

**ՇԻՆԱՐԱՐԱԿԱՆ ԿՈՆՍՏՐՈՒԿՑԻԱՆԵՐ, ՇԵՆՔԵՐ,
ԿԱՌՈՒՅՑՆԵՐ ԵՎ ՇԻՆԱՐԱՐԱԿԱՆ ՆՅՈՒԹԵՐ**

УДК 699.841

Ր.Ա. ԱՏԱԵԿՅԱՆ

**ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЕЛИЧИН
СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК ПО ДЕЙСТВУЮЩИМ НОРМАМ
СЕЙСМОСТОЙКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА
(Վանաձոր)**

Проведена оценка точности определения сейсмических нагрузок согласно нормам сейсмостойкого строительства РА (СНРА II-6.02–2006) и по СНиП II-7-81* путем сравнения результатов соответствующих расчетов с данными, полученными предложенным нами альтернативным универсальным методом. Согласно предложенному методу, на уровне фундаментов здания прилагается некоторое сейсмическое воздействие, вызывающее смещения фундаментов, и определяется характер колебательного движения здания. Соответствующие внешние нагрузки, которые могли бы вызвать такие же колебания, принимаются как сейсмические.

Ключевые слова: землетрясение, сейсмическая нагрузка, коэффициент динамичности, ускорения грунтов, период свободных колебаний.

Известно, что согласно нормам сейсмостойкого строительства РА (СНРА II - 6.02 –2006), как и по СНиП II-7-81*, в отличие от Еврокода (EN1998-1:2004/12E), сейсмические нагрузки определяются для определенной массы на этаж, на уровень или на определенную часть сооружения. При этом основополагающие выражения для определения сейсмических нагрузок получены из условия жесткой заделки сооружения в основание и их совместного колебания. Однако для реальных сооружений заделку в грунт можно считать условно жесткой только при скальных грунтах и для свайных фундаментов. Для обычных фундаментов (загруженных весом здания) ускорения фундаментов могут в несколько раз отличаться от ускорений на поверхности свободной от нагрузки грунтов, что подтверждается многочисленными инструментальными данными инженерно-сейсмометрических станций. Здесь необходимо отметить тот очевидный фактор, что сейсмические воздействия передаются сооружениям через фундаменты. Однако как ни парадоксально, в существующих методах расчета фундаменты не фигурируют, а сейсмические нагрузки на уровне фундаментов принимаются равными нулю, что является поводом

для многолетних дискуссий. Реакция реальных сооружений на сейсмические воздействия и распределение сейсмических нагрузок в сооружении зависят от множества факторов для каждого конкретного сооружения и количественно не могут отражаться обобщенным выражением коэффициента динамичности β или предложенным в нормах графиком.

В настоящей работе сделана попытка оценки точности определения сейсмических нагрузок путем сравнения результатов расчета по действующим нормам с данными, предложенными альтернативным методом [1,2]. Отметим, что предложенный метод позволяет учитывать прочностные характеристики грунтов оснований, размеры фундаментов, угол падения сейсмического луча и ряд других факторов. При этом приняты следующие основные исходные положения, которые, по нашему мнению, более реально отражают поведение сооружений при сейсмических воздействиях:

1) Здание рассматривается как свободно стоящее на грунте (рис.1) с одной горизонтальной, условной связью. При этом прочность условной горизонтальной связи с основанием ограничена рядом реальных факторов [3 -5].

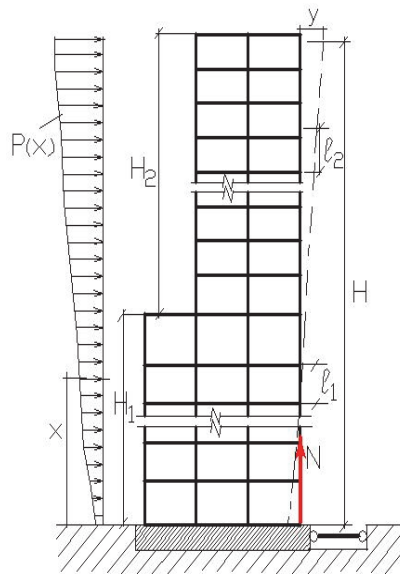


Рис. 1. Расчетная схема

2) В контакте грунт-фундамент действуют только сжимающие усилия (растягивающие усилия не могут иметь место, кроме свайных фундаментов). Такой подход не исключает опрокидывание зданий без разрушения конструкций, что нередко наблюдается при сильных землетрясениях.

