

А.Б. ШУРИН, канд. техн. наук доцент,
Н.Н. ШАЛОБЫТА, канд. техн. наук доцент,
Е.В. ЛЮКЕВИЧ, инженер

Брестский государственный технический университет, г. Брест

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ДИАФРАГМ РАЗЛИЧНОЙ ЖЕСТКОСТИ НА ПРОСТРАНСТВЕННУЮ РАБОТУ КАРКАСА МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Обеспечение пространственной жесткости многоэтажных зданий при действии внешних нагрузок сводится к решению сложных задач, связанных с одним из видов динамических расчётов – модальным анализом, при котором решаются в первую очередь вопросы определения собственных частот и форм собственных колебаний конструкций, как характеристик пространственной работы каркаса здания в целом.

Динамические нагрузки на сооружение характеризуются настолько быстрым изменением во времени их величины, направления или места приложения, что вызывают колебания сооружения, которые необходимо учитывать при его расчёте. Колебательный характер имеют не только перемещения точек сооружения, но и внутренние усилия и напряжения в его элементах. Определение ожидаемых амплитуд перемещений, внутренних усилий и напряжений в сооружении при его колебаниях под действием динамической нагрузки. Допустимые значения амплитуд внутренних усилий обусловлены требованиями прочности и долговечности строительных конструкций, а значения амплитуд скоростей и ускорений колебаний зданий и сооружений, в которых находятся люди или помещение производства с точной технологией, – требованиями безвредного влияния колебаний на здоровье людей и на качество выпускаемой продукции [1, 2].

При динамических расчетах каркасных зданий для анализа поперечных и продольных колебаний каркаса в упрощенном варианте допускается рассматривать наиболее нагруженную плоскую раму. Вследствие того, что масса междуэтажных перекрытий и находящегося на них оборудования значительно больше масс колонн, при расчете учитываются только инерционные силы, возникающие при перемещениях перекрытий. При этом колонны рассматриваются как безынерционные стержни, и их масса присоединяется к массе перекрытий. Таким образом, рама рассматривается как система с конечным числом степеней свободы, равным числу этажей здания. При этом следует учитывать, что данная расчётная схема не отражают действительную пространственную работу несущих элементов, что требует интуитивного применения конструктивных требований при установке различного рода дополнительных элементов жесткости, которые не всегда являются достаточными.

Конструктивная система многоэтажного здания представляет собой взаимосвязанную совокупность вертикальных и горизонтальных несущих конструкций здания, которые совместно обеспечивают его прочность, жесткость и устойчивость. Горизонтальные конструкции – перекрытия и покрытия здания – воспринимают приходящиеся на них вертикальные и горизонтальные нагрузки и воздействия, передавая их поэтажно на вертикальные несущие конструкции. Последние, в свою очередь, передают эти нагрузки и воздействия через фундаменты основанию.

В основу оценки влияния диафрагм различной жесткости на пространственную работу каркаса многоэтажного здания легли материалы по реконструкции 17-ти этажного жилого здания в г. Бресте. На основании имеющихся материалов разработаны несколько вариантов конечно-элементных моделей (КЭМ) здания (рисунок 1 – 3), отличающихся как расположением диафрагм жесткости так и их толщиной с использованием различных пакетов КЭ-моделирования, в том числе «ЛИРА-САПР-2015»).

