) и строящиеся здания и сооружения (энергия + вещество + человек) представляют собой природные явления.

С конъюнктурной точки зрения при изготовлении любой системы нас интересует финальная структура, обладающая некоторыми оптимальными свойствами. Прогностическая позиция заставляет рассматривать и моделировать весь процесс становления оптимальной структуры и согласовывать свои идеальные построения с известными характеристиками эволюции самоорганизующихся систем.

В физике понятие эволюции было введено в разделе термодинамики. Согласно классическим представлениям, первое начало термодинамики есть закон сохранения энергии для систем, в которых существенную роль играют тепловые процессы, а второе начало выражает стремление системы к увеличению молекулярного хаоса – в состоянии равновесия системы энтропия достигает максимального значения. Второе начало термодинамики не имеет столь абсолютного характера, как первое, оно нарушается при флуктуациях.

Для самоорганизующихся систем основной смысл эволюции имеет противоположный ха-

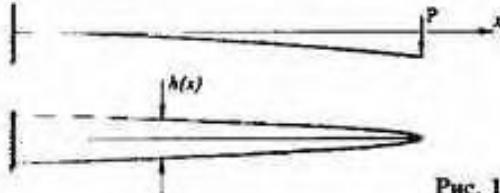


Рис. 1

рактер. Посредством механизма обратной связи система, маркируемая плотностью любых видов энергии, усложняет форму. Законы сохранения ТАЭМС в виде (1) содержат одновременно два начала. Первое – закон сохранения: в окрестности гомеостатического равновесия энергия в производном элементе \dot{e} – равна нормируемой \dot{e}' . Второе – оптимальный объем вещества в производном элементе V' определяется в зависимости от текущего V , текущей плотности энергии деформаций \dot{e} и скорости эволюции, характеризуемой параметром $\gamma \in (0,1)$.

Второе начало закона (1) используется для определения структуры системы в состоянии, близком к гомеостатическому равновесию. При этом выявляются следующие эффекты:

1. В геометрическом (евклидовом) пространстве выполняется инвариантность относительно параллельных переносов и поворотов – известный неоспоримый факт.

В функциональном пространстве самоорганизующейся системы события представляют собой процессы, локализованные и в пространстве, и во времени. Метрика закона (1) порождает новую неевклидову геометрию.

2. В ТАЭМС ярко проявляется основной принцип эволюции – единство в многообразии. Система в процессе эволюции обнаруживает способность к наращиванию неоднородностей, квантованию вещества и одновременно свойство рассеивать, размывать, сглаживать плотности энергии. Итоговые, финальные структуры отличаются и распределением вещества, и величиной нормируемой плотности энергии. Полиморфизм наблюдается действительно во всех природных образованиях [12].

3. Нелинейность предопределяет спектр развития систем. В точках бифуркации проявляется пороговая чувствительность, обуславливающая дискретность путей эволюции. Малые флуктуации начальных объемов вещества порождают разные финальные структуры [12].

4. В конце каждого эволюционного коридора в системе появляется итоговая структура. При отсутствии точек бифуркации на отрезке развития возникает именно эта, одна финальная структура. Она как бы притягивает к себе систему в процессе ее эволюции. После попадания в устойчивый коридор могут возникать различные флуктуации, но итог всегда один – финальная структура-аттрактор, характерная для этого пути развития. Неотвратимость, фатальность, управление сверхразума – именно такие объяснения бытуют для описания этого явления. Для изменения пути на таких участках необходимы весьма сильные внешние и/или внутренние воздействия на систему. Эффекты подобного рода предопределяют парадоксальное свойство эволюционирующих систем – будущее влияет на настоящее.

Однако следует отметить, что однозначное будущее не входит в качестве составного элемента в настоящее. Настоящее содержит спектр возможных финальных состояний.

Нелинейность порождает неустойчивость структуры системы. Неустойчивость выступает условием стабильного и динамического развития. Устойчивость и равновесность – тупики эволюции, а точнее, временные отрезки затухания эволюционных процессов. Без неустойчивости нет равновесия, устойчивые стационарные структуры не реагируют на различные малые возмущения. В предыдущем пункте был показан один тип неустойчивости – возникновение точек бифуркации эволюции при микроскопических изменениях объема системы в начальном состоянии; второй тип – возникновение обратной положительной связи в окрестности гомеостатического равновесия, которая обуславливает неоправданный рост паразитных объемов в системе, – продемонстрирован в следующей задаче. Приведенные ниже примеры решались по алгоритму ТАЭМС из [1].

На m -ом эволюционном шаге решается квазистационарная задача определения динамических параметров системы методом типа Никеля-Ньюмарка

$$\begin{aligned} \left(K + \frac{4}{\Delta t^2} M \right) s^{m+1} &= \left(-K + \frac{4}{\Delta t^2} M \right) s^m - \frac{4}{\Delta t} K q^m + \frac{4}{\Delta t} P^m + F^m + F^{m+1}; \\ q^{m+1} &= q^m + \frac{\Delta t}{2} (s^{m+1} + s^m), \quad F = \dot{P}, \quad s = \dot{q}. \end{aligned} \quad (5)$$

Шаг интегрирования принимается в долях периода основного тона: $\Delta t = \alpha T$, $100\alpha = 1+0,5$. На каждом шаге (5) определяются q , \dot{q} , e_r – плотность потенциальной энергии в r -ом элементе, e_k – плотность кинетической энергии. После выполнения необходимого числа шагов по (5) в течение времени sT ($s = 500+1500$) определяются средние значения плотности кинетической и потенциальной энергий в каждом конечном элементе

$$\langle \varepsilon_k \rangle = \frac{1}{S} \sum_{i=1}^S \varepsilon_{ki}; \quad \langle \varepsilon_s \rangle = \frac{1}{S} \sum_{i=1}^S \varepsilon_{si}$$

и средняя плотность модифицированной полной энергии

$$\bar{\varepsilon} = \mu \langle \varepsilon_s \rangle + (1 - \mu) \langle \varepsilon_k \rangle, \quad \mu \in [0, 1].$$

где μ — параметр управления. Число итераций s назначается до стабилизации величины $\bar{\varepsilon}$. В конце квазистационарного этапа скачкообразно изменяется толщина каждого элемента

$$h_i^{s+1} = \tau^s h_i^s, \quad \tau = \varphi_i^{-1} \bar{\varepsilon}, \quad \gamma \in (0, 1).$$

На 5+10 стационарных этапах нормируемая плотность энергии принимается постоянной. Затем в соответствии с положением естественного отбора вычисляется новое значение нормируемой плотности энергии [1].

$$\varepsilon_n^{k+1} = a_n(\alpha^k)^{-1} \varepsilon_n^k,$$

где a_n последовательно принимает значение $a_n = \sigma_p, \sigma_c, \tau, \varepsilon_p, \varepsilon_c, \gamma, w_{max}$ — нормируемые величины компонент НДС; α^k — соответствующие величины компонент, максимальные по абсолютной величине в поле пластины. Из всей совокупности величин ε_n^{k+1} , соответствующих разным значениям α^k и a_n , выбирается наименьшее $\varepsilon_n^{k+1} = \inf_a \varepsilon_n^{k+1}(a)$.

На рис. 3, 5, 6, 7, 9 более темный цвет означает большую толщину элементов структуры.

Пример 1. Прямоугольная плита с жестким защемлением по контуру имеет следующие механические и геометрические характеристики: $E = 15,3$ ГПа; $R = 4,6$ МПа; коэффициент Пуассона $v = 0,2$; параметр, определяющий скорость эволюции $\gamma = 0,2$; соотношение сторон $a:b = 1,618$; безразмерный глобальный параметр, определяющий вклады в модифицированную энергию $\mu = 0,7$; сетка конечных элементов 21×21 ; постоянная статическая равномерно распределенная нагрузка $P = 10$ кН/м²; в начале каждого этапа динамического расчета прикладывается мгновенно исчезающая импульсная нагрузка интенсивностью $\Delta P = 1$ кН/м². Между стационарными этапами свободных колебаний системы, нагруженной постоянной нагрузкой $P = 10$ кН/м², начальные перемещения определяются от $\bar{P} = P + \Delta P$; определяются q^0 ($\dot{q}^0 = 0$), а затем нагрузка ΔP устраняется.

Обнаружено, что если скорость эволюции в окрестности гомеостатического равновесия не затухает, то возможно возникновение обратной положительной связи и неоправданный рост объемов материала в некоторых областях системы. В результате расчета после некоторого стационарного участка эволюции, когда общий объем материала менялся незначительно, центральный элемент пластины начал разрастаться (рис. 2). В центральном элементе на каждом последующем этапе $\tau^s > 1$, и, как следствие, $V^{s+1} > V^s$. Приемы борьбы с этим типом неустойчивости в рамках ТАЭМС — снижение скорости эволюции в окрестности гомеостатического равновесия, т.е. уменьшение параметра γ , изменение глобального параметра μ .

5. Странный аттрактор — некоторая область, по которой происходят случайные блуждания (ограниченная, детерминированная область фазового пространства), — возникает при повышенных скоростях эволюционного процесса.

Пример 2. В качестве примера рассмотрим процесс эволюции структуры квадратной жестко защемленной пластины со следующими характеристиками: $E = 15,3$ ГПа — модуль упругости; $v = 0,2$ — коэффициент Пуассона; $R = 4,6$ МПа — расчетное сопротивление.

В начальном статическом состоянии прикладывается равномерно распределенная нагрузка интенсивностью $\bar{p} = 11$ кН/м². Начальные перемещения задаются по первой форме колебаний ($q_{max}^0 = q_{ow}$; $\dot{q}^0 = 0$). При внезапном удалении 10% от внешней нагрузки плита совершает свободные колебания при постоянной внешней нагрузке $p = 10$ кН/м². Изменение нормируемой плотности энергии производилось на каждом этапе эволюции с осреднением по двум последним значениям. Параметр скорости эволюции принимался равным $\gamma = 2/3 = 0,667$.

На рис. 3 изображены промежуточные структуры системы. К двадцатой итерации квантование вещества

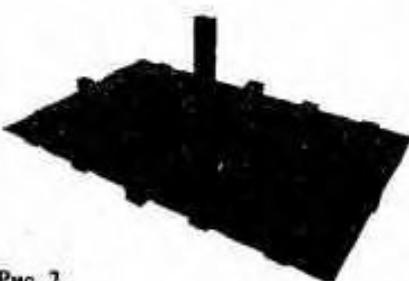


Рис. 2

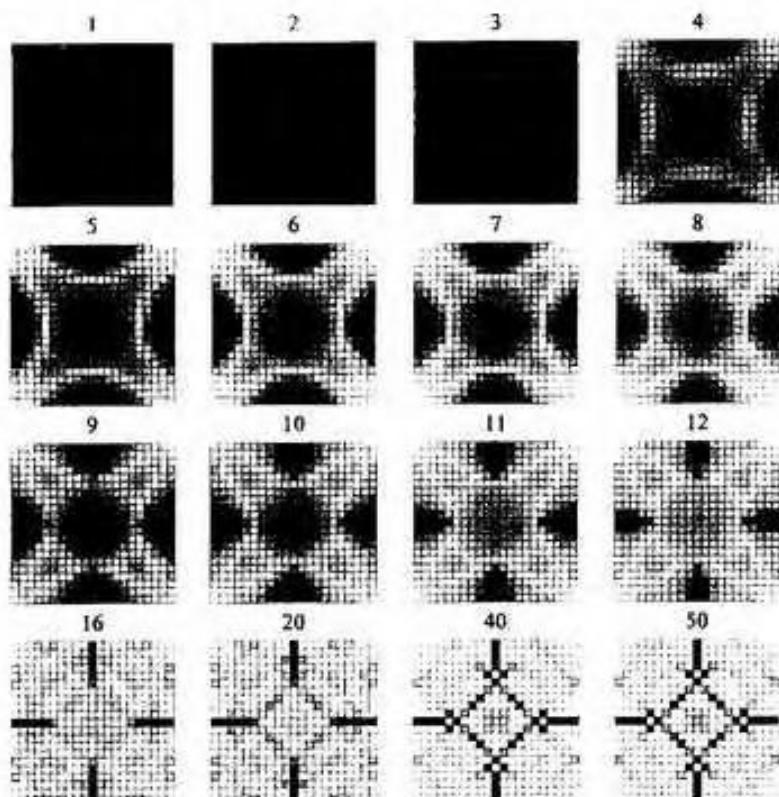


Рис. 3

практически закончилось. На сороковой итерации четко обозначилась структура и началась пульсация объемов. На рис. 4, а показан график изменения объемов по итерациям. Начиная с 80-й итерации амплитуды изменения объемов стабилизировались. На рис. 4, б приведена фазовая диаграмма в координатах «общий объем – полная энергия системы», четко выделяется детерминированная область фазового пространства в виде треугольника – странный аттрактор.

6. Пульсация параметров в эволюции сложных нелинейных систем никогда не исчезает. Амплитуды пульсации постепенно затухают в окрестности состояния-аттрактора, и можно только предположить, что при $t \rightarrow \infty$ амплитуды хаоса $A \rightarrow 0$.

7. Понятие целеполагания закладывается в формулировки физических законов, связанных с необратимостью времени (например, второе начало термодинамики утверждает неотвратимость наступления однородного состояния, молекулярного хаоса). В самоорганизующихся системах механизм гомеостазиса поддерживает постоянство параметров среды в диапазоне толерантности. Второе физическое начало закона сохранения (1) реализует стремление системы к гомеостатическому равновесию и тем самым предопределяет однонаправленность «стрелы времени».

В книге [11] отмечается: «Необратимость отвечает не какому-то дополнительному приближению, вводимому в законы динамики, а включению динамики в какой-нибудь более широкий формализм...», «Классическая физика, даже если включить в нее квантовую механику и теорию относительности, дает сравнительно бедные модели эволюции во времени. Детерминистские законы физики, некогда бывшие единственными приемлемыми законами, ныне предстают перед нами как чрезмерные упрощения, почти карикатуры на эволюцию».

Второе физическое начало закона сохранения (1) по форме является детерминистским законом, но неопределенность параметра γ , характеризующего скорость эволюции, разрушает эту детерминированность.

