

**МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПЕРИОДА ПЕРВОЙ ФОРМЫ
СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ
РАСЧЕТНЫХ СХЕМ ЗДАНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-СТАТИСТИЧЕСКОГО
МОДЕЛИРОВАНИЯ**

Дорофеев В.С., Егупов К.В., Луцкий Е.С., Мурашко А.В. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры)

В статье приводится методика определения периода первой формы собственных колебаний пространственных расчетных схем зданий с безригельным каркасом и диафрагмами жесткости в зависимости от этажности, относительной расчетной протяженности диафрагм жесткости, их толщины, высоты этажа и величины вертикальной нагрузки.

Объект исследования – конечноэлементные модели зданий.

Предмет исследования – влияние исследуемых факторов на период первой формы собственных колебаний.

Обычные сооружения и здания в целом представляют собой довольно сложные механические системы. Наличие большого числа оконных и дверных проемов, перегородок, лестниц внутреннего оборудования весьма затрудняют создание расчетной схемы. Учет этих факторов осуществляется во время конструирования по схеме, которая удовлетворяет требованиям нормативных документов. Создание такой расчетной схемы является весьма трудоемким процессом. И в результате, период колебаний полученной схемы может попасть в резонанс с преобладающим периодам колебаний, определенным в результате микросейсморайонирования, или рассчитанному по приложению Д [3]. Поэтому, на стадии эскизного проектирования существует необходимость в вычислении такой интегральной характеристики, как период собственных колебаний. Также определение такой интегральной характеристики как период колебаний по альтернативной методике позволит оценить достоверность выполненной расчетной схемы.

На сегодняшний день существует ряд упрощенных методик определения динамических характеристик зданий.

1. Формула Э.Е. Хачияна, выведенная эмпирически по результатам численных экспериментов

$$T_i = (A_i + nB_i) \sqrt{\frac{m}{a}} \quad (1)$$

где A_i и B_i – постоянные для первых трех форм колебаний зданий высотой до 20 этажей; m – суммарные массы; a – суммарная жесткость вертикальных несущих элементов

$$a = \frac{12 \sum EI}{l^3} \quad (2)$$

Табл 1. Значение коэффициентов A_i и B_i

Форма колебания	A_i	B_i
I форма	2.304	3.975
II форма	1.004	1.319
III форма	0.741	0.791

2. Методика проекта межгосударственных строительных норм и правил «Строительство в сейсмических районах»

Приближенные значения периодов T_1 первой формы колебаний жилых и общественных зданий с регулярным расположением масс и жесткостей при числе этажей n (8, Приложение 8). Для Железобетонного каркаса с вертикальными диафрагмами Величина $T_1/n=0,05-0,06$.

3. Периоды колебаний определяемые в зависимости от этажности по различным методикам

Табл 2. Эмпирические зависимости T_n — n

Каркас из монолитного железобетона с кирпичным или легкобетонным заполнением стен $T_n = 0,065n$ [с 252]	Каркасные здания $T_n = 0.0905 \frac{H}{\sqrt{L}}$ ($H=3n$); $L=10$ м Американские нормы	Здания из монолитного железобетона $T_n = \frac{n}{12}$ Европейские нормы
--	--	---

Особое внимание следует уделить зависимости принятой в Американских нормативных документах (Табл 2), в которой учитывается влияние протяженности здания.

4. Методика Я.М. Айзенберга и Г.В. Мамаевой

Методика определения периодов собственных колебаний разработанная по результатам натурных испытаний инженерно-сейсмометрической службы г. Петропавловска-Камчатского обладает существенными преимуществами по сравнению с методами описанными ранее. Преимущества обусловлены тем, что одновременно учтено как влияние грунтовой среды так и относительной протяженности зданий.

Табл 3. Эмпирические зависимости $T_{\mu}^n - n$

Категория грунта основания	$T_{\mu}^n - n$, при $\mu = 1-3$	$T_{\mu}^n - n$, при $\mu = 4-6$
I	$T_{\mu=1-3}^n = 0,047n + 0,04$	$T_{\mu=4-6}^n = 0,038n + 0,08$
II	$T_{\mu=1-3}^n = 0,059n + 0,05$	$T_{\mu=4-6}^n = 0,047n + 0,01$
III	$T_{\mu=1-3}^n = 0,071n + 0,06$	$T_{\mu=4-6}^n = 0,056n + 0,12$

где μ относительная протяженность здания

Недостатком перечисленных выше методик является то, что не учитывается, или учитывается не в полной мере влияние вертикальных несущих элементов.