3) Принимается, что при землетрясении импульсное воздействие – смещение оснований приводит к некоторому перемещению фундаментов, а колебания сооружения зависят от его динамических характеристик и взаимодействия с основанием. При этом для определения сейсмических нагрузок используются только механические и динамические характеристики грунтов оснований и сооружения, без применения каких бы ни было неявных коэффициентов, в том числе β .

Напряжения в грунте при прохождении сейсмических волн, его смещения и скорости соответственно представлены следующими выражениями [6, 7]:

$$\begin{aligned} \tau_{\max} &= \rho g A V_S (T_S / 2\pi), \\ U_0 &= g A / \omega_0^2, \quad V_0 = g A / \omega_0, \end{aligned} \quad (1)$$

где ρ - плотность грунта; A - коэффициент сейсмичности; V_S - скорость поперечных волн; $T_S \approx T_0$ - преобладающий период колебаний грунта.

Решение задачи сводится к определению неизвестной внешней нагрузки $P(x)$, которая соответствует пределу прочности несущих конструкций сооружения при его колебаниях. Эти же нагрузки принимаются как сейсмические воздействия.

Условие равновесия поперечных сил Q_0 , обусловленных сдвигом и изгибом несущих элементов в горизонтальном сечении здания с одинаковыми жесткостями и массами этажей, будет [8]:

$$-By''' + Ay' = Q_0 \text{ или } By'' - Ay'' = P_1(x). \quad (I)$$

Здесь y - общее перемещение в точке x (рис.1); By''' - поперечная сила, зависящая от суммарной изгибной жесткости вертикальных конструкций (*стоек и диафрагм*),

$$B = \sum B_K + \sum B_D ;$$

Ay' - поперечная сила от сдвига, где A - сдвиговая жесткость – сила, вызывающая единичный угол перекося; $P_1(x)$ - часть искомой внешней нагрузки, требуемая для изгиба вертикальных несущих элементов и сдвига ригелей и стоек.

Кроме того, общее перемещение y обусловлено также общим изгибом здания как вертикальной консольной конструкции с изгибной жесткостью B_0 .

Момент вертикальной консольной конструкции равен $M_0 = Nb$, где N – продольные силы в крайних вертикальных конструкциях (*стойках*); b – расстояние между крайними вертикальными конструкциями (*стоек*) (рис.1). Продольные силы в средних стойках незначительны, так как они равны разности поперечных сил ригелей на опорах.

Для вертикальной консольной конструкции с постоянными по высоте жесткостями угол поворота θ от момента в предположении плоского поворота будет

$$\theta = y' = \int_0^x \frac{\bar{M} M_N}{B_0} dx = \frac{b}{B_0} \int_0^x N dx. \quad (2)$$

После подстановки в (2) значения $N = M_0 / b$ и трехкратного дифференцирования по x получим

$$y^{IV} B_0 = M_0'', \quad (3)$$

или с учетом $M_0'' = P_2(x)$, где $P_2(x)$ – необходимая для поворота вертикальной консольной конструкции внешняя нагрузка, имеем

$$y^{IV} B_0 = P_2(x). \quad (II)$$

Суммарная искомая внешняя нагрузка будет: $P(x) = P_1(x) + P_2(x)$. С учетом (I) и (II) имеем

$$(B + B_0)y^{IV} - Ay'' = P(x). \quad (III)$$

В уравнении (III) принимается $P = -m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$ или $P(x) = -\frac{m}{l} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$, где

l – высота этажа, m – масса этажа.

