УДК 699.8:624.01
DOI: 10.37153/2618-9283-2024-1-65-89

Есть мнение

Вопросы критики и дальнейшего развития национальной нормативной базы по расчету сооружений на сейсмические воздействия

Владимир Кузьмич Востров[1]
[1]Доктор технических наук. Москва. Российская Федерация

Истину надо не только открывать,
ее нужно защищать от
искажений и от просвещенных коллег.

М.Я. Леонов

Аннотация: Проведен научный разбор положений исследований, посвященных критическому анализу состояния нормативной документации по расчету сооружений на землетрясения. В указанных работах утверждается, что разработчиками отечественных норм была допущена серьезная методическая ошибка, когда при задании исходной сейсмической информации использовались динамические коэффициенты, а не спектры реакций. Считается, что в зарубежных нормах, а также в монографиях известных зарубежных ученых, наземные части сооружений при землетрясениях не подвержены воздействиям никаких внешних сил. Эта неполнота представлений присутствует в уравнении горизонтальных колебаний в переводных и отечественных работах и монографиях, но в них, в отличие от анализируемых работ, не утверждается, что при землетрясениях наземные части сооружений не подвержены воздействиям никаких внешних сил. Выявлены причины неадекватности математических моделей взаимодействия оснований и сооружений и приведены уравнения поступательных и качательных плоскопараллельных колебаний жесткого сооружения на податливом основании, явно учитывающие воздействие силы тяжести. Предлагается ввести указанные уравнения в нормы по сейсмостойкому строительству и на их основе анализировать вопросы устойчивости положения и колебаний сооружений.

Ключевые слова: строительные нормы, развитие норм, сейсмические воздействия, аварийные ситуации, аварийные нагрузки, особые нагрузки, механическая безопасность, резонанс, острый резонанс

Для цитирования*:* Востров В.К. Вопросы критики и дальнейшего развития национальной нормативной базы по расчету сооружений на сейсмические воздействия // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений.* 2024. № 1. С. 65–89
DOI: 10.37153/2618-9283-2024-1-65-89

There is an opinion

On the issues of criticism and further development of the national regulatory framework for the calculation of structures for seismic impacts

Vladimir K. Vostrov [1]
[1]Dr. Sci. (Eng.). Moscow. Russian Federation

Abstract: A scientific analysis of the provisions of the studies [1–4] devoted to the critical analysis of the state of regulatory documentation on the calculation of structures for earthquakes has been carried out. In these works, it is argued that the developers of domestic standards made a serious methodological mistake when dynamic coefficients, rather than reaction spectra, were used when setting the initial seismic information. It is believed that in foreign norms, as well as in the monographs of famous foreign scientists, the ground parts of structures during earthquakes are not affected by any external forces. This incompleteness of representations is present in the equation of horizontal vibrations in translated and domestic works and monographs, but in them, unlike the analyzed works, it is not stated that during earthquakes the ground parts of structures are not affected by any external forces. The reasons for the inadequacy of mathematical models of the interaction of foundations and structures are revealed and the equations of translational and rocking plane-parallel vibrations of a rigid structure on a pliable base are given, clearly taking into account the effect of gravity.

Keywords: building codes, development of norms, seismic impacts, emergency situations, emergency loads, special loads, mechanical safety, resonance, acute resonance

For citation: Vostrov V.K. On the issues of criticism and further development of the national regulatory framework for the calculation of structures for seismic impacts. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2024, no. 1, pp. 65–89
DOI: 10.37153/2618-9283-2024-1-65-89

Введение

В последние годы появился ряд публикаций, например [1–4], посвященных критическому анализу состояния нормативной документации по расчету сооружений на землетрясения, где утверждается, что разработчиками норм СССР и РФ была допущена серьезная методическая ошибка, когда при задании исходной сейсмической информации использованы динамические коэффициенты, а не спектры реакций (ответов).

Более того, в работе [3] отмечается важный факт, который упоминается в зарубежных нормах по расчету сооружений на землетрясения технически развитых стран, а также в монографиях известных зарубежных ученых. При землетрясениях наземные части сооружений не подвержены воздействиям никаких внешних сил. Внутренние напряжения и деформации в элементах сооружений создаются исключительно благодаря динамическим реакциям на движения их оснований.

Из этого утверждения непосредственно следует, что в нормах технически развитых стран и в монографиях известных зарубежных ученых отменено действие силы тяжести, которая в совокупности с кинематическими воздействиями от ускорения оснований формирует внутренние напряжения и деформации в элементах сооружений и основаниях этих сооружений.

Фазовое пространство и классические уравнения колебаний сооружений при сейсмических воздействиях

Классическое дифференциальное уравнение горизонтальных движений сооружения под действием горизонтального сейсмического ускорения $\ddot{u}_g$ используемое в работах [1–4], записывается в виде $m\ddot{u}+c\dot{u}+k_x u=-m\ddot{u}_g$ и после деления на массу m сооружения приводится к каноническому виду:

$$\ddot{u}+2n\dot{u}+\omega^2 u=-\ddot{u}_g,\ \ n=\xi\omega, \tag{1}$$

где ω – собственная круговая частота $\omega=\sqrt{(k_x/m)}$, ξ – безразмерный коэффициент демпфирования, $\xi=c/(2\omega m)$, k_x – коэффициент жесткости основания в горизонтальном направлении, c – коэффициент демпфирования, u – относительное горизонтальное смещение сооружения.

Чтобы отыскать состояние равновесия сооружения [5, 6], требуется переписать уравнение собственных горизонтальных колебаний в фазовых переменных u и $v=\dot{u}$, т.е. в виде двух уравнений $\dot{u}=v$, $\dot{v}=-(2\xi\omega v+\omega^2 u)$. Тогда нужно найти те точки фазовой плоскости, где фазовая скорость равна нулю, т.е. для которых $\dot{u}=\dot{v}=0$. Это решение будет единственным и представляет собой начало координат u=v=0. Эта точка фазовой плоскости будет особой точкой дифференциального уравнения первого порядка, определяющего интегральные кривые на фазовой плоскости

$$dv/du=-(2\xi\omega v+\omega^2 u)/v$$

и в этом смысле состояние равновесия u=v=0 представляет собой особую точку семейства интегральных кривых на фазовой плоскости.

Непосредственно проверяется, что характеристическое уравнение однородного дифференциального уравнения (1) записывается в виде $s^2+2\xi\omega s+\omega^2=0$. Это уравнение имеет два комплексно-сопряженных корня $s_{1,2}=-\xi\omega\pm i\omega_1$ если $|\xi|<1$, где ω_1 – круговая частота с учетом затухания, $\omega_1=\omega\sqrt{(1-\xi^2)}=\sqrt{(\omega^2-n^2)}$. Следовательно [5, 6] фазовая плоскость уравнения (1) представляет собой фокус, если $\xi\neq 0$ или центр если $\xi=0$. При этом при $\xi\neq 0$ каждая фазовая траектория оказывается логарифмической спиралью. Если $\xi>0$, то точка фазовой плоскости при возрастании времени асимптотически приближается к состоянию равновесия, описывая логарифмическую спираль. Это устойчивый фокус. Если $\xi<0$, то точка уходит от состояния равновесия в бесконечность и имеется неустойчивый фокус. В случае если $\xi=0$, то каждая фазовая траектория, кроме положения равновесия (0,0) замкнута, и имеется так называемый центр.

В работе [2] к ошибочным положениям и недостаткам актуализированных российских норм относится отсутствие оценки взаимодействия сооружений с грунтом при сейсмических воздействиях. Действительно, в работе [1] утверждается, что для построения спектров ответа необходимо решить дифференциальное уравнение (1), которое описывает относительные колебания системы с одной степенью свободы на заданное вертикальное или горизонтальное колебание основания. Если для горизонтальных сейсмических воздействий деформируемое (податливое) в горизонтальном направлении основание (с помощью коэффициента жесткости k_x) и недеформируемое (неподатливое) для вертикальных или качательных колебаний уравнение (1) не содержат явно постоянно действующей силы тяжести, то в отношении вертикальных колебаний сооружения требуются уточнения.

Простейшая механическая система идеальных колебаний сооружения в вертикальном направлении, соответствующая схеме на рис. 3 работы [3], при воздействии вертикального сейсмического ускорения $\ddot{u}_в$, описывается уравнением, явно содержащим силу тяжести $\ddot{u}_v+2n\cdot\dot{u}_v+\omega^2 u_v=-(g+\ddot{u}_в)$, здесь $\omega^2= k_y/m$, где k_y – коэффициент жесткости основания в вертикальном направлении, u_v – относительное вертикальное смещение. Вводя, теперь, смещение u относительно состояния равновесия формулой $u_v=u+u_r$ где u_r – постоянное смещение под действием только веса сооружения, $u_r=-g/\omega^2$, из этого уравнения получаем, для относительного смещения u, уравнение, совпадающее с уравнением (1) с заменой горизонтальных сейсмических воздействий на вертикальные. Следовательно, состояние равновесия $u_v=u_r$ (u=0), $\dot{u}_v=0$ представляет собой особую точку семейства интегральных кривых на фазовой плоскости и все движения сооружения происходят относительно состояния равновесия, что не отмечено в работах [1, 3, 4]. В итоге, утверждение в работе [2] о том, что отсутствует оценка взаимодействия сооружения с грунтом при сейсмических воздействиях, отнесенная к ошибочным положениям и недостаткам актуализированных российских норм, уже становится бессмысленным.

Избирательная деформируемость основания в учете взаимодействия сооружения с основанием при выводе классических уравнений горизонтальных и вертикальных колебаний не позволяет возникнуть качательным колебаниям сооружения при только горизонтальных или только вертикальных сейсмических воздействиях и является существенным недостатком математического моделирования процессов колебаний сооружений на полностью деформируемом основании, когда его жесткости при горизонтальных и вертикальных поступательных перемещениях равны k_x, k_y а при повороте − k_φ.

Для обсуждения еще одной, но самой существенной ошибки в работах [1–4], приведем полностью цитату из работы [3]: «При сейсмическом воздействии системы подвержены кинематическому воздействию, которое характеризуется функцией горизонтального или вертикального ускорения основания $\ddot{u}_g$. Отметим очень важный факт, который упоминается в зарубежных нормах по расчету сооружений на землетрясения технически развитых стран, а также в монографиях известных зарубежных ученых (здесь приводится ссылка на монографию Chopra Anil K., изданную в 2007 г. объемом 876 с.). При землетрясениях наземные части сооружений не подвержены воздействиям никаких внешних сил. Внутренние напряжения и деформации в элементах сооружений создаются исключительно благодаря динамическим реакциям на движения их оснований».