В работе [4] было исследовано влияние формы здания в плане, шага сетки колонн и их сечения, дано определение относительной расчетной протяженности диафрагм жесткости и обоснована необходимость проведение пятифакторного математически планируемого эксперимента.

Многообразие характеристик расчетных схем многоэтажных зданий, учет большого числа факторов, предопределяет необходимость применения математической теории планирования эксперимента, которая позволяет получить необходимые для управления периодами собственных колебаний зависимости в виде полиномиальных экспериментально-статистических моделей.

Синтез численного эксперимента с экспериментально-статическим моделированием позволит объяснить природу изменения исследуемого параметра расчетных схем в результате изменения их конфигурации и конструктивных характеристик, определить степень влияния каждой из

них и выделить наиболее сильно влияющие с учетом взаимосвязей и взаимовлияния, чтобы управлять периодами собственных колебаний расчетных схем с максимальной эффективностью.

Для формирования информационной базы ЭС моделирования спланирован многофакторный численный эксперимент.

В соответствии с целью работы был применен 27-х точечный, композиционный, симметричный, трехуровневый план в виде "кубов на квадрате". Это пятифакторный план, в котором варьируются одновременно пять независимых факторов, четыре фактора конфигурации и пятый – величина вертикальной нагрузки. Исследуемые факторы и уровни их варьирования приведены в Табл 4.

Табл 4. Исследованные факторы и уровни их варьирования

№ п/п	Исследуемые факторы	Уровни варьирования		
		Кодированные	натуральные	
1	Этажность здания	X ₁	-1	18
			0	14
			+1	10
2	Относительная расчетная протяженность диафрагм жесткости	X ₂	-1	0.354
			0	0.237
			+1	0.120
3	Высота этажа, м	X ₃	-1	3.5
			0	3.1
			+1	2.7
4	Нагрузка, тонн на 1 м ²	X ₄	-1	1.5
			0	1.0
			+1	0.5
5	Поперечное сечение диафрагм жесткости, м	X ₅	-1	0.50
			0	0.35
			+1	0.20

В качестве параметров выхода исследовались: период первой формы собственных колебаний под влиянием исследуемых факторов Y₁ и величина относительной амплитуды перемещений Y₂. Расчет этих показателей производился для каждой точки плана с использованием программных комплексов Лира 9.4, SCAD 7.31, Stark ES 4x4 на основании трех схем с различной формой в плане и различной сеткой колонн.

В результате реализации эксперимента получена пятифакторная ЭС-модель, описывающая изменение периода первой формы собствен-

ных колебаний и величины относительной амплитуды перемещений под влиянием исследуемых факторов. Первичные ЭС модели влияния факторов на показатели Y_1 и Y_2 строились с использованием типовой версии программы COMPEX-99 [ЭВМ и оптимизация. Вознесенский], реализующей последовательный регрессионный анализ с генерируемой ошибкой эксперимента $S\{R\}=0.028$ при $\alpha=0.022$.