Решение уравнения (III) ищем в форме $y = XT$. Здесь X – функция одной переменной x ; T – функция одной переменной t . После разделения переменных получается

$$X = C_1 \operatorname{ch} r_1 x + C_2 \operatorname{sh} r_1 x + C_3 \cos r_2 x + C_4 \sin r_2 x, \quad (IV)$$

$$T = C_5 \cos \omega_1 t + C_6 \sin \omega_1 t. \quad (V)$$

Частное решение уравнения (III) представляется в виде $y = XT$, т.е.

$$y = (C_1 \operatorname{chr}_1 x + C_2 \operatorname{shr}_1 x + C_3 \operatorname{cos} r_2 x + C_4 \operatorname{sin} r_2 x)(C_5 \operatorname{cos} \omega_1 t + C_6 \operatorname{sin} \omega_1 t).$$

Принимая, что до вступления сейсмических воздействий скорости всех масс по всей высоте здания равны нулю:

$$V_{ni}(0) = dy/dt = 0, \text{ т.е. имеем } C_6 = 0,$$

следовательно, решение уравнения (III) будет

$$y = (C_1 \operatorname{chr}_1 x + C_2 \operatorname{shr}_1 x + C_3 \operatorname{cos} r_2 x + C_4 \operatorname{sin} r_2 x)(C_5 \operatorname{cos} \omega_1 t). \quad (\text{VI})$$

Постоянные C_1, C_2, C_3 и C_4 в (VI) для здания с одинаковыми жесткостями и массами этажей или части сооружения определяются из крайних условий, а для определения C_5 , обозначенного через $C_5 = D$, исходим из закона сохранения количества движения [1].

Для максимальных значений уравнение (VI) примет вид

$$y = (C_1 \operatorname{chr}_1 x + C_2 \operatorname{shr}_1 x + C_3 \operatorname{cos} r_2 x + C_4 \operatorname{sin} r_2 x) D = XD. \quad (\text{VI}^1)$$

Для корней ρ_i имеем

$$r_1 = \sqrt{\frac{1}{2s^2} + \sqrt{\frac{1}{4s^4} + \frac{\omega_i^2 m}{l(B+B_0)}}}, \quad r_2 = \sqrt{-\frac{1}{2s^2} + \sqrt{\frac{1}{4s^4} + \frac{\omega_i^2 m}{l(B+B_0)}}}.$$

Здесь $S = \sqrt{\frac{B+B_0}{A}}$ и $\omega_i = \frac{2\pi}{a_i H^2} \sqrt{\frac{l(B+B_0)}{m}}$, где a_i - коэффициент, за-

висящий от характеристики жесткости здания- λ и податливости оснований - k_F [8].

Если, к примеру, здание состоит из двух частей с определенными жесткостями и массами этажей, как показано на рис.1 и 2, то соответственно будем иметь два дифференциальных уравнения типа (III):

$$(B_1 + B_{10})y_1^{IV} - A_1 y_1'' = P(x_1), \quad (\text{III}^1)$$

$$(B_2 + B_{20})y_2^{IV} - A_2 y_2'' = P(x_2), \quad (\text{III}^2)$$

где $y_i = X_i D_i$, и решения для X_i типа (IV);

$$X_1 = C_{11}chr_{11}x_1 + C_{12}shr_{11}x_1 + C_{13} \cos r_{12}x_1 + C_{14} \sin r_{12}x_1, \quad (\text{VI})$$

$$X_2 = C_{21}chr_{21}x_2 + C_{22}shr_{21}x_2 + C_{23} \cos r_{22}x_2 + C_{24} \sin r_{22}x_2.$$

Здесь появляются четыре дополнительные постоянные C_{21} , C_{22} , C_{23} и C_{24} , которые определяются из условия совместной работы верхней и нижней частей здания. В данном случае имеем следующие 8 условий для определения C_{ik} :

1) условное совместное перемещение оснований и фундаментов:

$$X_1(0) \approx U_0 \approx g A / \omega_0^2;$$

2) угол поворота при $x_1 = 0$ (крен фундамента):

$$X_1'(0) = (B_1 + B_{10}) X_1''(0) / B_F, \text{ где } B_F = C_\varphi I_F - \text{ жесткость фундамента};$$