В работе [3] не утверждается, что отмена действия силы тяжести связана с недостаточностью (неточностью) математических моделей самих землетрясений и сооружений, а напротив, считается, что если в уравнении колебаний сооружения явно отсутствует сила тяжести, то она не действует на сооружение. Это существенная ошибка в уравнении горизонтальных колебаний работ [1–4] и монографии Chopra Anil K. имеет место также в отечественных и переводных работах и монографиях, например [7–9], но в них не утверждается, что при землетрясениях наземные части сооружений не подвержены воздействиям никаких внешних сил.

Поступательные и качательные плоскопараллельные колебания жесткого здания на податливом основании

В случае опирания жесткого сооружения на податливое основание, оно учитывается в виде трех пружин, присоединенных к фундаментной плите [8]. Учет взаимодействия сооружений с основанием при сейсмических воздействиях (SSI) является обязательным при расчетах сооружений ядерных объектов. Вместе с тем, при расчетах гражданских сооружений такой учет является обязательным при использовании пространственной расчетно-динамической модели (РДМ) сооружения, при использовании консольной РДМ взаимодействие сооружения с основанием следует принимать в виде жесткого защемления [10–11].

Абсолютные координаты x_a, y_a центра тяжести отклоненного жесткого сооружения в неподвижной системе координат x, y находятся по формулам $x_a=x_c+x+h\cdot\sin\varphi$, $y_a=y_c+y+h\cdot\cos\varphi$, где x_c, y_c – смещения основания воздействующего на ось вращения, x, y – смещения оси вращения относительно основания, $x_1=x_c+x$, $y_1=y_c+y$ – результирующие смещения оси вращения, отсчитываемые от положения равновесия при отсутствии внешних сил и моментов, h – расстояние от оси вращения до центра тяжести сооружения.

На центр тяжести в направлениях координатных осей действуют силы инерции $-m\ddot{x}_a$, $-m\ddot{y}_a$ и постоянно действующий вес сооружения – mg, а на ось вращения при смещениях на величины x, y действуют упругие силы сопротивления $X_s=-K_x\cdot x$, $Y_s=-K_y\cdot y$, а также демпфирующие силы $-2n_x\cdot m\cdot\dot{x}$, $-2n_y\cdot m\cdot\dot{y}$, где n_x, n_y – соответствующие коэффициенты затухания.

Складывая действующие силы в направлениях координатных осей с учетом того, что при плоскопараллельном движении центр тяжести движется так же, как если бы вся масса была сосредоточена в нем и на эту массу действовали бы внешние силы [12], получаем уравнения движения:

$$m\cdot\ddot{x}_a+2m\cdot n_x\cdot\dot{x}+k_x\cdot x=0,\quad m\cdot\ddot{y}_a+2m\cdot n_y\cdot\dot{y}+k_y\cdot y=-m\cdot g,$$

Из этих уравнений следуют двумерные уравнения горизонтальных и вертикальных колебаний с затуханием, записанные для относительных смещений x, y с учетом угла наклона φ:

$$\ddot{x}+h\ddot{\varphi}\cos\varphi-h\dot{\varphi}^2\sin\varphi+2n_x\dot{x}+\sigma^2x=-\ddot{x}_c,\ \ddot{y}-h\ddot{\varphi}\sin\varphi-h\dot{\varphi}^2\cos\varphi+2n_y\dot{y}+\kappa^2y=-(g+\ddot{y}_c),\quad (2)$$

где $\sigma^2=k_x/m$, $\kappa^2=k_y/m$.

В то же самое время сооружение вращается вокруг оси, проходящей через движущийся центр, точно так же, как если бы через него проходила неподвижная ось. Отсюда следует, что уравнение относительно угла поворота сооружения записывается в виде $J_c\cdot\ddot{\varphi}=-M_q$, в котором J_c – центральный момент инерции сооружения, M_q – момент всех сил относительно центральной оси вращения с учетом момента от упругого сопротивления повороту со стороны основания. Следовательно, третье уравнение, с учетом коэффициента затухания колебаний n_φ, запишется в виде:

$$J_a\ddot{\varphi}+2n_\varphi J_a\dot{\varphi}+k_\varphi\cdot\varphi-mgh\cdot\sin\varphi+mh\cdot(\ddot{x}\cdot\cos\varphi-\ddot{y}\cdot\sin\varphi)+mh\cdot(\ddot{x}_c\cdot\cos\varphi-\ddot{y}_c\cdot\sin\varphi)=0\quad (3)$$

в котором J_a – момент инерции сооружения относительно оси вращения, $J_a=J_c+mh^2$. При малых углах φ это уравнение принимает вид линейного параметрического уравнения

$$J_a\ddot{\varphi}+2n_\varphi J_a\dot{\varphi}+D_y(t)\cdot\varphi=-mh\cdot(\ddot{x}_c+\ddot{x}),\ D_y(t)=k_\varphi-mh(g+\ddot{y}+\ddot{y}_c).$$

Из него при отсутствии взаимодействия с основанием ($\ddot{x}=\ddot{y}=0$), и осью вращения жестко скрепленной с движущимся жестким основанием следует линейное неоднородное параметрическое уравнение линеаризованных угловых колебаний перевернутого физического маятника

$$J_a\ddot{\varphi}+2n_\varphi J_a\dot{\varphi}+D\cdot\varphi=-mh\cdot\ddot{x}_c,\ D=k_\varphi-mh(g+\ddot{y}_c)$$

При наличии только горизонтальных ускорений $\ddot{x}_c$ и отсутствии вертикальных ускорений это уравнение приобретает вид линейного непараметрического уравнения угловых колебаний

$$J_a\ddot{\varphi}+2n_\varphi J_a\dot{\varphi}+k_g\cdot\varphi=-mh\cdot\ddot{x}_c,\qquad k_g=k_\varphi-mgh,\quad (4)$$

учитывающего момент от силы тяжести, действующей на тело. Указанное уравнение при $n_\varphi=\ddot{x}_c=0$ превращается в непараметрическое уравнение, приведенное в монографиях Я.Г. Пановко, например [13], для собственных колебаний обращенного математического маятника, когда $h=l$, $J_c=0$, $J_a=ml^2$, где l–длина стержня с массой m, сосредоточенной в его конце. В ней отмечается, что при $k_\varphi=mgh$ частота колебаний маятника обращается в нуль, т.е. система становится неустойчивой и статически действующий критический вес $P=mg$ определяется формулой $P_{кр}=k_\varphi/l$.

Необходимо отметить, что линейное уравнение угловых колебаний имеет место при отсутствии отрыва фундамента сооружения от грунта и отличается от уравнения колебаний теплообменника на упругой опорной конструкции, сопротивляющейся повороту и вызванных горизонтальными сейсмическими воздействиями, приведенного в монографии [8]. Отличие наблюдается во втором слагаемом левой части, где в [8] вместо разности моментов $k_\varphi-mgh$ стоит только момент k_φ.

Здесь следует также отметить, что в уравнениях (10)–(12) работы [14], записанных для обращенного физического маятника, допущена описка. В них вместо момента инерции $J_0=mh^2$ должен стоять определенный выше момент инерции J_a физического маятника относительно оси вращения.

Следует также отметить, что при условии $h=0$ уравнения (2) превращаются в классические уравнения колебаний вертикального сооружения в горизонтальном и вертикальном направлениях под воздействием соответствующих сейсмических ускорений:

$$\ddot{x}+2n_x\cdot\dot{x}+\sigma^2\cdot x=-\ddot{x}_c,\ \ddot{y}+2n_y\cdot\dot{y}+\kappa^2 y=-(g+\ddot{y}_c) \tag{5}$$

При этом уравнение качательных колебаний (4) превращается в однородное уравнение $J_a\ddot{\varphi}+2n_\varphi J_a\dot{\varphi}+k_\varphi\varphi=0$, которое при нулевых начальных условиях для угла поворота допускает тривиальное решение $\varphi=0$. Следовательно, уравнения (2) приводятся к классическим уравнениям (5) если высота центра тяжести сооружения нулевая ($h=0$) и начальные условия для угла поворота также нулевые. Это условие в виде нулевой высоты центра тяжести сооружения принимается в литературе при выводе уравнений движения, например [7–9] и повторяется в критически ориентированных работах [1–4]. При нарушении любого из этих условий в дополнение к горизонтальным и вертикальным колебаниям возникают качательные колебания.

Система нелинейных дифференциальных уравнений (2)–(3) имеет различные решения при различных вариантах, таких как воздействие только вертикальных или только горизонтальных сейсмических ускорений.

Жесткое здание на податливом основании имеет состояние равновесия, определяемое из уравнений (2)–(3) при отсутствии сейсмических воздействий. Состояние равновесия определяется нулевыми горизонтальными смещениями и нулевым углом поворота, а также статическим вертикальным смещением сооружения под действием силы тяжести, т.е. $x=\varphi=0$, $y=-g/\kappa^2$. Это означает, что при начальных условиях

$$x(0)=\dot{x}(0)=0,\ \varphi(0)=\dot{\varphi}(0)=0,\ y(0)=-g/\kappa^2,\ \dot{y}(0)=0$$

собственные нелинейные колебания сооружения при $\ddot{x}_c=\ddot{y}_c=0$ не возбуждаются и сооружение сохраняет состояние равновесия. При отклонении начальных условий от приведенных значений возбуждаются как собственные нелинейные колебания, так и колебания при наличии сейсмических воздействий.

При отсутствии горизонтальных сейсмических воздействий ($\ddot{x}_c=0$) система (2)–(3) имеет частное решение – невозмущенное движение $x=\varphi=0$ для горизонтальных и качательных колебаний и решение $y(t)$ второго уравнения вертикальных колебаний (5), следующего из (3) при $\varphi=0$. То есть, при только вертикальных сейсмических воздействиях $\ddot{y}_c$ и начальных условиях, соответствующих состоянию равновесия x=φ=0, $y=-g/\kappa^2$ сооружение в нелинейной постановке совершает вертикальные непараметрические колебания без поворота (подпрыгивание с учетом веса сооружения и ускорения $\ddot{y}_c$), реализуемость (устойчивость) которых требуется исследовать.

Основной задачей здесь, наряду с определением устойчивости состояния равновесия, предписанного нормами [10–11], является задача определения динамической устойчивости (реализуемости) чисто вертикальных колебаний сооружения, которые в теории устойчивости носят название невозмущенных движений [15], в отличие от других движений, носящих название возмущенных.

