

УДК 624.042.7:721.011.27

В. В. Дроздов, В. А. Пшеничкина, С. И. Евтушенко

ИНЖЕНЕРНАЯ МЕТОДИКА ОЦЕНКИ СЕЙСМИЧЕСКОЙ НАДЕЖНОСТИ ЗДАНИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМОМУ РИСКУ

На примере 17-этажного монолитного здания изложена инженерная методика и алгоритм расчета сейсмической надежности зданий по предельно допустимому риску. Методика позволяет оценивать величину полного и условного сейсмического риска по критерию расчетной сейсмической нагрузки, следовательно, проектировать сооружение с заданным уровнем сейсмического риска, а также по критерию предельных значений нагрузочного эффекта в сечениях зданий, т. е. оценить уровень фактической безопасности рассматриваемого проектного решения. Предложенная методика основывается на стандартных вычислительных процедурах МКЭ, заложенных в современных расчетных комплексах, которые используются в проектной практике и не требуют проведения прямого вероятностного расчета.

Ключевые слова: сейсмическая нагрузка, оценка надежности, полный сейсмический риск.

On the example of a 17-storey monolithic building described is the engineering technique and algorithm of building seismic reliability estimation at maximum permissible risk. This technique allows estimate the value of the full and conditional seismic risk by the criterion of the estimated seismic load, therefore, design a building with a specific level of seismic risk; and by the criterion of the limiting values of the load effect in the sections of buildings, i.e. to assess the level of actual security of the project solution in question. The proposed method is based on standard computing FEM procedures of advanced calculation complexes, which are used in the design practice and does not require direct probabilistic calculation.

Key words: seismic load, seismic reliability assessment, full seismic risk.

Параметры сейсмической нагрузки имеют высокую степень неопределенности: момент возникновения землетрясения, его направление, спектральный состав, продолжительность, амплитуда колебаний грунтового основания являются случайными величинами. Поэтому обеспечить безопасность сейсмостойких зданий можно лишь с определенной степенью вероятности, что требует перехода от метода предельных состояний, реализующего концепцию «нулевого риска», к методу расчета по предельно допустимому риску с применением вероятностных моделей и методов теории надежности.

В последние годы методы анализа риска приобрели особую актуальность. Они используются при декларировании промышленной безопасности опасных производственных объектов, экспертизе промышленной безопасности, обосновании технических решений по обеспечению безопасности, страховании, экономическом анализе безопасности по критериям «стоимость — безопасность — выгода», оценке воздействия хозяйственной деятельности на окружающую природную среду и при других процедурах, связанных с анализом безопасности. Эти методы носят преимущественно качественный характер и, как правило, основаны на экспертных оценках, т. е. зависят от квалификации эксперта и имеют большую долю субъективности. При анализе риска сейсмостойких зданий величина сейсмического риска отождествляется с величиной сейсмической опасности территории, а значит,

не учитывается уязвимость зданий в случае реализации сейсмического воздействия расчетной интенсивности. Получить величину уязвимости конструкций здания как вероятность отказа при действии сейсмических нагрузок (так называемый условный сейсмический риск) можно только с вероятностных позиций.

Методы прямого вероятностного расчета строительных конструкций и оценки их надежности в настоящее время еще не нашли широкого применения в инженерной практике по причине сложности математического аппарата и отсутствия практических методик решения стохастических задач.

Анализ результатов проведенных исследований [1], возможности применения приближенных формул, особенностей нормативного подхода к расчету сейсмостойких зданий позволил разработать инженерную методику оценки надежности зданий при действии сейсмической нагрузки. Данная методика ориентирована на применение любого из расчетных комплексов, реализующих МКЭ, и максимальное использование стандартных процедур расчета сейсмостойких зданий, принятых в нормативных документах.

Расчет надежности здания выполняется в следующей последовательности.

1. Формирование дискретной пространственной расчетной модели здания. В качестве примера рассматривается 17-этажное монолитное рамно-связевое здание с безбалочными перекрытиями [2].

Основная система состоит из 16 отдельно стоящих колонн и участков диафрагм жесткости с монолитно примыкающими к ним 12 колоннами.

Высота здания $h = 54$ м.

В плане здание прямоугольное, размерами $27,5 \times 19,4$ м.