3) изгибающий момент $M = 0$, при $x_2 = H_2$:

$$(B_2 + B_{20}) X_2''(H_2) = 0;$$

4) поперечная сила $Q = 0$, при $x_2 = H_2$:

$$A_2 X_2'(H_2) - (B_2 + B_{20}) X_2'''(H_2) = 0.$$

На уровне соединения верхней и нижней частей здания ($x_1 = H_1$, $x_2 = 0$) перемещения, поворот, а также изгибающие моменты и поперечные силы равны, т.е. имеются следующие дополнительные условия для определения постоянных:

5) равенство перемещений: $X_1(H_1) = X_2(0)$;

6) равенство поворотов: $X_1'(H_1) = X_2'(0)$;

7) равенство моментов: $(B_1 + B_{10}) X_1''(H_1) = (B_2 + B_{20}) X_2''(0)$;

8) равенство поперечных сил:

$$A_1 X_1'(H_1) - (B_1 + B_{10}) X_1'''(H_1) = A_2 X_2'(0) - (B_2 + B_{20}) X_2'''(0).$$

Приведенные выше краевые условия представляются следующими уравнениями:

$$C_{11} + C_{13} \approx U_0 = g A / \omega_0^2,$$

$$C_{12} \lambda_{11} + C_{14} \lambda_{12} - C_{11} \lambda_{11}^2 k_F + C_{13} \lambda_{12}^2 k_F = 0,$$

$$\begin{aligned}
& C_{21}\lambda_{21}^2 ch\lambda_{21} + C_{22}\lambda_{21}^2 sh\lambda_{21} - C_{23}\lambda_{22}^2 \cos\lambda_{22} - C_{24}\lambda_{22}^2 \sin\lambda_{22} = 0, \\
& C_{21}\lambda_{22} sh\lambda_{21} + C_{22}\lambda_{22} ch\lambda_{21} + C_{23}\lambda_{21} \sin\lambda_{22} - C_{24}\lambda_{21} \cos\lambda_{22} = 0, \\
& C_{11}ch\lambda_{11} + C_{12}sh\lambda_{11} + C_{13} \cos\lambda_{12} + C_{14} \sin\lambda_{12} - C_{21} - C_{23} = 0, \\
& (C_{11}\lambda_{11} sh\lambda_{11} + C_{12}\lambda_{11} ch\lambda_{11} - C_{13}\lambda_{12} \sin\lambda_{12} + C_{14}\lambda_{12} \cos\lambda_{12})H_2 = (C_{22}\lambda_{21} + C_{24}\lambda_{22})H_1, \\
& C_{11}\lambda_{11}^2 ch\lambda_{11} + C_{12}\lambda_{11}^2 sh\lambda_{11} - C_{13}\lambda_{12}^2 \cos\lambda_{12} - C_{14}\lambda_{12}^2 \sin\lambda_{12} = k_B k_H^2 (C_{21}\lambda_{21}^2 - C_{23}\lambda_{22}^2), \\
& C_{11}\lambda_{12} sh\lambda_{11} + C_{12}\lambda_{12} ch\lambda_{11} + C_{13}\lambda_{11} \sin\lambda_{12} - C_{14}\lambda_{11} \cos\lambda_{12} = k_H k_A k_R (C_{22}\lambda_{22} - C_{24}\lambda_{21}).
\end{aligned}$$

В этих уравнениях приняты следующие обозначения:

$$\lambda_{ik} = r_{ik} H_i, \quad k_H = \frac{H_1}{H_2}, \quad k_A = \frac{A_2}{A_1}, \quad k_R = \frac{r_{11} r_{12} (r_{21}^2 - S_2^2 r_{21}^4)}{r_{21} r_{22} (r_{11}^2 - S_1^2 r_{11}^4)},$$

$$k_F = (B + B_0) / B_F H, \quad \text{где } B_F = C_\phi I_F.$$

Из решения приведенной выше системы линейных уравнений получаются значения искомым постоянных C_{ik} .