В другом частном случае отсутствия вертикальных ускорений $\ddot{y}_c=0$, горизонтальные, вертикальные и качательные колебания в нелинейном случае описываются уравнениями (2)–(3) которые существенно зависят от результирующего горизонтального ускорения и силы тяжести. В данном случае существование простого невозмущенного движения не так очевидно, как в предыдущем случае, и оно определяется начальными условиями, когда происходят вертикальные, горизонтальные и качательные колебания даже в случае отсутствия начального отклонения сооружения от вертикали.

При неограниченной жесткости основания в горизонтальном направлении ($k_x=\infty$) и отсутствии вертикальных сейсмических ускорений ($\ddot{y}_c=0$) из первого уравнения (2) следует x=0 и при малых φ из (2) и (3) следуют уравнения вертикальных и качательных колебаний:

$$\ddot{y}+2n_y\cdot\dot{y}+\kappa^2\cdot y=-g,\quad J_a\ddot{\varphi}+2n_\varphi J_a\dot{\varphi}+k_g\cdot\varphi=-mh\cdot\ddot{x}_c,$$

первое из которых при начальных условиях $y(0)=-g/\kappa^2$, $\dot{y}(0)=0$ имеет постоянное решение $y(t)=-g/\kappa^2$, соответствующее статическому смещению под действием силы тяжести сооружения. Второе уравнение совпадает с уравнением (4) качательных колебаний сооружения, следующим из (3) при $\ddot{y}_c=\ddot{y}=\ddot{x}=0$ и только горизонтальных сейсмических воздействиях. И здесь основной является задача определения устойчивости качательных колебаний сооружения, которые совместно с приближенным решением x=0, φ=φ(t), $y(t)=-g/\kappa^2$ представляют собой возмущенное движение.

Динамические коэффициенты и спектры реакций (ответов) сооружения на сейсмические воздействия

Несмотря на утверждения авторов работ [1–2] о том, что в российских учебниках и пособиях по динамике сооружений, а также в курсах лекций о концепции спектров ответов даже не упоминается, указанная концепция достаточно полно представлена в монографиях С.В. Полякова [7] и А.Н. Бирбраера [8] в разделах, относящихся к спектральным методам определения сейсмических нагрузок и спектрах отклика. Первое издание монографии [7] было опубликовано в 1969 г., а второе издание − в 1983 г. Монография [8] была издана в 1998 г. и предназначена, как и [7] для инженерно-технических и научных работников, а также для студентов, аспирантов и преподавателей строительных специальностей, работающих в области сейсмостойкости. Кроме того, в 1980 г. были изданы переводные монографии [9, 16], где также были представлены концепции спектров максимальных реакций (откликов) конструкций на сейсмические воздействия. Также в 2018 г. издана монография А.Г. Тяпина [17], посвященная выходу в свет новой редакции американского Стандарта ASCE4-16, который призван заменить прежний Стандарт ASCE4-98 по которому рассчитывались на сейсмические воздействия многие объекты атомной отрасли.

Определение коэффициента динамичности в нормах дается только в изменении

№ 1 к СП 14.13330.2018 [11], утвержденном и введенном в действие приказом №886/пр Минстроя России от 26 декабря 2019 г. Дата введения: 2020-06-21. Но, следует отметить, что определение коэффициента динамичности, его максимальная величина, связь с логарифмическим декрементом колебаний и другие свойства, приведены в монографии С.В. Полякова [7], повторяющие его определение из монографии С.П. Тимошенко [18], где излагаются основы общей теории колебаний, изданной в 1967 г.

Коэффициент динамичности определяется в [18] из частного решения

$$u_1=A\cdot\sin(\theta t-\alpha) \tag{6}$$

уравнения (1) в котором в качестве ускорения $\ddot{u}_g$ принимается гармоническое колебание $\ddot{u}_g=-A_m\cdot\sin\theta t$ и оно превращается в уравнение

$$\ddot{u}+2n\dot{u}+\omega^2u=A_m\cdot\ \sin\theta t, \tag{7}$$

где A_m представляет собой пиковое ускорение грунта.

Амплитуда колебаний A и фаза α частного решения u_1 неоднородного уравнения (7) находятся по формулам:

$$A=A_m/\Delta_1,\ \Delta_1=((\omega^2-\theta^2)^2+4n^2\theta^2)^{1/2},\ \mathrm{tg}\alpha=2n\theta/(\omega^2-\theta^2), \tag{8}$$

приведенным в монографии [18]. Далее вводится величина $u_{ст}$ относительного смещения сооружения, вызываемого статически действующим максимальным ускорением A_m. Подставляя постоянную величину A_m в правую часть уравнения (7), получаем статическую величину перемещения $u_{ст}=A_m/\omega^2$. Вынося теперь ω^2 из под знака корня и вводя обозначение $z=\theta/\omega$, получаем $A=u_{ст}\cdot к_d$, где $к_d$ – коэффициент динамичности, равный $к_d=((1-z^2)^2+4n^2z^2/\omega^2)^{-1/2}$.

Это значит, что коэффициент динамичности определяет усиление (реакцию, отклик) колебаний сооружения, если акселерограмму горизонтальных сейсмических ускорений аппроксимировать гармоническим колебанием и рассматривать только вынужденные колебания, когда свободные колебания сооружения, определяемые решением однородного уравнения (7), уже затухнут.

Экстремальные значения относительных смещений (6) определяются для моментов времени, для которых $\sin(\theta t-\alpha)=\pm1$, т.е. для $\theta t_k-\alpha=\pi/2+k\cdot\pi$, k=0,1,2, и равны $u_1=\pm A$. При этом для k четных получаются положительные максимальные смещения $u_1=u_{ст}\cdot к_d$, а для k нечетных − отрицательные минимальные смещения $u_1=-u_{ст}\cdot к_d$. Спектр ответа смещений вынужденных колебаний (6) равен A и вычисляется по вышеприведенной формуле $A=u_{ст}\cdot к_d$. Спектр ответа абсолютных ускорений $\ddot{\upsilon}$ сооружения при малых коэффициентах затухания находится по формуле $\ddot{\upsilon}=A\cdot\omega^2$ и равен $\ddot{\upsilon}=A_m\cdot к_d$.

В итоге, спектр ответа абсолютных ускорений сооружения − это множитель, показывающий, во сколько раз реакция на динамическое воздействие превышает реакцию на статическое воздействие, которое в отличие от утверждения в работе [3] всегда существует и равно пиковому ускорению грунта A_m, при аппроксимации горизонтальных колебаний основания гармоническим ускорением $\ddot{u}_g=-A_m\cdot\sin\theta t$.

Когда $\theta\to\omega$ коэффициент динамичности быстро возрастает и его величина становится чувствительной к изменению коэффициента демпфирования, особенно если он мал. Максимум $к_d$ достигается при значении параметра z, которое несколько меньше 1, т.е., при $z^2=1-2n^2/\omega^2$ и равен $\max к_d=\omega^2/(2n\omega_1)$, при этом $A_{max}=A_m/(2n\omega_1)$. Так как n обычно весьма мало по сравнению с ω (ξ<<1), то чаще всего для вычисления максимальных амплитуд принимается совпадение частот θ=ω (z=1). В этом случае величина A принимает вид $A_{max}≈u_{ст}ω/(2n)$ и спектр ответа смещений равен $A_{max}=A_m/(2nω)$.

Для корректного вычисления спектра максимальных реакций сооружения при гармоническом воздействии, в соответствии с его определением, требуется привести общее решение уравнения (7) при t>0, соответствующее нулевым начальным условиям $u(0)=\dot{u}(0)=0$ при t=0. Это решение приведено в монографиях [7, 18] и получено позднее в статье [19] в общем виде с помощью преобразования Лапласа, в том числе, для более общего затухающего воздействия

$$\ddot{u}_g=-A_o\cdot \exp(-βt)\cdot \sin θt, \tag{9}$$

в котором β – показатель затухания колебаний основания, использованного И.Л. Корчинским [7] при анализе системы с одной степенью свободы при разных величинах круговой частоты θ.

Общее решение уравнения (7) при нулевых начальных условиях определено в [18] и имеет вид:

$$u(t)=A[\exp(-nt)(C_1\cdot \cos(ω_1t)+C_2\cdot \sin(ω_1t))+\sin(θt-α)], \tag{10}$$

где $C_1=\sin α$, $C_2=(n\cdot \sin α-θ\cdot \cos α)/ω_1$, а параметр A находится по формуле (8). При больших t это решение стремится к асимптотическому решению:

$$u(t)=-A_m\cdot[2θn\cdot \cos θt-(ω^2-θ^2)\cdot \sin θt]/Δ_1, \tag{11}$$

которое совпадает с частным решением (6), представляющим собой вынужденные колебания осциллятора.

В общем случае колебания (10) подразделяются на резонансные колебания – когда $θ=ω_1$, околорезонансные колебания – когда частоты θ и $ω_1$ близки между собою, и колебания вдали от резонанса. Для случая малого затухания и вдали от резонанса фазовый угол α мал и можно принять $C_1=0$, $C_2=-θ/ω_1$, тогда движение при t≥0 представится приближенным выражением:

$$u(t)=A[\sin θt-(θ/ω_1)\cdot \exp(-nt)\cdot \sin(ω_1t)] \tag{12}$$

То есть на установившиеся вынужденные колебания с амплитудой A и угловой частотой θ накладываются свободные колебания с частотой $ω_1$ и постепенно убывающей амплитудой. Если частоты θ и $ω_1$ близки друг другу, то возникает явление биений, но вследствие затухания эти биения постепенно исчезнут и останутся только установившиеся вынужденные колебания.

Если частота θ равна $ω_1$ и n>0, то возникает явление резонанса и решение (10) принимает вид:

$$θ=ω_1: \quad u(t)=A_mn[2ω_1((\exp(-nt)-1)\cdot \cos ω_1t+n(\exp(-nt)+1)\cdot \sin ω_1t]/Δ_0^2 \tag{13}$$

где $Δ_0=n(4ω^2-3n^2)^{1/2}$. Переходя к пределу при n→0 в формуле (13) получим резонансное недемпфированное колебание, приведенное в монографии [7]

$$u(t)=u_{ст}\cdot(\sin τ-τ\cdot \cos τ)/2, \tag{14}$$

где τ−безразмерное время, τ=ωt.

Следуя строго определению спектра ответов по перемещениям, следует определить экстремальные значения перемещений (13) для случая резонанса. В данном случае резонансных перемещений (13) и асимптотических перемещений (11) при малых n непосредственно видно, что спектр ответа по перемещениям определяется асимптотическим решением (11). То есть, собственные колебания в начальной стадии землетрясения не оказывают существенного влияния при определении величин смещений, и принятое предположение о том, что колебания будут максимальными, когда собственные колебания затухнут, оказывается оправданным.

