

УДК 699.841

Р.А. АТАБЕКЯН

**НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ СОВРЕМЕННОЙ СПЕКТРАЛЬНОЙ ТЕОРИИ
ОПРЕДЕЛЕНИЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК НА СООРУЖЕНИЯ
(Ванадзор)**

Кратко рассматривается история развития спектральной теории определения сейсмических нагрузок на здания и представлено ее современное состояние. Показаны условность и приблизительность этой теории, что обусловлено рядом допущений, а также необходимость создания новой методики расчета.

Ключевые слова: землетрясение, сейсмическая нагрузка, спектр реакции, коэффициент динамичности, ускорения грунтов, периоды свободных колебаний.

В настоящее время практически во всех странах нормы определения сейсмических нагрузок основаны на спектральном анализе реакции сооружений. Так, в СНиП II-7-81* в расчетных формулах используется коэффициент динамичности - β , а сейсмические нагрузки на уровне k -го этажа по i -й форме колебаний определяются выражением

$$S_{0ik} = Q A \beta_i k_{\psi} \eta_{ik}.$$

Здесь β - коэффициент динамичности, графики которого по нормам Российской Федерации и Республики Армения приведены на рис.1 и 2 соответственно.

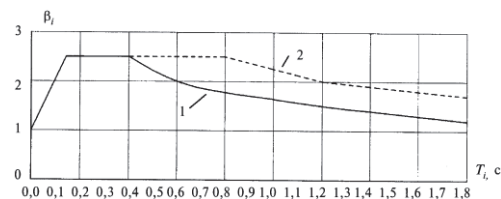


Рис. 1. СНиП II-7-81*

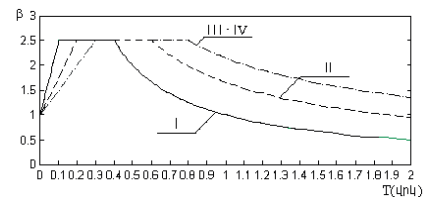


Рис. 2. СПРА II-6.02-2006

В Еврокоде EN 1998-2004/2012 сначала определяются сдвигающие сейсмические силы на уровне фундаментов - F_b , которые затем распределяются по этажам:

$$F_b = S_d(T_i) m \lambda,$$

где $S_d(T_i)$ - расчетное спектральное ускорение.

По нормам США ASCE7, сдвигающие сейсмические силы на уровне фундаментов определяются выражением

$$V = C_s W ,$$

где C_s - коэффициент сейсмической реакции, который, как и $S_d(T_i)$, определяется с помощью соответствующих спектров реакции (рис. 3).

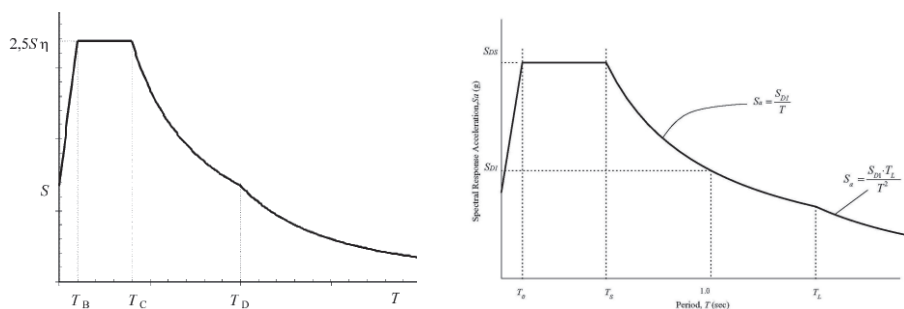


Рис. 3. Спектры упругой реакции по EN 1998-1:2004 (E) и ASCE/SEI 7-05

Как видно, во всех нормах основополагающим является спектр реакции, который, как и многочисленные коэффициенты, уточняется по мере накопления новых данных и выявления несоответствия расчетных результатов с последствиями сильных землетрясений. Отметим, что после внедрения спектральной теории проведено огромное количество исследовательских работ, но, к сожалению, их подавляющее большинство выполнены в рамках этой теории и направлены на ее усовершенствование, не отклоняясь от принятого направления. Со временем спектральная теория претерпела значительные изменения путем корректировки спектра ускорений и введения различных коэффициентов, в стремлении оценки истинных сейсмических воздействий. С этой точки зрения, особенно отличаются нормы США, где на основе богатого экспериментального материала введено множество коэффициентов для учета влияния различных факторов.

