

УДК 624.04

## ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ КАРКАСА КНИГОХРАНИЛИЩА НАЦИОНАЛЬНОЙ БИБЛИОТЕКИ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

*Доктора техн. наук, профессора*  
**БОРИСЕВИЧ А. А., ЛАЗОВСКИЙ Д. Н., ПЕЦОЛЬД Т. М., СИДОРОВИЧ Е. М.**

*Белорусский национальный технический университет,  
Полоцкий государственный университет*

Строительство здания Национальной библиотеки Беларуси определено Указом Президента Республики Беларусь № 153 от 7 марта 2002 г. Начало строительства – 1 ноября 2002 г. Актуальность принятого направления научного исследования определяется необходимостью обеспечить решение проблемы безопасной эксплуатации здания.

Цель исследования – оценить с позиций прикладной механики деформируемых систем работу здания книгохранилища Национальной библиотеки Республики Беларусь в стадии его строительства и эксплуатации.

Задачи исследования:

1. Верификация расчетных моделей здания.
2. Исследование устойчивости здания.
3. Влияние динамических воздействий и определение динамических характеристик сооружения.
4. Анализ работы здания книгохранилища Национальной библиотеки в некоторых экстремальных ситуациях.

Книгохранилище (рис. 1) представляет собой пространственную континуально-стержневую систему, имеет форму многогранника, вписанного в шар диаметром 68,94 м. Рассматривается конструктивная схема по данным архитектурного проекта<sup>1</sup>.

Основанием многогранника является монолитная железобетонная плита  $24,0 \times 24,0$  м, соответствующий диаметр описанной окружности равен 33,94 м. Верхняя грань плиты имеет

отметку 12,6 м и соответствует (приблизительно) уровню пола четвертого этажа здания. Ядро жесткости и колонны защемлены в монолитном железобетонном фундаменте, который запроектирован в виде двухэтажной пространственной клеточной структуры, основанием которой является фундаментная плита толщиной 1,2 м.

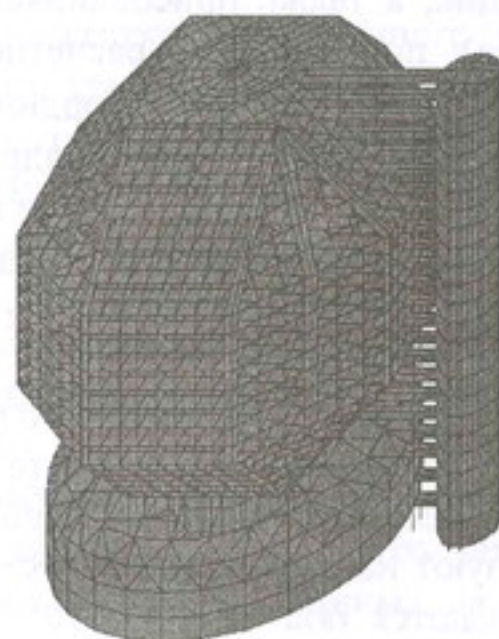


Рис. 1. Общий вид книгохранилища

Здание книгохранилища, начиная с опорного контура (отметка 12,6 м), по его высоте можно условно разделить на три укрупненные части:

1. Нижняя часть (с 12,6 м до 30,6 м, шесть этажей) представляет собой форму опорной чашки с восьмью наклонными боковыми гранями. Четыре из них – прямоугольные, размером  $24,0 \times 24,0$  м и четыре представлены в

<sup>1</sup> Проект здания Национальной библиотеки разработан институтом УП «Минскпроект» (главный инженер проекта Л. М. Шохина, главный конструктор В. А. Потершук).

форме равнобедренных треугольников с размерами сторон  $25,46 \times 34,99 \times 34,99$  м. Угол наклона каждой грани к горизонту равен  $45^\circ$ . Основание чашки – прямоугольная плита  $24,0 \times 24,0$  м, верхняя плита на отметке 30,6 м имеет форму восьмигранника, вписанного в окружность радиусом  $R = 32,31$  м.

2. Средняя часть (с 30,6 м до 54,6 м) представляется в форме восьмигранной призмы, вписанной в цилиндр,  $R = 32,31$  м. Здесь расположены восемь этажей.

3. Верхняя часть (с 54,6 м до 72,6 м шесть этажей) представляется в виде опрокинутой (по отношению к нижней части здания) чашки с теми же основными размерами.

С отметки 12,6 до 72,6 м расположены 20 этажей книгохранилища, каждый высотой по 3,0 м.