В монографии [7] утверждается, что большую роль в развитии динамического метода расчета сыграли работы И.Л. Корчинского, в частности, для его применения в практике инженерных расчетов сейсмостойкости сооружений. На основе анализа сейсмограмм некоторых слабых землетрясений им предложено записывать сейсмические колебания грунта при $t \geq 0$ в виде суммы затухающих синусоид:

$$\ddot{u}_g(t)=\eta(t)\cdot\sum A_k\cdot\exp(-\beta_k t)\cdot\sin(\theta_k t+\lambda_k), \tag{15}$$

в которой суммирование производится по всем k в пределах от 1 до K, $\eta(t)$ − единичная функция Хевисайда, A_k, β_k, θ_k, λ_k представляют собой независимые параметры, определяемые, как правило, с помощью инструментальных записей колебаний основания.

Однако, в дальнейших выводах он использовал только одно слагаемое из этой суммы при отсутствии сдвига фазы т.е. при $\lambda_1=0$ и $\theta_1=\theta$, $\beta_1=\beta$ и анализировал решение уравнения (1) при затухающем сейсмическом воздействии (9) где $A_o=A_m$ т.е. решение уравнения

$$\ddot{u}+2n\dot{u}+\omega^2u=A_m\cdot\exp(-\beta t)\cdot\sin\theta t,\ \ t>0 \tag{16}$$

при различных величинах круговой частоты θ и нулевых начальных условиях.

В статье [19] приведено решение уравнения (16) в общем виде с применением преобразования Лапласа. Указанное решение при ненулевых начальных условиях $u(0)=u_0$, $\dot{u}(0)=\dot{u}_0$ имеет вид $u(t)=u_0(t)+u_1(t)$ в котором

$$u_0(t)=\exp(-nt)\cdot(u_0\cdot(\omega_1\cos\omega_1 t+n\cdot\sin\omega_1 t)+\dot{u}_0\cdot\sin\omega_1 t)/\omega_1$$

свободные колебания, порождаемые ненулевыми начальными условиями;

$$\begin{gathered}u_1(t)=A_\theta\cdot[\exp(-\beta t)\cdot\cos\theta t-\exp(-nt)\cdot\cos\omega_1 t]+((u-\beta A_\theta)/\theta)\cdot\exp(-\beta t)\cdot\sin\theta t+\\+((v+nA_\theta)/\omega_1)\cdot\exp(-nt)\cdot\sin\omega_1 t\\A_\theta=2A_m\theta(n-\beta)/\Delta,\ u=-A_m\theta[\omega^2-\gamma^2-4\beta(n-\beta)]/\Delta,\ v=A_m\theta[\omega^2-\gamma^2-4n(n-\beta)]/\Delta\\\gamma^2=\theta^2+\beta^2,\ \Delta=4(n-\beta)(\beta\omega^2-n\gamma^2)-(\omega^2-\gamma^2)^2\end{gathered} \tag{17}$$

вынужденные колебания с нулевыми начальными условиями.

В случае совпадения частот при $\theta=\omega_1$ и $\beta\neq n$ для $u_1(t)$, получается решение

$$\begin{gathered}u_1(t)=A_\theta\cdot[\exp(-\beta t)-\exp(-nt)]\cdot\cos\omega_1 t+[(u-\beta A_\theta)/\omega_1)\cdot\exp(-\beta t)+\\+((v+nA_\theta)/\omega_1)\cdot\exp(-nt)]\cdot\sin\omega_1 t\end{gathered} \tag{18}$$

в котором

$$\begin{gathered}\gamma^2=\omega_1{}^2+\beta^2\ ,\ u=-A_1\omega_1[n^2-\beta^2-4\beta(n-\beta)]/\Delta,\ v=A_1\omega_1(n^2-\beta^2-4n(n-\beta))/\Delta\\A_\theta=2A_1\omega_1(n-\beta)/\Delta,\ \ \Delta=4(n-\beta)[(\beta-n)\omega^2+n^2-\beta^2]-(n^2-\beta^2)^2\end{gathered}$$

В рассмотренном ранее частном случае $\beta=0$ получаем

$$\gamma^2=\theta^2,\Delta=-\Delta_1{}^2,\ A_\theta=-2A_1n\theta/\Delta_1{}^2,\ u=A_1\theta(\omega^2-\theta^2)/\Delta_1{}^2,\ v=-A_1\theta(\omega^2-\theta^2-4n^2)/\Delta_1{}^2$$

и решение (18) принимает вид:

$$u_1(t)=A_1\cdot[-2n\theta(\cos\theta t-\exp(-nt)\cdot\cos\omega_1 t)+(\omega^2-\theta^2)\cdot\sin\theta t- \\ -(\theta(\omega^2-\theta^2-2n^2)/\omega_1)\cdot\exp(-nt)\cdot\sin\omega_1 t]/\Delta_1^2 \tag{19}$$

Из него в случае совпадения частот $\theta=\omega_1$ следует решение (13), а при больших t это решение совпадает с асимптотическим решением (11).

В частном случае равенства коэффициентов затухания $\beta=n$ из (17) следует наиболее простое выражение для относительных смещений

$$u_1(t)=A_m\cdot\exp(-nt)\cdot(\sin\theta t-(\theta/\omega_1)\cdot\sin\omega_1 t)/(\omega_1^2-\theta^2) \tag{20}$$

Следует отметить, что при $\theta\to\omega_1$ и $n>0$ возникает резонанс колебаний и решение (20) принимает вид непериодических вынужденных затухающих колебаний

$$u_1(t)=-A_m\cdot\exp(-\tau/q)\cdot(\tau\cdot\cos\tau-\sin\tau)/(2\omega_1^2), \tag{21}$$

где τ − собственное безразмерное время, $\tau=\omega_1 t$, $q=\omega_1/n$. Это решение при отсутствии демпфирования (n=0) совпадает с полученным выше решением (14), а для малых n $\omega_1^2\approx\omega^2$, $\tau=\omega t$, $q=\omega/n$, и коэффициент A_m/ω_1^2 равен $u_{ст}$.

В случае ненулевых начальных условий $u_0=0$, $\dot{u}_0=-A_m/(2\omega_1)$ решение u(t) будет иметь вид

$$u(t)=-A_m\cdot\exp(-\tau/q)\cdot\tau\cdot\cos\tau/(2\omega_1^2), \tag{22}$$

т.е. полностью совпадает с первым слагаемым формулы (21) для смещений.

Вычисляя относительное смещение u и абсолютное сейсмическое ускорение $\ddot{u}(t)$ для заданного ускорения основания $\ddot{u}_g(t)$ можно построить экстремумы смещений $s(T)=\max(u(t))$ и абсолютных ускорений $c(T)=\max(\ddot{u}(t))$ при $0<t<\infty$, примеры которых приведены в монографии [7]. Кроме этого, по формуле $S_{max}=\max|s(T)|$ можно найти спектр относительных смещений, а по формуле $C_{max}=\max|c(T)|$ − величину максимального сейсмического ускорения, или спектр абсолютных ускорений в зависимости от периода T и коэффициента затухания n. Последнюю формулу, пользуясь для малых коэффициентов n выражением $\ddot{u}=-\omega^2 u$, можно записать в виде

$$m\cdot C_{max}=\kappa_c\cdot\beta_q\cdot Q \tag{23}$$

где κ_c – относительная величина пикового ускорения грунта $\kappa_c=A_m/g$, Q – вес сооружения Q=mg, β_q – коэффициент усиления колебаний $\beta_q=\omega^2 S_{max}/A_m$.

По [7] для определения коэффициента β_q И.Л. Корчинский анализировал уравнение (16) при разных величинах θ, что позволило ему получить зависимость β_q от параметра $z=\theta/\omega$. В расчетах им принимался логарифмический декремент колебаний $\delta=2\pi/q$ для системы равным 0.3, а для основания $\delta_0=\beta\cdot T_0\approx 0.1$, где T_0 величины преобладающих периодов колебаний грунта при которых имели место их максимальные ускорения. Они оказались в пределах 0.25-0.75с или $\theta=2\pi/T_0$ в пределах 8.4 – 25рад/с. Параметр β меняется при этом в пределах 0.13 – 0.4$с^{-1}$.

Ввиду того, что график для коэффициента усиления β_q напоминает график коэффициента динамичности, максимальные ординаты β_q были приняты равными

$0.6\cdot maxk_d$ при одинаковых значениях параметра δ. Полагая параметр δ=0.3, получим n=0.048ω, q=20.94, ξ=0.048 и спектр ответа смещений для (6) равен $S_{max}=(A_1/\omega^2)\cdot maxk_d$, т.е. $\beta_q= maxk_d$. Но, так как приближенный максимум k_d достигается при z=1, то $maxk_d=\omega/(2n)$ и следовательно, $S_{max}=10.42(A_1/\omega^2)$ и коэффициент усиления по (6) равен $\beta_q=10.42$.

С другой стороны, в случае совпадения частот $\theta=\omega_1$ и β≠n относительные смещения находятся по формуле (18) и экстремальные смещения определяются моментами времени, для которых $\dot{u}(t)=0$. Взяв производную по времени от смещения, получаем уравнение

$$tg\omega_1 t=-(n+\beta)\omega_1(\exp(-nt)-\exp(-\beta t))/(U_1\exp(-nt)-U_2\exp(-\beta t)) \qquad (24)$$

где $U_2=2\omega_1^2-\beta n+\beta^2$, $U_1=2\omega_1^2-\beta n+n^2$.

В частном случае β=n правая часть уравнения, как и правая часть смещений (18), имеет неопределенность типа 0/0, раскрывая которую из (24) получаем однопараметрическое уравнение

$$tg\tau=\tau/(1-q\tau) \qquad (25)$$

При этом, относительные смещения сооружения в случае β=n определяются формулой (21); экстремальные смещения определяются той же формулой, но на корнях уравнения (25).

Найдем экстремумы смещений и коэффициенты усиления колебаний для уравнения (16) при n=0.048ω, q=20.94, и значении параметра β близкому к среднему значению из интервала $0.13\text{-}0.4c^{-1}$, т.е. для β=n.

