

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА

В. А. ЗАКАРЯН

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ
ХАРАКТЕРИСТИК ЗДАНИЙ ПОВЫШЕННОЙ ЭТАЖНОСТИ

Степень и характер сейсмического воздействия на здания и сооружения в значительной степени обусловлены их динамическими характеристиками. Сейсмическая нагрузка на сооружение определяется на основе значений ее периодов и форм свободных колебаний, а также декрементов колебаний. Аналитическое определение динамических характеристик связано со значительными вычислительными трудностями. Кроме того, на их значения существенное влияние оказывают факторы, не поддающиеся точному математическому учету, — жесткость заполнения и прочих неконструктивных элементов, деформативности перекрытий, податливость основания и т. д. Поэтому, для уточнения результатов теоретических исследований и выявления действительной картины работы здания при сейсмических воздействиях, необходимы экспериментальные данные о динамических характеристиках реальных зданий. С этой целью нами проведены около 400 натурных микро сейсмических и два вибрационных испытания высотных зданий г. Еревана, в результате чего определены периоды свободных колебаний 78 зданий различных конструктивных решений и назначений: 41 жилого каркасного, 20 общественных каркасных, 17 комплексных и блочно-каркасных.

На рис. 1 приведены зависимости периодов всех испытанных зданий от числа их этажей. Как видно из рисунка, наиболее „гибкими“ оказались каркасные здания общественного назначения, а наиболее „жесткими“ — блочно-каркасные жилые здания. На основе этих данных получены эмпирические формулы для определения периода основной формы колебаний высотных зданий (T_1) в зависимости от числа этажей (n):

- для общественных каркасных зданий — $T_1 = 0,084 n - 0,10$ [сек];
для жилых каркасных зданий — $T_1 = 0,084 n - 0,20$ [сек];
для жилых комплексных зданий — $T_1 = 0,068 n - 0,15$ [сек]; (1)
для жилых блочно-каркасных зданий — $T_1 = 0,042 n - 0,05$ [сек].

Определенные этими эмпирическими формулами величины периодов соответствуют начальным значениям периодов колебаний зданий, т. е. низким уровням напряжений.

При испытаниях зданий колебания замерялись как и поперечном, так и в продольном направлениях. Для секционных каркасных зданий с поперечными несущими рамами значения периодов колебаний в продольном направлении оказались больше периодов колебаний в поперечном направлении в среднем на 30%, а для блочно-каркасных зданий — на 80%. Для комплексных и точечных каркасных зданий значения периодов в обоих направлениях оказались очень близкими и отличались в среднем на 8%.

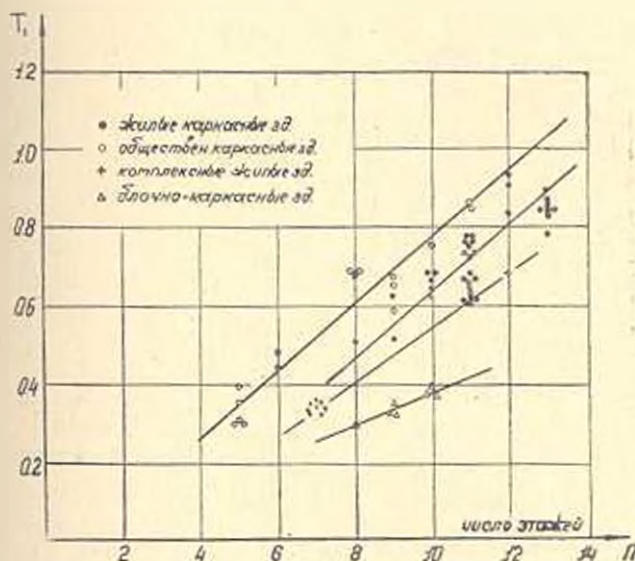


Рис. 1. Зависимость периода колебаний зданий от числа этажей.

Сравнение периодов колебаний голых каркасов (этажерок) и уже готовых зданий показало, что затолнение уменьшает значения периода основной формы колебаний каркаса-этажерки в среднем на 30%.

Анализ замеров колебаний зданий до и после их вселения и на протяжении последующих лет их эксплуатации показал, что вселение приводит к небольшому увеличению периода (до 10%) каркасных зданий высотой 10 и более этажей и основном в течение первых двух лет их эксплуатации.