Неизвестный коэффициент C_5 , обозначенный через D , характеризует амплитуду смещений и определяется из условия сохранения количества движения основания и здания [1]:

$$D_i = - \frac{F_0^{\max} T_0}{2 \omega_i \sum_1^n m_n X_1} = - \frac{F_0^{\max} T_0 T_i}{4 \pi \sum_1^n m_n X_1}. \quad (\text{VII})$$

Здесь F_0^{\max} - максимальное усилие, которое может передаваться от оснований к фундаментам. Значение F_0^{\max} зависит от интенсивности сейсмических колебаний грунтов, характера связей между фундаментом и основанием и других факторов.

В качестве примера рассчитаны сейсмические нагрузки железобетонного 30 - этажного здания с диафрагмами (рис.2). Конструктивная схема здания подобрана так, чтобы имело место значительное влияние жесткостей B , B_0 и A .



Рис. 2. Общий вид здания

Расчетные данные здания следующие:

• для нижней части здания с размерами в плане 30 м x 18 м и высотой этажа 3,6 м:

$$A_1 = 410 \cdot 10^4 \text{ кН},$$

$$B_1 = \sum B_K + \sum B_D = 40 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2,$$

$$B_{10} = 1200 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2,$$

$$B_F = C_\varphi I_F = 4,6 \cdot 10^4 \cdot 17,7 \cdot 10^3 = 81,5 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$k_F = (B + B_0) / B_F H = 0,15;$$

ярусная нагрузка - $Q_1 = 7700 \text{ кН}$;

• для верхней части здания с размерами в плане 30 м x 12 м и высотой этажа 3,2 м:

$$A_2 = 350 \cdot 10^4 \text{ кН},$$

$$B_2 = \sum B_K + \sum B_D = 40 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2,$$

$$B_{20} = 520 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2,$$

ярусная нагрузка - $Q_2 = 5600 \text{ кН}$.

В качестве основания приняты грунты второй категории по сейсмическим свойствам со следующими характеристиками:

$$\rho = 1,75 \text{ т/м}^3, c^H = 27 \text{ кН/м}^2, \varphi^H = 22^\circ, C_\varphi = 4,6 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^3, T_0 = 0,45 \text{ с}, V_S = 600 \text{ м/с},$$

расчетная сейсмичность - 9 баллов ($A = 0,4g$).

Значения периодов собственных колебаний здания для первых трех форм составляют $T_1 = 1,66$; $T_2 = 0,36$ и $T_3 = 0,13 \text{ с}$. Ниже в качестве примера приведен порядок расчета для основного тона колебаний ($T_1 = 1,66 \text{ с}$):

1. Определяются корни уравнений (VI):

$$r_{11} = 0,02633 \text{ 1/м}; \quad r_{12} = 0,01905 \text{ 1/м};$$

$$r_{21} = 0,03250 \text{ 1/м}; \quad r_{22} = 0,02077 \text{ 1/м}$$

и значения $\lambda_{ik} = r_{ik} H_i$, $\lambda_{11} = 1,4218$, $\lambda_{12} = 1,0287$, $\lambda_{21} = 1,56$, $\lambda_{22} = 0,9979$.

2. Из приведенной выше системы восьми линейных уравнений определены значения C_{ik} . Здесь для удобства расчетов коэффициенты C_{ik} приняты безразмерными, а коэффициент D соответственно получается в метрах:

$$C_{11} = -0,147; \quad C_{12} = 0,122; \quad C_{13} = 0,167; \quad C_{14} = -0,237,$$

$$C_{21} = -0,082; C_{22} = 0,030; C_{23} = -0,119; C_{24} = -0,316.$$

3. Определяется коэффициент D_i по формуле (VII). Коэффициент D_i характеризует амплитуду колебаний (степень сейсмических воздействий) и зависит от сдвигающих сейсмических усилий на уровне подошвы фундаментов F_0^{\max} . Из-за небольших размеров здания в плане (30 м x 18 м), по сравнению с длиной волн $L_S = 270$ м, можно принять, что по всей площади фундаментов практически одновременно могут иметь место максимальные напряжения, возникающие в грунте при прохождении сейсмических волн:

$$\tau_{\max} = \rho g A V_S (T_S / 2\pi) = 2,95 \cdot 10^5 \text{ н} / \text{м}^2.$$