Для определения корней уравнения (25) в каждом из интервалов определения периодической функции tgτ с использованием метода последовательных приближений получим для каждого неотрицательного m итерационный процесс

$$\tau_{k+1}=arctg(\psi(\tau_k)) +m\pi,\ k=0, 1, 2\ldots, \qquad (26)$$

где $\psi(\tau)=\tau/(1-q\tau)$ в каждом из интервалов $(-\pi/2+m\pi,\ \pi/2+m\pi)$, начиная с m=0 и зависящий от единственного параметра q. Правая часть уравнения (25) равна нулю при τ=0, имеет вертикальную асимптоту при $\tau=q^{-1}$; в интервале $0<\tau<q^{-1}$ функция ψ(τ) монотонно неограниченно возрастает от нуля; при $\tau>q^{-1}$ из-за неограниченного разрыва эта функция, будучи отрицательной, монотонно возрастает от −∞ стремясь при τ→∞ к величине $-q^{-1}$.

Полагая здесь q=20.94 найдем, что наименьший корень уравнения (25) $\tau_0=0$, а первый корень составляет $\tau_1=3.09$. Следующие за τ_1 корни τ_m ввиду большого значения параметра q определяются по формуле $\tau_{m+1}=\tau_m+\pi$, где m=1,2…. Экстремальные значения u_k смещения (21) вычисленные для этих корней по формуле (25) с точностью до множителя A_m/ω_1^2 составляют:

$$u_0=0,\ u_1=-1.35,\ u_2=-2.33,\ u_3=3.01,\ u_4=-3.45,\ u_5=3.71,\ u_6=-3.83,\ u_7=3.85,\ u_8=-3.79 \qquad (27)$$

Таким образом, в итоге, относительные экстремальные смещения сооружения с четными номерами сначала убывают, достигая минимума $u_6=-3.83A_m/\omega_1^2$ при $\tau_6=18.80$, а потом начинают возрастать, оставаясь отрицательными. Смещения сооружения с нечетными номерами сначала возрастают, достигая максимума $u_7=3.85A_m/\omega_1^2$ при $\tau_7=21.94$, а затем начинают убывать, оставаясь положительными. Это означает, что колебания сооружения в начальном периоде имеют один максимум и один минимум смещений u и абсолютных ускорений $\ddot{\upsilon}$ и величина спектра смещений составляет $S_{max}=3.85A_m/\omega_1^2$, а спектра ускорений, вычисленного по приближенной формуле $\ddot{\upsilon}=-\omega^2u$, равна $C_{max}=3.85A_m$.

Величина коэффициента усиления колебаний в данном случае равна $\beta_q=3.85$. Сопоставляя ее с величиной коэффициента $\beta_q=10.42$ по решению (6) получаем, что отношение коэффициента усиления при β=n в уравнении (16) к коэффициенту усиления при β=0 того же уравнения составляет величину 0.37 вместо величины 0.6, принятой в расчетах. Но, по [7], полученный таким образом график коэффициента усиления И.Л. Корчинский скорректировал, дополнительно введя к величинам β_q поправочный коэффициент 0.5, и поэтому в зоне параметра ω от 10 до 25 рад/с была принята одинаковой максимальная величина $\beta_q=3$ вместо величины $\beta_q=3.85$ полученной по расчетам спектра ускорений по формулам (21), (25).

В результате можно констатировать, что замена максимального значения коэффициента усиления β_q приближенной величиной $0.6\cdot \max k_d$ послужила основой названия в первом (СН 8-57) и последующих вариантах строительных норм в сейсмических районах коэффициента усиления коэффициентом динамичности. Но, по сути, коэффициент динамичности является частным случаем коэффициента усиления, когда в формуле (9) принятой для описания колебаний основания параметр затухания β=0, вследствие чего название общего явления его частным вариантом, на наш взгляд, некорректно.

Отсюда непосредственно следует, что в разделе энциклопедии «Сейсмостойкость», написанном Я.М. Айзенбергом и процитированном в работе [3], коэффициент динамичности правомерно входит вместо коэффициента усиления колебаний в следующее выражение «В середине 50-х годов XX века в нормах б. СССР и США вместо ускорений грунта при определении инерционных сейсмических сил стали учитывать ускорения точек сооружения равные произведению расчетных ускорений грунта на коэффициент динамичности…». Это именно тот коэффициент, который рекомендуется в СП использовать для расчета сооружений на сейсмостойкость, и равный части коэффициента усиления при аппроксимации горизонтальных колебаний грунта простейшим видом затухающих ускорений типа (9).

Здесь можно сомневаться только в том, что принятая формула (9) удовлетворительно аппроксимирует всевозможные варианты колебаний основания и можно уточнять описание (15) для построения спектров ответа при пересмотре норм, в том числе с учетом взаимодействия сооружения с основанием.

Ошибочность обоснования определения коэффициента динамичности

В работе [3] приводится так называемое «доказательство ошибочности обоснования определения коэффициента динамичности», которое используется в различных российских научных источниках. Утверждается, что для сейсмического воздействия не существует такого статического воздействия, которое надо умножать на коэффициент динамичности. Только для одномассовых систем можно было бы понимать под «коэффициентом динамичности» отношение реакции системы к реакции аналогичной системы с бесконечной жесткостью (нулевым периодом колебаний).

Здесь имеется в виду случай T→0 хорошо известный в литературе, например [8, 9,16], приводящий к понятию пикового ускорения грунта A_m, которое еще носит название ускорения нулевого периода (**унп**). В этом случае собственная частота осциллятора ω→∞ и из уравнения (2) следует, что относительные смещения, как и относительные ускорения, равны нулю и закон колебаний его массы в точности повторяет колебания основания, а **унп** равно пиковому ускорению A_m.

Но всегда существует максимальное (пиковое) ускорение грунта, принимаемое в качестве статического воздействия, при определении смещения одномерного осциллятора (1) при $\ddot{u}_g=-A_m$ и равное $u_{ст}=A_m/\omega^2$. Сразу же заметим, что понятие коэффициента динамичности определено в литературе для гармонических осцилляторов, уже для затухающих колебаний типа (9) в монографии [7] употребляется термин спектр максимальных ускорений линейного осциллятора и достаточно полно представлена и использована концепция спектров ответа; в монографии [8] наряду с термином «коэффициент динамичности» употребляется термин «спектр ответа».

В изменении №1 к СП 14.13330.2018 [11] дано определение коэффициента динамичности как отношение максимального по модулю относительного динамического перемещения одномерного осциллятора к модулю статического перемещения. Даны разъяснения, что такое относительное динамическое перемещение и статическое перемещение; при этом под статическим перемещением понимается перемещение осциллятора на неподвижном основании от действия статической силы инерции, равной произведению массы осциллятора на величину пикового ускорения грунта. Такое определение статического перемещения полностью совпадает с приведенной выше формулой $u_{ст}=A_m/\omega^2$, если в нее подставить выражение для собственной круговой частоты $\omega^2=k/m$. В результате получается выражение $u_{ст}=mA_m/k$, описанное в определении коэффициента динамичности изменения № 1, и рассуждения в работе [3] на стр. 108–109 об ошибочности обоснования определения коэффициента динамичности, которые используется в различных российских научных источниках, представляются некорректными.

Да, действительно, статическое нагружение при сейсмическом воздействии, как утверждают авторы [3], не существует, но существует и легко определяется постоянное смещение осциллятора $u_{ст}=A_m/\omega^2$ под действием пикового ускорения грунта A_m. И то и другое необходимо для приведения к безразмерному виду (нормирования) соответствующих аналоговых или цифровых записей ускорений грунта или синтезированных акселерограмм, а также уравнений колебаний (элементов) для проведения численных или аналитических расчетов сейсмостойкости сооружений.

В рамках аналитических исследований обезразмеривание проявляется автоматически, для этого достаточно посмотреть, например, на формулы (6), (8), (14), (21), (22). Для численных методов анализа вообще, и сейсмостойкости сооружений в частности, обезразмеривание является необходимым условием проведения расчетов.

Завершая рассуждения об ошибочности обоснования определения коэффициента динамичности, авторы работы [3] пишут «В российских нормативных документах и монографиях по сейсмостойкому строительству нет корректного определения коэффициента динамичности землетрясений, отсутствует методика построения этих коэффициентов. Определить коэффициент динамичности для землетрясений не нарушая законы динамики невозможно». С другой стороны, в работе [2], предшествующей работе [3], утверждается прямо противоположное «В российских нормах для оценки сейсмических воздействий используется понятие «спектральный коэффициент динамичности». В зарубежных нормах этот же коэффициент называется спектром реакций (отклика или ответа), что более соответствует физической сущности этого параметра». То есть, с одной стороны, определить коэффициент динамичности для землетрясений, не нарушая законы динамики, невозможно, а с другой стороны, этот коэффициент существует в зарубежных нормах и предлагается, как и в работе [1], вместо термина «спектральный коэффициент динамичности» использовать более правильный, отвечающий физической сущности термин «спектр максимальных реакций».

Ограничения коэффициента динамичности

Кроме непоследовательности и противоречиях в возможности определения и названия коэффициента динамичности для землетрясений в работе [2] содержатся ошибочные положения, связанные с критикой норм в отношении кривых (зависимостей) для коэффициента динамичности. Авторы [2] утверждают, что в нормах содержится ошибочное ограничение, связанное с тем, что во всех случаях значения коэффициента динамичности β должны приниматься не менее 0.8 (β>0.8), что не соответствует спектрам откликов реальных землетрясений и не позволяет выполнять расчеты большепролетных и сейсмоизолированных мостов, так как при увеличении периода колебаний перемещения должны будут стремиться к бесконечности. Несмотря на это, пишут авторы [2], пересмотреть данное ограничение авторы норм не решаются. Решились, но только в изменении № 1 к СП 14.13330.2018, где это ограничение снято.

Обоснование ошибочности этого ограничения в [2] строится на ошибочном же утверждении, что при $T\to\infty$ перемещения должны будут стремится к бесконечности. Но, так как $\omega=2\pi/T$, то круговая частота $\omega\to 0$ при $T\to\infty$ и из уравнения (1) следует, что при $\omega\to 0$ $\ddot{\upsilon}=\ddot{u}+\ddot{u}_g\to 0$ при всех $t\geq 0$, т.е. абсолютное ускорение $\ddot{\upsilon}$ сооружения равно нулю при $T=\infty$. Интегрируя уравнение $\ddot{\upsilon}=0$ с нулевыми начальными условиями, получаем $u+u_g=0$, т.е. относительные смещения сооружения становятся прямо противоположными горизонтальным смещениям основания, определяемым сейсмограммой, но никак не равны бесконечности, как утверждается в работе [2].

Этот же вывод можно элементарно получить из выражения относительного смещения $u(t)$ через интеграл Дюамеля, так как он содержит под знаком интеграла неопределенность $\sin\omega_1(t-\tau)/\omega_1$ при $\omega_1\to 0$. Раскрывая эту неопределенность и применяя интегрирование по частям, получим, с учетом нулевых начальных условий, требуемое выражение $u(t)=-u_g(t)$ при $t\geq 0$.