8. Достижение цели – состояния-аттрактора – означает завершение действия, однако возможный полиморфизм финальных структур заставляет продолжать поиск наиболее совершенных из всех изозергетических систем. Варьирование локальных и глобальных параметров системы для достижения условия минимума объема «строительного материала» приводит к гармоничным структурам. В классе эволюционных задач релятивистской механики деформируемых твердых тел подобный перебор позволяет определить системы, у которых физические и геометрические параметры содержат числа спектра золотой пропорции. [1]

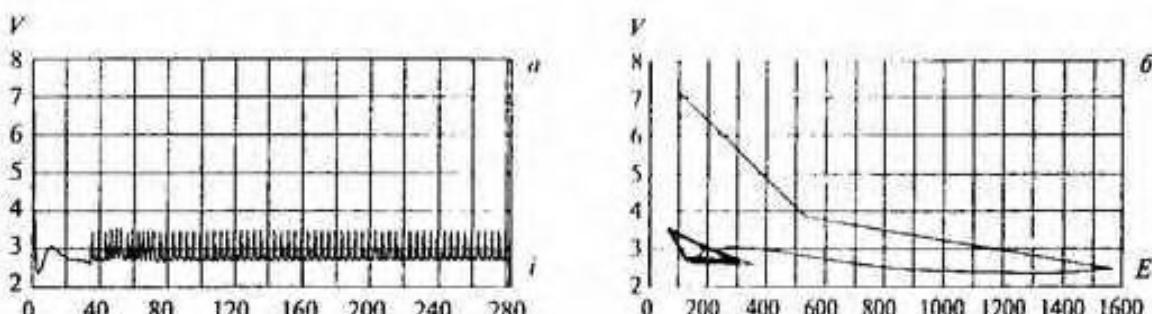
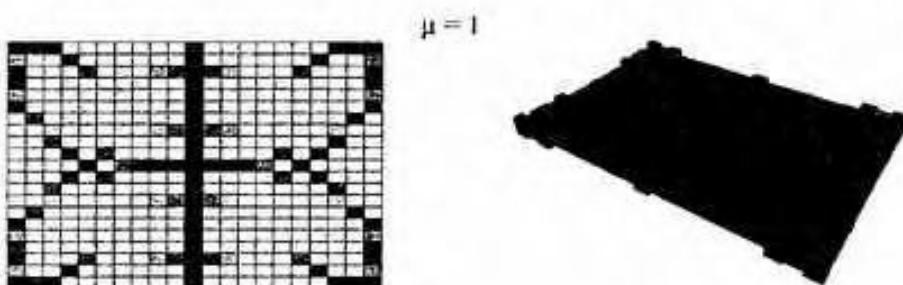
Рис. 4. К примеру 2. График изменения объема по итерациям (a); фазовая диаграмма $V-E$ (б)

Рис. 5

В [12] были рассмотрены задачи определения гармонических структур для балок. Ниже приведены задачи определения гармонических структур для прямоугольных тонких пластин.

Пример 3. Прямоугольная плита площадью 36 м^2 при шарнирном опирании по контуру имеет соотношение сторон $a:b = 2\phi_5 = 1,509$. Механические характеристики: $E = 15,3 \text{ ГПа}$, расчетное сопротивление $R = 4,6 \text{ МПа}$, коэффициент Пуассона $v = 0,2$. Плита нагружена постоянной равномерно распределенной нагрузкой интенсивности $p = 10 \text{ кН/м}^2$ и импульсной составляющей $\bar{p} = 1 \text{ кН/м}^2$. Параметр $\gamma = 0,2$. Сетка конечных элементов (КЭ) 21×21 . Изменение нормируемой плотности энергии ε_n производилось через 5 шагов. Для возбуждения колебаний задаются начальные перемещения по первой форме колебаний. Наибольшее перемещение в начальном состоянии определялось из условия равенства потенциальной энергии при статическом изгибе по первой форме и при изгибе от нагрузки $p + \bar{p} = 11 \text{ кН/м}^2$. Возбуждение свободных колебаний производилось снятием нагрузки $\bar{p} = 1 \text{ кН/м}^2$ в начальный момент времени. В конце этапа становления для итоговой структуры определены первые частоты и формы колебаний. Частотные интервалы определялись для групп форм, которые объединены по следующим признакам. Формы с двумя осями симметрии, проходящими через центр прямоугольника параллельно сторонам, в табл. 1 названы симметричными. Формы с одной осью симметрии, расположенной параллельно оси y , названы в табл. 1 – вертикальными, по оси x – горизонтальными. Кососимметричные формы относительно осей x и y названы кососимметричными. На рис. 5 приведена итоговая структура пластины. В табл. 1 приведены близкие гармонические интервалы и интервалы музыкальных строев. Отметим, что первые два интервала в симметричной группе являются консонантными.

Пример 4. Жестко защемленная по контуру пластина имеет следующие характеристики: $E = 15,3 \text{ ГПа}$, $R = 4,6 \text{ МПа}$, $v = 0,2$, $a:b = 2\phi_2 = 1,236$, $p = 10 \text{ кН/м}^2$, $\bar{p} = 1 \text{ кН/м}^2$, $\gamma = 0,2$. Сетка КЭ 21×21 . Результаты решения приведены на рис. 6 и в таблице 2. Отмечается, что первые два интервала являются консонантными.

Пример 5. Для квадратной пластины площадью 36 м^2 , шарнирно опертой по углам, определить рациональную структуру. Исходная информация: $E = 15,3 \text{ ГПа}$, $R = 4,6 \text{ МПа}$, $v = 0,2$, $p = 10 \text{ кН/м}^2$, $\bar{p} = 1 \text{ кН/м}^2$, $\gamma = 0,2$, сетка КЭ 21×21 . Результаты решения приведены на рис. 7 и в табл. 3. Отметим, что из шести приведенных интервалов четыре являются консонантными. На рис. 8 приведены графики изменения объема пластины, на рис. 9 – промежуточные структуры в процессе эволюции.

Таблица 1

Тип формы	№	ω	$\lambda_{jj} = \omega_j / \omega_r$	Близкие гармонические интервалы	% откл.	Близкие интервалы музыкальных строев
симметрическая	1	169,1	$\lambda_{1,1}=1,60775$	$\varphi_2^{-1} = 1,61803$	0,64	натуральная малая секта, 1,6
	3	271,87	$\lambda_{7,3}=1,32986$	$\varphi_1^{-1} = 1,32471$	0,39	пифагорейская чистая квarta 1,(3)
	7	361,55				
горизонтальная	4	307,59	$\lambda_{9,4}=1,43366$	$2\varphi_4=1,44898$	1,07	пифагорейская увеличенная квarta, 1,42383
	9	440,98				
вертикальная	2	202,82	$\lambda_{6,2}=1,69347$	$\varphi_1^{-1} = 1,6888$	0,28	большая секта, 1,68179
	6	343,47	$\lambda_{8,6}=1,22191$	$2\varphi_2=1,23607$	1,16	натуральная малая терция, 1,2
	8	419,69				
кососимметрическая	5	309,41	$\lambda_{10,5}=1,42962$	$2\varphi_4=1,44898$	1,35	пифагорейская увеличенная квarta, 1,42383
	10	442,34				

Таблица 2.

Тип формы	№	ω	$\lambda_{jj} = \omega_j / \omega_r$	Близкие гармонические интервалы	% откл.	Близкие интервалы музыкальных строев
симметрическая	1	217,57	$\lambda_{5,1}=1,622$	$\varphi_2^{-1} = 1,61803$	0,25	13-й тон натурального звукоряда, 1,625
	5	352,98	$\lambda_{8,5}=1,25$	$\varphi_1^{-1} = 1,25542$	0,43	натуральная терция, 1,25
	8	441,13	$\lambda_{10,8}=1,109$	$\varphi_{22}^{-1} = 1,11056$	0,14	большая секунда, 1,11111
	10	488,27				
горизонтальная	3	339,87	$\lambda_{7,3}=1,256$	$\varphi_1^{-1} = 1,25542$	0,05	натуральная терция, 1,25
	7	427,03				
вертикальная	2	273,11	$\lambda_{6,2}=1,456$	$\varphi_1^{-1} = 1,46557$	0,66	пифагорейская увеличенная квarta, 1,42383
	6	397,57				
кососимметрическая	4	346,35	$\lambda_{9,4}=1,308$	$\varphi_{22}^{-1} = 1,32471$	1,28	пифагорейская чистая квarta, 1,(3)
	9	452,91				

3. Завершение процесса становления

Аномальные, с точки зрения механики Галилея—Ньютона, эффекты, приведенные в этой статье, в действительности наблюдаются повсюду в природных самоорганизующихся системах. Чтобы понять, привыкнуть и использовать подобные теоретические построения, необходимы время, терпение и соответствующий настрой. Выявление рациональной структуры в процессе становления проекта является важным этапом, но при этом возникают практически непреодолимые на сегодняшний день трудности. Иллюстративные примеры, демонстрирующие возможности ТАЭМС, во-первых, даже при расчете небольших фрагментов сооружения исчерпывают ограниченные возможности вычислительной техники, во-вторых, полученные структуры на нынешнем уровне технологии строительного производства невозможно изготовить быстро и экономично. Поэтому рекомендуется, например, для плитно-стержневых систем назначить несколько типоразмеров для толщин плит перекрытия, площадей сечения стержней и тем самым сократить число варьируемых параметров системы до разумных величин. При этом, безусловно, нарушается требование изоэнергетичности, но если орнамент армирования принять в соответствии с полученными теоретическими структурами, то этот отрицательный эффект можно существенно уменьшить.

При обсчете сооружения обязательно рассматривается множество вариантов внешних воздействий. В рамках ТАЭМС параметры структуры сооружений при многовариантном нагружении уточняются по алгоритму, изложенному в [1]. После огрубления рациональной формы и уточнения параметров структуры необходимо разработать последовательность возведения сооружения по рекомендациям, приведенным в [1].

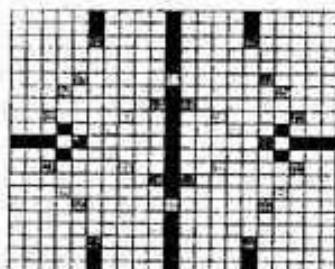
 $\mu = 0,9$ 

Рис. 6

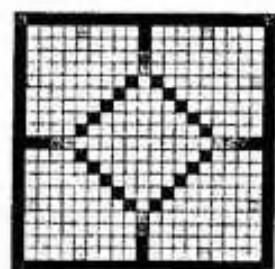
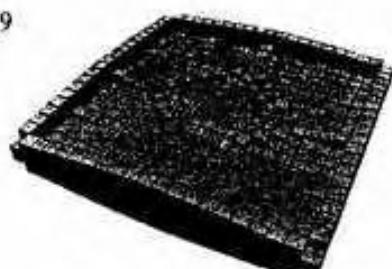
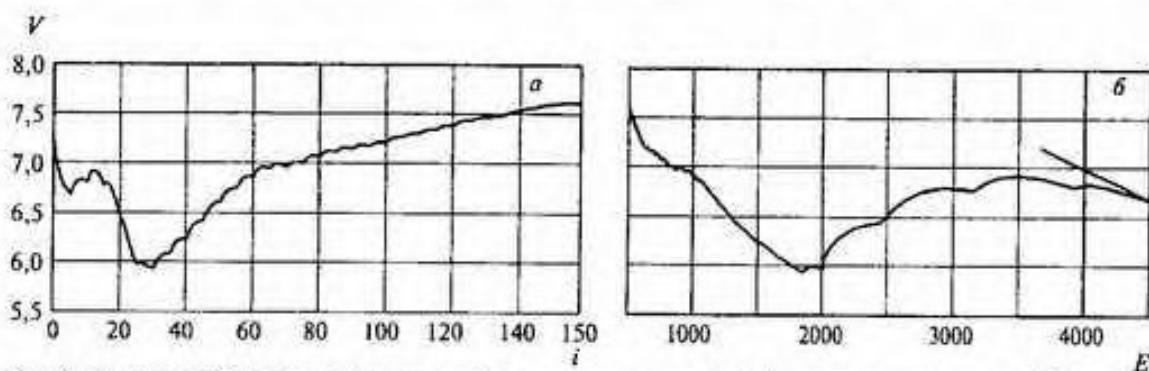
 $\mu = 0,9$ 

Рис. 7

Таблица 3:

Тип формы	№	ω	$\lambda_{j,i} = w_j / w_i$	Близкие гармонические интервалы	% откл.	Близкие интервалы музыкальных строев
симметричная	1	105,24	$\lambda_{3,1}=2,29038$	$2\phi_7^{-1}=2,29371$	0,15	уменьшенная терция, 1,13778 (через октаву)
	5	241,04	$\lambda_{4,3}=1,62334$	$\phi_2^{-1}=1,61803$	0,33	13-й тон натурального звукоряда, 1,625
	9	391,29				
горизонтальная	4	203,69	$\lambda_{6,4}=1,61608$	$\phi_2^{-1}=1,61803$	0,12	13-й тон натурального звукоряда, 1,625
	6	329,18				
вертикальная	3	203,35	$\lambda_{7,1}=1,61982$	$\phi_2^{-1}=1,61803$	0,11	13-й тон натурального звукоряда, 1,625
	7	329,39	$\lambda_{10,7}=1,29855$	$\phi_6^{-1}=1,2852$	1,04	пифагорейская большая терция, 1,26563
	10	427,73				
кососимметрическая	2	195,82	$\lambda_{8,2}=1,92365$	$2\phi_{84}=1,9244$	0,04	пифагорейская большая септима, 1,89844
	8	376,69				

Рис. 8. К примеру 5. График изменения объема по итерациям (a); фазовая диаграмма $V-E$ (б)

При определении монтажных напряжений в процессе сборки структуры сооружения учитывается только собственный вес элементов, поэтому после определения компонент НДС предварительного напряжения от собственного веса производится расчет всей системы на возможные комбинации эксплуатационных нагрузок и уточняются размеры элементов по условиям прочности, жесткости, деформативности, устойчивости.