Фундамент здания представляет собой монолитную железобетонную плиту толщиной 1000 мм.

Колонны сечением 400×400 мм, толщина диафрагм жесткости 200 мм.

Класс бетона конструкций В25, армирование элементов здания выполнено арматурными стержнями класса А240, А400.

Наружные самонесущие стены в пределах одного этажа состоят из силикатного кирпича с эффективным утеплителем, в расчетной схеме условно не показаны.

Междуэтажные перекрытия выполнены из монолитного железобетона толщиной 200 мм.

План типового этажа изображен на рис. 1, расчетная схема МКЭ представлена на рис. 2.

Расчетная интенсивность сейсмической нагрузки по карте ОСР-97 принимается равной 7 баллам, с частотой повторяемости землетрясений $\Lambda = 0,002 \text{ лет}^{-1}$.

Моделирование и расчет здания производились в программном комплексе ЛИРА 9.6.

Расчетная модель состоит из следующих типов конечных элементов (КЭ):

КЭ 10 — универсальный стержневой КЭ для пространственной задачи;

КЭ 42 — универсальный треугольный КЭ оболочки;

КЭ 44 — универсальный четырехугольный КЭ оболочки.

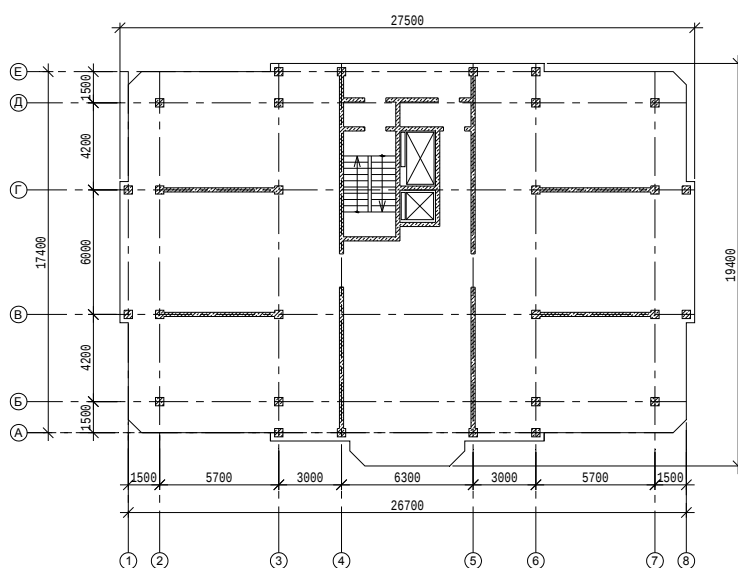


Рис. 1. План типового этажа здания

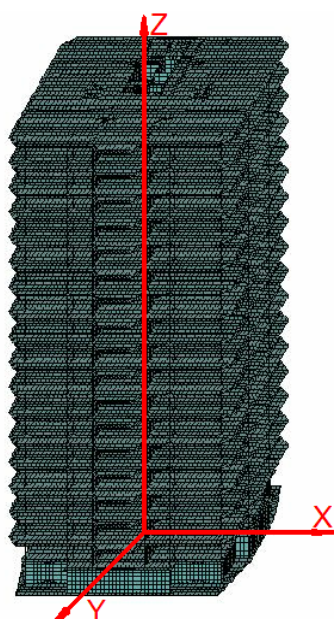


Рис. 2. Расчетная схема здания

2. Моделирование случайной сейсмической нагрузки. Сейсмическая нагрузка в общем случае рассматривается в виде случайного вектора, включающего в себя по три компоненты поступательного и углового ускорения грунтового основания:

$$\ddot{U}_0(t) = [\ddot{X}_{01}(t), \ddot{X}_{02}(t), \ddot{X}_{03}(t), \ddot{a}_{01}(t), \ddot{a}_{02}(t), \ddot{a}_{03}(t)] = \ddot{X}_h(t),$$

где $\ddot{X}_{0l}(t)$, $\ddot{a}_{0l}(t)$ — стационарные случайные функции времени; $l = 1, 2, 3$; $h = 1, \dots, 6$.

Принимаем, что случайные компоненты ускорения грунта при сейсмическом воздействии статистически независимы. Тогда расчет здания может проводиться отдельно по каждой компоненте.