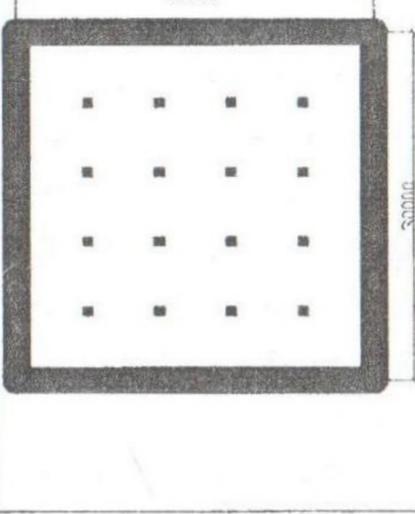
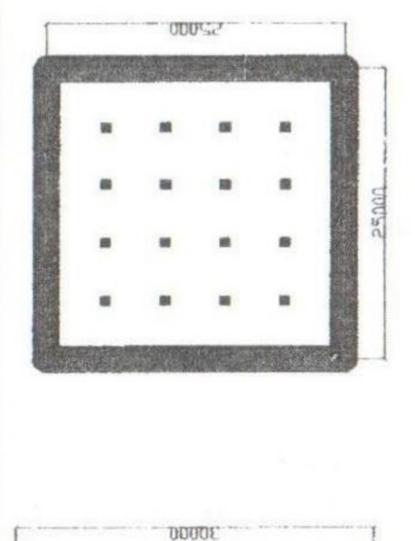
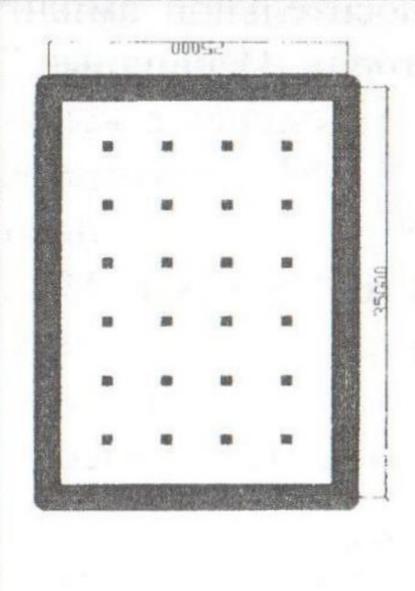
Изменение периода первой формы собственных колебаний Y_1 под влиянием факторов, представленных в Табл 4 описывает модель (3). Знак ± 0 поставлен на месте эффектов статистически равных 0.

$$T = \begin{matrix} 0,971 & -0.498x_1 & +0.039x_1^2 & -0.122x_1x_2 & -0.039x_2x_3 & +0.012x_3x_4 & \pm 0x_4x_5 \\ & +0.263x_2 & +0.061x_2^2 & +0.088x_1x_3 & -0.036x_2x_4 & & \pm 0x_3x_5 \\ & -0.196x_3 & \pm 0x_3^2 & +0.063x_1x_4 & +0.022x_2x_5 & & \\ & -0.146x_4 & \pm 0x_4^2 & -0.040x_1x_5 & & & \\ & +0.125x_5 & +0.039x_5^2 & & & & \end{matrix} \quad (3)$$

Модель (3) отражает общий характер изменения периода первой формы собственных колебаний под влиянием исследуемых факторов и представляет собой модель-произведение планов на квадрате и кубе. Неполные модели, рассчитанные при: $X_1=-1;0;+1$ и соответственно $X_3=-1;0;+1$ позволяют провести отличную от моделей-произведений интерпретацию – по ним можно проанализировать и не зависящие от этажности и высоты этажа эффекты влияния факторов X_2, X_4, X_5 (рис.1), который представлен в виде трехфакторных диаграмм (кубы), расположенных в несущем квадрате факторов X_1 и X_3 .

Из сравнения кубических диаграмм следует, что максимальное значение периода первой формы собственных колебаний за счет изменения относительной расчетной протяженности диафрагм жесткости, нагрузки на 1 м^2 и поперечного сечения диафрагм жесткости $Y_1=2.76$ получено для восемнадцати этажного здания при высоте этажа 3.5 м, а минимальное $Y_1=0.279$ – для десяти этажного здания при высоте этажа 2.7 м. То есть относительное изменение периода первой формы собственных колебаний за счет изменения исследуемых факторов составляет $\delta Y = Y^{\max}/Y^{\min} = 2.76/0.279 = 9.9$ раза, что свидетельствует о высокой чувствительности данного показателя к исследуемым факторам.

Табл 5. Основные характеристики исследуемых расчетных схем

1	Характеристика	Расчетная Схема №1	Расчетная Схема №2	Расчетная Схема №3
2	Вид расчетной схемы			
3	Сетка колонн	6x6	5x5	5x5
4	Площадь	900	625	875