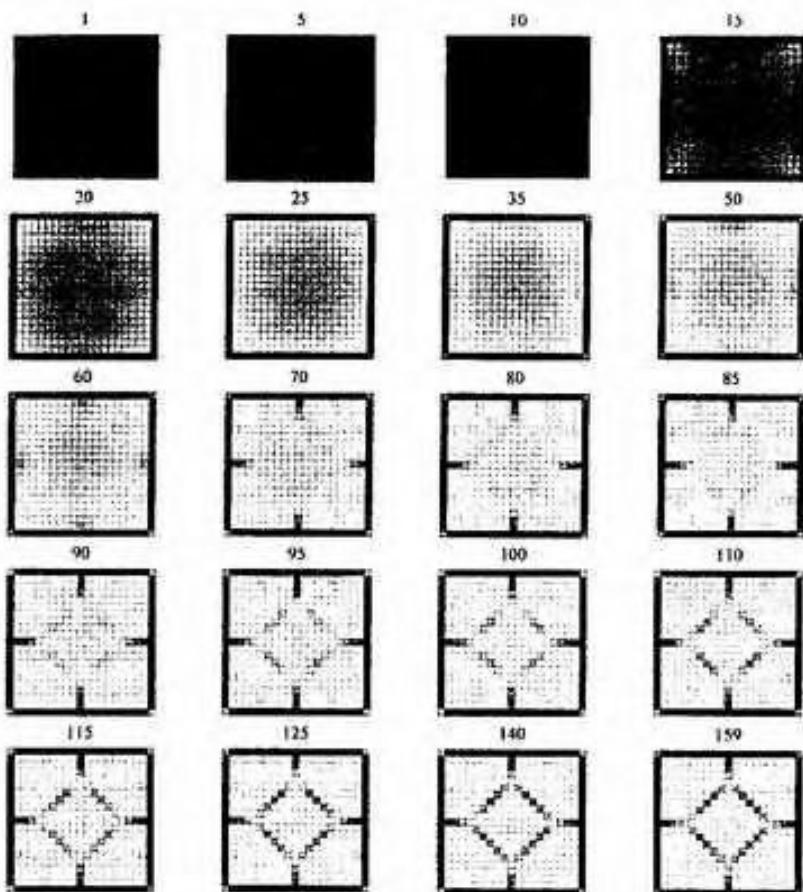


Рис. 9. Процесс изменения структуры

Итак, ТАЭМС на этом этапе становления проекта позволяет получить рациональную структуру сооружения, рациональную последовательность возведения.

На уровне мысленных построений проекта этап становления заканчивается. При этом одновременно рассматривается и этап квазистационарного состояния в последних расчетах от возможных комбинаций внешних воздействий.

4. Заключение

Механические эффекты становления, рассмотренные в статье, присущи всем самоорганизующимся системам [10], поэтому закон сохранения (1) и его следствия (2) могут быть откалиброваны как один из законов природы для самоорганизующихся, саморазвивающихся, саморазрушающихся систем.

Литература

1. Васильков Г.В. Теория аддитивной эволюции механических систем. – Ростов-на-Дону: Терра-Приют, 2007. – 247 с.
2. Васильков Г.В. Эволюционная теория жизненного цикла самоорганизующихся систем // Строительная механика и расчет сооружений, № 1, 2008. – С. 67.
3. Федоренко Р.П. Приближенное решение задач оптимального управления. – М.: Наука, – 1978. 486 с.
4. Лоран П.-Ж. Аппроксимация и оптимизация. – М.: Мир, 1975. – 496 с.
5. Баначук Н.В. Оптимизация форм упругих тел. – М.: Наука, 1980. – 255 с.
6. Мажид К.И. Оптимальное проектирование конструкций. – М.: Высшая школа, 1979. – 237 с.
7. Хог Э., Арова Я. Прикладное оптимальное проектирование. – М.: Мир, 1983. – 479 с.
8. Кунев Ли. Основы САПР. – СПб: Питер, 2004 – 560 с.
9. Хайкин С. Нейронные сети. – М: Изд. дом «Вильямс», 2006. – 1104 с.
10. Князева Е.Н., Курдюмов С.П. Основания синергетики. Синергетическое мировидение. – М.: КомКнига, 2005. – 240 с.
11. Пригожин И. От существующего к возникающему. Время и сложность в физических науках. – М.: КомКнига, 2006. С. 27.
12. Васильков Г.В., Иванов М.Ю. Полиморфизм оптимальных структур самоорганизующихся систем // Строительная механика и расчет сооружений, № 3, 2007. С. 35 – 51.

© Г.В. Васильков, М.Ю. Иванов, 2008

Ю.И. КУДИННИН, д-р техн. наук, проф., МГСУ
Д.Ю. ДРОБОТ, инж., МГСУ, гд. спец. ЗАО «Курортпроект»

К ВОПРОСУ О ЖИВУЧЕСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

На сегодняшний день актуальность проблемы безопасности в различных сферах человеческой жизнедеятельности, в том числе и сфере эксплуатации строительных конструкций зданий и сооружений, не вызывает сомнений. Причина в том, что деятельность человеческого общества во второй половине XX века связана с развитием больших технических и организационно-технических систем глобального масштаба, обеспечивающих жизнедеятельность в политической, экономической, военной, экологической и других областях. Обычно эти системы имеют развитые коммуникации энергоносителей, связи, управления, транспорта и др.; насыщены средствами автоматики, элементами связи, управления; имеют сложную структуру ресурсообеспечения и взаимодействия. По мере развития подобных систем возрастает их чувствительность к различного рода внешним воздействиям стихийного (землетрясения, наводнения, солнечная активность, погодные катаклизмы, условия аварий-

ных ситуаций, катастроф и др.) и целенаправленного характера (боевые действия противоборствующей стороны, терроризм (рис. 1) и др.). В большинстве сфер тематика безопасности вылилась в изучение свойства живучести, для строительной — в тематику обеспечения стойкости зданий и сооружений к так называемому «прогрессирующему» обрушению (далее «ПО»).

В строительной сфере широко известен ряд работ и научных публикаций, отражающих тематику живучести, следующих авторов: Стрелецкого Н.С. [12], Абовского Н.П. [10], Шапиро Г.И., Травуша В.И., Перельмутера А.В., Еремеева Л.Г., Алмазова В.О., Мкртычева О.В., Растворгуса Б.С. и многих других. Также существует целый ряд нормативных документов, например, ГОСТ 27751-88 [5], и серии рекомендаций, с помощью которых осуществляется большинство расчетов на «ПО» при проектировании. В этих рекомендациях имеется много противоречий, порождающих недоразумения у специалистов.

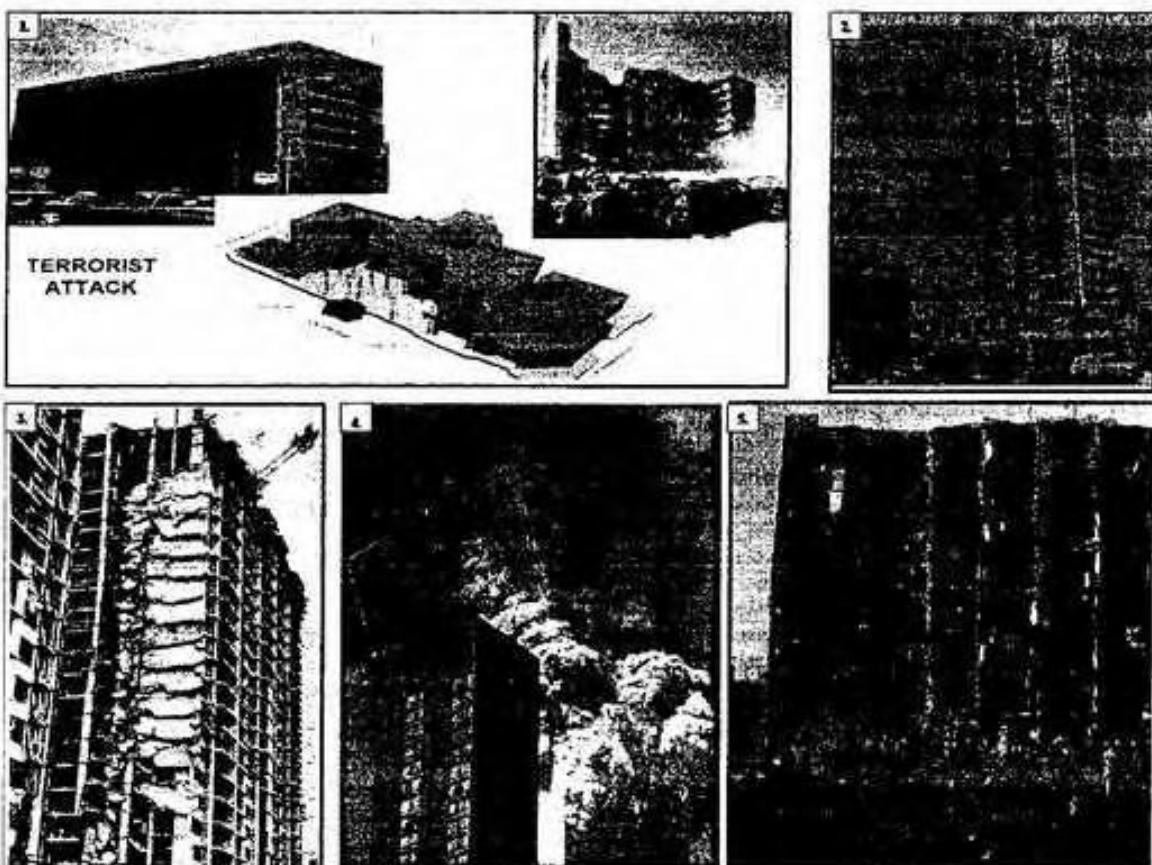


Рис. 1. Здания, испытавшие прогрессирующее обрушение

Основные позиции рассмотрения:

1. Надежность

2. Живучесть

3. Безопасность

ЭТАПЫ РАЗВИТИЯ ЧРЕЗВЫЧАЙНЫХ СИТУАЦИЙ

1. Инициирование

2. Развитие

3. Выход ЧС за пределы системы

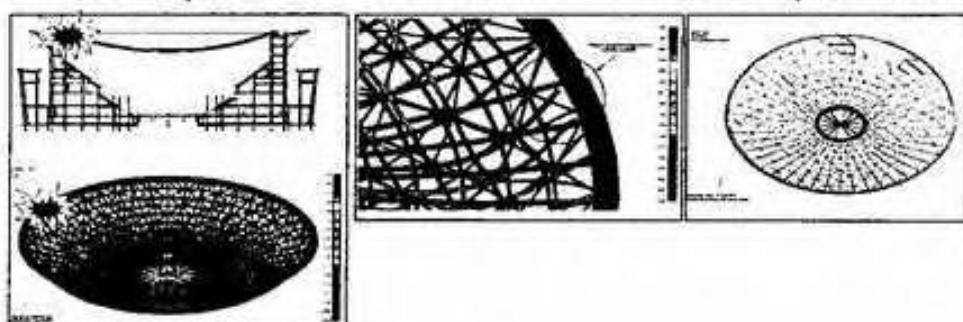


Рис. 2. Концепция безопасности системы

Наиболее ассоциируемыми понятиями с вопросом безопасности сооружения являются: «ПО», надежность, живучесть, риск-анализ, долговечность, запасы по несущей способности, закладываемые в конструкции. Но необходимо отметить тот факт, что зачастую в инженерных кругах возникает подмена понятий в вышеперечисленных терминах, для ликвидации которой необходимо внести четкость определений и ясность в их использовании. В работе [8] отмечено, что «...термин «прогрессирующее обрушение» — прямолинейный, не очень удачный перевод с английского языка. Некоторыми специалистами предлагается поменять этот термин на лавинообразное, цепное или нарастающее обрушение, что является более точным и правильным определением...». Однако не отмечена та особенность, что сами иностранные исследователи [22] предлагают заменить термин «progressive collapse» на «disproportional collapse», т.е. корень проблемы лежит за пределами техники перевода. На взгляд авторов, все вышеперечисленные предложения несостоятельны, ведь любое разрушение является прогрессирующим, т. к. представляет собой последовательность частных разрушений (на микро- либо макроуровне), например, развитие трещины в хрупком материале. То есть изначально существует прогресс в накоплении повреждений, который рано или поздно может привести к невозможности эксплуатации сооружения. Лавинообразность (мгновенность) как качество, считающееся неотъемлемым для «ПО», тоже не является обязательным, так, обрушение может произойти за достаточно длинный отрезок времени и быть вызвано медленной цепочкой отказов. Диспропорциональность — тоже неадекватное качество. Так, в зарубежных нормах [25–26] в

качестве сравнительной характеристики для инженера-проектировщика предлагаются при расчете на отказ вертикального элемента, например, колонны, вполне конкретные лимитирующие ограничения обрушения — 70 м² или 15 % площади этажа. Однако встает вопрос, что в этом случае является «характеристикой» пропорциональности (ед. измерения для колонн — шт., для плиты перекрытия — м²)?

Еще одно из часто встречающихся недоразумений — это подмена терминов живучести и надежности. В [9] отмечается, что «...ощущается необходимость в разработке специального нормативного документа, посвященного проблеме обеспечения живучести ответственных зданий и сооружений... до разработки специального нормативного документа необходимы специальные пояснения по поводу использования пункта 1.10 ГОСТ 27751-88 в проектной практике. Это, с одной стороны, повысит уровень надежности....». Т.е. получается, что свойство надежности сооружения можно обеспечить присущим ему свойством живучести [4]. Но это не соответствует основам теории систем. С точки зрения концепции безопасности всякую сложную систему следует изучать с трех основных позиций: надежности системы, живучести системы и ее безопасности (рис. 2). Среди многочисленных научных дисциплин существует уже сформированная теория, изучающая вышеперечисленные свойства, — теория систем. При разработке теории систем в соответствии с требованиями системного анализа различают три группы свойств системы:

- свойства системы, характеризующие взаимодействие системы с внешней средой;
- свойства, характеризующие внутреннее строение системы, ее структуру;

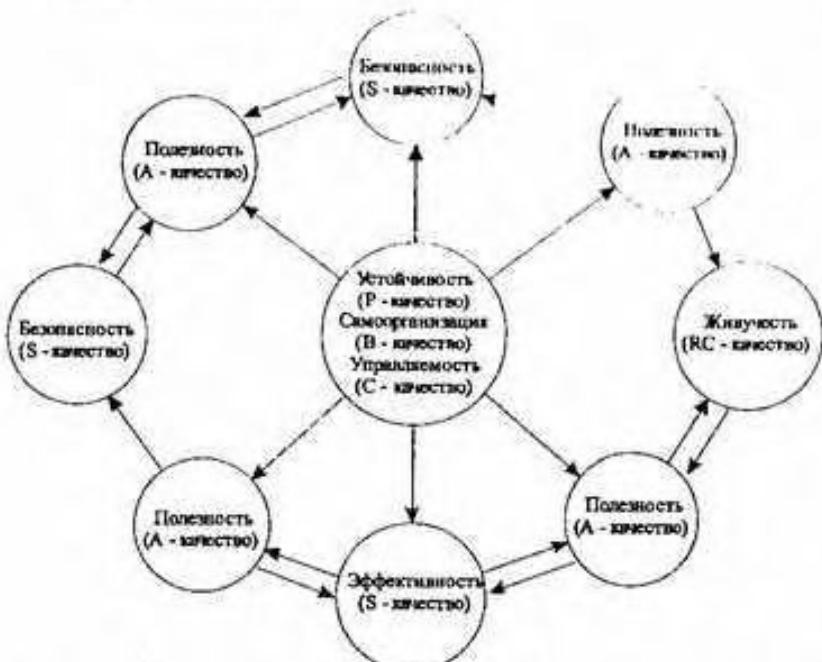


Рис. 3. Взаимосвязь основных интегральных свойств (качеств) сложных динамических систем

— общесистемные интегральные свойства системы [13], характеризующие ее поведение: полезность (A-качество), эффективность (E-качество), самоорганизация (L-качество), безопасность (S-качество), устойчивость (B-качество), управляемость (C-качество), надежность (R-качество), помехоустойчивость (I-качество), живучесть (рис. 3).