Замеры колебаний как голых каркасов-этажерок, так и зданий по мере возведения этажей показали, что их периоды увеличиваются по линейному закону. Отметим, что такая же линейная зависимость периода от этажа получена и в работе [1] в виде:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{A + B \cdot n}{a}} \quad (2)$$

Недостатком микросейсмических испытаний является то, что при этом здания находятся в низком напряженном состоянии и вследствие чрезмерной малости амплитуд не удается определять формы, декременты и значения периодов высших форм колебаний. Для определения

динамических характеристик зданий при более высоких уровнях напряжений, как уже было отмечено, были подвергнуты вибрационному испытанию два наиболее характерных в конструктивном отношении здания: 12-этажный жилой дом Хорового общества со сборным каркасом и 11-этажный жилой дом Армянпроцветмета с монолитным каркасом. Равномерное ступенчатое повышение уровня напряжений при вибрационных испытаниях создавалось путем наращивания величин дебалансов вибраторов.

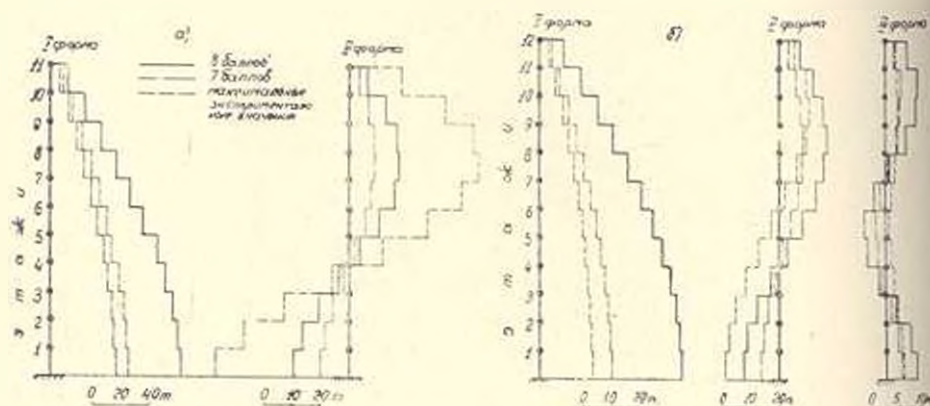


Рис. 2 Эпюры перерезывающих сил: а — здание с монолитным каркасом; б — здание со сборным каркасом.

С целью оценки уровня напряженного состояния, который был достигнут при вибрационных испытаниях, построены экспериментальные эпюры перерезывающих сил (рис. 2). Экспериментальные значения инерционных сил определялись по формуле:

$$S_{ki} = m_k Y_{ki} \left(\frac{2\pi}{T_i} \right)^2 \quad (3)$$

где m_k — масса k -го этажа;

Y_{ki} — экспериментальная амплитуда k -го этажа при i -ой форме колебаний;

T_i — экспериментальный период свободных колебаний i -ой формы.

Для сравнения на рис. 2 построены также расчетные эпюры перерезывающих сил согласно СНиП II-A. 12-69 для землетрясений интенсивностью в 7—8 баллов. Как видно из рисунка, экспериментальные эпюры первой формы близки к расчетной 7 балльной, а эпюры II формы — к 8 балльной.

Вибрационные испытания показали, что междуэтажные перекрытия, даже при уровнях напряжений, близких к расчетным, не деформируются и играют роль жестких, поступательно перемещающихся дисков, перераспределяющих усилия между стойками каркаса. Это наглядно видно из рис. 3, где построены экспериментальные формы колебаний. На рисунке приведены также теоретические формы ко-

лебаний, построенные по данным работы [2]. Как видно из рисунка, экспериментальные и теоретические формы почти совпадают. Причем, формы колебаний здания с монолитным каркасом имеют лучшее совпадение с теоретической кривой, что можно объяснить тем, что в этом случае перекрытия лучше выполняют роль жестких дисков. Легко заметить, что с увеличением уровня напряжений экспериментальная кривая все более приближается к теоретической.

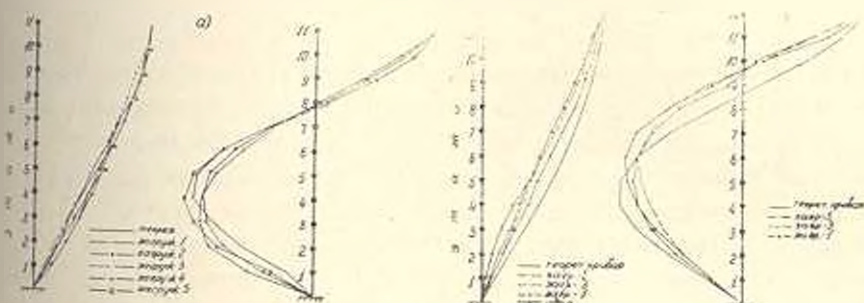


Рис. 3 Формы колебаний зданий: а — здание с монолитным каркасом; б — здание со сборным каркасом.