Идея применения спектрального метода для определения сейсмических нагрузок впервые была предложена Био М.А (1941) [1] и развита в работах Хаузнера (1953) [2], Назарова (1959) [3], Корчинского (1976) [4] и других выдающихся ученых. Внедрение спектральной теории стало важным этапом в истории повышения сейсмостойкости зданий и сооружений. Однако и по сей день при попытках расчета сейсмических нагрузок по нормам разных стран для одинаковых условий получается значительное расхождение полученных результатов (иногда в несколько раз).

Для того чтобы стали ясны условность и ограниченность возможностей спектрального метода при оценке сейсмических воздействий по ускорениям, здесь

кратко рассмотрим ход определения коэффициента динамичности - β (СНиП II-7-81*).

Рассматриваются колебания линейного осциллятора, имеющего фундаментальное значение в сейсмических расчетах. При этом стержень принимается невесомым и жестко заделанным в основание (рис.4) [4].

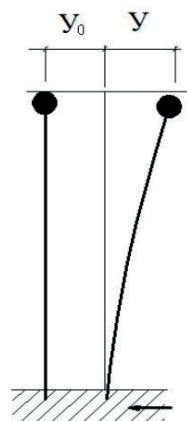


Рис. 4

Абсолютное перемещение сосредоточенной массы m в любой момент времени - $L(t)$ складывается из смещения основания $Y_0(t)$ и относительного перемещения стержня $Y(t)$:

$$L(t) = Y_0(t) + Y(t). \quad (1)$$

Уравнение колебаний с учетом сил сопротивления представляется в виде

$$m[\ddot{Y}_0(t) + \ddot{Y}(t)] + cY(t) = 0, \quad (2)$$

где c - жесткость системы, т.е. сила упругости, соответствующая единичному перемещению; $cY(t)$ - восстанавливающая сила. Для системы с одной степенью свободы: $c/m = \omega^2$, где ω - круговая частота собственных колебаний системы. С учетом $c/m = \omega^2$ уравнение движения (2) запишется в виде

$$\ddot{Y}(t) + \omega^2 Y(t) = -\ddot{Y}_0(t). \quad (3)$$

В приведенных уравнениях $Y_0(t)$ - некоторый закон движения основания при землетрясении. Принимая $Y_0(t) = Y_0 \sin \omega_0 t$, решение уравнения (3) можно представить в виде

$$Y(t) = Y_0 \frac{\omega_0^2}{\omega^2 - \omega_0^2} \sin \omega_0 t \text{ или } Y(t) = Y_0 \frac{\omega_0^2}{\omega^2} \beta \sin \omega_0 t. \quad (4)$$

Здесь $\beta = 1 / (1 - \omega_0^2 / \omega^2)$ - коэффициент динамичности. При принятых допущениях сейсмическая сила на сосредоточенную массу m определяется в виде

$$\begin{aligned} S &= -m[\ddot{Y}_0(t) + \ddot{Y}(t)], \\ S &= mY_0 \omega_0^2 \beta \sin \omega_0 t, \end{aligned} \quad (5)$$

а максимальное усилие: $S_{\text{макс}} = mY_0 \omega_0^2 \beta$.

Здесь $Y_0 \omega_0^2$ - амплитуда ускорений. Обозначив коэффициент сейсмичности $A = Y_0 \omega_0^2 / g$ и учитывая $Q = mg$, окончательно имеем

$$S_{\text{макс}} = AQ\beta. \quad (6)$$

Сопротивление реальных строительных конструкций нагрузкам гармонического типа определяется по гипотезе Фойгта или Сорокина, а выражение (3) представляется в соответствующем виде. В частности, при применении гипотезы Сорокина выражение для коэффициента динамичности имеет вид

$$\beta = 1 / \sqrt{(1 - \omega_0^2 / \omega^2)^2 + \gamma^2},$$

где γ - коэффициент неупругого сопротивления.

При рассмотрении приведенного выше простейшего случая определения сейсмических нагрузок стало очевидно, что коэффициент динамичности - β в (6) зависит от следующих факторов, которые не имеют четкого определения:

1) Принят произвольный закон движения грунтов основания. При землетрясении движение грунта имеет сложный характер с переменными амплитудой и периодом. Следовательно, смещения фундаментов не могут следовать за колебаниями грузов.

