

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

УДК 699.841

Ր.Ա. ԱՏԱԵԿՅԱՆ

**НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ
СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА СООРУЖЕНИЯ
ПО ДЕЙСТВУЮЩИМ В МИРЕ НОРМАМ
(Ванадзор)**

Рассматриваются основные нормы определения сейсмических нагрузок на сооружения, и история их развития, а также современное состояние. Показаны условность и приблизительность применяемых методов. Обоснована необходимость создания новых методов расчета.

Ключевые слова: землетрясение, сейсмические нагрузки, 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. Идея применения спектрального метода для определения сейсмических нагрузок впервые была предложена Био М.А. в 1941г. [1] и развита в работах [2-4] и др. Внедрение спектральной теории стало важным этапом в истории повышения сейсмостойкости зданий и сооружений. Однако и по сей день не существует единого метода определения сейсмических нагрузок на сооружения, а при попытках расчета по нормам разных стран для одинаковых условий наблюдается значительное расхождение полученных результатов (иногда в несколько раз).

Для того чтобы стали ясными условность и ограниченность возможностей спектрального метода для оценки сейсмических воздействий, ниже кратко рассмотрены существующие методы определения сейсмических нагрузок по нормам различных стран. Для наглядности в работе приведены не формулы определения спектральных ускорений, полученные в основном эмпирическим путем, а применяемые графики спектра реакции.

При этом существуют два основополагающих подхода для определения сейсмических нагрузок на сооружения [5]:

1) определение сейсмических нагрузок на этаж, ярус или часть сооружения с соответствующими массами - Япония (ВСЈ), РФ и др. (СНиП II-7-81*);

2) определение сейсмических воздействий на уровне фундаментов с учетом всей массы здания и их распределение по высоте здания – Еврокод (EN 1998-2004/2012), США (ASCE 7, IBC).

1. Так, в РФ и в большинстве стран СНГ применяется СНиП II-7-81* и их модификации, где в расчетных формулах определения нагрузок на этаж используется коэффициент динамичности - β , а сейсмические нагрузки на уровне k -го этажа по i форме колебаний определяются выражением

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

где β - коэффициент динамичности, графики которого в нормах РФ и РА приведены на рис.1 и 2 соответственно.

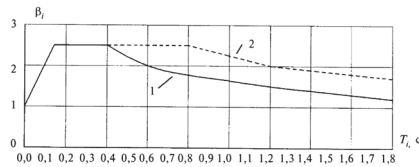


Рис. 1. СНиП II-7-81*

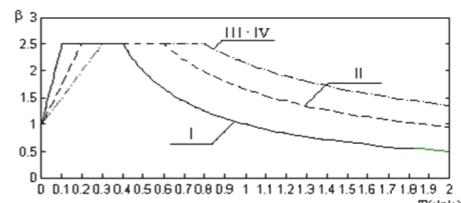


Рис. 2. GCHPA II-02-2006

Согласно нормам Японии (BSLJ), сейсмическое проектирование осуществляется методом реакции и предельной несущей способности.

Поперечный сейсмический сдвиг этажа определяется выражением $Q_i = C_i W_i$, где C_i - коэффициент поперечного сейсмического сдвига этажа под номером i ; W_i - вес здания над этажом i . Для определения C_i используется расчётный спектральный коэффициент R_i в зависимости от периодов реакции здания - T_s при пределе безопасности (рис.3).

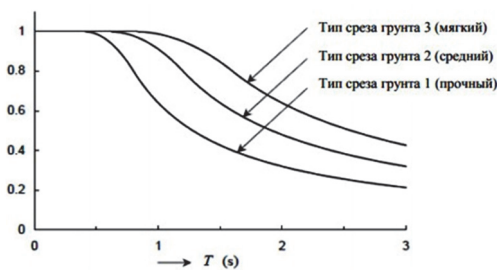


Рис. 3. Расчётный спектральный коэффициент R_i

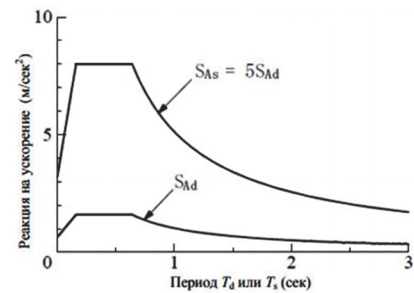


Рис. 4. Спектры реакции на ускорение

Поперечная сейсмическая сила P_{di} этажа (номер i) при пределе стойкости к повреждениям определяется по формуле

$$P_{di} = S_{Ad} m_i B_{di} Z G_S,$$

где S_{Ad} - реакция на ускорение при пределе безопасности (рис.4).