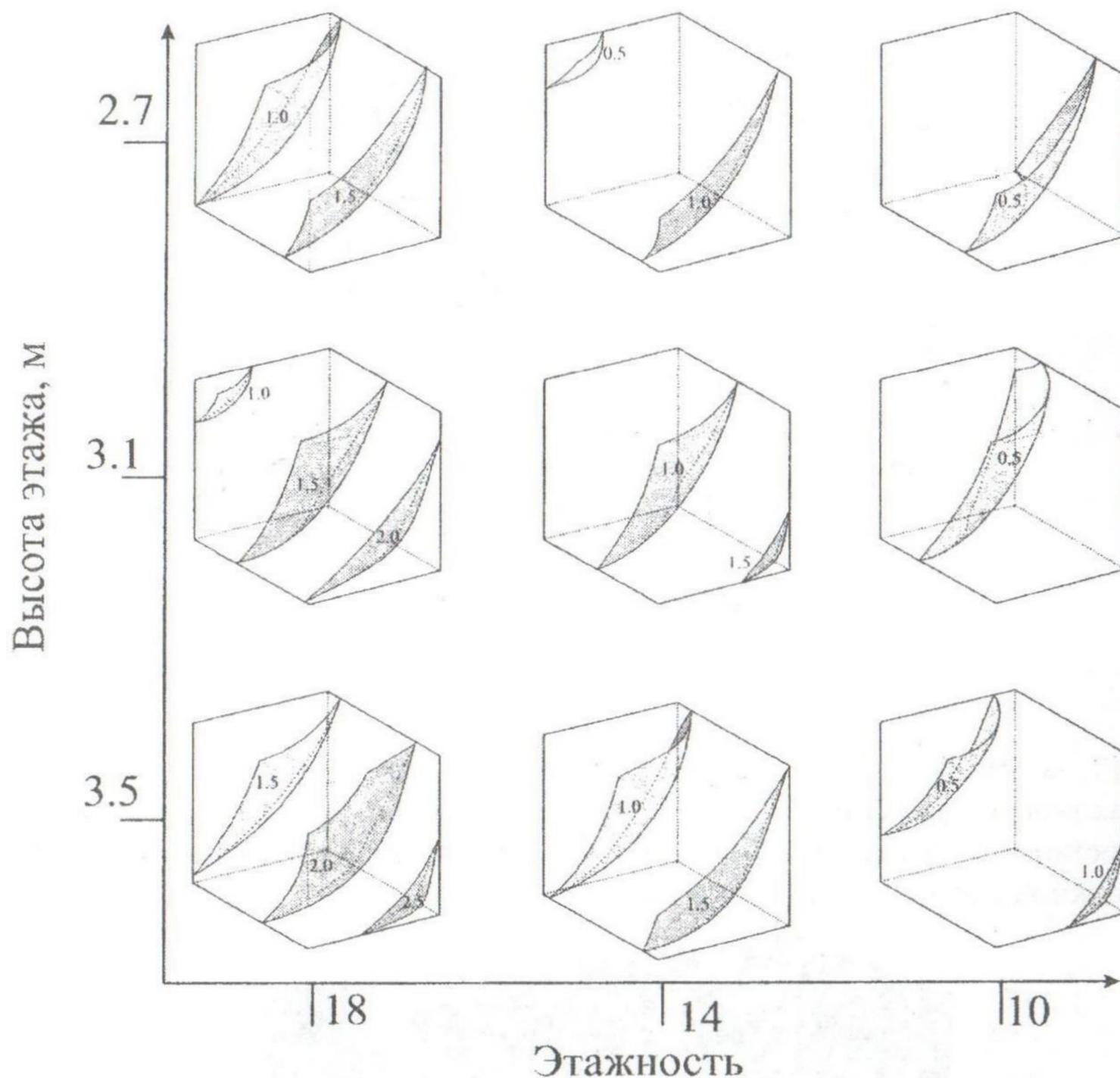


Рис.1. Влияние исследуемых факторов на период первой формы собственных колебаний

Наиболее сильное влияние расчетной протяженности диафрагм жесткости, их толщины и величины вертикальной нагрузки на период первой формы собственных колебаний, который изменяется от 0.450 до 1.416, на $\Delta Y_{\min}^{\max}=0.966\text{с}$, в $\delta Y_{\min}^{\max}=3.15$ раза (0) был определен для 14-этажной схемы при высоте этажа 2.7м.

Для апробации разработанной методики было принято решение определить период первой формы собственных колебаний для реального объекта – 10-этажного здания гостиницы в г. Севастополь (0, 4). Высота типового этажа – 3.3 м, технического 2.2 м. Период первой формы собственных колебаний составил – 0.766 с.