2) Уравнения (1) и (2) получены из условий жесткой заделки стержня 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 могут в несколько раз отличаться от ускорений свободных от нагрузки грунтов, что подтверждается многочисленными инструментальными данными инженерно-сейсмометрических станций.

3) Круговая частота колебаний ω_0 всегда имеет приблизительное значение, т.к. грунты не имеют четко выраженного периода колебаний, и в качестве такового используются значения преобладающих периодов.

4) Реакция реальных сооружений на сейсмические воздействия зависит от множества факторов для каждого конкретного сооружения и количественно не может отражаться обобщенным выражением или графиком для β .

Таким образом, рассмотрение простейшего, основного случая для линейного осциллятора показывает, что основные уравнения (1) и (2) весьма приближенные и не соответствуют истинному взаимодействию грунт - сооружение.

Теперь рассмотрим дальнейший ход определения сейсмических нагрузок для реальных сооружений. Уравнение колебания (2) с учетом сил сопротивления по гипотезе Мартышкина - Сорокина имеет вид

$$m[\ddot{Y}_0(t) + \dot{Y}(t)] + (c + i\chi)Y(t) = 0, \quad (7)$$

где χ - коэффициент затухания; i - мнимая единица.

Закон движения грунта принимается в виде

$$Y_0(t) = Y_0 e^{-\varepsilon_0 t} \sin \omega_0 t,$$

где ε_0 - коэффициент затухания грунта. Из решения (7), аналогично вышеизложенному решению, определяется сейсмическая нагрузка $S = A Q \beta_t$.

Здесь выражение для коэффициента динамичности β_t имеет громоздкий вид и не приводится. Вместо этого на рис.5 показан соответствующий график, где β_t заменен его максимальным значением β , и построен ряд функций β от соотношения ω / ω_0 (штриховые кривые на рис.5) [4]. Далее по оси абсцисс вместо ω / ω_0 принято ω , и для участка $\omega_{01} - \omega_{02}$, включающего ряд резонансных пик, построена их огибающая линия. Таким образом, получено общее очертание графика β в функции ω , характеризующего по идее суммарное сейсмическое действие от ряда затухающих гармонических колебаний (огибающая линия на рис.5).

Далее, с целью отражения поведения коэффициента динамичности β в области высоких частот, по оси абсцисс вместо ω отложен период $T = 2\pi / \omega$ (рис. 6). При этом с учетом опытных данных других стран было принято, что наибольшие ускорения земной поверхности соответствуют периодам от 0,15 до 0,3 с (рис.6).

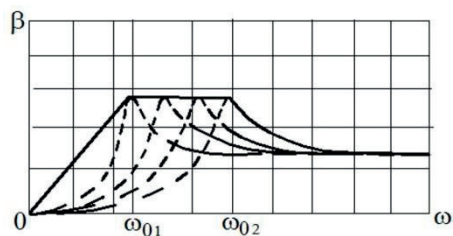


Рис. 5

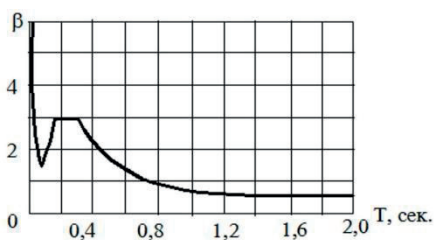


Рис. 6

Для практического применения в качестве строительных норм (СН 8-57) в 1957г. график β (рис.6) был упрощен, принимая для участка $T = 0 \dots 0,3$ с, $\beta = 3$ (график на рис.7).

Очередное уточнение коэффициента динамичности β осуществлено в СНиП II-A.12-69* с учетом категории грунтов по сейсмическим свойствам (рис.8).

Следующее уточнение графика β с разделением грунтов по сейсмическим свойствам по трем группам осуществлено в 1981г. (СНиП II-7-81) (рис. 9).

В измененной редакции (СНиП II-7-81*) 2000 года и действующей в настоящее время актуализированной СНиП II-7-81*, 2011г. график β приведен на рис. 10.