На рис. 4 приведены графики зависимости периодов свободных колебаний зданий от величины перерезывающей силы на уровне 1 этажа (в баллах и тоннах). Отметим, что значения периодов, определенные при микросейсмических испытаниях и при низких уровнях напряжений вибрационных испытаний, оказались одинаковыми. Как видно из рисунка, значения периодов по мере возрастания уровня напряжений

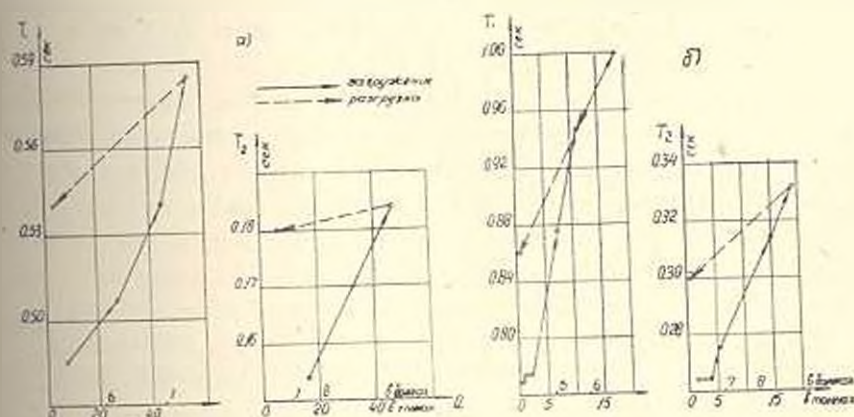


Рис. 4 Зависимость периода от уровня напряжений: а — здание с монолитным каркасом; б — здание со сборным каркасом.

увеличивались, причем, период основной формы колебаний увеличился еще до появления в здании повреждений: для здания со сборным каркасом на 30%, а для здания с монолитным каркасом на 20%. При дальнейшем повышении уровня напряженного состояния и появлении в

здании попреждений имело место более интенсивное увеличение периода.

Исходя из указанного, для определения периодов свободных колебаний каркасных зданий при учете нелинейности их работы формула (2) примет вид:

$$T_1 = 2\pi (A_1 + B_1 n)^{\frac{1}{2}} \sqrt{\frac{m}{a}}, \quad (4)$$

где A_1 и B_1 — безразмерные коэффициенты, зависящие от формы колебаний [1]; η — безразмерный коэффициент, учитывающий нелинейность работы здания; m — масса этажа; a — жесткость этажа.

Значения коэффициента η рекомендуем принимать: для зданий со сборным каркасом 1,3, для зданий с монолитным каркасом 1,2. Указанный коэффициент имеет несколько большее значение для сборного каркаса, по-видимому, из-за наличия в последнем стыков, которые при любом методе замоноличивания все же „страдают“ некоторой податливостью.

Таким образом, легко получаемые данные микросейсмических испытаний могут быть широко использованы в расчетах и исследованиях, благодаря переходным коэффициентам, учитывающим нелинейность работы конструкции здания при повышении уровня напряжений. Отметим, что при испытаниях между частотами первых трех форм колебаний почти всегда соблюдалось соотношение: $p_1 : p_2 : p_3 = 1 : 3 : 5$, что, так же как и формы колебаний, указывает на преобладание сдвиговых деформаций.

Значения периодов, определенные по формуле (2), для всех испытанных зданий оказались выше действительных в среднем на 30%, что, можно объяснить тем, что в формуле не учтено влияние заполнения на общую жесткость здания. Очевидно, что заполнение несколько повышает жесткость этажа. Поэтому формула (2) с учетом влияния заполнения и нелинейности работы здания примет вид:

$$T_1 = 2\pi (A_1 + B_1 n)^{\frac{1}{2}} \sqrt{\frac{m}{\varphi a}}, \quad (5)$$

где φ — безразмерный коэффициент, учитывающий влияние заполнения на жесткость каркасного здания.

По данным натурных испытаний независимо от вида заполнения (перегородочное, пемзоблочное или каменное) значение коэффициента φ следует принимать в пределах $\varphi = 1,6 - 1,8$.

Из вышеизложенного следует, что увеличение периода из-за нелинейности работы здания и его уменьшение из-за влияния жесткости заполнения почти эквивалентны. Поэтому периоды колебаний каркасных зданий могут быть определены и без учета коэффициентов η и φ , т. е.

