

Затем, после ванной сварки выпусков верхней арматуры и омоноличивания стыков, на неразрезную многопролетную балку прикладываем временную нагрузку. Эпюра изгибающих моментов от действия временной нагрузки представлена на рисунке 4.

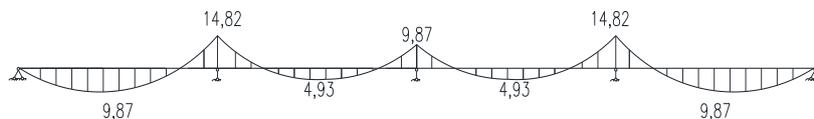


Рис. 4. Эпюра изгибающих моментов в неразрезной балке от действия временной нагрузки

Далее складываем значения эпюр изгибающих моментов от двух видов расчетных схем и нагрузок.

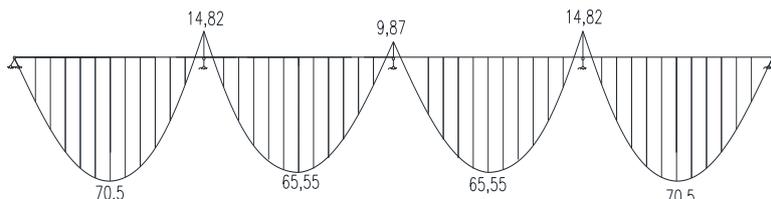


Рис. 5. Суммарная эпюра изгибающих моментов при реальном нагружении

Анализ результатов проведенных расчетов позволяет сделать выводы:

1. Учёт истории возведения позволяет получить реальную картину распределения внутренних усилий в несущих конструкциях.
2. Изменение условий опирания балок трибун увеличивает максимальный пролетный изгибающий момент на 57% в крайних пролетах и на 34 % в средних пролетах по сравнению с классическим расчетом. Одновременно уменьшается в 4,5 раза максимальный опорный изгибающий момент.
3. Таким образом, опорные сечения балок, запроектированных по классической схеме, имеют значительный запас прочности. При этом вызывают обоснованные опасения средние сечения балок, прочность которых при полной полезной нагрузке будет недостаточной.

#### Список литературы

1. Завьялова О.Б. Влияние нарушений технологической последовательности монтажа ригелей на напряжённо-деформированное состояние каркасных зданий. // Тезисы II международной научно-практической конференции «Астрахань-дом будущего». – Астрахань: АИСИ, 2008.
2. Завьялова О.Б. Учёт последовательности монтажа конструкций при расчёте усилий в рамных системах. // Известия вузов. Строительство. – 2009. – №2. – С. 115–122.
3. Шейн А.И., Завьялова О.Б. Расчёт монолитных железобетонных каркасов с учётом последовательности возведения, физической нелинейности и ползучести бетона // Строительная механика и расчёт сооружений. – 2012. – № 5. – С. 64–69.
4. Завьялова О.Б. Учёт истории нагружения монолитных железобетонных пластинчато – стержневых систем при определении напряженного состояния их элементов. // ПГС. – 2012. – № 7. – С. 58–61.
5. Шейн А.И., Завьялова О.Б. Влияние физической нелинейности бетона на напряжённо-деформированное состояние элементов монолитных железобетонных рам, рассчитываемых с учётом истории нагружения // ПГС. – 2012. – № 8. – С. 29–31.

УДК 64.042

## СПОСОБЫ ИСКЛЮЧЕНИЯ КРУТИЛЬНЫХ КОЛЕБАНИЙ ПО ОСНОВНЫМ ФОРМАМ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ МНОГОЭТАЖНЫХ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ

**Е. В. Вычегжанин, А. Н. Сычков**  
Астраханский государственный  
архитектурно-строительный университет  
(г. Астрахань, Россия)

Отсутствие кручения в первой и второй формах собственных колебаний является одним из требований к проектированию многоэтажных монолитных зданий. Приведены способы исключения колебаний по основным формам.

**Ключевые слова:** основные формы, крутильные колебания, многоэтажные здания, монолитные здания, проектирование.

The lack of torsion in the first and second forms of natural oscillation is one of the requirements for the design of multi-storey monolithic buildings. Methods of excluding vibrations by main forms are given.