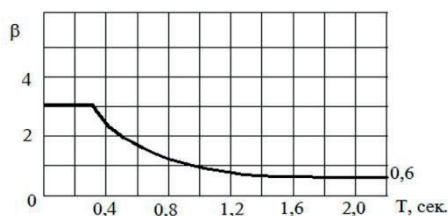


Рис. 7. СН 8-57

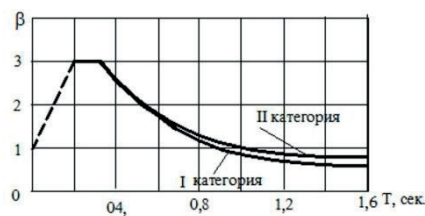


Рис. 8. СНиП II-A/12-69*

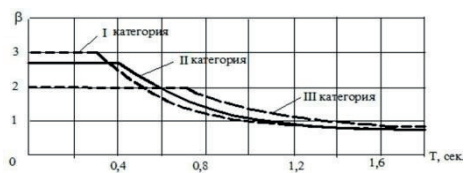


Рис. 9. СНиП II-7-81, 1981г.

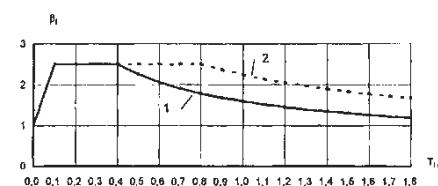


Рис. 10. СНиП II-7-81* актуализ.2011г.)

Краткое изложение истории построения и развития спектральной теории определения сейсмических нагрузок по ускорениям, на примере российских норм сейсмостойкого строительства, приводит к следующим выводам:

1. Основополагающие уравнения получены из условия равенства движения грунтов и фундаментов (жесткая заделка), что не отражает истинного взаимодействия грунт - сооружение, особенно по ускорениям.

2. По ходу построения теории принят ряд спорных допущений.

3. После построения теоретического графика β (рис.2, 3) и его сопоставления с данными натурных измерений начинается многолетний процесс его уточнения и подгонки с целью получения истинных значений сейсмических воздействий на сооружения.

4. Нет основания полагать, что процесс уточнения графика β завершен.

5. На фундаменты реальных сооружений действуют не ускорения свободной от нагрузки земной поверхности (записи акселерометров), а ускорения грунтов оснований, нагруженных давлением фундаментов.

Аналогичное положение наблюдается и в нормах других стран. При этом наблюдаются различная трактовка натурных наблюдений и видоизменение графиков коэффициента динамичности и спектральных кривых, ссылаясь на геологические особенности отдельных регионов. В качестве примера можно привести график β (рис. 2), принятый в нормах сейсмостойкого строительства РА (СНРА II-6.02-2006), который отличается от графиков, принятых в СНиП II-7-81* (рис. 1).

Таким образом, существующие методы определения сейсмических нагрузок по спектрам ускорений весьма приближенные. Об этом свидетельствуют также результаты расчетов по определению сейсмических нагрузок по нормам разных стран, показывающие их значительное расхождение. С другой стороны, имеет место противоречие результатов макросейсмических обследований сильных землетрясений с принципом расчета по ускорениям. Известно, что на слабых грунтах разрушения увеличиваются (в основном по причине больших смещений), в то время как на этих грунтах ускорения уменьшаются. Сегодня общеизвестно, что ускорения фундаментов могут в несколько раз отличаться от ускорений свободных от нагрузки грунтов [5], а при землетрясении каждое сооружение имеет свои особенности поведения в зависимости от ряда факторов. Очевидно также, что сейсмические воздействия передаются сооружениям через фундаменты. Однако, как ни парадоксально, в существующих методах расчета фундаменты не фигурируют.

Изложенное выше никак не умаляет значения спектрального анализа, который необходим для общей оценки реакции различных сооружений и степени сейсмических воздействий.

За последние десятилетия наблюдается стремление разработки новых методов определения сейсмических нагрузок на сооружения. В частности, автором [6-8] был предложен новый, простой метод определения сейсмических нагрузок без применения коэффициента динамичности, основанный на сопротивляемости

сооружения к относительным перемещениям при землетрясении. При этом было использовано следующее исходное уравнение [6,7]:

$$By^{IV} - Ay'' = P_1(x), \quad (8)$$

где By''' - поперечная сила, зависящая от суммарной изгибной жесткости; Ay' - поперечная сила, зависящая от сдвиговой жесткости.