2. В Еврокоде - EN 1998-2004/2012, в отличие от вышеизложенного, сначала определяются сдвигающие сейсмические силы на уровне фундаментов - F_b , которые потом также распределяются по этажам:

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

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

Обычно используются два типа спектральных ускорений: первый - для ожидаемых землетрясений с магнитудой более 5,5 (рис.5) и второй - для магнитуд до 5,5 (рис.6).

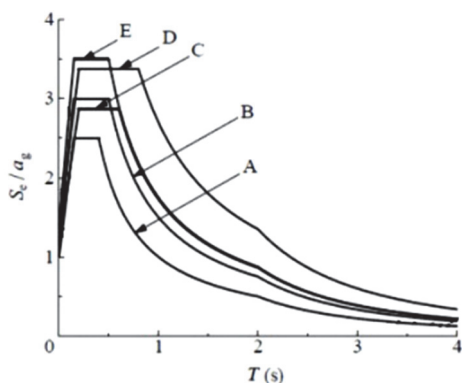


Рис. 5. Расчетное спектральное ускорение (Тип 1)

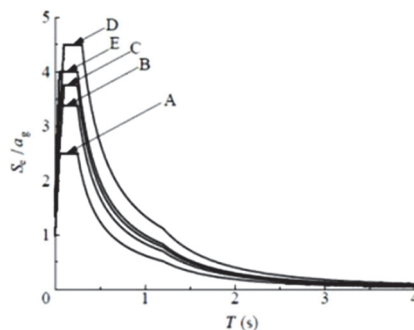


Рис. 6. Расчетное спектральное ускорение (Тип 2)

По нормам США (ASCE 7), сдвигающие сейсмические силы на уровне фундаментов определяются выражением $V = C_S W$, где C_S - коэффициент сейсмической реакции, который определяется по значениям спектрального ускорения реакции для коротких - S_{DS} ($T \leq T_1$) и длинных - S_{DL} ($T \geq T_1$) периодов (рис.7); W - нагрузка. Далее сейсмическая нагрузка V распределяется по высоте здания.

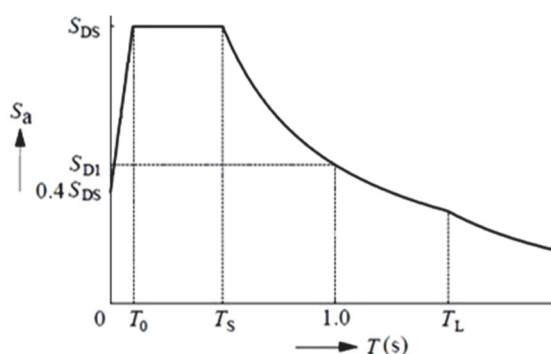


Рис. 7. Спектр расчетной реакции (ASCE 7, 2006 IBC)

Как видим, 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 выполнено в рамках этой теории и направлено 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 и Японии, где на основе богатого экспериментального материала введено множество коэффициентов для учета влияния различных факторов.

В частности, рассмотрим ход определения и уточнения коэффициента динамичности - β (спектр реакции) по СНиП II-7-81*. На рис.8 показана схема колебания здания по разным формам. При сейсмических воздействиях колебания изменяют амплитуду, однако периоды собственных колебаний в пределах упругости не меняются. При этом основная форма колебаний является наиболее влиятельной и энергоемкой.

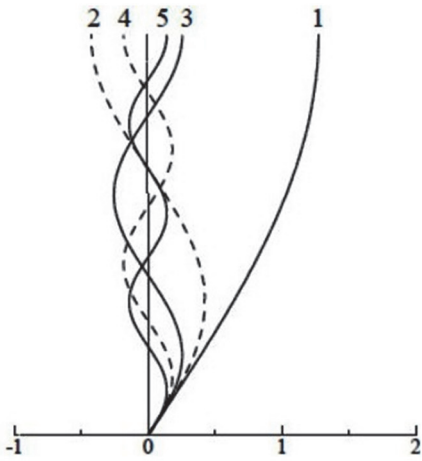


Рис. 8. Формы собственных колебаний

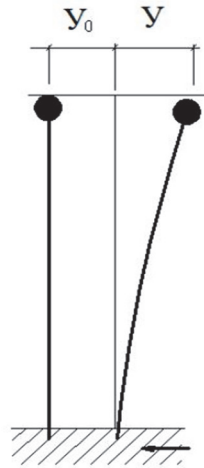


Рис. 9. Осциллятор

Для решения задачи рассматриваются колебания линейного осциллятора, что имеет фундаментальное значение в сейсмических расчетах. При этом стержень принимается невесомым и жестко заделанным в основание (рис.9).