Утверждение о том, что при $T\to\infty$ перемещения должны стремиться к бесконечности, представляет собой элементарную, но не единственную существенную ошибку, допущенную в работе [2] в критическом анализе состояния нормативной документации по расчету сооружений на землетрясения, тем более, что качественная формулировка полученного выше соотношения $u(t)=-u_g(t)$ при $\omega_1\to 0$ приведена в монографии [17], изданной в 2018 г.

Роль отечественных ученых в формировании концепции спектров ответов

В работе [4] авторы пишут, что введение разработчиками норм СССР и РФ вместо спектров ответов не имеющих физического смысла понятий «динамического коэффициента» практически исключило российских ученых из этих дискуссий и исследований и что была допущена серьезная методическая ошибка, когда при задании исходной сейсмической информации были использованы динамические коэффициенты, а не спектры реакций (ответов).

Но в монографии [7], как и в других работах ученых бывшего СССР и РФ, в том числе в [1–4], не упоминается работа [20] основоположника нелинейной механики разрушения М.Я. Леонова, вышедшая в 1974 г. В этой незамеченной основополагающей работе разработана методика определения экстремальных перемещений, а, следовательно, и спектров ответа как при упругих деформациях, так и деформациях за пределом упругости. В ней впервые введено понятие острого резонанса на основе недемпфированных колебаний жесткого сооружения, опирающегося на податливые в горизонтальном направлении опоры, основания которых расположены на общем фундаменте, т.е. нелинейного уравнения без демпфирования

$$m \cdot \ddot{u} + F(u) = -m \cdot \ddot{u}_g(t) \qquad (28)$$

Правую часть как линейного уравнения, так и нелинейного уравнения с учетом демпфирования можно рассматривать как некую сейсмическую силу, которая увеличивает кинетическую энергию колебаний сооружения тогда и только тогда, когда ее знак совпадает со знаком скорости $\dot{u}$. Динамический эффект является максимальным, когда сейсмическая сила является постоянной по модулю и меняет знак при максимальных значениях смещений опор. Такой случай назван в [20] острым резонансом. Из сказанного следует, что при остром резонансе $\ddot{u}_g(t) = -bg \cdot \mathrm{sign}(\dot{u})$, где b – показатель балльности данного микрорайона. Постоянную b можно задавать, считая, что ожидаемое максимальное ускорение при возможном землетрясении равно $\max(\ddot{u}_g(t))$, т.е. $bg = A_m$, причем указанный максимум берется из известных акселерограмм. При этом, нелинейное относительно смещений уравнение (28) с учетом затухания колебаний записывается в виде

$$\ddot{u} + 2n \cdot \dot{u} + m^{-1} \cdot F(u) = A_m \cdot \mathrm{sign}(\dot{u}), \qquad (29)$$

а уравнение с линейной восстанавливающей силой, следующее из уравнения (29) − в виде

$$\ddot{u} + 2n \cdot \dot{u} + \omega^2 \cdot u = A_m \cdot \mathrm{sign}(\dot{u}) \qquad (30)$$

Это нелинейное относительно скорости колебаний уравнение описывает колебания сооружений, для которых возможен переход к автоколебаниям − стационарным периодическим решениям. То есть, динамическая система (30) с линейной восстанавливающей силой становится автоколебательной [21–22].

Работа [20] является существенным развитием концепции спектров ответов, отсутствующим в работах зарубежных исследователей и не вошедшей не только в зарубежные нормы по расчету сооружений на землетрясения технически развитых стран, но и в актуализируемые строительные нормы РФ, несмотря на предложения [21–22] в этом направлении.

Указанные выше сейсмические силы $\ddot{u}_g(t) = -A_m \cdot \mathrm{sign}(\dot{u})$ вызывают более интенсивные колебания, чем действительные, вычисленные в том числе на основе баз инструментальных записей колебаний грунта, и содержащие информацию о более чем 50 тысячах землетрясений, которые произошли за последние 30 лет в различных точках земного шара, в том числе на территории РФ. Они могут быть интерпретированы как вызывающие наиболее сильные землетрясения, потенциально возможные на данной площадке, т.е. могут быть отнесены к модели воздействия при генерации сейсмических воздействий под сооружение. Более того, в соответствии с п.6 статьи 16 Федерального закона № 384-ФЗ [23] они являются аварийными сейсмическими воздействиями, вызывающими аварийную ситуацию, имеющую малую вероятность возникновения и небольшую продолжительность, но являющуюся важной с точки зрения последствий достижения предельных состояний, которые могут возникнуть при этой ситуации.

Уравнение (30) подробно исследовано в [21, 22] методом припасовывания и с применением рядов Фурье. Построено точное решение периодического процесса с периодом собственных колебаний $T = 2\pi/\omega_1$ и амплитудой $A_\omega = (A_m/\omega^2) \cdot \mathrm{cth}(\pi n/2\omega_1)$, совпавшей с амплитудой стационарных колебаний, приведенной в монографии К. Магнуса [24].

Особый интерес представляет сопоставление амплитуды автоколебаний A_ω при остром резонансе с максимальным значением $A_{max} = A_m/(2n\omega_1)$ амплитуды резонансной кривой, в том числе при малых значениях параметра затухания n путем введения коэффициента $h_u(n) = A_\omega/A_{max}$. Указанный коэффициент равен $h_u = (2n/\omega) \cdot \mathrm{cth}(\pi n \omega_1/2\omega^2)$ и имеет неопределенность при n=0, так как A_ω и A_{max} неограничены при n→0. Раскрывая неопределенность и переходя к пределу при n→0, получаем коэффициент $h_u(0)=4/\pi\approx1.273$. Это значит, что амплитуда автоколебаний на частоте ω_1 превосходит приближенное резонансное значение амплитуды A во всем интервале коэффициента демпфирования n ($0\le\xi<1$), но не более чем на величину 0.273, и они равны в случае вырождения колебаний (перехода к апериодическому движению при $\xi=1$).

Используя данные баз записей совместно с характеристиками, описывающими источники землетрясений, зная инженерно-геологические условия строительной площадки и владея методом построения спектров ответов для нерезонансных и резонансных колебаний, а также для колебаний в случае острого резонанса, можно рассчитывать индивидуальные спектры ответов, в том числе для особых и аварийных сейсмических воздействий, требуемых ГОСТ 27751-2014 [25], СП 296.1325800.2017 [26] и Федеральным законом № 384-ФЗ [23].

Это указывает на то, что ученые бывшего СССР и РФ не только не были исключены из дискуссий и исследований по поводу развития концепции спектров реакций (ответов), но внесли существенный вклад за счет введения острого резонанса в формирование аварийных сейсмических воздействий, вызывающих аварийную ситуацию и требуемую Федеральным законом № 384-ФЗ.

Заключение

1. В последнее время появился ряд публикаций [1–4], посвященных критическому анализу состояния отечественной нормативной документации по расчету сооружений на землетрясения, где утверждается, например [2], что безответственность и небрежность авторов норм создает впечатление, что разработчики норм не обладают достаточными знаниями в теоретической механике, механике сплошных сред, спектральном анализе и не знакомы с состоянием и достижениями в области нормирования и сейсмической инженерии технически развитых стран. Российские нормы, пишут авторы работ [2, 3] не соответствуют современному уровню и достижениям в области обеспечения сейсмостойкости сооружений и, что разработчиками норм СССР и РФ была допущена серьезная методическая ошибка, когда при задании исходной сейсмической информации были использованы динамические коэффициенты, а не спектры реакций (ответов) и, что определять коэффициенты динамичности для землетрясений, не нарушая законы динамики невозможно.

2. В работе [3], со ссылкой на зарубежные нормы технически развитых стран, а также на монографии известных зарубежных ученых, выдвинуто ошибочное утверждение о том, что при землетрясениях наземные части сооружений не подвержены воздействиям никаких внешних сил и что внутренние напряжения и деформации в элементах сооружений создаются исключительно благодаря динамическим реакциям на движение их оснований. В ней не утверждается, что отмена действия силы тяжести связана с неадекватностью (неполнотой) математических моделей взаимодействия оснований и сооружений, а считается, что если в уравнениях колебаний явно отсутствует сила тяжести, то она не действует на сооружение. Эта неполнота представлений присутствует в уравнении горизонтальных колебаний в переводных и отечественных работах, но в них, в отличие от рецензируемых работ, не утверждается, что при землетрясениях наземные части сооружений не подвержены воздействиям никаких внешних сил.

3. Выявлены основные причины неполноты (неадекватности) математических моделей оснований и сооружений и их взаимодействия, заключающиеся в том, что центр тяжести сооружения располагается на уровне основания, а также в том, что при

выводе уравнений горизонтальных и вертикальных колебаний сооружения используется неполная (избирательная) деформируемость основания. В случае горизонтальных сейсмических воздействий используется податливое в горизонтальном направлении основание и неподатливое для вертикальных и качательных колебаний; в случае вертикальных сейсмических воздействий используется податливое в вертикальном направлении основание и неподатливое для горизонтальных и качательных колебаний. В виду этого утверждение в работе [2] о том, что отсутствует оценка взаимодействия сооружения с грунтом при сейсмических воздействиях, отнесенная к ошибочным положениям и недостаткам актуализируемых российских норм, становится бессмысленным. Но избирательная деформируемость основания при выводе классических уравнений горизонтальных и вертикальных колебаний не позволяет возникнуть качательным колебаниям сооружения при только горизонтальных или только вертикальных сейсмических воздействиях, и именно это является существенным недостатком математического моделирования процессов колебаний сооружений на полностью деформируемом основании.

4. Для устранения этого недостатка в работе приведены дифференциальные уравнения поступательных и качательных плоскопараллельных колебаний жесткого сооружения на полностью податливом основании, включающие воздействия силы тяжести. Из них, как частный случай, следует, что при стремлении высоты центра тяжести к нулю указанные уравнения превращаются в классические линейные уравнения колебаний в горизонтальном и вертикальном направлениях. Основной задачей здесь, наряду с требованием определения устойчивости состояния равновесия (устойчивости к сдвигу и опрокидыванию) предписанного нормами [10, 11] является задача определения динамической устойчивости (реализуемости) чисто горизонтальных и вертикальных колебаний сооружения, а также других движений, возникающих при отсутствии как горизонтальных так и вертикальных сейсмических воздействий, требования к необходимости проведения которых отсутствуют в научных публикациях и предложениях к нормам нового поколения [27–29].

