

## МОНИТОРИНГ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ ПОВЫШЕННОЙ ЭТАЖНОСТИ

УДК 624.94.012.45

*Кузьменко Александр Павлович*

*Ведущий научный сотрудник Югорского НИИ  
информационных технологий, кандидат технических наук, г. Ханты-Мансийск*

*Сабуров Владимир Сергеевич*

*Ведущий инженер Института горного дела Сибирского отделения РАН, г. Новосибирск*

Исследование технического состояния зданий и сооружений с помощью проведения натуральных обследований является самостоятельным направлением в строительной науке. Основной задачей натуральных обследований, как правило, является определение способности здания противостоять нагрузкам и усилиям от вероятных воздействий, таких как статические, ветровые и сейсмические. Современным требованиям проведения обследования, наиболее полно отвечает инженерно-сейсмометрический метод (метод случайных возмущений или метод передаточной функции), который позволяет проводить обследование без нанесения повреждений несущим и ограждающим конструкциям, в режиме реальной эксплуатации здания.

Основой данного метода является теория колебаний механических систем при случайном воздействии. В данной теории показано, что **реакция на заданное динамическое воздействие и динамические характеристики** механической системы однозначно определяются **передаточной функцией** [1] механической системы. В качестве случайного возмущения при обследовании инженерно-сейсмометрическим методом выбран **микросейсмический фон**. Передаточные функции для пунктов системы наблюдения определяются относительно одного пункта наблюдения, расположенного в опорном сечении здания. Комплексная передаточная функция определяется как оптимальный фильтр Винера-Колмогорова и является функцией преобразования сигнала, зарегистрированного в опорном пункте, в сигнал в пункте наблюдения. Поэтому при неизменности технического состояния здания на период обследования передаточная функция не зависит от начального времени регистрации колебаний. Это свойство передаточной функции позволяет проводить обследование здания с помощью нескольких датчиков, последовательно измеряя колебания в пунктах наблюдения, максимально приближённых к узлам сопряжения несущих конструкций.

Метод позволяет определять основные динамические характеристики строительных конструкций зданий и сооружений (частоты и формы собственных колебаний, декременты на частотах форм и т.п.) и по изменению этих характеристик во времени осуществлять мониторинг их технического состояния [2].

## Предотвращение аварий зданий и сооружений

Современное строительство в основном характеризуется возведением каркасных зданий повышенной этажности, поэтому в качестве примера приведём результаты обследований двух каркасных 16-этажных зданий (г.Новосибирск). Обследования зданий были проведены в рамках договора по обеспечению контроля строительства зданий повышенной этажности.

Здания выполнены по одной конструктивной схеме, отличия состоят в том, что в первом здании (№1) использованы железобетонные диафрагмы жёсткости и фундаментами являются свайные ростверки, выполненные на буронабивных сваях, упирающихся в скальное основание, во втором (№2) использованы сборные стальные диафрагмы, а фундаментами являются свайные ростверки, выполненные на стандартных погружных (забивных) сваях-стойках.

Регистрация колебаний зданий осуществлялась с помощью трёх трехкомпонентных сейсмических датчиков – двух перемещаемых и одного опорного, расположенного в опорном сечении здания (конструкции нулевого цикла). Положение опорного датчика оставалось неизменным в течение проведения обследования. На каждом этаже проводились измерения в 16 пунктах по числу колонн в одном ряду каркаса.

Определение значений частот собственных колебаний проводилось на основе анализа спектров ускорений, когерентности и передаточной функции, вычисленных по записям колебаний в пунктах наблюдения, а также спектра коэффициента бегучести волны. Анализ спектров проводился с использованием алгоритма, позволяющего определять частоты колебаний, соответствующие условиям временно-пространственного резонанса. Значения собственных частот колебаний в основных осях зданий приведены в табл.1 и 2.

Таблица 1

Здание	Собственные частоты колебаний в поперечном направлении					
	Частоты форм консоли в поперечном направлении, Гц			Частоты крутильных форм колебаний, Гц		
	1-я	2-я	3-я	1-я	2-я	3-я
№1	1,031	4,030	8,030	1,280	4,510	8,980
№2	1,094	4,280	7,560	1,250	***	***

Таблица 2

Здание	Частоты форм консоли в продольном направлении, Гц			Частоты форм балки в вертикальном направлении, Гц		
	1-я	2-я	3-я	1-я	2-я	3-я
№1	1,344	3,910	6,940	8,420	10,300	11,800
№2	1,220	3,720	6,610	7,530	***	10,900

Идентификация номера форм собственных колебаний зданий производилась по виду (конфигурации) эпюр, соответствующих максимальному отклонению (синфазная форма) здания от положения равновесия (рис. 1).

