

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Ж. В. ЗАХАРЯН, Э. Е. ХАЧИЯН, Л. В. ШАХСУВАРЯН

О РАСЧЕТНОЙ СХЕМЕ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

На основе анализа работы крупнопанельных зданий на сейсмические воздействия в данной статье предлагается расчетная схема, которая может быть распространена и на некоторые другие конструкции жилых зданий.

В исследовании приняты следующие основные предпосылки. Здание рассматривается как дискретная система с сосредоточенными массами на уровне перекрытий. Перекрытия здания принимаются в виде жестких диафрагм, которые при колебаниях могут перемещаться лишь в горизонтальном направлении без поворота вокруг горизонтальной оси. Такой характер деформации здания подобен деформации бруса при чистом сдвиге. Однако следует отметить, что преобладание деформаций сдвига характеризует работу всей системы, а не отдельных элементов стен, в которых могут возникать как нормальные, так и тангенциальные напряжения. Таким образом, расчетную схему здания можно представить в виде консольной системы с сосредоточенными массами, связанными между собой некоторыми фиктивными жесткостями сдвига, которые зависят от материала и конструкции здания и могут быть определены путем сопоставления расчетных частот колебаний с экспериментальными.

Дифференциальные уравнения колебания такой системы можно представить в виде [1]:

$$\begin{aligned}
 m_1 y_1 - a_1 y_1 - a_2 (y_2 - y_1) &= 0; \\
 m_2 y_2 + a_2 (y_2 - y_1) - a_3 (y_3 - y_2) &= 0; \\
 \dots & \\
 m_{n-1} y_{n-1} + a_{n-1} (y_{n-1} - y_{n-2}) - a_n (y_n - y_{n-1}) &= 0; \\
 m_n y_n + a_n (y_n - y_{n-1}) &= 0.
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

где y_i — горизонтальное смещение;

m_i — масса сосредоточенной нагрузки;

a_i — жесткость этажа.

Решения системы (1) ищем в виде

$$y_n = C_n \sin pt, \tag{2}$$

где p — круговая частота.

Для крупнопанельных зданий средней этажности высшие формы колебаний не имеют существенного значения, поэтому здесь приведем корни уравнений (7) только для основного тона колебаний:

$$\begin{aligned} \text{при } n = 1, & \quad \lambda = 1; \\ n = 2, & \quad \lambda = 0,382; \\ n = 3, & \quad \lambda = 0,198; \\ n = 4, & \quad \lambda = 0,121; \\ n = 5, & \quad \lambda = 0,0811. \end{aligned} \quad (8)$$

Частота колебаний здания будет определяться по формуле:

$$p_1 = \frac{1}{\lambda_1} \sqrt{\frac{kFG}{mI}} \quad (9)$$

Стало быть, для определения частоты свободных колебаний необходимо иметь значение обобщенной жесткости kFG . Как видно, в выражение жесткости входят величины, характеризующие форму плана здания (k), размеры здания в плане (F), а также величина, характеризующая упругие константы материала и конструкции (I). Первые две величины могут быть представлены аналитически, а последняя определена лишь экспериментальным путем. С этой целью были испытаны две модели отсеков крупнопанельного здания по проекту серии А1-464С в масштабе 1/5, изготовленные по условиям простого подobia [2].

Модель № 1 была двухъярусная, однопролетная. Модель № 2 — четырехъярусная, трехпролетная. Модели испытывались на свободные колебания и горизонтальную статистическую нагрузку, приложенную на уровне перекрытий, пропорционально расчетным сейсмическим силам.

По полученным частотам свободных колебаний моделей определялись значения обобщенной фиктивной жесткости, которые приведены в табл. 1.

Таблица 1

Номера моделей	Частота свободных колебаний в гц	Масса сосредоточенной нагрузки в кг см ² .м	Высота этажа l в м	λ согласно (8)	$kFG = \frac{(2\pi\nu)^2 mI}{\lambda^2}$
1	35,9	19,6	0,54	0,382	$1,45 \cdot 10^6$
2	21	47,4	0,51	0,121	$3,52 \cdot 10^6$

Величину F можно представить как $\gamma_{пр} F_{ст}$, где $\gamma_{пр} = 1 - \frac{C}{0,85}$ (C — отношение площади проемов — $F_{пр}$ к площади стен в плане — $F_{ст}$) [3]. Для обеих моделей $\gamma_{пр}$ получилось равным 0,65. Коэффициент формы — (k) для прямоугольника равен 0,83.