**Keywords:** *basic shapes, torsional oscillations, multi-storey buildings, monolithic buildings, design.*

В настоящее время в нашей стране одно из требований к проектированию зданий – это отсутствие кручения в первой и второй формах собственных колебаний. Особенно важно выполнение этого требования при проектировании зданий в сейсмических районах строительства и для высотных зданий при учете пульсационной части ветровой нагрузки. Поэтому при проведении экспертизы проектной документации эксперты обращают особое внимание на выполнение этого требования, и не пропускают высотные дома с закручиванием в первой и во второй форме. К сожалению, на сегодняшний день отсутствуют какие-либо нормативные документы, в которых в полной мере освещались бы эти вопросы и нормировались углы поворота здания в плане при крутильно-поступательных смещениях в собственных формах колебаний.

На крутильную форму конкретного запрета нет. Однако в [1, с. 4] указано: «При проектировании зданий и сооружений для строительства в указанных районах надлежит:

- применять материалы, конструкции и конструктивные схемы, обеспечивающие наименьшие значения сейсмических нагрузок;
- принимать, как правило, симметричные конструктивные схемы, равномерное распределение жесткостей конструкций и их масс, а также нагрузок на перекрытия».

Там же [1, с. 14] говорится о том, что: «При расчете зданий и сооружений (кроме гидротехнических сооружений) длиной или шириной более 30 м помимо сейсмической нагрузки, определяемой согласно п. 2.5, необходимо учитывать крутящий момент относительно вертикальной оси здания или сооружения, проходящей через его центр жесткости. Значение расчетного эксцентриситета между центрами жесткостей и масс зданий или сооружений в рассматриваемом уровне следует принимать не менее  $0,1B\dots$ », где  $B$  – ширина здания.

Требования к отсутствию кручения в первых двух формах собственных колебаний обеспечивает корректное применение положений линейно-спектральной теории сейсмостойкости для определения динамической нагрузки на здание (сеймика и пульсационная часть ветровой нагрузки). Не соблюдение данного требования приведет к искажению определяемой динамической нагрузки.

Чтобы избежать крутильных форм собственных колебаний по первой форме, нужно стремиться к совпадению центра масс и центра жесткости здания. Зачастую этого очень сложно добиться, особенно если в расчетной модели внутренние стены и перегородки учитываются линейной нагрузкой в местах их непосредственного расположения, а сама нагрузка учтена в динамическом расчете как масса. Эти «разбросанные» массы разбалансируют здание. Один из вариантов решения данной проблемы – это планирование помещений таким образом, чтобы можно было сформировать мощные замкнутые ядра жесткости, которые хорошо получаются в районе лестнично-лифтовых блоков. В этом случае даже при несовпадении центра масс и жесткостей крутильных форм можно будет избежать, что бывает не всегда так. Ниже рассмотрен модальный анализ проектируемого здания.

Первая и вторая форма собственных колебаний исследовались при проектировании и расчете каркасного монолитного 14-ти этажного жилого здания в рамках дипломной работы по теме: «Жилой комплекс, состоящий из трех многоэтажных домов в г. Астрахани» в ПК «Мономах-ЛИРА».

Первоначальный вариант плана здания представлен на рис. 1.

Размеры здания в плане 25,6x26,0 м. Размеры колонн в подвале и на 1-м этаже 500x500 мм, на остальных этажах запроектированы колонны размерами 400x400 мм. Толщина стен ядра жесткости – 250 мм. На рис. 1 мы видим несимметричное расположение ядра жесткости относительно центра здания. Ядро жесткости является незамкнутым. При таком варианте проектирования в первой форме собственных колебаний образуются крутильно-поступательные колебания, а во второй форме образуются крутильные колебания. Формы колебаний по 1-й и 2-й формам также показаны на рис. 1.

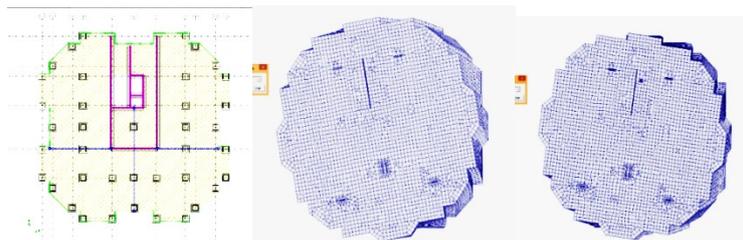


Рис. 1. Первоначальный вариант плана здания и собственные колебания здания по 1-й и 2-й формам

Для решения данной задачи во втором варианте проектирования были применены следующие конструктивные изменения в конструкции ядра жесткости. Стены по осям 5, 6, 7 были уменьшены по длине и замкнуты между собой сплошной стеной в осях 5-К и 7-К. Размеры всего здания в плане увеличены и составляют 27,2х27,2 м. В осях 5-М и 7-М добавлены дополнительные две колонны. Размеры колонн, а также толщина стен ядра жесткости остались без изменений.