5. В работе [3] утверждается, что ни одном из сводов правил РФ (имеются в виду документы СП 14.13330.2018, СП 268.132800.2016 и др.) по расчету на сейсмические воздействия не дается определение коэффициента динамичности и, что в монографиях российских авторов по расчету сооружений на сейсмостойкость нет ни определений коэффициентов динамичности для землетрясений, ни способов расчета. Считается, что определить коэффициенты динамичности для землетрясений, не нарушая законы динамики, невозможно. Нам представляется, что приведенное утверждение говорит о том, что авторы работ [1–4] либо не знакомы, либо пренебрегают отечественной и переводной научно-технической литературой в области сейсмостойкости сооружений. Определение коэффициента динамичности дается в изменении № 1 к СП 14.13330.2018 [11] утвержденном и введенном в действие приказом № 886/пр Минстроя России от 26 декабря 2019 г. Также следует отметить, что определение коэффициента динамичности, его максимальная величина и другие свойства приведены в монографиях С.В. Полякова [7] и С.П. Тимошенко [18], где излагаются основы общей теории колебаний.

6. Несмотря на утверждения авторов работ [1, 2] о том, что в российских учебниках и пособиях по динамике сооружений, а также в курсах лекций о концепции спектров ответов даже не упоминается, концепция достаточно полно представлена в монографиях С.В. Полякова [7] и А.Н. Бирбраера [8] в разделах, относящихся к спектральным методам определения сейсмических нагрузок и спектрах отклика. Кроме того, в 1980 г. были изданы переводные монографии [9, 16], где также представлены концепции спектров максимальных реакций (откликов) конструкций на сейсмические воздействия. Также в 2018 г. издана монография А.Г. Тяпина [17], посвященная выходу в свет новой редакции американского Стандарта ASCE4-16, которая призвана заменить

прежний Стандарт ASCE4-98, по которому рассчитывались на сейсмические воздействия многие объекты атомной отрасли.

7. В работе [3] приводится так называемое «доказательство ошибочности обоснования коэффициента динамичности», который используется в различных российских научных источниках. Первая часть доказательства строится на том, что в правой части уравнения (3) работы [3], совпадающим с уравнением (1), есть только один параметр, который характеризует кинематическое возмущение и при этом якобы нет никаких сейсмических сил. Но уравнение (3) из [3] получено делением на массу обеих частей уравнения (2), в правой части которого стоит выражение для сейсмической силы. Умножение и деление правой части уравнения (3) на массу, пишут авторы, никоим образом не приводит к появлению силы, забывая о том, что для появления силы требуется умножить обе части уравнения (3) на массу и получить уравнение (2), в правой части которого стоит именно сейсмическая сила, равная произведению массы тела на величину переносного ускорения.

8. По мнению авторов работы [3] второе ошибочное действие заключается в отбрасывании первых двух членов в уравнении (1) и замене переносного ускорения некоторой постоянной величиной. В результате появляется величина статического относительного перемещения осциллятора в виде формулы (5) из [3]. В отношении этой простейшей формулы у авторов возникает сильное сомнение − вследствие чего появляется статическое перемещение, если не учитывается масса и статическое нагружение при сейсмическом воздействии не существует? Здесь опять присутствует ошибочное суждение, суть которого в том, что за постоянную величину переносного ускорения требуется принимать величину пикового ускорения грунта и формула (5) интерпретируется как статическое перемещение. Следовательно, вывод в работе [3] о том, что определение статического перемещения системы с одной степенью свободы при кинематическом возбуждении основания не верен, представляется ошибочным. При этом доказательство ошибочности обоснования коэффициента динамичности, приведенное в работе [3], представляет собой заблуждение, основанное, возможно, на незнании некоторых положений отечественной и переводной научно-технической литературы.

9. Авторы работы [2] утверждают, что в нормах содержится ошибочное ограничение, связанное с тем, что во всех случаях значения коэффициента динамичности должны приниматься не менее 0.8. Несмотря на это, пишут авторы, пересмотреть данное ограничение авторы норм не решаются. Решились, но в изменении № 1 к СП 14.13330.2018, где это ограничение снято. Здесь интересно то, что обоснование ошибочности ограничения строится на неверном, на наш взгляд, утверждении, что при увеличении периода колебаний перемещения должны будут стремиться к бесконечности. Но так как при неограниченном периоде колебания круговая частота равна нулю, то из уравнения (1) следует, что абсолютное ускорение также равно нулю. Интегрируя это уравнение с нулевыми начальными условиями получаем, что сумма относительных смещений и горизонтальных смещений основания равна нулю. Этот же вывод можно получить из выражения для относительного смещения через интеграл Дюамеля, так как у него под знаком интеграла содержится неопределенность типа 0/0 при стремлении круговой частоты (с учетом затухания) к нулю. Раскрывая эту неопределенность и применяя интегрирование по частям, получим, как и ранее, что относительные смещения сооружения прямо противоположны горизонтальным смещениям основания, но никак не равны бесконечности, как утверждается в работе [2].

10. В работе [4] авторы пишут, что введение вместо спектров ответов разработчиками норм СССР и РФ не имеющего физического смысла понятия коэффициента динамичности практически исключило российских ученых их этих

дискуссий и исследований. Но в монографии [7] как и работах других ученых, в том числе в [1–4] не упоминается работа [20] основоположника нелинейной механики разрушения М.Я. Леонова, вышедшая в 1974 г. В этой незамеченной работе разработана методика определения экстремальных перемещений, а, следовательно, и спектров ответа как при упругих деформациях, так и при деформациях за пределом упругости. В ней впервые введено понятие острого резонанса путем сведения нелинейного и линейного относительно смещений уравнения к нелинейным относительно скоростей смещений уравнениям. При этом, как показано в [21, 22], уравнение описывает колебания сооружения, для которых возможен переход к автоколебаниям – стационарным периодическим решениям. Работа [20] является существенным развитием концепции спектров ответов, отсутствующим в работах зарубежных исследователей и не вошедшая не только в зарубежные нормы по расчету сооружений на землетрясения технически развитых стран, но и в актуализированные строительные нормы РФ, несмотря на предложения [21, 22] в этом направлении. Это указывает на то, что ученые бывшего СССР и РФ не только не были исключены из дискуссий и исследований по поводу развития концепции спектров реакций (ответов), но внесли существенный вклад за счет введения острого резонанса в формирование аварийных сейсмических воздействий, вызывающих аварийную ситуацию и требуемую Федеральным законом № 384-ФЗ.

11. Утверждение авторов работы [2], изложенное в п.1 заключения и адресованное разработчикам российских норм, на наш взгляд, можно в полной мере обратить и самим авторам.

Предложения в нормы по сейсмостойкому строительству

На данный момент существует Свод правил [10] по строительству в сейсмических районах и Изменения № 1, 2 к этому СП. В основном Своде правил [10] выставлено требование о том, что при выполнении расчетов сооружений с учетом сейсмических воздействий следует применять две расчетные ситуации: а) сейсмические нагрузки соответствуют расчетному землетрясению (РЗ); б) сейсмические нагрузки соответствуют контрольному землетрясению (КЗ). При этом для зданий и сооружений с простым конструктивно-планировочным решением для расчетной ситуации РЗ расчетные сейсмические нагрузки допускается определять с применением консольной расчетно-динамической модели (РДМ), т.е. взаимодействие сооружения с основанием следует принимать в виде жесткого защемления. При расчетной ситуации КЗ необходимо применять пространственные РДМ конструкций и учитывать пространственный характер сейсмических воздействий; в пространственной РДМ следует учитывать динамическое взаимодействие сооружения с основанием. Кроме того, вертикальную сейсмическую нагрузку необходимо учитывать совместно с горизонтальной, в частности, при расчете сооружений на устойчивость против опрокидывания или против скольжения. В приложении Г СП [10] указывается, что целью расчетов на действие КЗ является оценка общей устойчивости, неизменяемости, однородности конструкций сооружения, допустимости уровня ускорений, перемещений, скоростей в элементах здания, сооружения и т.д. Но нигде по тексту не объясняется, что такое общая устойчивость и чем она отличается от устойчивости против опрокидывания или против скольжения. Тем более в приложении Г не приводятся методы, или хотя бы основные положения расчета этих видов устойчивости; рассматриваются только вынужденные колебания системы с применением инструментальных или синтезированных акселерограмм.

В 2018 г. вводится в действие Изменение № 1, где вводятся понятия спектра коэффициентов динамичности и спектра ответа в ускорениях, а также понятия РДМ, живучести строительной конструкции и прогрессирующего (лавинообразного) обрушения. Здесь, во втором абзаце п. 4, появляется требование заменить слова: «снижающие риск прогрессирующего обрушения сооружения или его частей и обеспечивающие «живучесть» сооружений при сейсмических воздействиях» на «обеспечивающее зданиям или сооружениям живучесть и устойчивость к прогрессирующему обрушению при сейсмических воздействиях. Требования по проектированию зданий и сооружений в целях обеспечения их защиты от прогрессирующего обрушения следует принимать согласно СП 385.1325800». Но определение «устойчивость против прогрессирующего обрушения» сильно напоминает определение «живучесть строительной конструкции» из Изменения № 1.

Но главное в РДМ Изменения № 1 совершенно другое – она не допускает учет динамического взаимодействия сооружения с основанием и, как следствие, не позволяет возникнуть качательным колебаниям сооружения при только горизонтальных или только вертикальных сейсмических воздействиях. Как следствие, в рамках Изменения № 1 невозможно определить устойчивость сооружения к опрокидыванию, так как вновь вводится избирательная деформируемость основания как при выводе классических уравнений горизонтальных и вертикальных колебаний. В 2022 г. выходит Изменение № 2 в котором требуется исключить подраздел 9.4 и приложения Б, В, а приложению Г присвоить новое название. Таким образом, требование П. 5.10 СП 14.13330.2018 об учете динамического взаимодействия сооружения с основанием вновь восстановлено в своих правах. Следовательно, приведенные в работе дифференциальные уравнения поступательных и качательных плоскопаралельных колебаний жесткого сооружения на полностью податливом основании, включающие воздействие силы тяжести, позволяют провести расчет устойчивости сооружения против опрокидывания или против скольжения. Основной задачей здесь, наряду с требованием определения устойчивости состояния равновесия (устойчивости к сдвигу и опрокидыванию), является задача определения динамической устойчивости (реализуемости) чисто горизонтальных и вертикальных колебаний сооружения, а также других движений, возникающих при отсутствии как горизонтальных так и вертикальных сейсмических воздействий, требования к необходимости проведения которых отсутствуют в научных публикациях и предложениях к нормам нового поколения.