Конструктивная схема многогранника является циклически осесимметричной (не учитываются проемы под лестницы и инженерные коммуникации, а также присоединяемый лифтовой ствол): при повороте расчетной схемы вокруг оси  $Z$  на  $90^\circ$  (начало координат расположено в геометрическом центре ядра сечения на уровне пола первого этажа) каждое последующее положение схемы совпадает с предыдущим.

Основными несущими блоками (элементами) здания являются:

- ядро жесткости (с  $-5,4$  м до 72,6 м);
- четыре диафрагмы жесткости (с 12,6 м до 72,6 м); они жестко соединены с ядром жесткости и образуют на плане этажа крест (оси креста пересекаются под углом в  $90^\circ$ ); толщина диафрагмы равна 0,4 м;
- четыре дополнительные диафрагмы жесткости, размещаемые в нижней чашке многогранника (с 12,6 м до 30,6 м); на планах здания основные и дополнительные диафрагмы расположены равномерно (угол между смежными диафрагмами равен  $45^\circ$ ); толщина диафрагмы – 0,4 м;
- плиты перекрытий толщиной 0,25 м;
- колонны (сетка  $6,0 \times 6,0$  м), обеспечивающие взаимосвязь плит перекрытий.

Все перечисленные блоки (элементы) выполняются в виде монолитных железобетонных конструкций. Исключение могут составить те элементы верхней части здания, которые испытывают растяжение.

Здание опоясывается горизонтальными (широтными) обвязочными железобетонными балками в уровне перекрытий и меридиональными несущими элементами (расположены в вертикальных плоскостях).

Повышению жесткости и общей устойчивости здания способствуют подкосы, верхний конец которых закрепляется в опорных точках на уровне перекрытия на отметке 18,6 м, а нижний – передает давление на опорное кольцо, лежащее на 28 колоннах, расположенных по окружности диаметром 56,0 м.

Ядро жесткости запроектировано в виде взаимосвязанных внутреннего и внешнего стволов. Внутренний ствол в сечении имеет форму кольца диаметром 9,6 м (по осевой линии), толщина стенки – 0,4 м; внешний – восьмиугольника, вписанного в окружность диаметром 19,48 м (по осевой линии), толщина стенки – 0,4 м. Внешний и внутренний стволы соединены между собой диафрагмами (толщина стенки – 0,4 м) и радиально расположенными перегородками толщиной 0,2 м. В пространстве между стволами располагаются монолитная лестница и лифты.

Ядро жесткости и монолитно связанные с ним четыре диафрагмы являются основной несущей системой здания. Такой принцип компоновки несущей системы позволил авторам проекта реализовать принцип концентрации материала в окрестности оси  $Z$  и в то же время обеспечить достаточную пространственную жесткость книгохранилища. Однако, несмотря на усиленную нижнюю чашку здания (четыре дополнительные диафрагмы, подкосы, другие элементы), перекрытия вместе с колоннами верхней части здания и несколько этажей средней части при вертикальной нагрузке оказываются висящими на ядре жесткости и диафрагмах. В результате этого колонны на этих этажах при определенных сочетаниях нагрузок работают на растяжение, а плиты перекрытий получают дополнительные прогибы. Это наблюдается из-за того, что в этом уровне ядро жесткости испытывает меньшие вертикальные перемещения, чем перемещения элементов, удаленных от него (имеет место консольная (древовидная) схема работы конструкций). Отмеченное явление следует отнести к особенностям заданной конструктивной схемы здания.

Для выравнивания вертикальных перемещений плит перекрытий и горизонтальных обвязочных элементов в уровне верхних трех этажей здания также введены дополнительные вертикальные диафрагмы жесткости, расположенные под углом  $45^\circ$  к основным диафрагмам ядра жесткости. Кроме того, по линиям пересечения боковых граней здания предусмотрены усиливающие вертикальные ребра уголкового поперечного сечения.

Нагрузки и воздействия приняты согласно нормам [1] для г. Минска.

Распределение теплового воздействия соответствует условиям строительства здания и его эксплуатации.

В соответствии с межгосударственным «Классификатором чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера стран СНГ» (Минск, 2002) рассматривались следующие чрезвычайные ситуации (ЧС):

- пожары (взрывы) в зданиях и сооружениях общественного назначения, код 10201 (для Беларуси);
- геологические, код 20100 (для Беларуси);
- землетрясения, код 20101 (для Беларуси);
- сильный ветер, включая шквалы и смерчи, код 20201 (для Беларуси);
- очень сильный мороз, код 20209 (для Беларуси);
- очень сильная жара, код 20210 (для Беларуси).

К ситуациям, требующим особого внимания, следует отнести также влияние на объект динамических нагрузок, вызываемых подвижным транспортом метрополитена.