Абсолютное перемещение сосредоточенной массы m в любой момент времени $-L(t)$ складывается из смещения основания $Y_0(t)$ и относительного перемещения стержня $Y(t)$ (рис.9):

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

Уравнение колебания с учетом сил сопротивления представляется выражением

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

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 выражением

$$S = -m[\ddot{Y}_0(t) + \ddot{Y}(t)], S = m Y_0 \omega_0^2 \beta \sin \omega_0 t , \quad (5)$$

а максимальное усилие: $S_{\max} = m Y_0 \omega_0^2 \beta$.

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

$$S_{\max} = A Q \beta . \quad (6)$$

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 переменной амплитудой и периодом. Следовательно, фундаменты, загруженные весом сооружения, не могут следовать за всеми этими колебаниями.

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 и смещения 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 приблизительные 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

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

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

Выражение для коэффициента динамичности β_t имеет громоздкий вид и здесь не приводится.

Вместо этого на рис.10 показан соответствующий график, где β_t заменен его максимальным значением β , и построены ряд функций β от соотношения ω/ω_0 (штриховые кривые на рис.10). 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 , который по идее характеризует суммарное сейсмическое действие от ряда затухающих гармонических колебаний (огибающая линия на рис.10).

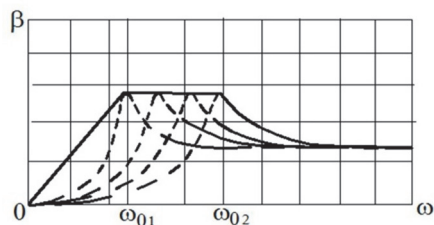


Рис. 10. Огибающая линия

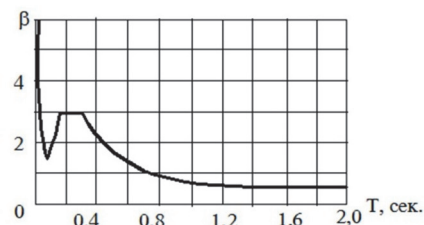


Рис. 11. СН 8-57

Далее, с целью отражения поведения коэффициента динамичности β в области высоких частот, по оси абсцисс вместо ω отложен период $T = 2\pi / \omega$ (рис.11). При этом с учетом опытных данных других стран было принято, что наибольшие ускорения земной поверхности соответствуют периодам от 0,15 до 0,3с (рис.11).

Для практического применения в качестве строительных норм (СН 8-57) в 1957г. график β (рис.11) был упрощен, принимая для участка $T=0 \dots 0,3с$, $\beta=3$ (график на рис.12). Очередное уточнение коэффициента динамичности β осуществлено в СНиП II-A.12-69* с учетом категории грунтов по сейсмическим свойствам (рис.13). Следующее уточнение графика β с разделением грунтов по сейсмическим свойствам по трем группам осуществлено в 1981г. (СНиП II-7-81) (график на рис.14). На рис.15 приведен график β измененной редакции (СНиП II-7-81*) 2000 года и действующих в настоящее время актуализированных СНиП II-7-81*, 2011г.

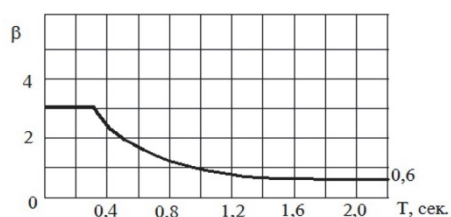


Рис. 12. СН 8-57

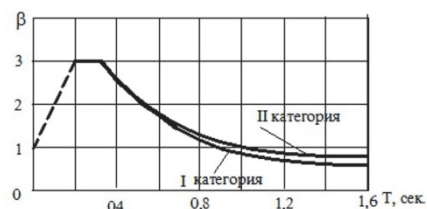


Рис. 13. СНиП II-A/12-69*

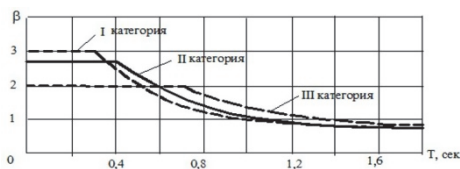


Рис. 14. СНиП II-7-81, 1981г.

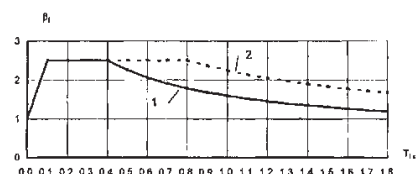


Рис. 15. СНиП II-7-81* актуализ.2011г.)

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 приняты 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 оснований 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 приблизительные. Об этом свидетельствуют также результаты расчетов по определению сейсмических нагрузок согласно 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, 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.

Вышеизложенное никак не умаляет значения спектрального анализа, что необходимо для общей оценки реакции различных сооружений и степени сейсмических воздействий вообще.