Данные конструктивные изменения позволили сделать ядро жесткости замкнутым, а увеличение размеров здания в плане позволило сместить ядро жесткости ближе к центру оси здания. Второй вариант плана здания представляющие ему формы колебаний представлены на рисунке 2.

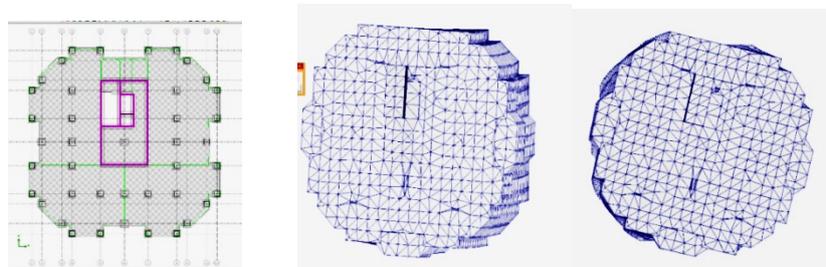


Рис. 2. Второй вариант плана здания и формы колебаний

При таких конструктивных изменениях в первой форме получаем поступательные колебания, во второй форме – крутильные колебания.

Первая часть задачи была решена, т.е. мы устранили крутильные колебания в первой форме. Для решения второй части задачи – исключения крутильных колебаний во второй форме, было предложено несколько вариантов решения с установкой дополнительных диафрагм.

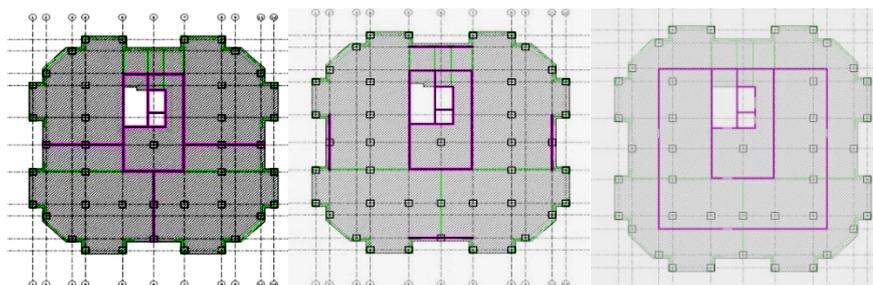


Рис. 3. Варианты установки диафрагм

Первый вариант – это установка диафрагм по всей высоте здания, как показано на рисунке 3, слева. При такой расстановке диафрагмы образуют в плане при своем мнимом продолжении крест. Второй вариант – это установка диафрагм по сторонам здания, как показано на рисунке 3, в середине. В обоих случаях колебания в первой форме – поступательные, во второй форме – крутильные. Оба варианта дали отрицательный результат. Третий вариант – это установка диафрагм по всей высоте здания, как показано на рис. 3, справа. При такой расстановке диафрагм колебания в первой и второй формах – поступательные. Однако такой вариант проектирования будет препятствовать свободной планировке квартир и вызовет значительное удорожание строительства. Будем считать, что такое решение в рассматриваемом здании является неэффективным.

Следующий вариант проектирования – это включение стен подвала в работу всего здания. План подвала и результаты по первым двум формам представлены на рис. 4. Первоначально высота подвала составляла 2,3 метра, толщина стен 300 мм. При таком варианте проектирования колебания в первой форме – поступательные, во второй форме – крутильные, т.е. формы колебаний в первой и во второй форме остались без изменений. И только при увеличении высоты подвала до 3 метров был получен положительный результат: в первой и второй форме – поступательные колебания (рис. 4).