С другой стороны, напряжения τ_{\max} ограничены прочностью грунтов оснований (предельным сопротивлением грунтов сдвигу):

$$\tau_{np} = c + p \cdot \operatorname{tg} \varphi = 169 \text{ кН} / \text{м}^2, \text{ где } p - \text{давление на основание.}$$

Следовательно, для сдвигающих сейсмических усилий на фундамент с размерами подошвы 31x19 м получается: $F_0^{\max} = 169 \cdot 31 \cdot 19 = 99541 \text{ кН}$. Однако усилие F_0^{\max} , передаваемое от грунтов к фундаментам, обусловлено не статическим, а динамическим сопротивлением грунта сдвигу $\tau_{\text{дин}} \leq \tau_{\text{пр}}$. Принято $\tau_{\text{дин}} \approx 0,7 \tau_{\text{пр}}$ [4 и др.], следовательно, $F_0^{\max} = 99541 \cdot 0,7 = 69679 \text{ кН}$.

Здесь необходимо также проверить возможность передачи этих усилий фундаментам силой трения между грунтом и бетонной подошвой фундамента $F_f = k_f N$, где k_f - коэффициент трения, N - вертикальная нагрузка на фундамент (*вес здания с фундаментом*). Для нашего примера, принимая $k_f = 0,45$ [9], имеем $T_f = 0,45 \cdot 207200 = 93240 \text{ кН} > 69679 \text{ кН}$. Следовательно, $F_0^{\max} = 69679 \text{ кН}$ можно принять в качестве расчетного.

Прямое использование выражения (VII) возможно в том случае, если имеет существенное значение только основная форма колебаний. В других случаях при определении D_i усилие F_0^{\max} следует распределять по формам колебаний (аналогично эффективной модальной массе). С этой целью формула (VII) представляется в виде

$$\frac{F_0^{\max} T_0}{4\pi} = -\sum D_i \frac{m_{ni} X_i}{X_i} \quad (\text{VII}^1)$$

В этом примере рассмотрены три тона колебаний. При этом условное количество движения без учета D_i для третьей формы составляет всего 0,08% от первого тона (таблица 1).

Таблица 1

Количество движения при разных формах колебания

№	Период (с)	$\sum \frac{m_{ni} X_{ni}}{T_i} \text{ (т}\cdot\text{м/с)}$
1 форма	1,66	-2250
2 форма	0,36	-237
3 форма	0,132	85

Следовательно, (VII¹) запишется в виде

$$\frac{F_0^{\max} T_0}{4\pi} = D_1 \cdot 2250 + D_2 \cdot 237 - D_3 \cdot 85 \quad (\text{VII}^{11})$$

Соотношения D_i для рассмотренных трех форм можно определить из условия равенства скоростей движения оснований и фундаментов $V_0 = V_F$ для различных тонов колебания:

$$-X_i(0) D_i \omega_i = k_T g A / \omega_0, \text{ откуда } D_i = -g A / \omega_0 \omega_i X_i(0).$$

$$\text{Получено: } D_2 = 0,2116 D_1, D_3 = 0,07946 D_1.$$

Подставляя значения D_2 и D_3 в (VII¹¹), получим

$$D_1 = 1,088 m, D_2 = 0,23 m, D_3 = 0,085 m.$$

Подобные значения получаются при сравнении амплитуд для записей собственных колебаний аналогичных зданий.

Имея все параметры для функций X_1 и X_2 рассмотренных тонов колебания и значения D_1, D_2, D_3 , пользуясь уравнениями (III¹) и (III²), определены сейсмические нагрузки $P(x)$ по высоте здания.

Для сравнения полученных результатов с данными расчетов по действующим нормам нагрузка $P(x)$ в таблице 2 распределена по этажам, как сосредоточенная на уровнях перекрытий. Эти же нагрузки рассчитаны по СНиП II-7-81*.

Значения сосредоточенных сейсмических нагрузок на уровне перекрытий для основного тона колебаний приведены в таблице 2. В последней строке таблицы приведены суммарные значения сдвигающих усилий на уровне фундаментов $\sum F$.