Надежность (R-качество; reliability) понимается как изначальное свойство любой системы. Для технических систем надежность определяется как способность технической системы сохранять во времени в установленных пределах значения признаков и параметров, характеризующих те свойства, которые определяют ее способность выполнять требуемые функции в заданных режимах и условиях. Если нет устойчивого образования связанных между собой элементов (качество надежности), то не имеет смысла рассматривать какие-либо другие качества системы, ибо каждое последующее качество имеет смысл при наличии предыдущих. Поэтому в настоящее время надежность систем часто считают «нулевым» уровнем безопасности.

В литературе по теории системного анализа имеются результаты, как правило, исследований двух совместных интегральных свойств систем, например, RI-, RP-, RC-качества, IC-качества (управляемость при наличии «шумов»). В [13] отмечается, что «...целеобразность таких исследований объясняется тем, что исследование системы по отдельным ее качествам предполагает ее идеальность

по другим качествам и приводит к завышенным оценкам эффективности целостной системы». Интегральные свойства сложных систем в общем случае не являются простой суммой свойств, входящих в систему элементов. RC-качество как способность системы сохранять свойства, необходимые для выполнения требуемых функций при наличии неблагоприятных воздействий, не предусмотренных условиями нормальной эксплуатации, вызывающими повреждения (отказ) элементов системы, получило название «живучесть».

Тематика живучести систем является далеко не новой. Значительный вклад в разработку вопросов теории живучести среди отечественных ученых внесли работы докторов наук Рябина И.А., Догодонова А.Г., Шербистова Е.И., Крапивина В.Ф., Парфенова Ю.М., Флейшмана Б.С., Котельникова В.А. За рубежом тематика живучести получила название — «viability» или «life-safety concept». На данный момент времени теория живучести проходит стадию становления и оформления в самостоятельную научную дисциплину. В связи с этим в специальной и методической отечественной и иностранной литературе наблюдается многообразие вариантов определений и терминов, составляющих языковую структуру складывающейся теории. Кроме многообразия, наблюдаются признаки терминологического «голода». Разнообразие определений свойства живучести для систем разной природы говорит о системности этого свойства. Желание обеспечить это свойство в технических систе-

мах требует разработки методов анализа и оценки механизмов и средств его обеспечения для каждого конкретного класса систем.

Наиболее общим представляется следующее определение свойства живучести как способности системы адаптироваться к новым, изменившимся и, как правило, непредвиденным (аварийным) ситуациям, противостоять вредным воздействиям, выполняя при этом свою целевую функцию, за счет соответствующего изменения структуры и поведения системы. В зависимости от степени сложности организации и класса систем, а также уровня анализа свойство живучести может проявляться (и соответственно количественно оцениваться) теми же показателями, которые характеризуют устойчивость, прочность, надежность, аддитивность, отказоустойчивость, помехоустойчивость и т.д. В частности, получается, что, согласно основным позициям теории систем за счет повышения уровня надежности системы, повышается уровень ее живучести, а не наоборот.

В [1] предлагается разграничение сфер ответственности надежности и живучести в зависимости от состояния системы. Так, «...подход к формализации состояний систем в теории живучести существенно отличается от принятого в теории надежности. На множестве отказовых, с точки зрения надежности, состояний системы могут быть выделены состояния, допускающие решение системой поставленной задачи с заданной эффективностью (табл. 1). Существенной особенностью исследований живучести систем является их вынужденная априорность. Нерасчетные условия, возникающие в аварийных ситуациях, крайне редки, и их опыт может быть распространен весьма ограниченно. Проведение специальных испытаний в натуре или просто невозможно, или крайне дорого».

Под отказоустойчивостью (стойкостью) понимается проявление свойства живучести в нормальном режиме эксплуатации. Так, в нормах для проектирования АЭС [11] существует понятие «проектной» аварии, на которую в том числе должны быть рассчитаны конструкции. Существует мнение, что следует изучать природу аварийных воздействий. Определив, а впоследствии «занормировав» ве-

личину последних, можно запроектировать конструкцию с «ключевыми» элементами. При этом подразумевается, что отказ «ключевого» элемента, рассчитанного на аварийное воздействие, невозможен. Но это выводит нас за рамки проблемы живучести и вызывает необходимость определения аварийного воздействия, что является также сложной и неопределенной задачей.

В зависимости от цели исследования модели живучести могут быть стохастические, в рамках современной математической теории надежности, или детерминированные, в рамках механики катастроф. Вероятностную модель, описывающую живучесть системы, называют «нагрузка-прочность» («нагрузка — несущая способность», прочностная модель). Под действием внешней нагрузки «прочность» системы постепенно уменьшается до тех пор, пока система не выйдет из строя. Внешние нагрузки описываются случайной величиной (функцией). При анализе живучести широко используется аппарат теории графов, позволяющий оценить топологию системы, и как следствие взаимное влияние элементов друг на друга. Детерминистическая модель живучести системы лежит в основе механики катастроф, в рамках которой исследуются процессы накопления повреждений, достижения предельного (критического) состояния, реакции элементов конструкций на внешние воздействия и т.д. Особое место в механике катастроф занимает изучение процесса закритического поведения элементов конструкций (систем). Элементы конструкций (систем) в своей закритической области выходят из строя, оказывают влияние на другие элементы системы, порождая тем самым внутренние для самой конструкции негативные воздействия. Внешние и внутренние воздействия приводят к последовательности отказов элементов системы, инициирующей переход системы в ава-

Таблица 1.

Воздействия Состояния	Расчетные	Нерасчетные
Работоспособности Способности	Надежность Отказоустойчивость	Живучесть

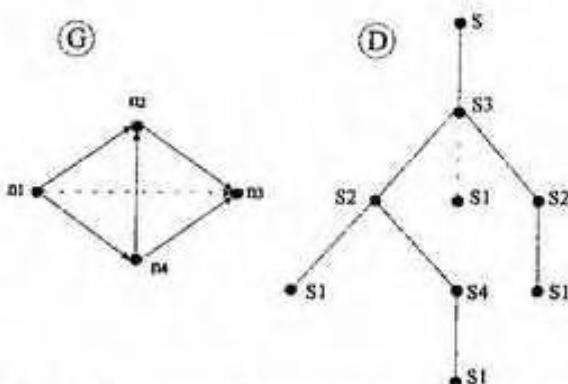


Рис. 4. Двухполюсный граф G и дерево отказов D

рийное состояние (ЧС). Детерминированные модели, чаще всего логические, незаменимы там, где нужна однозначность, в оценке живучести системы на уровне «да» или «нет».

Нарушение функционирования систем возможно при нарушении связности их структур. Система не может выполнять свои функции, когда не существует взаимодействия между всеми или по крайней мере жизненно важными элементами. Комплексной «мерой живучести» в этом случае служит минимальное число элементов системы (вершинная связность) или узлов (реберная связность), выход из строя которых под влиянием внешних воздействий приводит к нарушению функционирования системы. Для коммуникационной сети (графа), цель которой S – достижение вершины n_3 (рис. 4), без резервного соединения реберная связность равна 2, вершинная – 1. При использовании резервного соединения n_1-n_3 реберная связность возрастает до 3, а вершинная остается равной 1.

Применительно к строительным объектам проблема живучести представляет комплексную задачу, когда необходимо увязать вопросы различных технических сфер (пожарной безопасности, эксплуатации сооружения, мониторинга и т.д.). Одним мониторингом нельзя решить проблему живучести, т.к. «непрерывный» мониторинг позволяет в лучшем случае зафиксировать произошедшую аварийную ситуацию, несмотря на повышенные коэффициенты запаса ключевых элементов, принятых превентивных мер и пр. Пример – конструкции крытого конькобежного центра в Крылатском, мониторинг оказался бесполезен для предотвращения «чудом» не произошедшей аварии.

В качестве примера ниже приведена последовательность проверки на живучесть покрытия Ледового дворца спорта на Ходынском поле при отработке ее на крупномасштабной модели (рис. 5). Последовательность проверки, выполненной авторами, можно использовать в качестве рекомендаций.

Для реального сооружения, учитывая малую вероятность и небольшую продолжительность аварийной ситуации, а также ограниченные требования по продолжительности обеспечения несущей способности модели, а впоследствии натурного сооружения (только на время эвакуации людей), проверку можно рекомендовать при действии нормативных значений постоянных нагрузок и длительных составляющих временных нагрузок ($\gamma_{ni} = \gamma_n = 1$). В качестве критерия надежности при аксио-

матичном учете принципа единичного отказа [11] для несущих элементов, выполненных из стали, принимать наибольшие допустимые пластические деформации на стадии разрушения материала, с коэффициентом запаса 0,8. Для стали класса С390 согласно ГОСТ 27772-88* гарантированная предельная деформация составляет 20 %, что дает допустимую величину $0,8 \times 20 = 16\%$.

Расчеты выполнялись в динамической постановке с учетом физической и геометрической нелинейности с помощью программного комплекса «Nastran». В математической модели присутствовали контактные элементы зазора типа «gap», моделирующие в реальности систему ловителей, предназначенных в случае отказа наружного опорного контура воспринять горизонтальные усилия и передать их на нижележащие железобетонные конструкции перекрытий.

В расчет заложены следующие предпосылки: узловые соединения конструктивных элементов являются равнопрочными основным элементом; живучесть модели обеспечена, если первичные отказы элементов не приводят к разрушению других элементов конструкции, на которые перераспределяется нагрузка.

Вначале выполнялась серия статических расчетов для указанной комбинации нагрузок с целью определения деформаций и внутренних усилий. Далее в расчетной схеме для моделирования аварийной ситуации удалялся выбранный конструктивный элемент. К местам образования разрыва прикладывались внешние силы, равные внутренним усилиям в удаленном элементе (M_i, N_i, Q_i, M_{kp}) (рис. 6), с обратным знаком для восстановления статического равновесия. После этого выполнялись проверочные расчеты, чтобы убедиться в эквивалентности замены элемента соответствующими внешними силами. В расчетной программе была создана функция за-

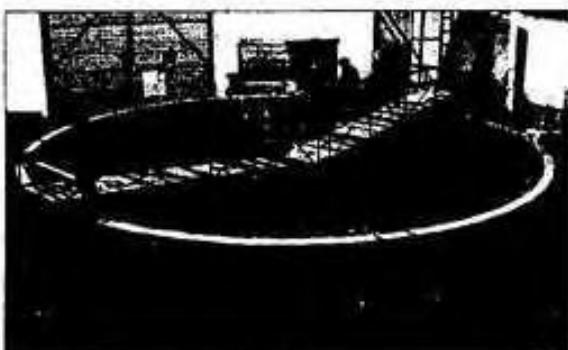


Рис. 5. Исследования на модели ЛДЦ в лаборатории ЦНИИС

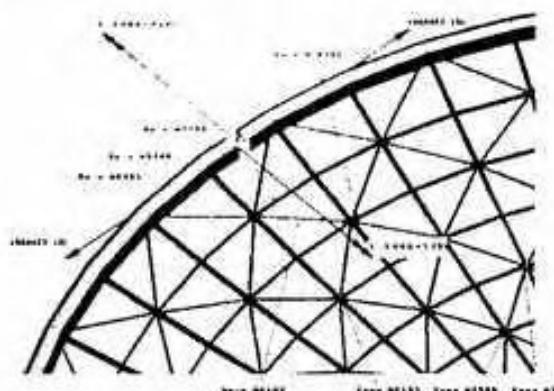


Рис. 6. Фрагмент расчетной схемы модели

в зависимости от времени (рис. 7) указанных внешних сил (M_i , N , Q , M_{kp}). Эта функция служит для моделирования во времени процесса разрушения аварийного элемента. В идеале вид такой зависимости должен устанавливаться экспериментальным путем. На стадии рабочего проектирования можно принять линейное изменение функции от максимума до нуля в интервалах времени от 0,05 до 0,1 секунды. В [26] рекомендуется значение времени отказа вычислять в зависимости от 1-й собственной частоты системы, однако это неочевидно и вызывает много вопросов.

Далее выполнялись динамические расчеты с опцией Nonlinear Transient Response, реализующей прямое численное интегрирование дифференциального уравнения переходного динамического процесса во времени. В качестве начальных условий задавались ранее вычисленные деформации системы. Расчеты выполнялись при моделировании различных аварийных ситуаций.

Рис. 7. Временная функция отказа



На стадии «Проект» выяснилось, что оболочка не «проходит» при отказах как внутреннего, так и внешнего колец. Отказы приводили к потере несущей способности оболочки вследствие неограниченного роста пластических деформаций (рис. 9). В результате были внесены изменения в первоначальную конструкцию оболочки. Резервирование внешнего контура (рис. 10) было достигнуто за счет системы ловителей, внутреннего — за счет дополнительного металлического кольца из стального листа толщиной 20 мм и дополнительных центральных радиальных ферм, расположенных внутри центрального кольца.