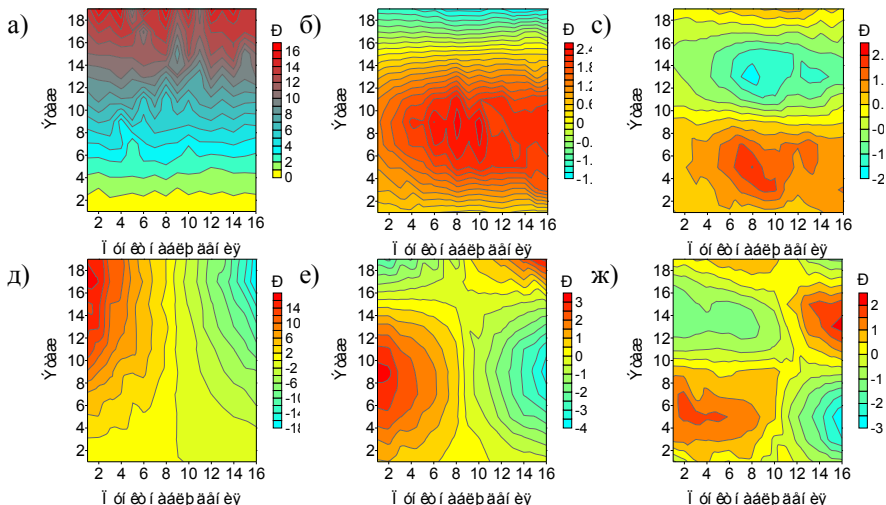


Рис. 1. Формы собственных колебаний здания №1 в поперечном направлении: а – 1-я форма поперечных колебаний; б – 2-я форма поперечных колебаний; с – 3-я форма поперечных колебаний; д – 1-я форма крутильных колебаний; е – 2-я форма крутильных колебаний; ж – 3-я форма крутильных колебаний

По полученным частотам собственных поперечных колебаний вычислены интегральные упругие характеристики несущих конструкций зданий. При этом в качестве замещающей модели использовалась модель изгибно-сдвиговых колебаний консольной балки, упруго закреплённой в опорном сечении [3]. Поскольку в результате обследования определены значения только трёх частот собственных форм поперечных колебаний, были вычислены жёсткость сечения изгибу  $EI$ , сдвигу  $GFK^l$  и жёсткость основания повороту  $K_\varphi$ . В результате решения системы уравнений, каждое из которых соответствует частотному уравнению изгибно-сдвиговых колебаний консольной балки, упруго закреплённой в опорном сечении, записанных относительно первых трёх частот собственных поперечных колебаний, были получены упругие характеристики несущих конструкций и оснований зданий (табл.3). Расчёт упругих характеристик зданий производился также методом наименьших квадратов с использованием эпюр первой формы собственных колебаний. В результате расчёта были получены те же значения заменяющих жесткостей.

Таблица 3

Направление	Номер здания	$EI$ , тс·м <sup>2</sup>	$Gfk^l$ , тс	$\beta = \frac{EI}{Gfk^l H^2}$	$K_\varphi$ , тс·м
Поперечное	№1	$2,63 \cdot 10^9$	$6,1 \cdot 10^6$	0,12	$8,44 \cdot 10^8$
	№2	$4,53 \cdot 10^9$	$2,27 \cdot 10^6$	1,13	$1,27 \cdot 10^8$
Продольное	№1	$8,58 \cdot 10^9$	$4,77 \cdot 10^6$	0,5	***
	№2	$2,69 \cdot 10^9$	$1,69 \cdot 10^6$	0,905	$4,27 \cdot 10^{11}$

Эпюры собственных форм замещающей модели и эпюры средних смещений этажных ячеек на частотах собственных форм колебаний приведены на рис. 2. Некоторое несовпадение эпюр для второй и третьей форм собственных колебаний связано с несовпадением назначаемой (проектной) высоты зданий с фактической высотой несущих конструкций, определяющей динамические характеристики зданий.