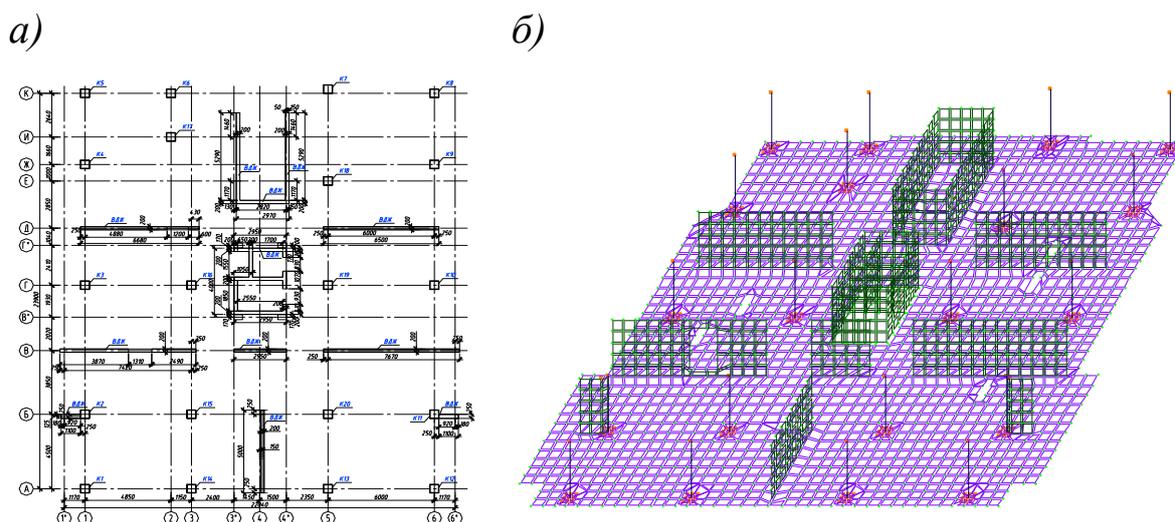


Рис. 1. План здания по 1-му варианту (а) и разработанный фрагмент КЭМ

Как показывает практика проектирования чаще всего крутильные формы возникают именно из-за несимметричного распределения массы здания относительно центра жесткости. Устройство мощных замкнутых ядер жесткости в здании существенно снижает периоды собственных колебаний, что, в свою очередь, позволяет уменьшить количество форм, учитываемых в расчете, но при этом неграмотно расположенные ядра жесткости может привести к возникновению крутильных форм колебаний. Отсутствие кручения в первых 2-х формах говорит, что здание запроектировано с достаточной жесткостью каркаса (рисунок 2).

Для зданий, прямоугольных в плане, с симметричным расположением масс и жесткостей, 1-я или 2-я форма все равно могут оказаться

крутильными, поэтому рекомендуется располагать диафрагмы жесткости по периферии, как можно ближе к торцам, и формировать ядра жесткости в районе лестничных клеток лифтовых шахт. Как показали проведенные исследования, для таких КЭМ кручение в 1-й и 2-й форм будет отсутствовать.

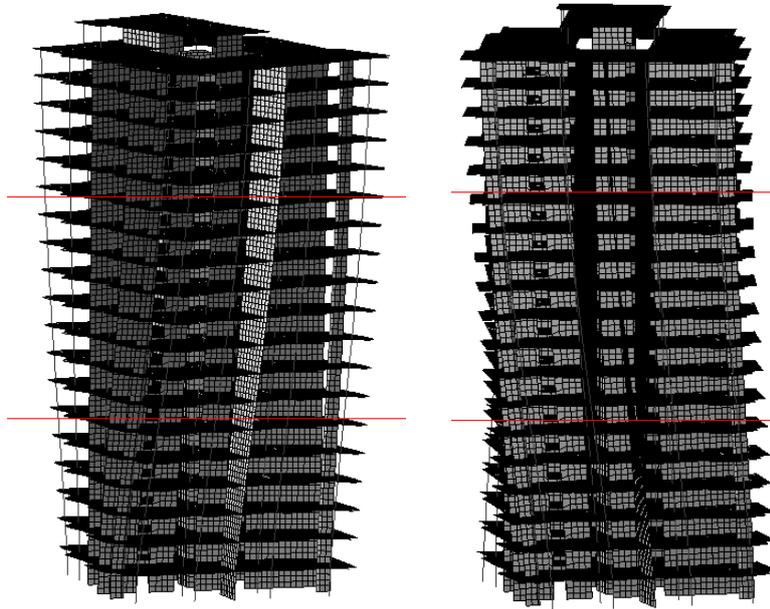


Рис. 2. Полученные крутильные колебания для 3-й формы

Первые формы колебаний всегда направлены в сторону наименьшей жесткости. Например, в рамном каркасе с четкой сеткой колонн, первая форма всегда направлена в поперечном направлении, вторая в продольном. Как известно, кроме изгибных деформаций, сдвиговых, растяжения-сжатия, есть жесткость на кручение. Поэтому если несущий «ствол» здания слабо сопротивляется кручению, 1-я и (или) 2-я форма будут крутильными, т.к 1-я форма колебаний будет определяющей, то и деформация от неё очень существенна [3]. Отсюда можно сделать вывод, что при анализе форм колебаний, необходимо определить для какого из направлений динамического воздействия какая форма колебаний будет определяющей, т.е. посмотреть наличие модальных масс для данного направления и данной формы колебаний.

Таким образом, если для рассматриваемого здания по 1-й форме происходит чистое кручение (не путать с неравномерными поступательными колебаниями, при которых создается эффект «как бы закручивания»), это значит, что жесткость здания на кручение ниже, чем жесткость по основным 2-м направлениям.

В первом варианте здания диафрагмы жесткости запроектированы в виде отдельно стоящих элементов каркаса, работающих как

балки-стенки. Во втором варианте компоновки здания применены наружный и внутренний стволы жесткости (рисунок 3).