С учетом резервирования анализировалось изменение собственных частот колебаний конструкции в зависимости от степени повреждений. В табл. 2 в первой строке приведены базовые частоты собственных колебаний покрытия, не имеющего повреждений, при постоянных и длительных временных нормативных нагрузках (при отсутствии сне-

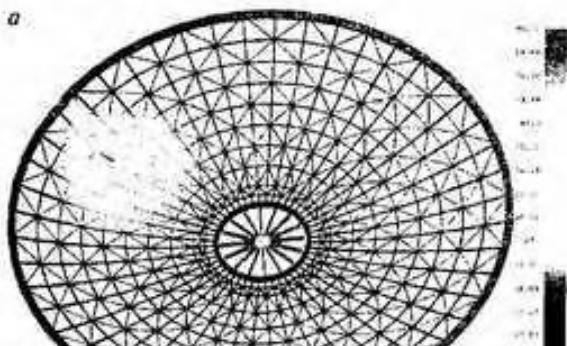
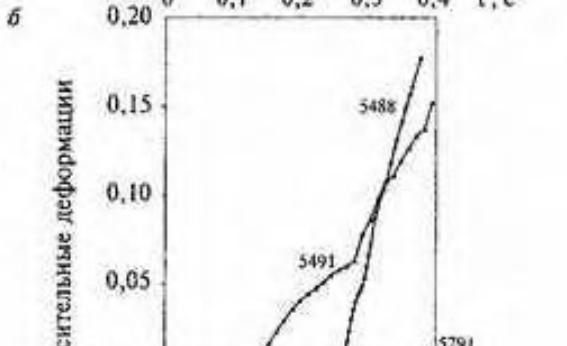


Рис. 9. Максимальные деформации сооружения в момент времени $t = 0,3768$ с (а); развитие пластических деформаций для различных элементов натурной конструкции без резервирования опорного контура (б)



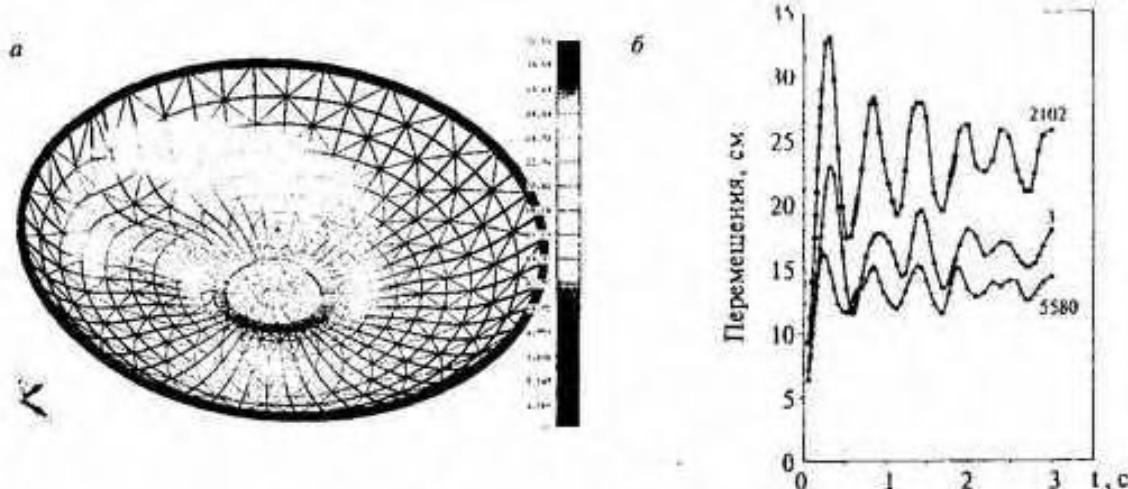


Рис. 10. Максимальные деформации сооружения в момент времени $t = 0,2675$ с (а); динамические колебания максимального перемещения для различных узлов (б)

Таблица 2.

Описание повреждения	f_1 , Гц	f_2 , Гц	f_3 , Гц	f_4 , Гц	f_5 , Гц	f_6 , Гц	f_7 , Гц	f_8 , Гц
1. Покрытие без повреждений	1,431	1,449	1,562	1,693	1,786	1,789	1,936	1,938
2. Локальное разрушение наружного кольца	1,043	1,434	1,491	1,594	1,725	1,784	1,810	1,932
	-27,1 %	-1 %	-4,5 %	-5,8 %	-3,4 %	-0,3 %	-6,5 %	-0,3 %
3. Локальное разрушение внутреннего кольца	1,430	1,446	1,562	1,692	1,785	1,788	1,936	1,937
	-0,1 %	-0,2 %	0 %	-0,1 %	-0,1 %	-0,1 %	0 %	-0,3 %
4. Разрушение узла соединения нити и двух раскосов с наружным кольцом	0,909	1,411	1,485	1,564	1,702	1,755	1,795	1,904
	-36,5 %	-2,6 %	-4,9 %	-7,6 %	-4,7 %	-1,9 %	-7,3 %	-1,8 %
5. Отрыв нити от наружного кольца	1,431	1,449	1,561	1,691	1,783	1,788	1,933	1,937
	0 %	0 %	-0,1 %	-0,1 %	-0,2 %	-0,1 %	-0,1 %	-0,1 %
6. Отрыв нити с двумя раскосами от наружного кольца	1,405	1,448	1,542	1,690	1,772	1,781	1,917	1,931
	-1,8 %	0 %	-1,3 %	-0,2 %	-0,8 %	-0,4 %	-1,0 %	-0,4 %
7. Разрушен промежуточный узел соединения кольца с нитью и четырьмя раскосами	1,356	1,448	1,533	1,687	1,757	1,776	1,906	1,920
	-5,2 %	-0,1 %	-1,9 %	-0,4 %	-1,6 %	-0,7 %	-1,5 %	-0,9 %
8. То же, в другом узле (ближе к центру)	1,418	1,437	1,560	1,692	1,783	1,785	1,929	1,934
	-0,9 %	-0,8 %	-0,1 %	-0,1 %	-0,2 %	-0,2 %	-0,4 %	-0,2 %
9. Разрушено 8 узлов предыдущего типа, равномерно распределенных по покрытию	1,291	1,332	1,394	1,667	1,676	1,678	1,777	1,836
	-9,8 %	-8,1 %	-10,8 %	-1,5 %	-6,2 %	-6,2 %	-8,2 %	-5,3 %
10. Покрытие без повреждений, с нормативной снеговой нагрузкой ($140 \text{ кгс}/\text{м}^2$)	1,115	1,129	1,214	1,275	1,336	1,337	1,441	1,442
	-22,2 %	-22,1 %	-22,3 %	-24,7 %	-25,2 %	-25,3 %	-25,6 %	-25,6 %
11. То же, с расчетной снеговой нагрузкой ($200 \text{ кгс}/\text{м}^2$)	1,020	1,033	1,110	1,159	1,212	1,213	1,307	1,308
	-28,7 %	-28,7 %	-28,9 %	-31,5 %	-32,1 %	-32,2 %	-32,5 %	-32,5 %

га). В остальных строках приведены значения собственных частот колебаний и их изменения в процентах по отношению к базовым частотам при различных повреждениях и дополнительных нагрузках от снега. Во второй стро-

ке приведены собственные частоты после локального разрушения ключевого элемента покрытия — наружного опорного кольца. По величине существенно изменилась только первая частота, на 27,1 %. По формам колебаний

изменились практически все частоты. Немного более сильное и изменение 1-й частоты отмечается в 4-й строке таблицы 10 – 36,5 %. Здесь разрушается не только кольцо, но и примыкающие к нему нити с раскосами. Это – более сильное повреждение. Остальные частоты при этих повреждениях изменились незначительно: локальное разрушение внутреннего кольца, отрыв нити с раскосами от наружного кольца, удаление отдельных узлов сетки покрытия мало влияет на величины собственных частот колебаний конструкции покрытия – в пределах от 0 до 5 %, в большинстве случаев это меньше 1 % (стоки 3, 5–8).

Эти проценты также «плавают» в зависимости от места локального разрушения. От 1,5 % до 10,8 % меняются собственные частоты колебаний при множественных (до 8 шт.) удалениях промежуточных узлов сетки покрытия (строка 9 табл. 2). Следует отметить, что при всех локальных повреждениях в той или иной степени меняются формы собственных колебаний покрытия. Также появляются и новые формы. В последних двух строках табл. 2 приведены изменения собственных частот в зависимости от величины снеговой равномерно распределенной нагрузки на покрытии. Изменения частот здесь относительно существенные и достаточно равномерно распределены по частотам. При нормативной снеговой нагрузке эти изменения колеблются в пределах 22,1–25,6 %, при расчетной нагрузке 28,7 % – 32,5 %.

Следует обратить внимание на то, что тестовые повреждения отличаются предельной «жесткостью», практически невероятной в действительности. При этом частотный отклик на эти повреждения оказался относительно небольшим. Это объясняется тем, что конструкция покрытия ЛДС отличается большой живучестью, то есть слабой чувствительностью к отказу отдельных конструктивных элементов, в том числе ключевых. Такая идея была изначально заложена и реализована в процессе разработки конструктивной формы и проектирования этого сооружения.

Литература

- Стекольников Ю.И. Живучесть систем. – СПб.: Политехника, 2002.
- Кочкарёв А.А., Малинецкий Г.Г. Обеспечение стойкости сложных систем. Структурные аспекты. ИМП им. М.В. Келдыша РАН, Москва, 2005.
- Кудшин Ю.И., Дробот Д.Ю. Экспериментально-научные исследования модели покрытия Ледового дворца спорта на Ходынском поле в г. Москве / Строительство – формирование среды жизнедеятельности. М., 2007. С. 61–66.
- ГОСТ 27.002-89. Надежность в технике. Основные понятия. Термины и определения.

- ГОСТ 27751-88. Надежность строительных конструкций и оснований.
- Проект СНиП 20-01-2003. Надежность строительных конструкций и оснований.
- Перельмутер А.В. «Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций». – М.: АСВ, 2007.
- Бремеев П.Г. Предотвращение лавинообразного (прогрессирующего) обрушения несущих конструкций уникальных больших пролетных сооружений при аварийных воздействиях / ЦНИИСК им. Кучеренко.
- Перельмутер А.В. Прогрессирующее обрушение и методология проектирования конструкций / ООО «СКАД Софт».
- Абовский Н.П., Енджеевский Л.В., Морозов С.В. Живучесть пространственных конструкций зданий и сооружений / Красноярская архитектурно-строительная академия.
- Нормы проектирования сейсмостойких атомных станций. НП-031-01.
- Стрелецкий Н.С. Анализ процесса разрушения упруго-пластической системы. Сб. тр. № 5, МИСИ им. Куйбышева, Стройиздат, 1947.
- Флейшман Б.С. Элементы теории потенциальной эффективности сложных систем. – М.: Советское радио, 1971.
- Острийковский В.А. Анализ устойчивости и управляемости динамических систем методами теории катастроф. – М.: Высшая школа, 2005.
- Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий, 1999.
- Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях, 2002.
- Рекомендации по защите жилых зданий с несущими кирпичными стенами при чрезвычайных ситуациях, 2002.
- Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения, 2005.
- Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения, 2006.
- P. Mendis, N. Lam. Development of a Progressive Collapse Analysis Procedure for Concrete Frame Structures. The University of Melbourne, 2005.
- Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings. USA, NISTIR XXXX, 2006.
- «Progressive Collapse – Historical Perspective», NAVFAC, Brian Crowder, P.E., 2005.
- «Definition of Progressive Collapse», NAVFAC, Brian Crowder, P.E., 2005
- «Dynamic progressive collapse of frame structures», Griengsak Kaewkulchai and Eric B. Williamson, Member ASCE, 15th ASCE Engineering Mechanics Conference, June 2–5, 2002, Columbia University, New York, NY.
- «GSA. Progressive Collapse Design Guidelines Applied to Concrete Moment-Resisting Frame Buildings» D. Bilow, Tri-service Infrastructure Systems Conference & Exposition, St. Louis, MO – August 2005.
- «Development of a Progressive Collapse Analysis Procedure for Concrete Frame Structures», The University of Melbourne, Supervisors: A/Prof. Priyan Mendis A/Prof. Nelson Lam umt.
- UFC – 4-023-03 «Design of Buildings to Resist Progressive Collapse». – 25 January 2005.
- GSA «Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects» June 2003.
- «Retrofit Methods to Mitigate Progressive Collapse» John E. Crawford, National Institute of Standards and technology, July 2002.

© Ю.И. Кудшин, Д.Ю. Дробот, 2008

А.А. МЕРКУЛОВ, инж., А.А. КАГИКИН, канд. техн. наук, проф.
(кафедра строительных конструкций и инженерных сооружений, ЮУрГУ, г. Челябинск)

РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ ИЗ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ПОДАТЛИВОСТИ СОЕДИНЕНИЙ (УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ)

Рассчитываемое 16-этажное жилое здание каркасной системы в г. Челябинске из сборных железобетонных конструкций с монолитными плитами перекрытий (рис. 1). Сочленение сборных колонн с перекрытиями принято в расчетной схеме жестким, без дополнительного введения связей, ограничивающих поворот узлов стыковки вокруг оси Z. Сечение колонн — 400×400 мм, нижнее сечение колонн принято защемленным. Плиты перекрытий имеют толщину 200 мм. Диафрагмы жесткости — сборные, толщиной 160 мм.

Проектные узлы крепления диафрагм жесткости к колоннам и плоского опирания плит перекрытий и диафрагм (рис. 2) в расчетной схеме смоделированы упругими связями. Расчетная схема сопряжения сборной диафрагмы со сборными колоннами и монолитными плитами перекрытий представлена на рис. 3. Бетон перекрытий класса В25. Класс бетона колонн каркаса различен по высоте здания: подвал — 10 этаж — В30; 11–16 этажи — В25. Диафрагмы жесткости подвала — 2 этажа имеют класс бетона В30; 3–16 этажей — В25. Бетон всех конструкций тяжелый, естественного твердения. Рассматривалась упругая стадия работы арматуры и бетона.