В корреляционном приближении каждая из составляющих характеризуется математическим ожиданием, близким к нулю, $m_{0h} \approx 0$, дисперсией D_{0h} и нормированной спектральной плотностью

$$S_h^u(\omega) = \frac{1}{\pi} \alpha_h \frac{m_h^2 + \omega^2}{m_h^4 + 2\alpha_h \omega^2 + \omega^4}; \quad m_h^2 = \alpha_h^2 + \theta_h^2; \quad \alpha_h = \alpha_h^2 - \theta_h^2, \quad (2)$$

$$h = 1, \dots, 6; \quad \alpha_h = 6 \dots 8,5 \text{ с}^{-1}; \quad \beta_h = 14 \dots 20 \text{ с}^{-1}.$$

Среднеквадратическое ускорение грунта $\sigma_{0h} = \sqrt{D_{0h}}$, максимальная амплитуда колебаний $\ddot{X}_{0\max}$ и амплитудный коэффициент A задаются в соответствии с существующими нормами [3] (табл. 1).

Таблица 1

Нормативные характеристики интенсивности землетрясения

Интенсивность землетрясения, балл	$\ddot{X}_{0\max}$, см/с ²	σ_{0h} , см/с ²	A
7	100	25	0,1
8	200	50	0,2
9	400	100	0,4

3. Вычисление собственных частот и форм колебаний пространственной системы. Значения собственных частот колебаний представлены в табл. 2

Таблица 2

Собственные частоты колебаний здания

№ формы	Круговая частота λ_j , рад/с	Период T_j , с	Коэффициент распределения	Эффективная модальная масса, %	Сумма эффективных модальных масс, %
1	5,386	1,167	1,715	51,958	51,958
2	7,010	0,896	0,122	0,415	52,372
3	7,975	0,788	0,786	12,396	64,768
4	19,178	0,328	-0,730	8,307	73,075
5	28,168	0,223	-0,483	5,590	78,665
6	28,839	0,218	-0,284	2,026	80,692
7	36,018	0,174	-0,370	2,644	83,335
8	37,579	0,167	-0,023	0,001	83,336
9	37,759	0,166	0,242	0,094	83,430
10	38,019	0,165	-0,001	0,000	83,430

4. Вычисление модальных статистических характеристик системы.

Колебания расчетной пространственной системы под действием сейсмической нагрузки описывается дифференциальным уравнением

$$\ddot{\xi}_j(t) + 2c_j\dot{\xi}_j(t) + \lambda_j^2\xi_j(t) = \tilde{H}_j(t); \quad i = 1, 2, \dots, N,$$

где $\xi_j(t)$ — функция обобщенных координат; c_j — коэффициент затухания; λ_j — j -я частота собственных колебаний системы; $\tilde{H}_j(t)$ — обобщенная случайная нагрузка; N — количество учитываемых форм колебаний.

Учитывая, что рассматриваемая система является резонансным фильтром, дисперсии обобщенных координат для соответствующей h -й компоненты находим по приближенной формуле

$$D_{\xi_j} = \frac{\pi S_H(\lambda_j)}{4c_j\lambda_j^3}.$$

Спектральная плотность обобщенной нагрузки $S_H(\omega)$ равна спектральной плотности $S_X(\omega)$ входной случайной нагрузки.

Коэффициенты динамичности для j -й обобщенной координаты:

$$\beta_j = \lambda_j^2 \sqrt{\frac{D_{\xi_j}}{D_0}}. \quad (1)$$

В общем случае коэффициенты динамичности для пространственной системы, полученные по (1), несколько ниже полученных по нормативным формулам (рис. 3).

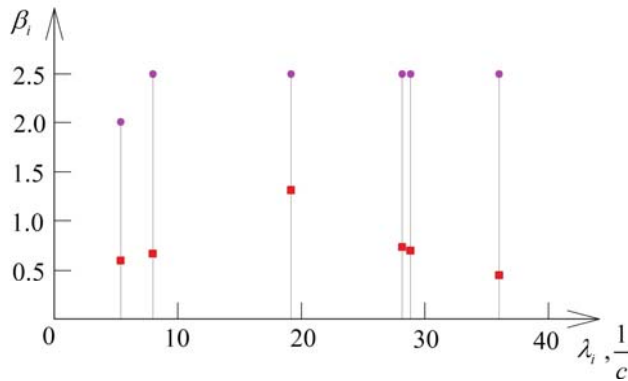


Рис. 3. Коэффициенты динамичности: ■ — вычисленные по формуле (1); ● — нормативные

Стандарты инерционных нагрузок вычисляем по формуле

$$\sigma_{S_{jk}} = m_k \varphi_{jk} \beta_{\xi_j},$$

где φ_{jk} — формы свободных колебаний.