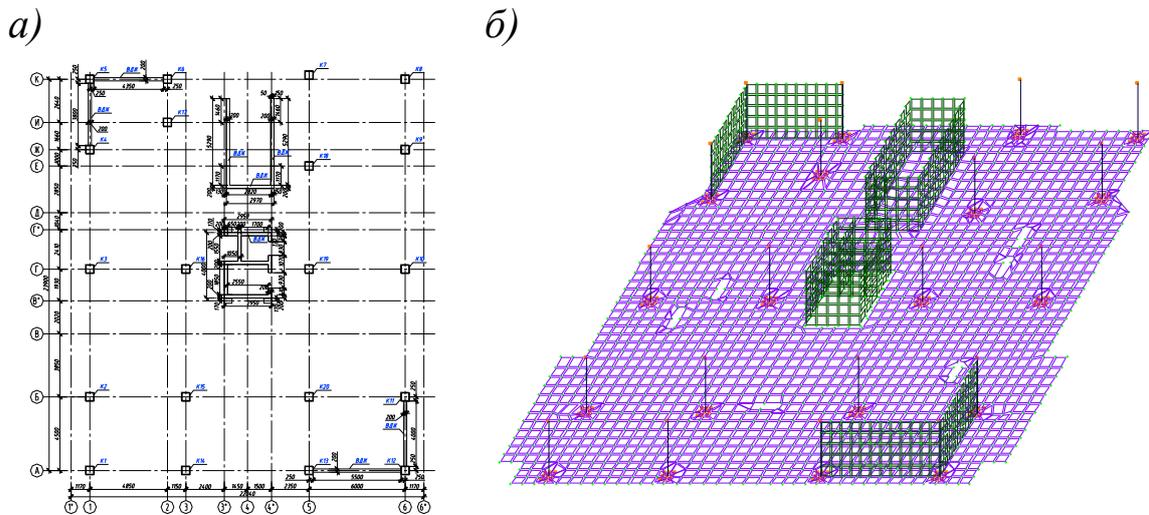


Рис. 3. План здания по 2-му варианту (а) и разработанный фрагмент КЭМ

Сравнивая полученные данные необходимо отметить, что любое здание, запроектированное с двумя стволами жесткости (внутренним и внешним), будет обладать большей жесткостью по сравнению с другими конструктивными решениями, о чем свидетельствует снижение частоты колебаний во втором варианте.

Также был произведен анализ сетки пластинчатых конечных элементов здания на его напряженно-деформированное состояние. В варианте 2 применялась разбивка сетки 0,5×0,5 м, а для варианта 3 шаг разбивки уменьшили в 4 раза, тем самым были получены более точные результаты по частотам и периодам колебаний для первых трех форм собственных колебаний здания. Результаты отражены в таблицах 1 и 2.

Таблица 1

Зависимость частоты колебаний f от толщины диафрагмы жесткости δ

№ КЭМ	1 форма колебаний			[f], Гц	2 форма колебаний			[f], Гц	3 форма колебаний			[f], Гц
	150	200	250		150	200	250		150	200	250	
1	0,57	0,63	0,67	0,92	0,58	0,67	0,75	1,16	0,67	0,74	0,79	1,44 – 1,54
2	0,57	0,60	0,63		0,58	0,67	0,70		0,64	0,67	0,75	
3	0,53	0,56	0,59		0,58	0,62	0,65		0,59	0,67	0,75	

В соответствии с ISO 48666: 1990/1:1994 $[f_1] = 46/H$; $[f_2] = 58/H$; $[f_3] = (72 - 77)/H$; где H – высота здания.

Зависимость периода собственных колебаний T от толщины диафрагмы жесткости δ

№ КЭМ	1 форма колебаний			[T], с	2 форма колебаний			[T], с	3 форма колебаний			[T], с
	150	200	250		150	200	250		150	200	250	
1	1,76	1,60	1,49	0,92	1,72	1,49	1,33	1,16	1,50	1,36	1,26	1,44 – 1,54
2	1,75	1,66	1,58		1,72	1,49	1,42		1,56	1,49	1,33	
3	1,88	1,78	1,69		1,72	1,61	1,54		1,70	1,49	1,33	

В соответствии с ISO 48666: 1990/1:1994: $[T_1] / [T_2] = 1,26$; $[T_1] / [T_3] = 1,56 - 1,67$

Заключение

1. На основании положений, принятых в серии нормативных документов (ТКП EN 1990, ТКП EN 1991), была разработана КЭМ монолитного здания, учитывающая сопротивление статическим и динамическим нагрузкам. Верификация КЭМ была выполнена в различных программных комплексах. Для дальнейшего анализа приняли программный комплекс Лира САПР.

2. В соответствии с требованиями ТКП 45-3.02-108-2008 [4] при проектировании каркасов многоэтажных зданий необходимо обеспечить пространственную жесткость за счет постановки диафрагм и ядер жесткости с условием ограничений предъявляемых к первой, второй и третьей формам колебаний. При этом толщина диафрагм принимается не менее 140 мм в сборном варианте и не менее 200 мм в монолитном. Тип диафрагм жесткости определяется конструктивной схемой и формой здания, действующими нагрузками и так далее. При анализе разработанных КЭМ железобетонного каркаса здания с различной расстановкой диафрагм жесткости, установлено, что наиболее оптимальной является модель с минимальными частотами собственных колебаний (Вариант 2).

3. Для анализируемого здания прямоугольной формы поперечного сечения с отношением сторон $h / d \leq 2$ наиболее рациональной формой расположения диафрагм жесткости является схема, при которой диафрагмы жесткости разнесены на наибольшее расстояние от центра тяжести здания. При этом уголкового типа диафрагм жесткости принят как наиболее оптимальный, что соответствует конструктивной схеме здания с наружными и внутренними стволками жесткости. Это можно объяснить тем, что при данном типе момент инерции всего здания самый высокий.