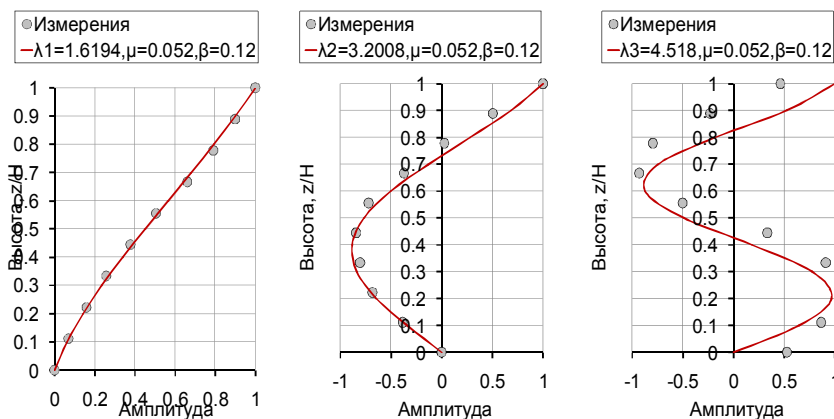


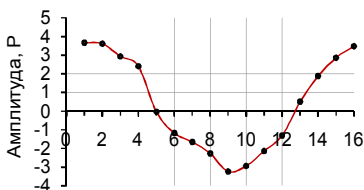
Рис. 2. Эпюры собственных форм поперечных колебаний здания №1 и замещающей модели ( $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$  – корни частотного уравнения,  $\mu = EI / (K_\varphi \cdot H)$  – коэффициент жёсткости основания повороту)

Обследования каркасов зданий без кирпичного заполнения, показали, что значения смещений условно заменяющей модели от сосредоточенной нагрузки примерно на 10-15% меньше полученных в результате расчёта на программном комплексе SCAD при одинаковых условиях закрепления основания. Смещения замещающей модели завершённых зданий при тех же условиях уменьшились примерно в 2.6 раза, что соответствует натурным наблюдениям [4].

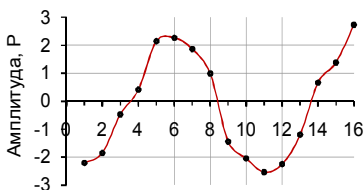
Необходимо также отметить, что соотношение условных жесткостей в поперечном и продольном направлениях соответствует проекту. Как видно из табл.2, замена железобетонных диафрагм на сборные стальные привела к уменьшению общей жёсткости несущих конструкций.

На основании полученных данных были произведены расчёты смещений этажных ячеек при ветровой нагрузке и установлено соответствие зданий условиям строительной площадки.

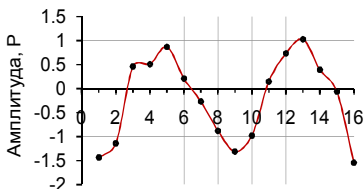
Жёсткость основания вертикальному сдвигу определялась по спектру собственных частот вертикальных колебаний. Эпюры собственных форм приведены на рис.3.



1-я форма поперечных колебаний  
(вертикальное направление, частота 8,42 Гц)



2-я форма поперечных колебаний  
(вертикальное направление, частота 10,30 Гц)



3-я форма поперечных колебаний  
(вертикальное направление, частота 11,80 Гц)

Рис. 3. Вертикальные формы собственных колебаний здания №1

Учитывая, что для адаптации зданий при неравномерных осадках жёсткость вертикальному сдвигу несущих конструкций зданий по проекту значительно меньше жёсткости поперечному изгибу (вертикальное направление), в качестве замещающей модели использовалась модель сдвиговых колебаний балки на упругом полупространстве.

Жёсткость вертикальному сдвигу  $Gfk^l$  для первого здания составила  $5,52 \cdot 10^6$  тс, для второго  $2,14 \cdot 10^6$  тс. Коэффициент постели  $k_p$  соответственно 53,0 и 25,6 МПа/м, что соответствует конструктивному исполнению фундаментов зданий.

Передаточная функция по определению [1] является спектром реакции на единичное импульсное воздействие, поэтому, используя обратное преобразование Фурье, можно получить реакцию здания во временной области на любое заданное воздействие и рассчитать возникающие перемещения, усилия и нагрузки (поперечная сила, изгибающий момент) в заданном сечении. В качестве примера на рис.4 показано изменение упругого прогиба конструкций лестничного колодца здания №1 при единичном импульсном воздействии, соответствующее землетрясению силой 7 баллов по шкале MSK-64.