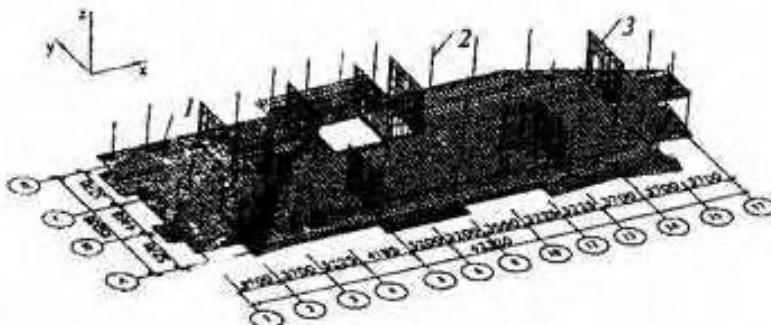


Рис. 1. Фрагмент расчетной модели 16-этажного каркасного здания (типовой этаж): 1 — плита перекрытия; 2 — колонны каркаса; 3 — диафрагмы жесткости

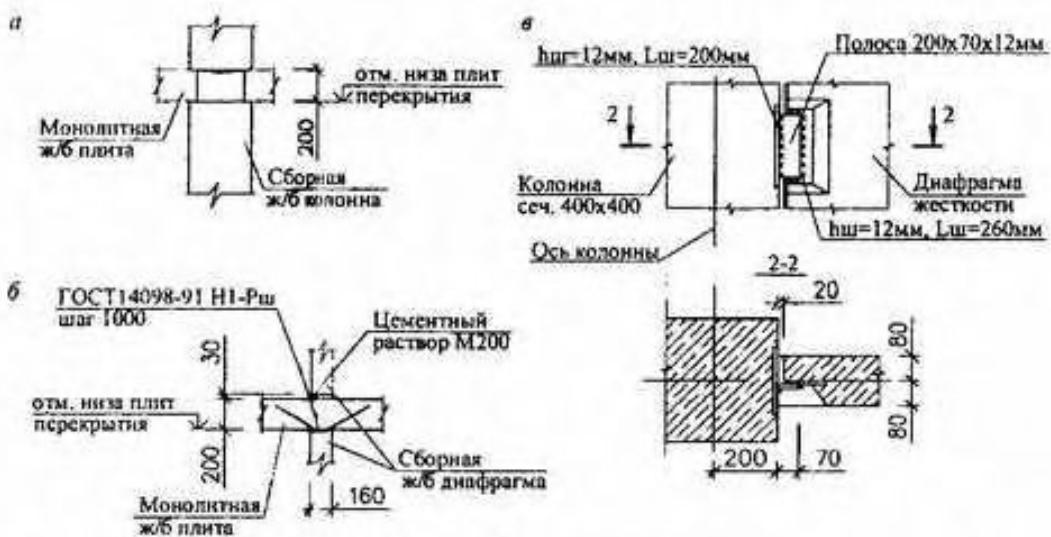


Рис. 2. Узлы сопряжения конструктивных элементов каркаса здания: а — сопряжение монолитной плиты перекрытия и сборной колонны; б — сопряжение монолитной плиты перекрытия и диафрагмы жесткости; в — крепление диафрагмы жесткости к колонне каркаса

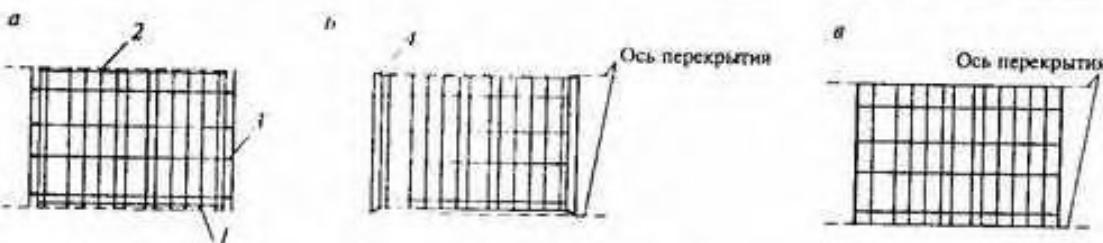


Рис. 3. Расчетная модель сопряжения сборной диафрагмы со сборными колоннами и монолитными плитами: а — предлагаемая расчетная модель с податливыми связями в местах нахождения закладных деталей диафрагмы и опорных швов; б — расчетная модель с податливыми связями, расположенными по углам диафрагмы; в — расчетная модель с жестким сопряжением сборных элементов; 1 — вертикальная нижняя (опорная) упругая связь; 2 — вертикальная верхняя (опорная) упругая связь; 3 — боковая упругая связь; 4 — угловая упругая связь

В расчетах приняты проектные нагрузки, действующие на здание в процессе его эксплуатации. Сбор нагрузок производился с учетом требований СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия».

Расчеты выполнялись с использованием вычислительных комплексов Structure Cad 7.31 R4 и Лира 9.2. Расчетная модель представляет собой пространственную комбинированную систему, состоящую из стержневых и плоских треугольных и четырехугольных КЭ (колонн, диафрагм и перекрытий). Размер КЭ плит перекрытий — 400×400 мм и диафрагм жесткости — 400×1000 мм.

Рассматривалось 2 варианта напряженно-деформированного состояния здания: при монолитном варианте с жестким соединением элементов каркаса и сборном варианте при различной податливости стыков сборных элементов. Учет различной податливости стыков сборных элементов представлял собой варьирование жесткостных характеристик упругих связей сопряжения сборных диафрагм жесткости с монолитными плитами перекрытий и сборными колоннами. С целью получения и изучения закономерностей распределения усилий между конструктивными элементами каркаса здания решались 3 задачи.

Задача 1. Изменение жесткости вертикальных упругих связей, моделирующих опирание сборной диафрагмы на монолитную плиту перекрытия (рис.4, а).

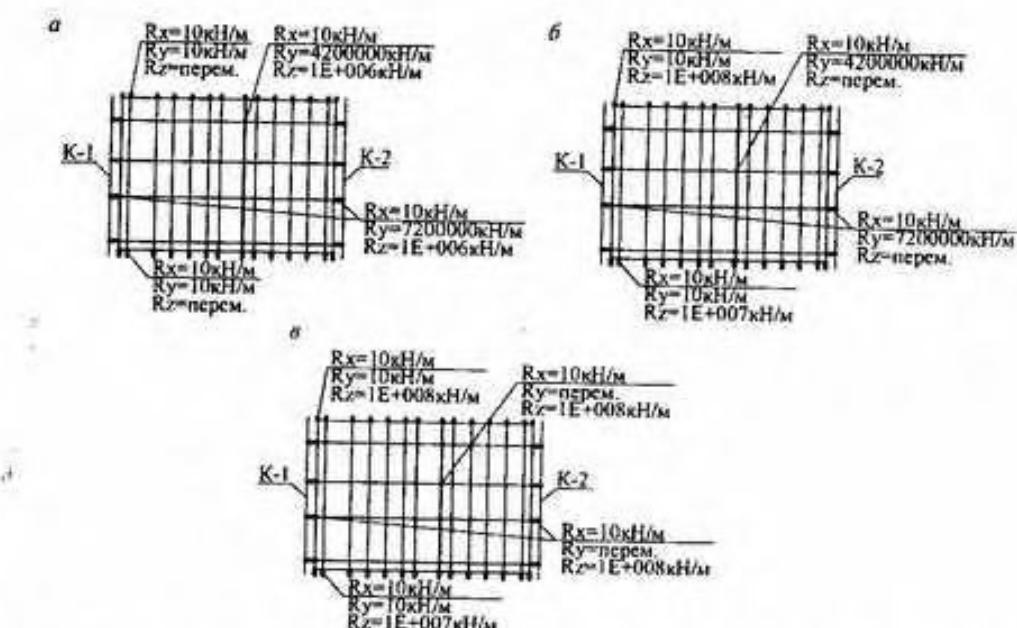


Рис. 4. Жесткостные характеристики упругих связей: а — задача 1; б — задача 2; в — задача 3; Rx — жесткость упругой связи по направлению глобальной оси координат X; Ry — то же Y; Rz — то же Z

Задача 2. Изменение жесткости вертикальных упругих связей, расположенных в плоскости дифрагмы в местах нахождения закладных деталей для крепления дифрагм к колоннам (рис. 4, б).

Задача 3. То же жесткости горизонтальных упругих связей (рис. 4, в).

На рис. 5 представлены эпюры распределения реакций в боковых связях по высоте колонны, расположенной на пересечении осей 5-А от действия собственного веса конструкций каркаса и статической составляющей ветрового давления.

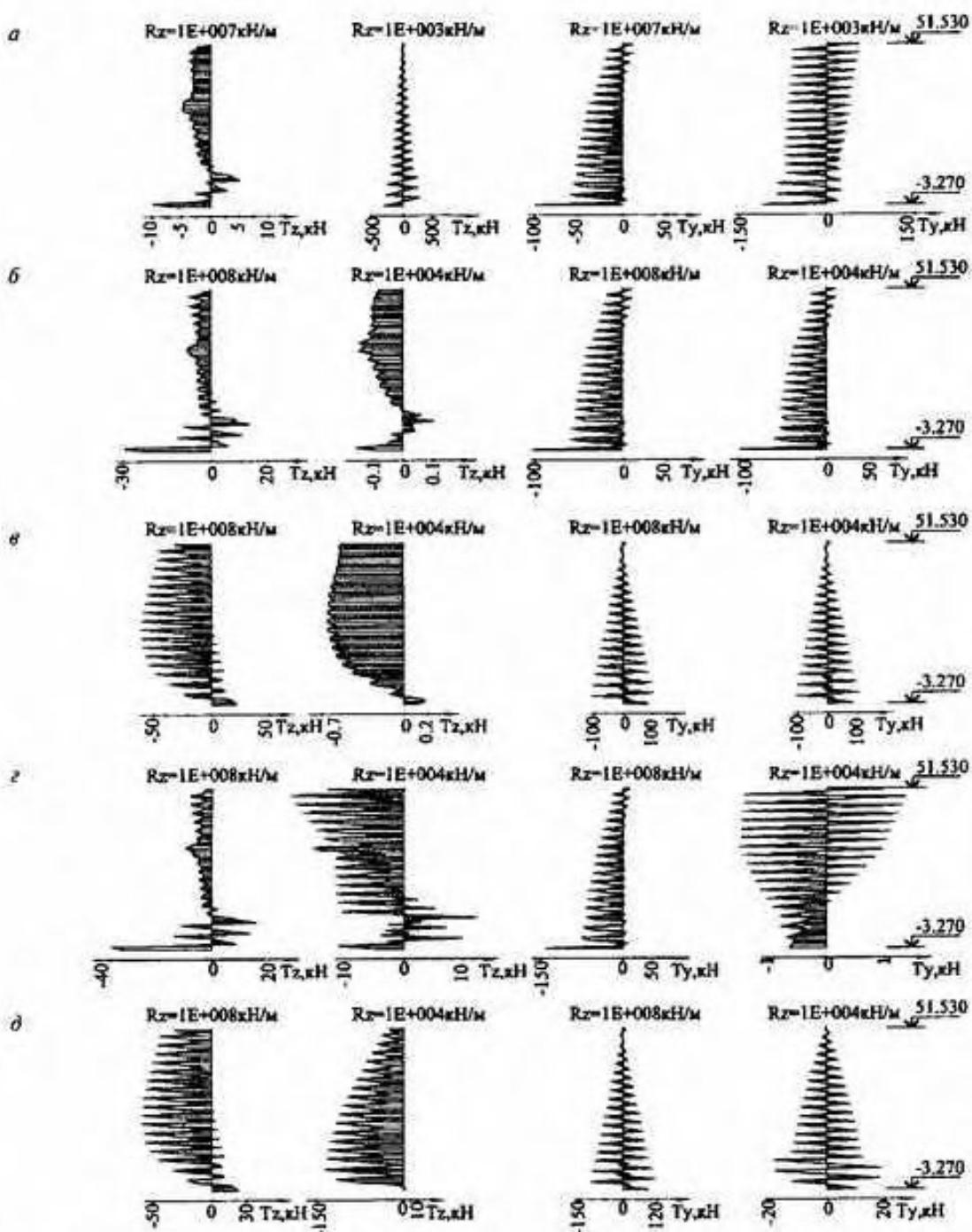


Рис. 5. Эпюры распределения реакций в боковых связях по высоте колонны 5-А: а — от действия собственного веса конструкций каркаса (Задача 1); б — от действия собственного веса конструкций каркаса (Задача 2); в — от действия статического ветрового давления на главный фасад (Задача 2); г — от действия собственного веса конструкций каркаса (Задача 3); д — от действия статического ветрового давления на главный фасад (Задача 3); Rx — жесткость связи по направлению глобальной оси координат X; Ry — то же Y; Rz — то же Z; Tx — реакция связи по направлению глобальной оси координат X; Ty — то же Y; Tz — то же Z.