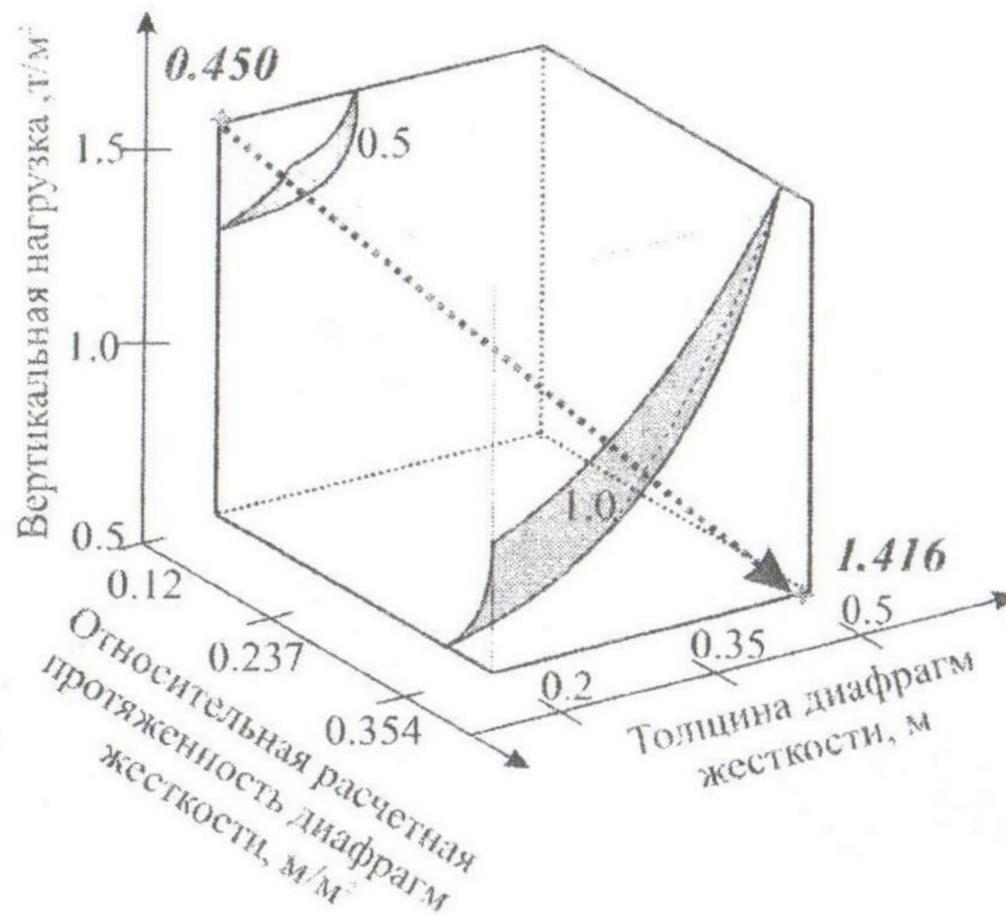


Рис. 2. Влияние относительной расчетной протяженности диафрагм жесткости, величины вертикальной нагрузки и толщины диафрагмы жесткости на период первой формы собственных колебаний для 14-этажной схемы при высоте этажа 2.7 м.