Последствия от ЧС (коды 20201, 20210, 20209, 30101) на высотное книгохранилище с достаточной для принятия решения степенью вероятности можно оценить на стадии проектирования объекта посредством расчета его на прогнозируемые воздействия.

Расчет на ЧС (код 10201) проводился с целью оценки негативных последствий и установления напряженно-деформированного состояния объекта вследствие повреждения (частичного или полного выхода из строя) отдельных несущих элементов каркаса.

Многочисленные варианты развития негативных явлений, вызванные не только ЧС, оценивались посредством анализа работы преобразованной системы в изменившихся условиях.

Разработка технических решений по совершенствованию конструктивной схемы здания базировалась на результатах анализа поведения системы при ожидаемых воздействиях, в том числе экстремальных.

Основным средством анализа напряженно-деформированного состояния исследуемого объекта являлись метод конечных элементов, сертифицированные программные комплексы SCAD 7.31 R.2, MSC NASTRAN, LIRA w 8.0, LIRA w 9.0 и научно-исследовательские программы, разработанные авторами настоящей работы. Для исследования подсистемы «основание – фундамент» применялся численно-аналитический метод.

Верификация расчетных схем здания и результатов расчета осуществлялась посредством использования основных принципов механики деформируемых систем и сравнения полученных численных данных для схем с разномасштабными конечными элементами.

Конечно-элементная модель каркаса книгохранилища, жестко защемленного на уровне пола первого этажа, разработана в лаборатории Полоцкого государственного университета. В расчетной модели, представленной под девизом «Сейсмика-3», использованы трех- и четырехугольные оболочечные и пространственные стержневые конечные элементы. Общее количество конечных элементов – 18090 при числе узлов 8926.

Авторами настоящей работы выполнен расчет представленного варианта расчетной модели, а также скорректированных на ее основе расчетных моделей. Принятая для дальнейших исследований модель каркаса состыкована с фундаментной плитой, и произведен расчет полученной системы «каркас – фундамент – основание» (9748 узлов и 19891 элемент) на заданные нагрузки и воздействия. В расчете использована модель основания Винклера – Пастернака (с двумя коэффициентами постели, численные значения которых  $C_1 = 203,68$  т/м<sup>3</sup> и  $C_2 = 10272$  т/м<sup>3</sup> определены С. В. Босаковым).

Узловые сопряжения всех конечных элементов приняты жесткими. Каждый узел конечных элементов для расчета оболочек (типы: 41, 42, 44) имеет по шесть степеней свободы. Однако, как отмечается в [2], угол поворота  $U_{21}$  относительно местной оси  $OZ_1$  вводится только

для стыковки элементов, не лежащих в одной плоскости. В местной системе координат он всегда равен нулю. Таким образом, использование принятой конечно-элементной расчетной схемы приводит к тому, что в точках пересечения колонн с перекрытиями исключается появление моментных сил взаимодействия, лежащих в плоскости перекрытия. Следствием этого является тот факт, что колонны не испытывают крутящих моментов, а в конечных элементах плит перекрытий отсутствует  $M_{z1}$ .

При действии вертикальной нагрузки на здание отмеченные силы взаимодействия малы, и ими, в конечном итоге, можно пренебречь. Но при значительных несимметричных горизонтальных воздействиях напряженно-деформированное состояние системы, полученное с помощью традиционной разбивки на конечные элементы, будет, естественно, отличаться от истинного.

Для учета влияния указанных сил взаимодействия на пространственную работу системы производится корректировка конечно-элементной модели посредством введения в узел сопряжения плиты с колонной дополнительных стержневых конечных элементов, обеспечивающих совместную работу сечения колонны и плиты в ее плоскости. Для этого возможно использование крестовой схемы расположения стержней: четыре стержня располагаются в плоскости перекрытия под углом  $90^\circ$  (для равномерной передачи усилий); каждый из них одним концом жестко прикрепляется к колонне, а другим – к ближайшему узлу, в котором стыкуются конечные элементы. Противоположный от колонны узел дополнительного стержня следует закреплять шарнирно.

Расчет каркаса на устойчивость выполнен в классической постановке. Методом дихотомии определялся критический параметр устойчивости, т. е. коэффициент, показывающий во сколько раз критическая нагрузка (критические усилия) больше заданной (больше усилий, вычисленных при статическом расчете). Критическими считаются максимальная нагрузка и соответствующие усилия, при которых суммарная матрица жесткости деформируемой системы еще остается положительно определенной. В методе конечных элементов под суммарной матрицей жесткости понимается

сумма статической и геометрической матриц жесткости. Последняя учитывает так называемый отрицательный, «толкающий» эффект сжимающих внутренних сил. Суммарная матрица жесткости может быть составлена и обычными методами строительной механики с применением специальных трансцендентных функций продольно-поперечного изгиба сжатых элементов.