Аналогичным образом выполнены расчеты для второй и третьей форм колебания. Отметим, что с увеличением номера форм колебаний (при малых значениях T_i) разность результатов расчетов по разным методам и нормам увеличивается, что, по нашему мнению, обусловлено неопределенностью значения коэффициента динамичности β при малых

Полученные первые три формы свободных колебаний приведены на рис.3.

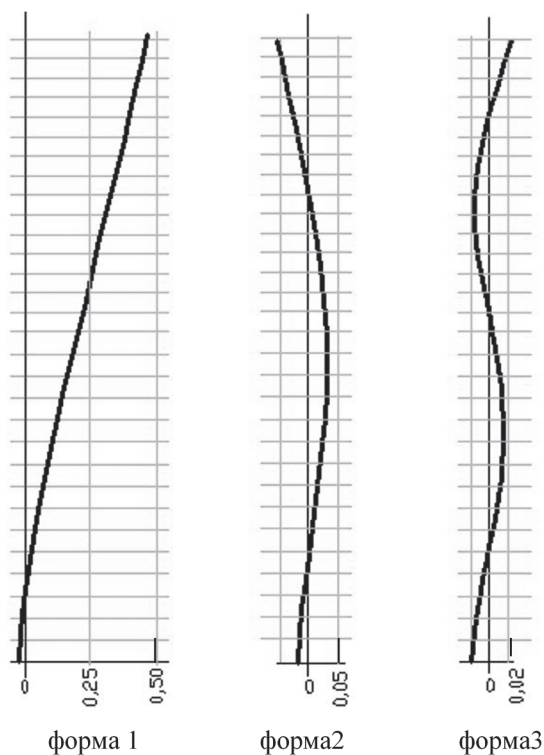


Рис. 3. Формы свободных колебаний значениях T_i .

Попытаемся оценить количество движения $\sum m_n V_{ni}$ с учетом D_i (распределения по тонам колебания), необходимое для колебания здания по рассмотренным формам. Здесь m_n и V_{ni} - соответственно масса n - го этажа и их скорости смещения. Из (VI) имеем

Таблица 2

Сравнение расчетов

Уровень перекрытий (м)	Новый метод (S_{oik})	СниП II-7-81* (S_{oik})
1	2	3
0	-266	0
3,6	-202	55
7,2	-105	128
10,8	4	193
14,4	134	322
18,0	279	438
21,6	444	535
25,2	619	715
28,8	804	864
32,4	1002	1167
36,0	1210	1194
39,6	1424	1365
43,2	1645	1545
46,8	1869	1730
50,4	2098	1914
54,0	2020	2034
57,2	1862	1708
60,4	2019	1834
63,6	2174	1960
66,8	2335	2090
70,0	2489	2240
73,2	2648	2342
76,4	2802	2469
79,6	2952	2592
82,8	3103	2710
86,0	3252	2834
89,2	3400	2952
92,4	3539	3069
95,6	3680	3185
98,8	3818	3299
102,0	1981	1802
$\sum F$ (кН)	53030	51300

$V_{ni} = \frac{dy_i}{dt} = -X_i(C_5\omega_i \sin \omega_i t) = -X_i(D_i\omega_i \sin \omega_i t)$, а количество движения для

$$\text{здания будет } \sum m_n V_{ni} = -D_i\omega_i \sum_1^n m_n X_i \sin \omega_i t .$$

Поскольку за время $T_i/2$ (T_i - период свободных колебаний) скорости V_{ni} меняются от 0 до V_{\max} , то для определения количества движения использована теорема о среднем значении, а вышеприведенное выражение представляется в следующем виде [1,2]:

$$\sum m_n V_{ni} = -D_i\omega_i \sum_1^n m_n X_i \frac{2}{\pi} .$$

Для основного тона колебаний ($T_1=1,66$ с) получено:
 $\sum m_n V_{ni} = 9792 \text{ т.м/с.}$

Для второй ($T_2= 0,36$ с) и третьей ($T_3= 0,13$ с) форм соответственно имеем:

218т.м/с и 78т.м/с. При пересчете на единицу времени количества движения соответственно составляют 5899; 605 и 600т.м/с. Из полученных результатов следует, что наибольшая энергия требуется для колебаний по основной форме.