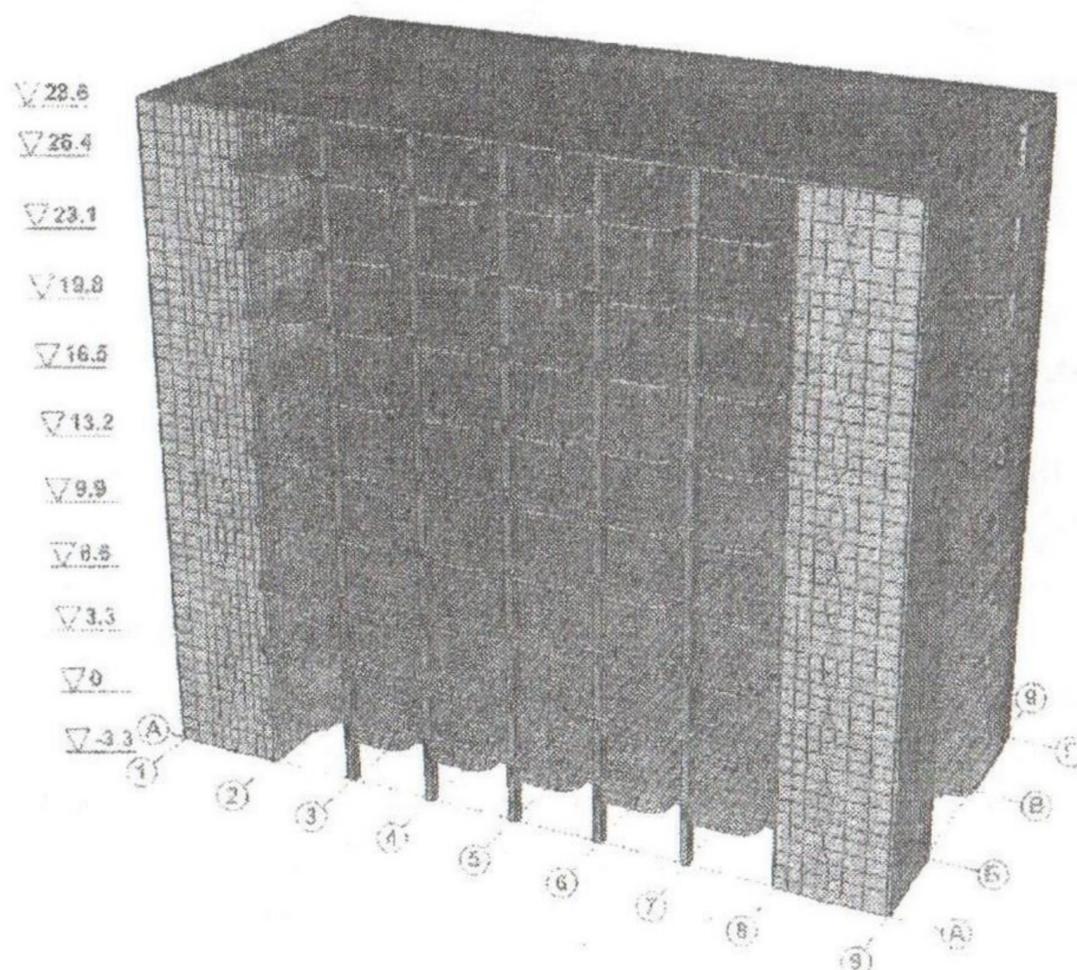


Рис. 3. Общий вид расчетной схемы

Величина периода полученная в результате расчета была сопоставлена с периодами полученными по различным методикам, в том числе и с предлагаемой.