по формуле (2). Однако при этом необходимо учесть, что вычисленные значения периодов соответствуют высоким уровням напряжений, а не начальным, микросейсмическим значениям.

Значения декрементов колебаний определялись как при микросейсмических, так и при вибрационных испытаниях. В первом случае их значения определялись непосредственно из записей затухающих колебаний, как логарифм отношения соседних амплитуд, а при вибрационных испытаниях декременты определялись и по экспериментальным резонансным кривым, причем, как по пиковой амплитуде A , т. е. коэффициенту динамичности, так и по ширине резонансной кривой при $0,5 A$ и $0,7 A$. Сопоставление полученных данных показало, что декременты, определенные при микросейсмических испытаниях, очень малы и сильно отличаются от декрементов, соответствующих низким уровням вибрационных испытаний (в 3 и более раза). На рис. 5 приведены

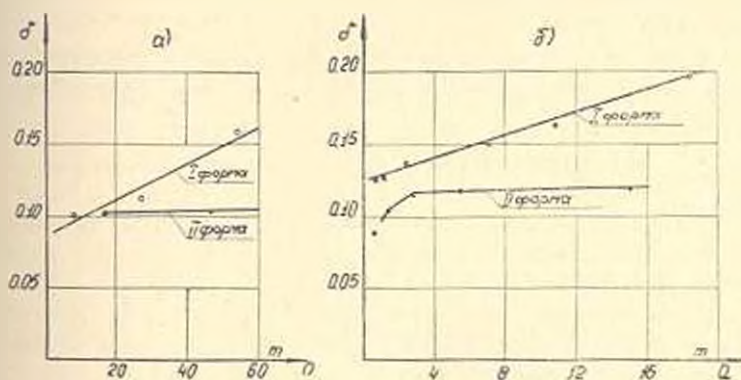


Рис. 5. Зависимость декрементов от уровня напряжений: а—здание монолитным каркасом; б—здание со сборным каркасом.

зависимости декрементов от перерезывающей силы на уровне I этажа. Из рисунка видно, что при вибрационных испытаниях значения декрементов I формы свободных колебаний по мере увеличения уровня напряжений возрастают, а декременты II формы колебаний практически не зависят от уровня напряжений и оказались несколько меньше соответствующих значений I формы. В целом значения декрементов для здания с монолитным каркасом оказались несколько меньше соответствующих значений для здания со сборным каркасом.

В результате вибрационных испытаний было также выявлено, что податливость основания (горизонтальное смещение здания по основанию и качение коробки здания) почти не влияет на общее деформированное состояние каркасного здания и что его смещения в основном обусловлены сдвиговой деформацией коробки здания.

Վ. Ա. ՉԱՓԱՐՅԱՆ

ԲԱԶՄԱՀԱՐԿ ԾԵՆՔԵՐԻ ԴԻՆԱՄԻԿ ԲՆԱԽԲԱՆԱԿՆԵՐԻ ՓՈՐՁԱՐԿԱՐԱԿԱՆ
ՀԵՏԱԶՈՏՈՒԹՅՈՒՆ

Ա. մ. փ. ո. ս. մ.

Հորվածում բնականացված էն շուրջ 400 դինամիկ փորձարկումների տվյալները, որի հետևանքով որոշված էն տարրեր կոնստրուկտիվ լուծում և նշանակություն ունեցող 78 շենքերի դինամիկ բնութագրերը: Միկրոսկոպիկ և լիբրացիոն փորձարկումների արդյունքների հիման վրա ի հայտ էն բերված ունալ շենքերի դինամիկ բնութագրերի կախվածությունը տարրեր գործոններից՝ լարման մակարդակից, հիմնատակի բնկրկելիությունից, հարկայնությունից, կարկասի լիցքից, կոնստրուկտիվ առանձնահատկություններից, շահագործման ժամանակից և այլն:

Առաջարկվում էն բանաձևեր շենքերի սպառ տատանումների պարբերությունների որոշման համար, որոնք հաշվի էն առնում դեֆորմացիաների պ-զծայնությունը և լիցքի ազդեցությունը շենքի բնականոր կոշտության վրա:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Горюхи Т. А., Хачилян Э. Л. К определению периодов и форм свободных колебаний многоэтажных каркасных зданий. «Известия АН АрмССР (серия Т. Н.)», т. XXIII, № 5, 1970.
2. Рекомендации по определению периодов и форм колебаний каркасных зданий. Издание АИСМ, Ереван, 1970.