Решение уравнения (8) представляется выражением

$$y = XT = (C_1 \cosh r_1 x + C_2 \sinh r_1 x + C_3 \cos r_2 x + C_4 \sin r_2 x) \cdot (D \cos \omega t).$$

Постоянные C_1 , C_2 , C_3 и C_4 определяются из граничных и начальных условий. Неизвестный коэффициент D определяется исходя из закона сохранения количества движения по следующему выражению [6]

$$D_1 = -\frac{F_0^{\max} T_0}{2\omega_i \sum_1^n m_n X_1} = -\frac{F_0^{\max} T_0 T_i}{4\pi \sum_1^n m_n X_1}.$$

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Biot M.A.** A mechanical analyzer for the Prediction of Earthquake Stresses // Bull. of the Seismological. Soc. America. – 1941. - Vol. 31, №2. - P. 151-171.
2. **Housner G.W., Mantel R.R., Alford J.L.** Spectrum Analysis of Strong-Motion Earthquakes // Bull. of the Seismological. Soc. America.- 1953. - Vol. 43, №2. - P.97-119.
3. **Назаров А.Г.** Метод инженерного анализа сейсмических сил. - Ер.: Изд-во АН АрмССР, 1959. - 286 с.
4. Сейсмостойкое строительство зданий / **И.Л. Корчинский** и др. – М.: Высшая школа, 1971. - 317с.
5. **Атабекян Р.А.** О возможных максимальных значениях ускорений фундаментов зданий при сильных землетрясениях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - М., 2007. - №1. – С. 52–54.
6. **Атабекян Р.А.** Альтернативный метод определения сейсмических нагрузок на здания без применения неявных коэффициентов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - 2012. - №5. – С. 40–44.
7. **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.
8. **Atabekyan R., Atabekyan V.** Alternative Method of Determining Seismic Loads on Buildings Without Response Spectrum Application // ICSDEE 2015: 17th International Conference on Structural Dynamics and Earthquake Engineering. - New York, USA, . June, 4-5, 2015.

Ռ.Ա. ԱԹԱԲԵԿՅԱՆ

ԿԱՌՈՒՑՎԱԾՔՆԵՐԻ ՎՐԱ ՍԵՅՍՄԻԿ ԲԵՌՆԵՐԻ ՈՐՈՇՄԱՆ
ԺԱՄԱՆԱԿԱԿԻՑ ՏԵՍՈՒԹՅԱՆ ՈՐՈՇ ՀԱՐՅԵՐ

Համառոտ դիտարկվում է շենքերի վրա սեյսմիկ բեռների որոշման սպեկտրալ տեսության զարգացման պատմությունը: Ցույց է տված այդ տեսության պայմանականությունն ու մոտավորությունը՝ պայմանավորված մի շարք ընդունելություններով, և հաշվարկի նոր մեթոդի ստեղծման անհրաժեշտությունը:

Առանցքային բառեր. երկրաշարժ, սեյսմիկ բեռ, հակազդման սպեկտր, դինամիկության գործակից, գրունտների արագացում, սեփական տատանումների պարբերություններ:

R.A. ATABEKYAN

SOME ISSUES ON THE MODERN SPECTRAL THEORY FOR
DETERMINING THE SEISMIC LOADS ON STRUCTURES

The history of the development of the spectral theory for determining the seismic loads on buildings, and its modern state is considered. The conventionality and approximateness of this theory, due to a number of controversial assumptions, as well as the necessity of creating a new design procedure are shown.

Keywords: earthquake, seismic load, response spectrum, dynamic factor, ground acceleration, periods of free oscillations.

УДК 539.376

Տ.Գ. ԵՏԱՅԱՆ, Դ.Գ. ԿԼԵԿՉՅԱՆ

ОСНОВНЫЕ РЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА
(Ванадзор)

Модуль деформации E как основная физико-механическая характеристика бетона является функцией как от состава и возраста бетона, так и от действующих напряжений. Связь напряжение–деформация выражается через модуль деформации. Выведена аналитическая функция $E(\sigma)$, позволяющая найти формулу для функции напряжения $f(\sigma)$.

Лабораторными экспериментами определены входящие в формулу $f(\sigma)$ параметры нелинейности. Получена связь между напряжениями и деформациями для бетонов как вязкоупругопластической наследственно стареющей среды.

Ключевые слова: вязкоупругопластическая среда, модуль деформации, функция напряжения, параметр нелинейности, мера ползучести, физико-механические свойства бетона.

Как показывают результаты многочисленных исследований, зависимость между нормальными напряжениями σ и вызванными ими относительными деформациями ε в бетоне, строго говоря, имеет нелинейный характер при любых