На основании проведенного исследования можно сделать выводы. На первую форму колебаний оказывает влияние конструкция и расположение в плане ядра жесткости здания. Ядро жесткости должно быть замкнутым и расположено симметрично относительно центральной оси здания или ближе к его центру. На вторую форму колебаний оказывает влияние расположение диафрагм. Они не должны образовывать при мнимом продолжении «крест», как показано на рис. 3, слева или иметь расположение, как показано на рис.3, середина. Задачу исключе-

ния кручения во второй форме удалось решить за счет включения в расчетную схему стен подвала и увеличения их высоты.

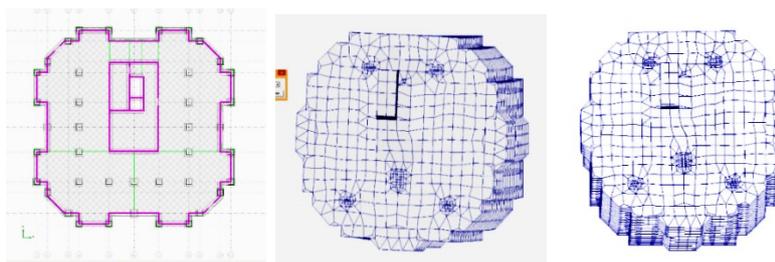


Рис. 4. Вариант с установкой стен по периметру подвала

Теперь о некоторых замечаниях при работе в программе «Компоновка», которая входит в состав ПК «Мономах-ЛИРА». Следует обратить особое внимание на задание стен ядра жесткости в программе «Компоновка». Стена ядра жесткости от узла на пересечении осей 7-К до узла 5-К должна задаваться одним «отрезком», не прерываясь на промежуточные стены. При невыполнении этого условия после расчета во второй форме возникают крутильные колебания. Также крутильные колебания во второй форме возникают при назначении дверных проемов в стены ядра жесткости по оси 5 и по оси Д. Данный вопрос требует дополнительной проработки.

В заключение приведем рекомендации по проектированию из Европейского стандарта ISO 48666: 1990/1: 1994. Обработка результатов натуральных испытаний по трем нижшим формам собственных колебаний и параметра высоты  $H$  (м) для удовлетворительных по качеству и комфорту 163 зарубежных зданий показала рекомендуемые частоты для прямоугольных в плане зданий: для изгибно-поступательных колебаний основного тона в более «гибком направлении»  $46/H$  (Гц), в более «жестком направлении»  $58/H$  (Гц), только после них располагается вращательная в плане (крутильная) форма основного тона, частота, которой –  $(72-77)/H$  (Гц). Приведенные в ISO оценки точнее выполняются для зданий, близких в плане к прямоугольной форме и имеющих симметрию относительно горизонтальных осей. Все это относится к рекомендациям по «динамическому конструированию здания», которые позволяют еще на этапе создания расчетной схемы выполнить ее наиболее рационально и надежно.

#### Список литературы

1. СП 14.13330.2018. Свод правил. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\*. М., 2018. 116 с.
2. Айзенберг Я. М., Кодыш Э. Н., Никитин И. К. Сейсмостойкие многоэтажные здания с железобетонным каркасом. М., 2012. 263 с.
3. Мкртычев О.В., Решетов А.А. Сейсмические нагрузки при расчете зданий и сооружений. М., 2017. 140 с.
4. Тяпин А. Г. Современные нормативные подходы к расчету ответственных сооружений на сейсмические воздействия. М., 2018. 518 с.

УДК 001.895; 001.894

## ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МЕТОДА ТЕХНИЧЕСКОЙ ЭВОЛЮЦИИ ИННОВАЦИОННОГО КОНСАЛТИНГА ПРИ ИЗУЧЕНИИ СВОЙСТВ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

*Р. И. Шаяхмедов*

*Астраханский государственный  
архитектурно-строительный университет  
(г. Астрахань, Россия)*

Преподавателям высших учебных заведений необходимо воспитать у студентов навыки принятия решения в условиях, когда нет готовых алгоритмов решения. В этих случаях необходимо использовать алгоритмы создания алгоритмов принятия решений. Для этого в практике преподавания может использоваться такая наука как инновационный консалтинг. Среди методов инновационного консалтинга видное место занимает метод технической эволюции, который можно использовать в процессе преподавания строительных дисциплин, например при изучении свойств строительных материалов.

**Ключевые слова:** инновационный консалтинг, изучение свойств строительных материалов, метод эволюции формы, метод увеличения степени динамизации, метод перехода «моно-би -поли», метод перехода с макроуровня на микроуровень.