Переписав (9) в виде

$$G = \frac{(2\pi\omega)^2 m l}{i k F} \quad (10)$$

и подставив соответствующие численные значения, было получено для модели № 1 $G = 1330 \text{ кг/см}^2$, для модели № 2 $G = 1410 \text{ кг/см}^2$. Как видно, значения G для обеих моделей довольно близки. По приведенному в табл. 1 значению обобщенной жесткости $kFG = 1,45 \cdot 10^8 \text{ кг}$ подсчитаны также статические прогибы для модели № 1. Для консольной стойки, работающей на сдвиг, статические прогибы при известных граничных условиях могут быть определены по формуле:

$$y_k = y_{k-1} + \frac{h_k \sum_{i=1}^k S_i}{kFG} \quad (11)$$

В табл. 2 приведены экспериментальные величины прогибов модели № 1 на уровне 1 и 2 этажей и соответствующие прогибы, вычисленные по формуле (11).

Таблица 2

Этаж	Нагрузка в кг	Величины прогибов в микронах	
		эксперимен- тальная	расчетная
1	$S_1 = 87$	82	70
2	$S_2 = 163$	139	120

Расчетные и опытные величины и в этом случае оказались довольно близкими. Приведенные в таблицах 1 и 2 данные подтверждают правильность выбранной расчетной схемы. Однако это лишь качественная оценка, так как модели были испытаны без компенсации напряжений от собственного веса. Для количественной оценки жесткости модель № 2 была испытана с моделированием гравитационных сил, методика которого приведена в [4]. Опыты показали, что от пригрузки обобщенная жесткость модели несколько увеличилась и составила $kFG = 1,35 \cdot 10^8 \text{ кг}$ при частоте свободных колебаний 23,8 гц, которая более точно моделирует частоту натуральных зданий, исходя из принципов подобия [2]. Данной частоте в натуре соответствует 4,7 гц (согласно $\omega = \omega' / \alpha$, где α масштаб модели), что удовлетворительно близко как к результатам натуральных опытов, так и опытов на модели [3, 5].

В принципе от вертикальной пригрузки жесткость системы должна была уменьшаться, так как все модули деформации с ростом нагрузки уменьшаются. В данном случае повышение жесткости, по-видимому, обуславливается тем, что от вертикальной нагрузки увеличивается площадь контактов элементов, вследствие чего уменьшается их относительное смещение и возрастает жесткость на сдвиг.

Кроме того, в недогруженной модели возможны были микротрещины, снизившие общую жесткость конструкции в целом и исчезнувшие при пригрузке.

Увеличение жесткости модели не сказалось на характере работы системы, в подтверждение чего приводим табл. 3, где сведены расчетные и опытные значения статических прогибов для модели № 2 в пригруженном состоянии.

Таблица 3

Этаж	Нагрузка	Прогибы в микронах	
		опытные	расчетные
1	$S_1 - 75 \text{ кг}$	—	70,5
2	$S_2 - 175 \text{ кг}$	120	156
3	$S_3 - 275 \text{ кг}$	190	213
4	$S_4 - 275 \text{ кг}$	260	276

Подсчитанная по частоте свободных колебаний модели № 2 в пригруженном состоянии величина G , равная 1960 кг/см^2 , может быть применена практически в первом приближении.

В ы в о д ы

1. В качестве расчетной схемы крупнопанельных зданий при сейсмических воздействиях может быть принята консольная система с сосредоточенными массами, связанными обобщенными жесткостями сдвига.

2. Частоту колебаний такой системы можно определить по формуле (9).

3. Величину фиктивного модуля сдвига при расчете крупнопанельных зданий кассетного производства серии А1—464С на сейсмические воздействия рекомендуется ориентировочно принять равной 2000 кг/см^2 .

Институт стройматериалов и сооружений
Госстроя АрмССР

Получено 1.II.1966.

А. Ф. ХАЧАТУРЯН, Е. В. КАРАМАН, Г. Ф. БАКУБИДЖЯН

ԽՈՇՈՐԿԱՆՆԷ ԶԵՆՔԵՐԻ ԶԱՇՎԱՅԻՆ ՍԽԵՄԱՅԻ ՎԵՐԱՔԵՐՅԱԼ

Ա մ փ ա փ ո ս մ

Խոշորածանելի շենքերն իրենցից ներկայացնում են բարդ տարածական սխեման, որոնց սկզբիկ հաշվարկը կատարվում է հաշվարին մոտավոր սխեմայի բնորոշյամբ: Շենքի իրական աշխատանքն արտահայտող հաշվարին սխեմայի ճիշտ բնորոշյունը մեծ դեր ունի սկզբիկական ուժերի մեծության գնահատման գործում:

Աւելի ևս ազդեցութեան պայմաններում խոշորագանել շենքերի աշխատանքի տեսական և փորձնական վերլուծութեանը թույլ է տվել առաջարկելու նրանց համար հաշվային մի սխեմա, որը սկզբունքորեն կարող է ծառայել և այլ կոնստրուկցիաների շենքերի համար: Հաշվային սխեմայի հիմքում ընկած են հետևյալ թույլատրելիությունները՝ բնակելի շենքերի հաշվային սխեման ավելի մաս է դիտարկում և ոչ կոնսերվատիվ սխեմայի, որը պայմանավորվում է մասսաների կենտրոնացմամբ ծածկերի հորիզոնի վրա: Ենթի ծածկերը կարելի է բնարել ինչպես կոշտ դիաֆրագմաներ, այն իմաստով, որ նրանք շենքի առաջանման ընթացքում կարող են տեղափոխվել իրար նկատմամբ հորիզոնական ուղղությամբ առանց հորիզոնական առանցքի շարժը պատշաճ դորձելու: Ենթի այդպիսի դիֆորմացիան նման է հեծանի մարտը սահքի դեֆորմացիային: Առաջարկվող հաշվային սխեման կարելի է ներկայացնել ինչպես սահքի կեզմ կոշտությամբ իրար հետ միացված կենտրոնացած մասսաներ տնեցող կոնստրուկցիայի նեծան: Այդ կոշտությանների նշանակությունը, որը կախված է ինչպես շենքի կոնստրուկցիայից, այնպես և նյութից, նորապար է սրտել իրար հետ համադրելով շենքի առաջանման հաճախության փորձից և ընդունած հաշվային սխեմայի հիման վրա տեսականորեն ստացված ավելանքից:

Նման սխեմայի առաջանմանների դիֆերենցիալ հավասարումները տված (1) ձևով իրենց յուրման ունեն (2) տեսքով: Ընդունելով, որ խոշորագանել շենքում մասսաներն իրար հավասար են և զանվում են իրարից հավասար հեռավորության վրա, կոնկրետ դեպքում մինչև 5 հարկ ընդգրկող շենքի համար, հաճախության հավասարումները կարող են լինել (7) բանաձևով, իսկ նրանց արմատները (8) տեսքով: Ենթեղով բերվածներից շենքի հաճախությունը կորոշվի (9) բանաձևով: Այս բանաձևում այն մի շարք տեղամասերից բացի, որոնք կարող են անայիսիկորեն որոշվել, զույգված ունի և բերված կոշտության kGF անդամը, որը հնարավոր է սրտել փորձնական եղանակով:

Այդ նպատակով գինամիկական ազդեցությամբ փորձեր են զրվել խոշորագանել երկհարկ և բառահարկ շենքի 1:5 մասշտաբով իրականացված 2 մեխանիկական մոդելների վրա: Փորձերից ստացված հաճախության արդյունքների հիման վրա հաշվված է 2 մոդելների համար ընդհանրացված կոշտությունները (աղյուսակ 1): Այնուհետև այդ տվյալներն սպառադորձելով (11) բանաձևով հաշվված է երկու մոդելների տեղափոխումները և այն համեմատված է ստատիկ փորձից ստացված արդյունքների հետ (2 և 3 աղյուսակներ): Փորձված համեմատությունն ապացուցում է, որ խոշորագանել շենքերի համար առաջարկված հաշվային սխեման մաս է շենքի իրական աշխատանքային սլխեմային և առաջին մասավորությամբ սողքի գործակիցը կարելի է ընդունել հավասար 2000 կգ/սմ²:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Хачиян Э. Е. Некоторые прикладные задачи теории сейсмостойкости сооружений. Ереван, 1963.
2. Назаров А. Г. О механическом подобии твердых деформируемых тел. Изд. АН АрмССР, Ереван, 1965.
3. Корчицкий Н. Л., Поляков С. В. и др. Основы проектирования зданий в сейсмических районах. М., 1961.

4. Шахсуварян Л. В., Захарин Ж. В. Опыт применения метода моделирования при изучении вопросов сейсмостойкости крупнопанельного здания. Сборник научных сообщений АИСМ. Исследования по сейсмостойкости зданий, вып. 7, 1966.
5. Денисов Б. Е. Испытание на виброплатформе модели крупнопанельного здания. Журн. «Строительная механика и расчет сооружений», № 4, 1965.