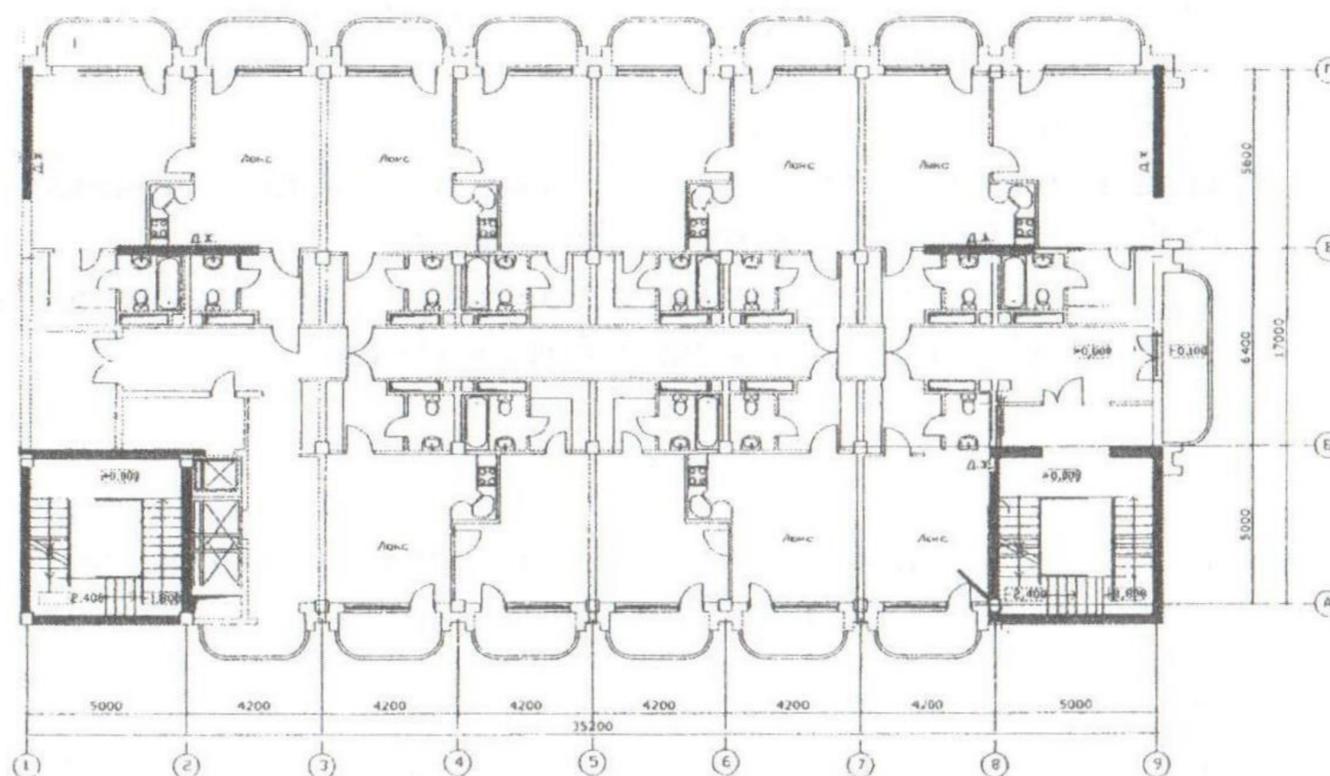


Рис. 4. План типового этажа

Табл 6. Результаты сравнения с существующими методиками

№ п/п	Наименование методики	Значение периода, с	Величина отклонения от полученного в результате численного эксперимента
1	2	3	4
1	Э.Е.Хачияна	1.03	25.63
2	Проект межгосударственных строительных норм и правил «Строительство в сейсмических районах»	0.5-0.6	22 - 35
3	По результатам натурных испытаний	0.65	15.14
4	Американские нормы	0.859	10.83
5	Европейские нормы	0.8333	8.08
6	Я.М. Айзенберга и Г.В. Мамаевой	0.51	33.42
7	Предлагаемая методка	0.762	0.52

Выводы

1. Установлено влияние этажности, высоты этажа, расчетной протяженности диафрагм жесткости, их толщины и величины вертикальной нагрузки на период первой формы собственных колебаний при помощи МТПЭ.
2. Под влиянием исследуемых факторов период изменяется от 0,279 до 2,760 сек (почти в десять раз).
3. Предлагаемая упрощенная методика расчета дает более достоверные результаты, чем разработанные ранее.

Литература

1. Айзенберг Я.М., Мамаева Г.В. Определение периодов собственных колебаний каркасных зданий для практических расчетов в антисейсмическом проектировании. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. №2, 2007, с.27-31.
2. Арнольд К., Рейтерман Р. Архитектурное проектирование сейсмостойких зданий.-М.:Стройиздат,1987.-195с.
3. ДБН В.1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины. - К.: Министерство строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Украины, 2006.- 84с.
4. Дорофеев В.С., Егупов К.В., Мурашко А.В. Влияние вертикальных несущих элементов на период первой формы собственных колебаний пространственных расчетных схем. Вісник ОДАБА. Вип.№26. – Одеса, 2007. – С.127-134.
5. Егупов В.К., Командрина Т.А. Расчет зданий на сейсмические воздействия.- Киев.:Будивельник, 1969.-208с.
6. Егупов В.К., Егупов К.В., Лукаш Э.П. Практические методы расчета зданий на сейсмостойкость.- Киев.:Будивельник,1982.-144с.
7. Клованич С.Ф. Дорофеев В.С. Шкуровский В.М. проектирование железобетонных бескаркасных зданий с учетом сейсмических воздействий. - Киев. : НСНО, 1993. - 56с.
8. Межгосударственные строительные нормы и правила - строительство в сейсмических районах/ Проект СНиП СНГ, Москва, ЦНИИСК, 2003.- 101 с.
9. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. (Основы теории сейсмостойкости). М.: Высшая школа, 1983. - 304 с.
10. ЭВМ и оптимизация композиционных материалов // В.А. Вознесенский, Т.В. Ляшенко, Я.П. Иванов, И.И. Николов. – К.: Будивельник, 1989. – 240с.