Список литературы

1. Курбацкий Е.Н. Спектры максимальных реакций (откликов) конструкций на сейсмические воздействия // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2009. № 5. С. 53–58.

2. Курбацкий Е.Н., Мазур Г.Э., Мондрус В.Л. Критический анализ состояния нормативной документации по расчету сооружений на землетрясения // *ACADEMIA. Архитектура и строительство.* 2017. № 2. С. 95–102.

3. Курбацкий Е.Н., Мондрус В.Л. Динамические коэффициенты или спектры реакций (ответов) сооружений на сейсмические воздействия? // *ACADEMIA. Архитектура и строительство.* 2019. № 1. С.107–114.

4. Курбацкий Е.Н., Пестрякова Е.А., Харитонов С.С. Соотношения между амплитудными спектрами Фурье и спектрами максимальных реакций (спектрами ответов) на землетрясения // *Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции.* 2020. № 1(87). С. 20–30.

5. Понтрягин Л.С. Обыкновенные дифференциальные уравнения. М.: Наука.1965. 332 с.

6. Андронов А.А., Витт А.А., Хайкин С.Е. Теория колебаний. М.: Наука. 1981. 586 с.

7. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий (основы теории сейсмостойкости). М.: Высшая школа. 1983. 304 с.

8. Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость. С-Пб.: Наука.1998. 256 с.

9. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. М.: Стройиздат. 1980. 342 с.

10. СП 14.13330.2018 «СНиП 11-7-81* Строительство в сейсмических районах». М.: Стандартинформ. 2018.

11. Изменение № 1 к СП 14.13330.2018 «СНиП 11-7-81* Строительство в сейсмических районах». М.: Стандартинформ. 2018.

12. Тимошенко С., Юнг Д. Инженерная механика. М.: Гос-ое научно-техническое изда-во машиностроительной литературы.1960. 507 с.

13. Пановко Я.Г. Основы прикладной теории колебаний и удара. Ленинград: Машиностроение. 1976. 315 с.

14. Ведяков И.И., Востров В.К. Развитие моделей колебаний ответственных сооружений и нормативных подходов к расчетам на сейсмические воздействия // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2021. № 2. С. 18–37.

15. Демидович Б.П. Лекции по математической теории устойчивости. М.: Наука.1967.472 с.

16. Ньюмарк Н., Розенблюэт Э. Основы сейсмостойкого строительства. М.: Стройиздат. 1980. 344 с.

17. Тяпин А.Г. Современные нормативные подходы к расчету ответственных сооружений на сейсмические воздействия. М.: Издательство АСВ. 2018. 518 с.

18.Тимошенко С.П. Колебания в инженерном деле. М.: Наука. 1967. 444 с.

19. Востров В.К. Линейные и нелинейные колебания оснований с периодическими и почти периодическими сейсмическими воздействиями // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений.* 2019. № 2. С. 33–42.

20. Леонов М.Я. Острый резонанс за пределом упругости при сейсмических колебаниях простейших сооружений // *Известия АН Киргизской ССР.* 1974. № 5. С.61–66.

21. Ведяков И.И., Востров В.К. Аварийные расчетные ситуации и аварийные сейсмические нагрузки // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений.* 2016. № 5. С. 33–38.

22. Ведяков И.И., Востров В.К. Принцип максимума Л.С. Понтрягина и аварийные сейсмические нагрузки // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2018. № 1. С. 18–26.

23.Технический регламент о безопасности зданий и сооружений. Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. № 384.

24. Магнус К. Колебания. Введение в исследование колебательных систем. М.: Мир. 1982. 304 с.

25. ГОСТ 27751−2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. М.: Стандартинформ. 2014.

26. СП 296 1325800.2017 Здания и сооружения. Особые воздействия. М.: Стандарт информ. 2017.

27. Тяпин А.Г. Сейсмоизоляция под фундаментом сооружения, взаимодействующего с основанием. Часть I. Одномерная линейная модель // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений.* 2016. № 5. С. 25–32.

28. Тяпин А.Г. Некоторые соображения о нормах нового поколения. Часть I: Общие положения и задание сейсмического воздействия // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений.* 2019. № 5. С. 7–14.

29. Тяпин А.Г. Некоторые соображения о нормах нового поколения. Часть II: Определение совместных усилий в линейно-спектральном методе // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений.* 2019. № 5. С. 15–18.

References

Kurbatskij E.N. Spektry maksimal'nykh reaktsij (otklikov) konstruktsij na sejsmicheskie vozdejstviya. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij*. 2009, no. 5, pp. 53–58 [In Russian]

2. Kurbatskij E.N., Mazur G.E., Mondrus V.L. Kriticheskij analiz sostoyaniya normativnoj dokumentatsii po raschetu sooruzhenij na zemletryaseniya. *ACADEMIA. Arhitektura i stroitel'stvo*. 2017, no. 2, pp. 95–102. [In Russian]

3. Kurbatskij E.N., Mondrus V.L. Dinamicheskie koefficienty ili spektry reaktsij (otvetov) sooruzhenij na sejsmicheskie vozdejstviya? *ACADEMIA. Arhitektura i stroitel'stvo*. 2019, no. 1, pp.107–114. [In Russian]

4. Kurbatskij E.N., Pestryakova E.A., Haritonov S.S. Sootnosheniya mezhdu amplitudnymi spektrami Fur'e i spektrami maksimal'nyh reaktsij (spektrami otvetov) na zemletryaseniya. *Teoriya inzhenernyh sooruzhenij. Stroitel'nye konstruktsii*. 2020, no. 1(87), pp. 20–30. [In Russian]

5. Pontryagin L.S. Obyknovennye differencial'nye uravneniya. M.: Nauka.1965. 332 p. [In Russian]

6. Andronov A.A., Vitt A.A., Hajkin S.E. Teoriya kolebanij. M.: Nauka. 1981. 586 p. [In Russian]

7. Polyakov S.V. Sejsmostojkie konstruktsii zdanij (osnovy teorii sejsmostojkosti). M.: Vysshaya shkola. 1983. 304 p. [In Russian]

8. Birbraer A.N. Raschet konstruktsij na sejsmostojkost'. S-Pb.: Nauka.1998. 256 p. [In Russian]

9. Okamoto SH. Sejsmostojkost' inzhenernyh sooruzhenij. M.: Strojizdat. 1980. 342 p. [In Russian]

10. SP 14.13330.2018 «SNiP 11-7-81* Stroitel'stvo v sejsmicheskih rajonah». M.: Standartinform. 2018. [In Russian]

11. Izmenenie № 1 k SP 14.13330.2018 «SNiP 11-7-81* Stroitel'stvo v sejsmicheskih rajonah». M.: Standartinform. 2018. [In Russian]

12. Timoshenko S., Yung D. Inzhenernaya mekhanika. M.: Gos-oe nauchno-tekhnicheskoe izda-vo mashinostroitel'noj literatury.1960. 507 p. [In Russian]

13. Panovko Ya. G. Osnovy prikladnoj teorii kolebanij i udara. Leningrad: Mashinostroenie. 1976. 315 p. [In Russian]

14. Vedyakov I.I., Vostrov V.K. Razvitie modelej kolebanij otvetstvennyh sooruzhenij i normativnyh podhodov k raschetam na sejsmicheskie vozdejstviya. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2021, no. 2, pp. 18–37. [In Russian]

15. Demidovich B.P. Lektsii po matematicheskoj teorii ustojchivosti. M.: Nauka.1967. 472 p. [In Russian]

16. N'yumark N., Rozenblyuet E. Osnovy sejsmostojkogo stroitel'stva. M.: Strojizdat. 1980. 344 p. [In Russian]

17. Tyapin A.G. Sovremennye normativnye podhody k raschetu otvetstvennyh sooruzhenij na sejsmicheskie vozdejstviya. M.: Izdatel'stvo ASV. 2018. 518 p. [In Russian]

18. Timoshenko S.P. Kolebaniya v inzhenernom dele. M.: Nauka. 1967. 444 p. [In Russian]

19. Vostrov V.K. Linejnye i nelinejnye kolebaniya osnovanij s periodicheskimi i pochti periodicheskimi sejsmicheskimi vozdejstviyami. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2019, no. 2, pp. 33–42. [In Russian]

20. Leonov M.Ya. Ostryj rezonans za predelom uprugosti pri sejsmicheskih kolebaniyah prostejshih sooruzhenij. *Izvestiya AN Kirgizskoj SSR*. 1974, no. 5, pp. 61–66. [In Russian]

21. Vedyakov I.I., Vostrov V.K. Avarijnye raschetnye situatsii i avarijnye sejsmicheskie nagruzki. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2016, no. 5, pp. 33–38. [In Russian]

22. Vedyakov I.I., Vostrov V.K. Princip maksimuma L.S. Pontryagina i avarijnye sejsmicheskie nagruzki. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2018, no. 1, pp. 18–26. [In Russian]

23. Tekhnicheskij reglament o bezopasnosti zdanij i sooruzhenij. Federal'nyj zakon ot 30 dekabrya 2009 g. № 384. [In Russian]

24. Magnus K. Kolebaniya. Vvedenie v issledovanie kolebatel'nyh sistem. M.: Mir. 1982. 304 p. [In Russian]

25. GOST 27751−2014 Nadezhnost' stroitel'nyh konstrukcij i osnovanij. Osnovnye polozheniya. M.: Standartinform. 2014. [In Russian]

26. SP 296 1325800.2017 Zdaniya i sooruzheniya. Osobye vozdejstviya. M.: Standart inform. 2017. [In Russian]

27. Tyapin A.G. Sejsmoizolyaciya pod fundamentom sooruzheniya, vzaimodejstvuyushchego s osnovaniem. CHast' I. Odnomernaya linejnaya model'. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2016, no. 5, pp. 25–32. [In Russian]

28. Tyapin A.G. Nekotorye soobrazheniya o normakh novogo pokoleniya. Chast' I: Obshchie polozheniya i zadanie sejsmicheskogo vozdejstviya. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2019, no. 5, 7–14. [In Russian]

29. Tyapin A.G. Nekotorye soobrazheniya o normah novogo pokoleniya. Chast' II: Opredelenie sovmestnyh usilij v linejno-spektral'nom metode. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2019, no. 5, pp. 15–18. [In Russian]

Информация об авторе/ Information about author

Востров Владимир Кузьмич, доктор технических наук. Москва. Российская Федерация

Vladimir K. Vostrov, Dr. Sci. (Eng.). Moscow. Russian Federation