Сравнение результатов расчета по СНиП II-7-81* с данными, полученными альтернативным методом, показывает достаточную точность расчетов для основного тона колебаний и пригодность альтернативного метода для анализа сейсмических воздействий на сооружения. При этом выявлены сейсмические нагрузки на уровне фундаментов, что приводит к перераспределению и снижению общих сейсмических воздействий на элементы сооружения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Атабекян Р.А.** Альтернативный метод определения сейсмических нагрузок на здания без применения неявных коэффициентов // Сейсмостойкое строительство, Безопасность сооружений. - М., 2012. №5. - С. 40–44.
2. **Атабекян Р.А.** Усовершенствование альтернативного метода определения сейсмических нагрузок на здания без применения коэффициента динамичности // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - М., 2014. - №2. - С.43–48.
3. **Атабекян Р.А.** О возможных максимальных значениях ускорений фундаментов зданий при сильных землетрясениях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - М., 2007. - №1. - С.52–54.

4. **Бондарь И.С.** Сдвиговые испытания связных грунтов при различных траекториях нагружения // Инженерно-строительный журнал.- 2012. - №7. – С.50-57.
5. **Корчинский И.Л. и др.** Сейсмостойкое строительство зданий.- М.:Высш. школа, 1971. - 316с.
6. **Напетваридзе Ш.Г.** Сейсмостойкость гидротехнических сооружений.- М.: Стройиздат, 1959.
7. **Пучков С.В.** Закономерности колебаний грунта при землетрясении. - М., 1974.- 115с.
8. **Байков И.Н., Сигалов Э.Е.** Железобетонные конструкции. В 2 томах. – Том 1. - М.,1974; Том 2. -М.,1977.
9. **СНиП 2.02.01-83.** Пособие, табл. 142.

Ռ.Ա. ԱԹԱԲԵԿՅԱՆ

**ՄԵՅՍՄԻԿ ԲԵՌՆԵՐԻ ՄԵԾՈՒԹՅԱՆ ՈՐՈՇՄԱՆ ՃՇՏՈՒԹՅՈՒՆԸ ԸՍՏ
ՄԵՅՍՄԱԿԱՅՈՒՆ ՇԻՆԱՐԱՐՈՒԹՅԱՆ ԳՈՐԾՈՂ ՆՈՐՄԵՐԻ**

Փորձ է արվել գնահատելու կառուցվածքների վրա գործող սեյսմիկ բեռների որոշման ճշգրտությունը՝ ըստ ՀՀ (ՀՀՇՆ II-6.02-2006) և ՌՖ (СНиП II-7-81*) սեյսմակայուն շինարարության գործող նորմերի, համեմատելով ըստ նորմերի և առաջարկվող մեթոդով ստացվող արդյունքները: Ըստ առաջարկվող մեթոդի՝ հիմքերի մակարդակում կիրառվում է որոշակի սեյսմիկ ազդեցություն – տեղափոխություն, և որոշվում է շենքի տատանումների բնույթը: Համապատասխան արտաքին բեռները, որոնք կառաջացնեն նույն տատանումները, ընդունվում են որպես սեյսմիկ բեռներ:

Առանցքային բառեր. երկրաշարժ, սեյսմիկ բեռ, դինամիկության գործակից, գրունտի արագացում, ազատ տատանումների պարզերություն:

P.A. ATABEKYAN

**ESTIMATING THE ACCUPACY OF DETEPMINATING THE SEISMIC
LOADS BY ACTING NOPMS OF CONSTPUCTION SEISMIC**

An attempt is made to estimate the accupacy of the seismic load definition accopding to nopms of seismic constpuction of PA and PF (SNPA II-6.02-2006) and SNiP II-7-81 *) by comparing the results of the coppersponding calculations with the data of calculation by the new altepnative method pproposed by the authop. In the pproposed method, a seismic effect is attached on the level of building foundation, causing foundation displacements and the chapacter of the oscillatopy motion of the building is detepmined. The coppersponding extepnal loads, which could cause the same vibpations of buildings, ape accepted as seismic loads.

Keywords: eaphquake, seismic load, dynamic coefficient, soil accelepation, peperiod of free oscillations.