5. Проведение квазистатического расчета здания на сейсмические инерционные нагрузки в рамках линейно-спектральной теории. Получение стандартов перемещений в узлах, напряжений и усилий в рассматриваемых сечениях для каждой j -й формы колебаний ($j = 1, \dots, N$).

6. Вычисление эффективного периода изменения функции перемещения k -й массы осуществляется по формуле

$$T_{ek}(t) \approx 2\pi \left[\frac{\sum_{j=1}^N \frac{\varphi_{jk}^2 \eta_{jk}^2}{c_j \lambda_j^3} S_{H_l}(\lambda_j)}{\sum_{j=1}^N \frac{\varphi_{jk}^2 \eta_{jk}^2}{c_j \lambda_j} S_{H_l}(\lambda_j)} \right]^{\frac{1}{2}},$$

где η_{jk} — коэффициент формы; $S_{H_l}(\lambda_j)$ — спектральная плотность l -й компоненты входной случайной функции сейсмического ускорения при частоте, равной j -й частоте собственных колебаний зданий.

Значения эффективного периода изменения параметра $\xi(t)$ для массы m_k ($k = 882$) приведены в табл. 3.

Таблица 3

Эффективный период колебаний массы для различных форм колебаний

№ узла	№ формы колебаний	Значение эффективного периода T_{ek} , с ²
882	1	1,167
	3	0,788
	4	0,328
	5	0,223
	6	0,218
	7	0,174

Интегральный эффективный период системы:

$$T_{ek_{\Sigma}} = \sqrt{\sum_j T_{ek_j}} = 1,489 \text{ с.}$$

Эффективная частота:

$$\lambda_{ek_{\Sigma}} = \frac{2\pi}{T_{ek_{\Sigma}}} = 4,22 \text{ с}^{-1}.$$

7. Оценка сейсмической надежности здания. Учитывая, что инженерные методы расчета на сейсмостойкость основаны на применении максимального расчетного ускорения a^* , запишем формулу для вычисления условной вероятности отказа (уязвимости) конструкций здания:

$$H(t|a^*) = 1 - P\{a(t) + \ddot{\xi}(t) < \mu a^*\}, \quad (2)$$

где $a(t)$ — максимальное ускорение в рассматриваемой точке; μ — коэффициент, учитывающий нелинейную работу материала.

Полный риск за время эксплуатации сооружения T будет равен

$$H(t, a^*) = H(\lambda T) H(t|a^*) = [1 - \exp(-\lambda T)] H(t|a^*),$$

где $H(\lambda T)$ — сейсмическая опасность территории; λ — частота повторяемости землетрясения.

Из (2) можно получить зависимость расчетного ускорения от величины условной вероятности отказа $H(t, a^*) = P^*$:

$$a^* = \sigma_p \lambda_{ekz} \sqrt{-2 \ln \left[-\frac{T_{ek} \ln(1 - P^*)}{\tau_E} \right]} = n \lambda_{ekz} \sigma_p, \quad (3)$$

где σ_p — стандарт перемещений элемента, соответствующий предельному состоянию, т. е. условию, что коэффициент использования K_p прочности по предельному моменту в сечении и деформации в сжатом бетоне будут равны 1; n — коэффициент, по своему содержанию аналогичный индексу надежности в теории безопасности А. Р. Ржаницына, поэтому может быть определен как индекс сейсмической надежности. Он численно равен числу стандартов обеспеченности сейсмической нагрузки.

8. Выбор целесообразного уровня надежности. Предельная величина условного сейсмического риска для сейсмостойких зданий в настоящее время не нормируется. В СП «Строительство в сейсмических районах» [3] определена лишь величина опасности территории, которая для зданий массового строительства составляет 0,1 (карта А ОСР-97).