За последние десятилетия наблюдается стремление разработки новых методов определения сейсмических нагрузок на сооружения. В частности, автором [6-8] сделана попытка определения сейсмических нагрузок альтернативным методом, без прямого применения коэффициента динамичности. Метод основан на сопротивляемости сооружения относительным перемещениям при землетрясении. Используется следующее исходное уравнение [7-10]:

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

где B - суммарная изгибная жесткость конструкций (*стоек и диафрагм*); B_0 - изгибная жесткость, обусловленная общим изгибом здания как вертикальной консольной конструкции с моментом $M_0 = Nb$; N - продольные силы в крайних вертикальных конструкциях (*стойках*); b - расстояние между крайними вертикальными конструкциями (*стоек*); A - сдвиговая жесткость [11];

$$P(x) = -\frac{m}{l} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} - \text{требуемая нагрузка для изгиба и сдвига в пределах}$$

упругости для здания или части здания с одинаковыми жесткостями и массами этажей, где l - высота этажа, m - масса этажа

Решение уравнения (A) представляется выражением

$$y = XT = (C_1 ch r_1 x + C_2 sh r_1 x + C_3 \cos r_2 x + C_4 \sin r_2 x) \cdot (D \cos \omega_i t). \quad (B)$$

Постоянные C_1, C_2, C_3 и C_4 для здания с одинаковыми жесткостями и массами этажей или части сооружения определяются из крайних условий.

Для корней r_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, зависящий

от характеристики жесткости здания- λ и податливости оснований - k_F [1-1].

Неизвестный коэффициент D определяется исходя из закона сохранения количества движения по выражению

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

Если здание состоит из нескольких частей с определенными жесткостями и массами этажей, то соответственно будем иметь столько же дифференциальных уравнений типа (B).

Сравнение результатов расчета по СНиП II-7-81* с данными, полученными альтернативным методом, показывает достаточную точность расчетов для основного тона колебаний. Для высоких тонов наблюдается значительное расхождение результатов, что, по нашему мнению, обусловлено неопределенностью спектра реакции на начальном участке при высоких частотах колебаний.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Biot M.A.** A mechanical analyzer for the Prediction of Earthquake Stresses // Bull. of the Seismological. Sos. 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. Sos. America. -1953. -Vol. 43, №2.- P.97-119.
3. **Назаров А.Г.** Метод инженерного анализа сейсмических сил. –Ереван: Изд-во АН АрмССР, 1959. - 286 с.
4. **Корчинский И.Л.** и др. Сейсмостойкое строительство зданий. –М.: Высшая школа,1971. - 317с.
5. **Yuji Ishiyama,** Indroduction to Earthquake Engineering and Seismic Codes in the World, 2011. -111p.
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 20156 New York, USA // 17th International Conference on Structural Dynamics and Earthquake Engineering on June, 4-5, 2015.-Vol. 2, №6.-P.366.

9. **Атабемян Р.А.** О возможных максимальных значениях ускорений фундаментов зданий при сильных землетрясениях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. -М., 2007.- №1.-С. 52–54.
10. **Атабемян Р.А.** Альтернативный метод определения сейсмических нагрузок на здания нерегулярной структуры без применения спектральной теории // Сейсмостойкое строительство, безопасность сооружений. -2016.-№6. –С. 51-57.
11. **Байков И.Н, Сигалов Э.Е.** Железобетонные конструкции. В 2 томах: Том1.- М., 1974; том 2.-1977.

Ռ.Ա. ԱՌԱԲԵԿՅԱՆ

ՍԵՅՍՄԻԿ ԱԶԴԵՑՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ՈՐՈՇՄԱՆ ՄԻ ՔԱՆԻ ՀԱՐՑԵՐ՝ ԸՍՏ ԱՇԽԱՐՀՈՒՄ ԳՈՐԾՈՂ ՆՈՐՄԵՐԻ

Դիտարկվում են տարբեր երկրներում շենքերի վրա սեյսմիկ բեռների որոշման հիմնական նորմերը և դրանց զարգացման պատմությունը: Ցույց են տված կիրարկող մեթոդների պայմանականությունն ու մոտավորությունը, և հաշվարկի նոր մեթոդի ստեղծման անհրաժեշտությունը:

Առանցքային բառեր. երկրաշարժ, սեյսմիկ բեռներ, ռեակցիայի սպեկտոր, դինամիկության գործակից, գրունտի արագացում, ազատ տատանումների պարբերություն:

R.A. ATABEKYAN

SOME ISSUES ON DETERMINING THE SEISMIC IMPACT ON CONSTRUCTIONS BY THE WORLDWIDE STANDARDS

The main standards for determining the seismic loads on structures, the history of their development, as well as the current state are considered. The conventionality and approximation of the applied methods are shown. The necessity to create a new calculation method is substantiated.

Keywords: earthquake, seismic load, reaction spectrum, dynamics coefficient, soil acceleration, free oscilation period.