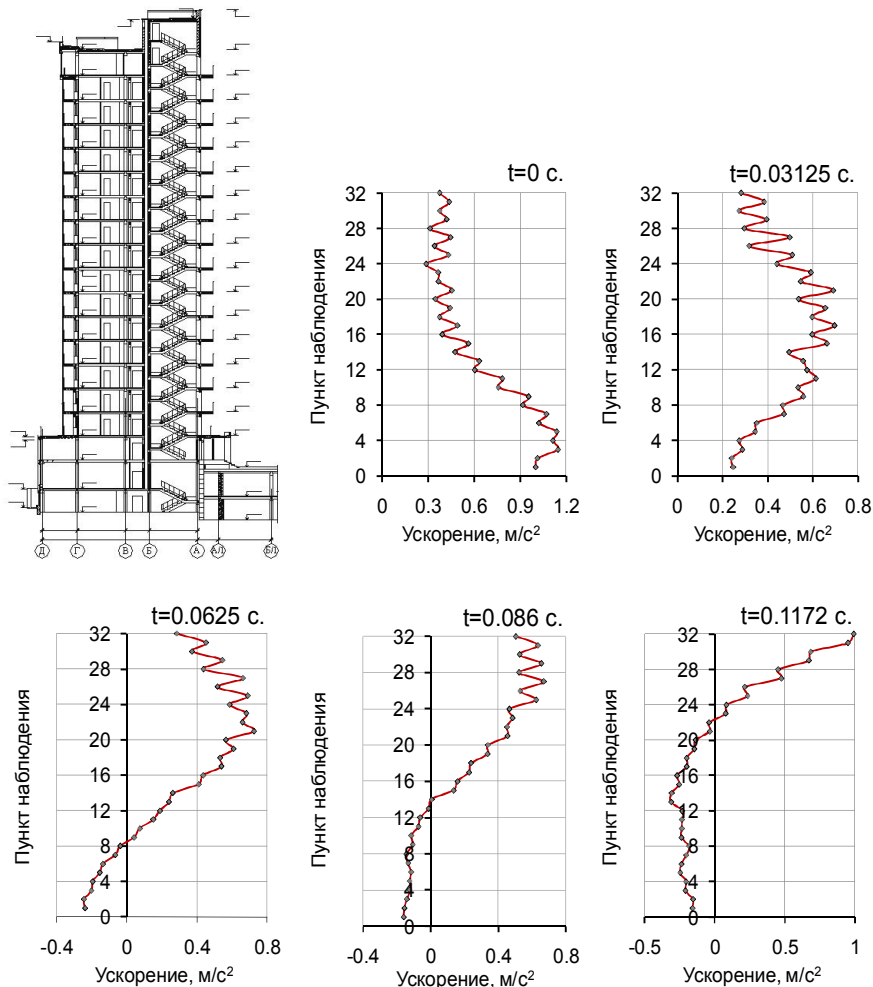


Рис. 4. Реакция здания №1 на импульсное воздействие

Расчёты усилий и нагрузок с учётом крутильных форм колебаний при данном воздействии позволили оценить сейсмостойкость зданий №1 и №2 на уровне 6 баллов по шкале MSK-64.

По результатам обследований были заполнены динамические паспорта зданий с указанием основных динамических характеристик колебаний для осуществления мониторинга их технического состояния в процессе дальнейшей эксплуатации.

Обследование проводилось с помощью специализированной станции «ГЕОТОН», разработанной и изготовленной в конструкторско-технологическом институте вычислительной техники (г. Новосибирск) СО РАН. Обработка регистрационных записей произведена с использованием специализированного программного комплекса «ГЕОТОН». Программы обработки данных сейсмометрических обследований «ГЕОТОН-Т» и «ГЕОТОН-А» зарегистрированы в институте интеллектуальной собственности Российской Федерации, номера государственной регистрации №2007611653 и №2007200761 соответственно.

Метод обследования защищен патентами Российской Федерации [5,6] и апробирован более чем на 60 зданиях и сооружениях различного конструктивного исполнения, включая крупнейшие плотины России – Саяно-Шушенская ГЭС, Красноярская ГЭС и Зейская ГЭС.

### Библиографический список

1. Корн Г. и Корн Т. Справочник по математике. – М., 1974.
2. Кузьменко А.П., Бортников П.Б., Сабуров В.С. Контроль технического состояния бетонных плотин по динамическим характеристикам их колебаний // Известия ВНИИГ им Б.Е. Веденеева. – 2007. –Т.248. – С. 64-76.
3. Тимошенко С.П., Янг Д.Х., Уивер У. Колебания в инженерном деле. – М.: Машиностроение, 1985.
4. Абдурашидов К.С. Натурные исследования колебаний зданий и сооружений и методы их восстановления. – Ташкент: Фан, 1974. – 214с.
5. Патент РФ № 2140625. Способ определения физического состояния зданий и сооружений / А.П. Кузьменко, В.Г. Барышев и др. Бюллетень изобретений. 1999. №30.
6. Патент РФ №2150684. Способ приведения к единому времени регистрации разновременных записей измерений / А.П. Кузьменко, В.С. Сабуров и др. Бюллетень изобретений. 2000. №16.