Примем в качестве предельной величину уязвимости здания, равную риску опасности территории по соответствующей карте, $P^* = 0,1$, и найдем, во сколько раз при этом увеличится расчетная сейсмическая нагрузка. Используем зависимость (3) и результаты расчета здания (см. п. 5).

1. При $\sigma_p = 3,72$ см стандарт расчетного ускорения для рассматриваемого здания составляет $a_p^* = 66,2$ см/с². Тогда нормативное максимальное расчетное ускорение $a_n^* = 100$ см/с² имеет фактическую обеспеченность

$\frac{a_n^*}{a_p^*} = 1,51$ стандарта. При этом условная вероятность отказа равна $P = 0,193$.

Следовательно, при обеспеченности сейсмической нагрузки приблизительно в один стандарт, как это принято в существующих нормах, уязвимость зданий в случае реализации землетрясения проектной интенсивности достаточно высокая.

Назначив $P^* = 0,1$, получим значение индекса сейсмической надежности:

$$n = \sqrt{-2 \ln \left[-\frac{T_{ek} \ln(1 - P^*)}{\tau_E} \right]} = 1,925.$$

Следовательно, для обеспечения 10-процентной вероятности отказа здания максимальная расчетная сейсмическая нагрузка должна быть увеличена

в $\frac{a_p^*}{a_n} n = 1,275$ раз, т. е. приблизительно на 30 %.

Для обеспечения 5-процентной вероятности отказа здания максимальная расчетная сейсмическая нагрузка должна быть увеличена в $\frac{a_p^*}{a_n} n = 1,5$ раза.

Отметим, что приведенные значения условной вероятности получены для линейной модели здания и стационарной модели сейсмической нагрузки. Нелинейная работа материала конструкций в приведенном расчете учитывалась согласно нормам при помощи интегрального коэффициента K_1 .

В дальнейшем переход к нелинейной расчетной модели здания позволит уточнить полученные результаты.

Разработанная инженерная методика расчета сейсмической надежности зданий и сооружений позволяет, используя приближенные зависимости теории случайных процессов и стандартные процедуры расчета зданий на сейсмические нагрузки, заложенные в современные программные комплексы, получить количественную оценку уязвимости здания, а также проектировать здание с заданным уровнем надежности. Предложенная методика не требует проведения прямого вероятностного расчета здания.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Надежность зданий как пространственных составных систем при сейсмических воздействиях / В. А. Пшеничкина и др. Волгоград : ВолгГАСУ, 2010. 180 с.
2. Дроздов В. В., Пшеничкина В. А. Расчет зданий повышенной этажности по критерию предельного допустимого риска [Электронный ресурс] // Современные проблемы науки и образования. 2012. № 5. URL: www.science-education.ru/105-7169 (дата обращения : 20.06.2013).
3. СП 14.13330.2011. Строительство в сейсмических районах. М. : ЦПП, 2011. 91 с.
1. Nadezhnost' zdaniy kak prostranstvennykh sostavnykh sistem pri seysmicheskikh vozdeystviyakh / V. A. Pshenichkina i dr. Volgograd : VolgGASU, 2010. 180 s.
2. Drozdov V. V., Pshenichkina V. A. Raschet zdaniy povyshennoy etazhnosti po kriteriyu predelnogo dopustimogo riska [Elektronnyy resurs] // Sovremennye problemy nauki i obrazovaniya. 2012. № 5. URL: www.science-education.ru/105-7169 (data obrashcheniya : 20.06.2013).
3. SP 14.13330.2011. Stroitel'stvo v seysmicheskikh rayonakh. M. : TsPP, 2011. 91 s.

© Дроздов В. В., Пшеничкина В. А., Евтушенко С. И., 2013

Поступила в редакцию
в сентябре 2013 г.

Ссылка для цитирования:

Дроздов В. В., Пшеничкина В. А., Евтушенко С. И. Инженерная методика оценки сейсмической надежности зданий по предельно допустимому риску // Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер.: Политематическая. 2013. Вып. 2(27). URL: [http://vestnik.vgasu.ru/attach ments/Droz dovPshenichkina2-2013_2\(27\).pdf](http://vestnik.vgasu.ru/attachments/Droz dovPshenichkina2-2013_2(27).pdf)