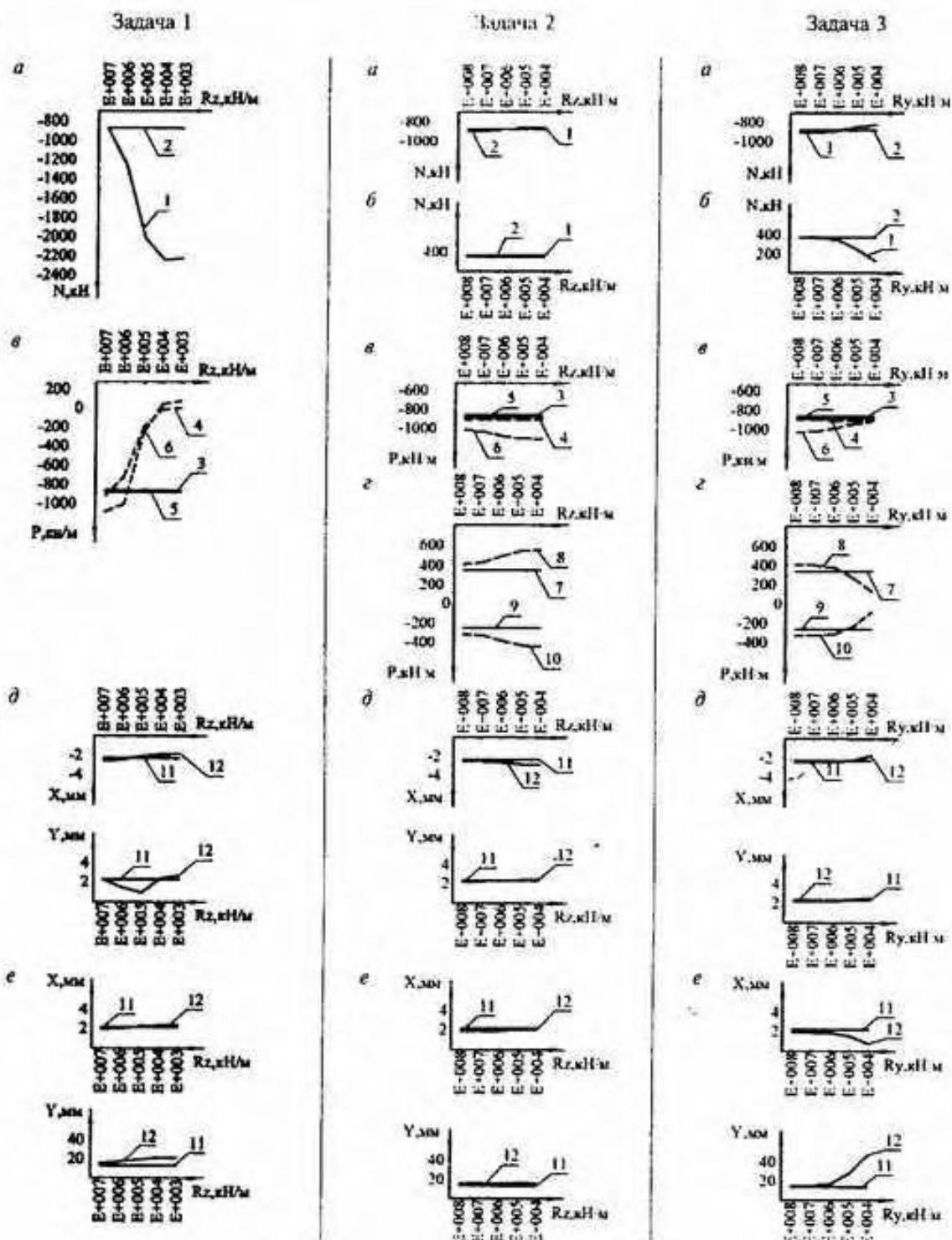


Рис. 6. Зависимости $N(R)$ для колонны подвала 5-А, давление $P(R)$ для диафрагмы подвала 5(А-В) и перемещений верха здания $X(R)$ и $Y(R)$: *a*, *b*, *d* — от действия собственного веса элементов каркаса здания; *b*, *c*, *e* — от действия статического ветра на главный фасад здания; 1 — продольная сила в колонне при сборном варианте; 2 — то же при монолитном варианте; 3 — среднее давление при монолитном варианте; 4 — то же при сборном варианте; 5 — максимальное давление при монолитном варианте; 6 — то же при сборном варианте; 7 — краевое давление в зоне отрыва при монолитном варианте; 8 — то же при сборном варианте; 9 — краевое давление в зоне сжатия при монолитном варианте; 10 — то же при сборном варианте; 11 — перемещения верха здания в глобальной системе координат при монолитном варианте; 12 — то же при сборном варианте; Rz — жесткость упругой связи по направлению глобальной оси координат Z ; Ry — то же Y

Давление под диафрагмой (кН/м) и продольные силы в колоннах (кН) подвала от собственного веса конструкций.

Давление под диафрагмой (кН/м) и продольные силы в колоннах (кН) подвала от статической составляющей ветрового давления на главный фасад.

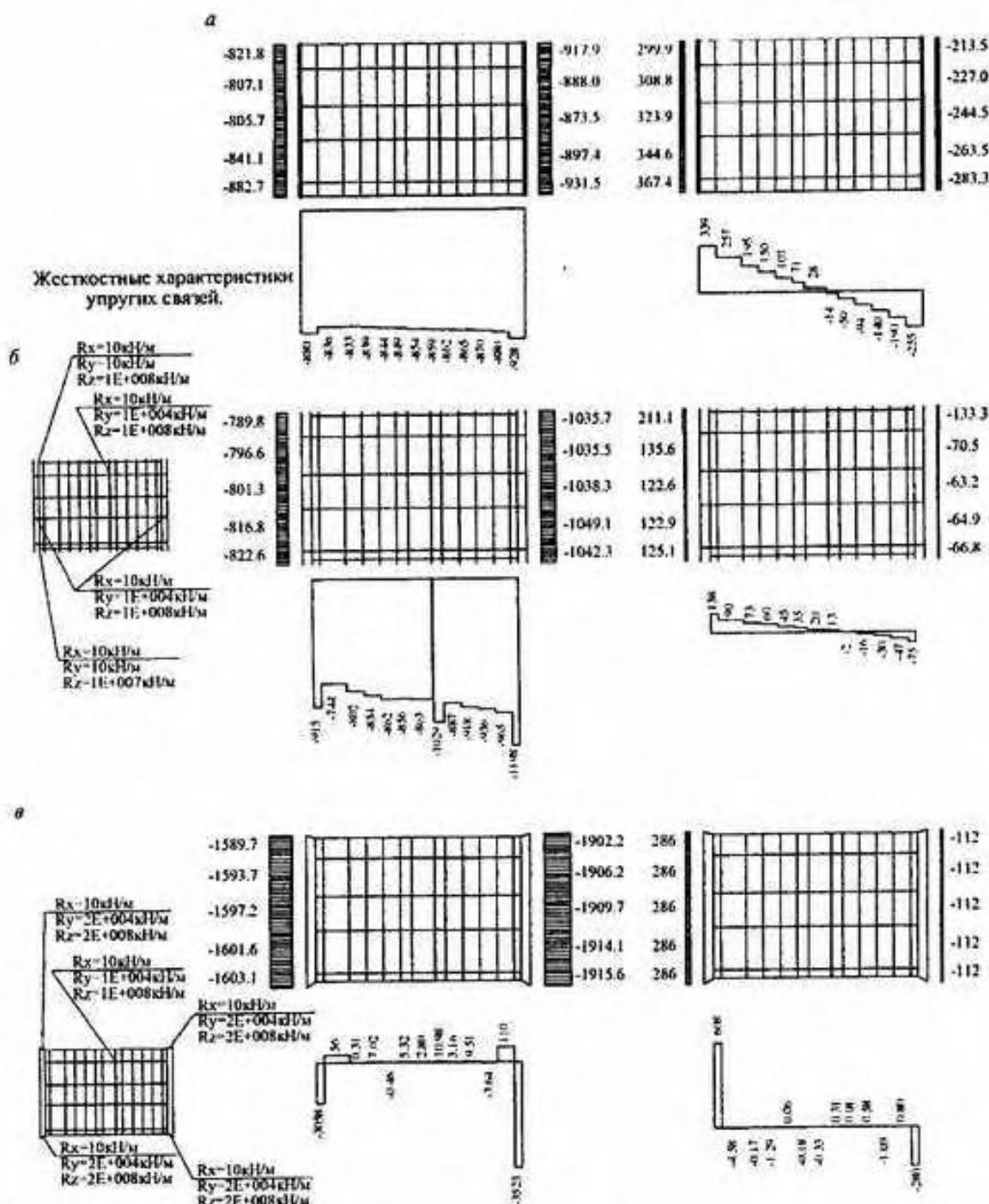


Рис. 7. Продольная сила в колоннах и вертикальное давление под диафрагмой жесткости при различных способах моделирования их сопряжения: а — жесткое соединение (монолитный вариант); б — предлагаемая расчетная модель; в — существующая расчетная модель

Графики изменения продольных сил в колонне 5-А подвального этажа в зависимости от жесткости связей показаны на рис. 6, а—д, а вертикального давления под сборной диафрагмой 5(А-В) подвального этажа и перемещений верха здания — на рис. 6, е—к и рис. 6, л—р соответственно.

На рис. 7 представлены усилия в конструкциях, полученные расчетами по различным расчетным схемам.

По результатам расчетов получены следующие закономерности распределения усилий между несущими элементами каркаса здания.

1. При действии собственного веса конструкций каркаса здания.

В диапазоне жесткостей вертикальных опорных связей под диафрагмой от 10^7 – 10^5 кН/м наблюдается существенное увеличение значений продольных сил в колоннах и уменьшение вертикального давления под диафрагмой (рис. 6, а, е). При жесткостях 10^4 – 10^3 кН/м значительных изменений усилий в несущих элементах не наблюдается — они остаются максимальными в колоннах и минимальными в диафрагме. При жесткости связей 10^7 кН/м усилия в колоннах и диафрагмах близки к усилиям, полученным при расчете по монолитному варианту.

При снижении жесткости вертикальных боковых связей усилия в колоннах и диафрагмах практически не изменяются и сопоставимы с усилиями, полученными при расчете по монолитному варианту (рис. 6, б, ж).

При снижении жесткости горизонтальных боковых связей усилия в колоннах и диафрагме также изменяются незначительно и остаются близки к соответствующим в монолитном варианте (рис. 6, в, з).

2. При действии статической составляющей ветрового давления.

При снижении жесткости вертикальных боковых связей усилия в колоннах и диафрагмах практически не изменяются (рис. 6, г, и), а в диапазоне 10^8 – 10^4 кН/м усилия в колоннах соответствуют монолитному варианту. При этом на эпюрах вертикального давления под диафрагмами появляются пики краевых давлений как в зоне сжатия, так и в зоне отрыва (рис. 6, и).

При снижении жесткости горизонтальных боковых связей убывают как продольные силы в колоннах (от 364,5 кН до 125 кН и от –280,2 кН до –66,8 кН), так и вертикальное давление под диафрагмой (от 407 кН/м до 137,5 кН/м и от –32 кН/м до –75,2 кН/м) — рис. 6, д, к. При этом существенно повышается деформативность здания (рис. 6, р). При жесткостях горизонтальных боковых связей 10^8 – 10^6 кН/м усилия в колоннах и диафрагмах близки к соответствующим в монолитном варианте (рис. 6, д, к).

На основе полученных результатов можно сделать следующие выводы:

1. При жесткости вертикальных связей под диафрагмами в диапазоне 10^7 – 10^6 кН/м в элементах каркаса здания от вертикальной нагрузки возникают усилия, сопоставимые с усилиями, полученными расчетами по монолитному варианту. При меньших жесткостях этих связей в боковых связях диафрагм с колоннами нижних этажей возникают сдвигающие усилия до 300 кН, что превышает их фактическую несущую способность.

2. Жесткость связей между элементами каркаса существенно влияет на напряженно-деформированное состояние многоэтажных зданий. Расчетами установлено, что величины жесткости связей порядка 10^8 – 10^6 т/м (по схеме, представленной на рис. 3, а) приближают работу здания к монолитной схеме. Поэтому конструкция связей каркасных сборно-монолитных зданий играет существенную роль.

© А.А. Меркулов, А.А. Каракин, 2008

Наш подписной индекс

18317 для индивидуальных подписчиков

36188 для организаций (годовая подписка).

Каталог «Роспечать». Журналы. Стр. 426.

В.И. ОБОЗОВ, д-р техн. наук, проф., ГГНИИСК им. И.А. Кутлеренко,
ЭЛЬ-ГОХАРИ Х. А., канд. техн. наук, ГУДН

СРАВНЕНИЕ ДЕФОРМАТИВНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НОРМАМ РАЗЛИЧНЫХ СТРАН

Основной характеристикой материалов, влияющей на деформативность конструкций, является модуль деформации. По сравнению со сталью бетонные имеют более неоднородную структуру, и поэтому диапазон изменения значений модуля для различных классов бетона значительно больше, чем для материалов с однородной структурой.

Кроме того, деформативность железобетонных конструкций, помимо бетона, зависит также от применяемого армирования.

Если деформативность конструкций из материалов с однородной структурой может быть оценена теоретическими методами с использованием модуля деформации материала, геометрических характеристик конструкций и граничных условий, то в железобетонных конструкциях наряду с перечисленными параметрами используются корректирующие эмпирические поправки.

В связи с этим представляет интерес анализ подходов к оценке деформативности железобетонных конструкций в нормах разных стран. Здесь приведен анализ деформативности железобетонных конструкций на примере норм пяти стран: России, ЕЭС, США, Египта и Англии. Анализ проведен для изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения.

В СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции» до образования трещин изгибную жесткость железобетонного стержневого элемента рекомендуется определять по формуле

$$B = \phi_B \cdot E_B \cdot I_{np}, \quad (1)$$

где ϕ_B — коэффициент, учитывающий снижение жесткости сечения вследствие кратковременной ползучести бетона; для тяжелого бетона ϕ_B принимается равным 0,85; E_B — начальный модуль упругости бетона; I_{np} — приведенный момент инерции поперечного сечения.

$$I_{np} = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - x \right)^2 + \alpha [A_s (h_0 - x)^2 + A'_s (x - a')^2]. \quad (2)$$

Высота сжатой зоны сечения в стадии деформирования без трещин (рис. 1) определяется по формуле

$$x = \frac{\frac{bh^2}{2} + \alpha(A_s h_0 + A'_s a')}{bh + \alpha(A_s + A'_s)}. \quad (3)$$

В стадии деформирования, когда в растянутой зоне в бетоне образуются трещины

$$x_{cr} = \left[\left(\alpha(A_s + A'_s) \right)^2 + 2b(\alpha A_s h_0 + \alpha A'_s a') \right]^{0.5} - \left(\alpha(A_s + A'_s) \right) / b, \quad (4)$$

а изгибная жесткость

$$B = \frac{h_0 z}{\psi_s / (E_s A_s) + \psi_s / (bh_0 v E_B)}, \quad (5)$$

где $h_0 = h - a$ — рабочая (полезная) высота сечения; h — полная высота сечения; a — расстояние от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести сечения растянутой арматуры, до внешнего растянутого края сечения; a' — расстояние от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести сечения сжатой арматуры, до внешнего сжатого края сечения; α — отношение модулей упругости материалов; A_s и A'_s — соответственно площадь сечения растянутой и сжатой арматуры; E_s и E_B — соответственно модуль деформации арматуры и бетона; ψ_s — коэффициент, учитывающий

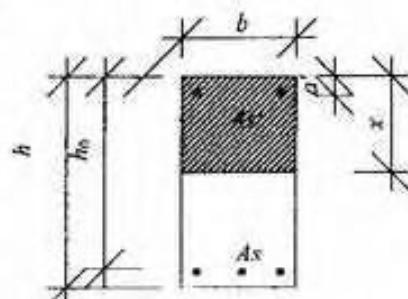


Рис. 1. Поперечное прямоугольное сечение балки

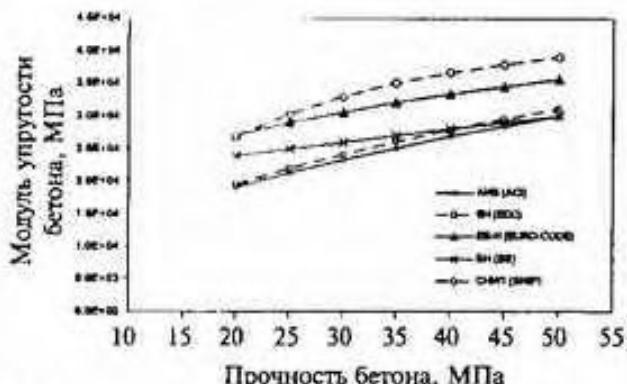


Рис. 2. Зависимость модуля деформации от прочности бетона

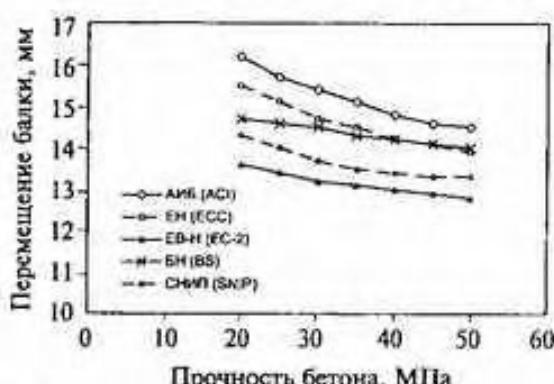


Рис. 3. Зависимость перемещений от прочности бетона

неравномерность деформаций арматуры между трещинами; ψ_B — коэффициент, характеризующий неравномерность деформации крайнего сжатого волокна бетона между трещинами; v — коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны.

Деформации (прогибы, углы поворота) элементов железобетонных конструкций вычисляются по формулам строительной механики, определяя входящие в них значения кривизн с учетом приведенных выше жесткостей сечений.

Соответствующие формулы в ЕВРОКОДЕ, Египетских нормах и нормах США имеют вид:

- высота сжатой зоны до образования трещин

$$x = \frac{bh^2}{2} + (\alpha - 1)(A_s h_0 + A'_s a') \quad (6)$$

$$\frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - x \right)^2 + (\alpha - 1) [A_s (h_0 - x)^2 + A'_s (x - a')^2] \quad (7)$$

- приведенный момент инерции сечения

$$x_{cr} = \left\{ \left[\left(\alpha A_s + A'_s (\alpha - 1) \right)^2 + 2b(\alpha A_s h_0 + (\alpha - 1) A'_s a') \right]^{0.5} - (\alpha A_s + (\alpha - 1) A'_s) \right\} / b; \quad (8)$$

- высота сжатой зоны сечения с трещиной в растянутой зоне

$$I_{red} = \frac{bx_{cr}^3}{3} + \alpha A_s (h_0 - x_{cr})^2 + (\alpha - 1) A'_s (a' - x_{cr})^2; \quad (9)$$

- момент инерции сечения с трещиной

$$\frac{1}{r_a} = \zeta \varepsilon_a \alpha \frac{S_u}{I_{red}} + (1 - \zeta) \varepsilon_a \alpha \frac{S_c}{I_{red}}, \quad (10)$$

где $\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_s} \right)^2$; $\beta = 1$ для кратковременного нагружения; $\beta = 0,5$ для постоянного и повторяющегося нагружения; σ_e — напряжение в растянутой арматуре в сечении с трещинами; σ_s — напряжение в растянутой арматуре в момент образования трещин;

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_s} = \frac{M_{\sigma_e}}{M},$$

ε_a — деформация от усадки бетона, определяемая в зависимости от влажности и прочности бетона (см. таблицу 3.2 [5]);

$$S_u = \frac{bx^2}{2} + \alpha A_s (h_0 - x) + (\alpha - 1) A'_s (x - a'); \quad S_c = \alpha A_s (h_0 - x) + (\alpha - 1) A'_s (x - a').$$

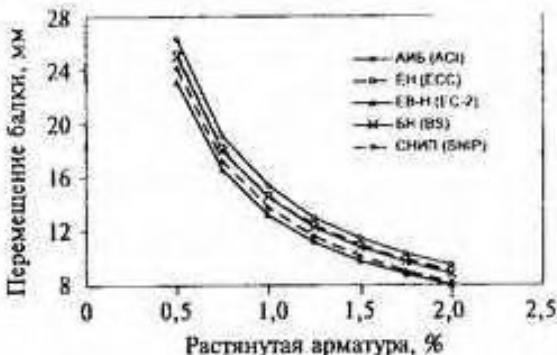


Рис. 4. Зависимость перемещений от процента растянутой арматуры

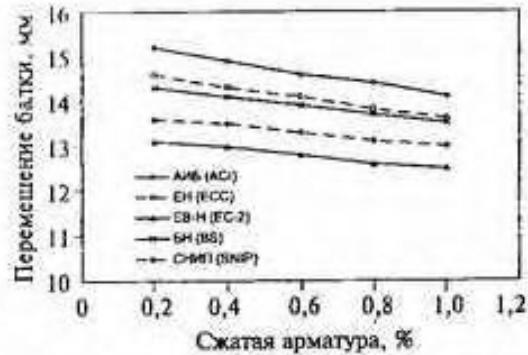


Рис. 5. Зависимость перемещений от процента сжатой арматуры

Особенности подходов к определению изгибной жесткости в нормах различных стран исследованы здесь путем сопоставления прогибов балочных элементов при варьировании различных параметров сечения элемента: процента армирования в растянутой зоне, процента армирования в сжатой зоне, прочности бетона, высоты сечения.

На рис. 2–6 приведены зависимости прогибов балки от перечисленных выше параметров. На графиках использованы следующие буквенные обозначения:

АИБ (ACI) – Американский институт бетона;
ЕН (ECC) – Египетские нормы по железобетону;
ЕВ-Н (EC-2) – Европейские нормы EUROCODE 2;
БН (BS) – Британский стандарт по железобетону;
СНиП (SNIP) – Российские нормы по бетону и железобетону СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции.

На рис. 2 приведены зависимости модуля деформации бетона по этим нормам от прочности бетона. Наблюдается качественное совпадение результатов. Верхние значения дают Российские нормы, нижние – Американские нормы. Египетские нормы дают результаты, практически совпадающие с нормами США. Разница между нижними и верхними значениями модуля деформации бетона примерно одинакова на всем диапазоне изменения прочности и составляет примерно 30 %. Это означает, что перемещения железобетонной конструкции, определенные по нормам США, будут большими, чем перемещения, определенные при тех же условиях по СНиП 2.03.01-84.

Этот вывод подтверждается графиками, приведенными на рис. 3, где изображена зависимость перемещений балки от прочности бетона.

На рис. 4–6 нанесены зависимости перемещений железобетонной балки по различным нормам от процента растянутой арматуры, процента сжатой арматуры, общего процента армирования. Эти графики повторяют соотношения результатов норм различных стран, полученных выше по графикам рис. 2, 3.

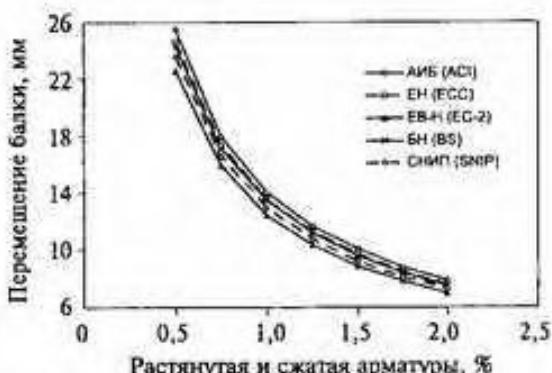


Рис. 6. Зависимость перемещений от процента растянутой и сжатой арматуры

I_{red} по формуле (11)/I_{red} по формуле (7)

Рис. 7. Погрешность приближенной формулы для вычисления момента инерции прямоугольного сечения без трещин

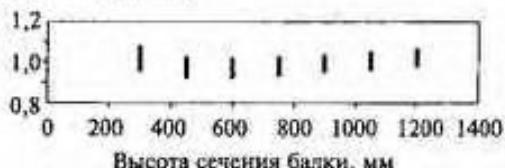
I_{red} по формуле (12)/I_{red} по формуле (9)

Рис. 8. Погрешность приближенной формулы для вычисления момента инерции прямоугольного сечения с трещиной

На основе анализа приведенных здесь исследований предложены упрощенные формулы для вычисления приведенного значения момента инерции сечения без трещин и сечения с трещинами, соответственно:

$$I_{red} = n_{sp} I; n_{sp} = \alpha^{0,066} p^{0,126} p^{0,073} h^{0,023}. \quad (11)$$

$$I_{red} = n_{red} I; n_{red} = 0,0153(\alpha + 1,3)p^{0,75} p^{0,065} h^{0,202}. \quad (12)$$

В формулах (11, 12) $I = bh^3/12$.

На рис. 7, 8 приведены результаты проверки точности формул (11, 12) для прямоугольных сечений разной высоты. Как видно из рисунков, погрешность этих формул незначительна, а при некоторых значениях высоты прямоугольного сечения эти формулы дают точные результаты.

Выводы

- Исследования деформативности железобетонных изгибаемых элементов по нормам пяти стран показали, что они дают согласованные результаты.
- Различие в оценке деформативности железобетонных элементов по нормам разных стран объясняется в основном различием в определении моментов инерции армированного сечения как в стадии деформирования без трещин, так и сечения с трещиной в растянутой зоне.
- Эта разница незначительна и не превышает по модулю деформации бетона 30 %, а по перемещению и того меньше — 15 %. Наибольшая разница в значениях модуля деформации в зависимости от прочности бетона наблюдается между Российскими и Американскими нормами.
- Согласованность результатов вычисления деформативности по нормам перечисленных стран свидетельствует о совпадении подходов к этой проблеме в главном — учету трещин в бетоне.

Литература

- Egyptian Code for the design and construction of reinforced concrete structures, ECC-203, Cairo, 2003.
- СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции».
- ACI Committee 318, Building Code Requirements for RC (ACI-89), American Concrete Institute, Detroit, 2003.
- BS 8110-1: 1997, Structural use of Concrete, Code of practice for design and construction.
- EUROCODE 2 – Design of Concrete Structures, Dec. 2000.

© В.И. Обозов, Х.А. Эль-Гокари, 2008

В.А. АЮНЦ, канд. техн. наук, А.В. МИХАЙЛОВ, инж., С.И. ТРУШИН, д-р техн. наук, проф.
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, МГСУ

РАСЧЕТ НЕСУЩИХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ ЗДАНИЯ АЭРОВОКЗАЛЬНОГО КОМПЛЕКСА «ВНУКОВО-1» С ОЦЕНКОЙ НАДЕЖНОСТИ ПРЕДЛОЖЕННЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ

В статье представлены некоторые результаты анализа напряженно-деформированного состояния конструкций покрытия здания аэровокзального комплекса «Внуково-1» на стадии «Проект», выполненные в соответствии с договором между ФГУП НИЦ «Строительство» и ОАО «Аэропорт «Внуково».

Расчеты позволили построить картину распределения усилий и перемещений в конструкциях покрытия, выявить наиболее напряженные элементы при различных расчетных сочетаниях нагрузок, определить запасы прочности проектируемых конструкций, исследовать устойчивость форм равновесия, выполнить анализ собственных частот и форм колебаний. Результаты выполненных расчетов были сопоставлены со СНиП, и дано заключение о прочности и жесткости несущих конструкций проектируемого сооружения.

1. Конструктивное решение

Покрытие здания аэровокзала проектируется в виде двухпоясной сетчатой оболочки, разделенной на 9 температурных отсеков (рис.1). Каждый отсек оболочки состоит из равносторонних или равнобедренных треугольных ячеек с размерами сторон от 7 до 8 м, выполняемых в виде плоских сварных ферм из круглых труб высотой 2,5 м. Конструкция покрытия опирается на железобетонные колонны с сеткой 20×25 м через трехгранные пирамиды из круглых труб с вершинами в узлах сетчатой оболочки и на колонны («рюмки»).

В целом покрытие представляет собой систему из семи типов сочлененных оболочек положительной, нулевой и отрицательной гауссовой кривизны. Срединная поверхность основной части двухпоясной сетчатой оболочки является поверхностью вращения относительно оси, лежащей в плоскости симметрии.

Узлы на верхнем и нижнем поясах оболочек, объединяющие 6 ферм смежных ячеек, состоят из центрального круглого стержня с приваренными к нему вертикальными фасонками, к которым на болтах с помощью накладных пластин крепятся фасонки поясов ферм. По верхнему поясу сетчатой оболочки устанавливаются прогоны из прокатных двутавров или швеллеров с шагом до 3 м, по которым укладывается профилированный настил. Верхний пояс ферм сетчатых оболочек из плоскости развязан прогонами, нижний пояс – распорками.

2. Расчетная модель несущих конструкций покрытия

Для выполнения расчетов несущих конструкций использовался лицензированный программный комплекс Лира версии 9.4. Расчетные схемы всех семи секций оболочки покрытия построены на основе чертежей, созданных с помощью программы AutoCAD и представляющих собой модель однопоясной сетчатой оболочки, элементами которой являются стержни с приведенными жесткостями.



Рис. 1. Общий вид оболочки покрытия

Переход от двухпоясной к однопоясной модели сетчатой оболочки проводился следующим образом: 1) предварительный выбор сечений элементов верхнего, нижнего поясов и раскосов; 2) расчет полученной фермы по консольной и шарнирно-опертой балочной схеме; 3) подбор жесткостных характеристик эквивалентных элементов по результатам расчета исходя из условия равенства прогибов фермы и эквивалентного элемента (рассмотрена линейная постановка задачи); 4) статический расчет одной из секций на единичную нагрузку по двухпоясной схеме и выявление величины расходления результатов расчета по однопоясной и двухпоясной схемам.