Практически проверка положительной определенности симметричной матрицы производилась ее факторизацией (разложением на множители) численными методами (Гаусса, квадратного корня, многофронтальным и др.). Данные процедуры реализованы в использованных для расчета проектно-вычислительных комплексах. Найденные сжимающие усилия в элементах умножаются на задаваемое значение критического параметра устойчивости и составляется суммарная матрица жесткости исследуемой системы, которая и проверяется на знаковую определенность. Если главные диагональные элементы суммарной матрицы жесткости и ее сомножителей (полученных после прямого хода по Гауссу или факторизации и т. п.) положительны, то равновесие системы при заданном значении критического параметра устойчиво. Если среди указанных элементов матрицы жесткости и ее сомножителей есть отрицательные, то состояние равновесия системы неустойчиво. Если среди этих элементов есть близкие к нулю (в пределах заданного допуска), то равновесие системы считается критическим. Поиск точного значения критического параметра требует больших вычислительных затрат, так как формально эквивалентен поиску наименьшего корня нелинейного детерминантного уравнения вида

$$\text{Det}(K - xG) = 0,$$

где  $K$  – статическая матрица жесткости;  $G$  – геометрическая матрица жесткости;  $x$  – искомый критический параметр.

Решение указанного нелинейного уравнения численным методом требует на каждом шаге последовательных приближений составления и разложения на множители суммарной матрицы жесткости высокого порядка (в принятой к исследованию модели – 58485, для моделей с более мелкой сеткой конечных элементов

порядок матрицы жесткости составлял более 350 тыс.).

При расчете сооружений на общую устойчивость может иметь место случай, когда суммарная матрица жесткости системы положительно определена, но матрица жесткости отдельного конечного элемента (стержня, пластинки) не является положительно определенной. Это соответствует местной неустойчивости данного конечного элемента.

Для исследуемых расчетных схем каркаса книгохранилища расчетом на устойчивость выявлена только местная потеря устойчивости отдельных элементов при нагрузках, превышающих расчетную более чем в 4 раза.

Расчет на устойчивость проводился многократно и на отдельные загрузки, и на комбинации загрузок, дающие наибольшие вертикальные симметричные и несимметричные (с учетом ветрового воздействия) нагрузки.

Динамические свойства каркаса книгохранилища могут быть охарактеризованы несколькими первыми собственными частотами и формами свободных колебаний. Приведенный в данной работе частичный спектр собственных частот и соответствующих собственных форм вычислен для полной (максимальной) массы сооружения в стадии эксплуатации. На стадии строительства и при неполной загрузке сооружения в стадии эксплуатации реальные частоты свободных колебаний несколько выше вычисленных. Соответствующие собственные формы изменяются в меньшей степени.

За активные направления действия инерционных сил приняты все три линейных перемещения по трем координатным осям. Активную массу сооружения составляют собственная масса железобетонных конструкций каркаса, масса пола, масса полной полезной нагрузки, масса снега. На значения собственных частот, их распределение и соответствующие формы колебаний, как известно, оказывают влияние, помимо масс сооружения, жесткостные характеристики элементов каркаса, их взаимное расположение, характер соединения элементов и, особенно, наличие деформируемого основания.

Для рассмотренных вариантов расчетных схем каркаса значения вычисленных первых шести собственных частот приведены в табл. 1

Таблица 1

Частоты собственных колебаний каркаса книгохранилища

Номер формы колебаний	Проект «Сеймика-3» (полная масса, жесткое основание)	Проект «Сеймика-3М»* (полная масса, жесткое основание)	Проект «Сеймика-3М»* (собственная масса, жесткое основание)	Каркас с фундаментной плитой (полная масса, деформируемое основание)
1	0,906	0,926	1,151	0,304
2	0,970	0,981	1,253	0,383
3	1,039	1,059	1,326	0,848
4	2,962	2,966	3,741	0,985
5	2,983	2,983	3,817	2,406
6	3,106	3,122	3,831	2,466

\* Модифицированный проект «Сеймика-3»: оболочка конуса включена в совместную работу с подкосами.

Для расчетных схем на жестком основании первой собственной частоте соответствовали в основном изгибные деформации каркаса с преимущественными горизонтальными перемещениями в вертикальных плоскостях, параллельных плоскости  $YOZ$ , второй – горизонтальные перемещения за счет изгибно-крутильных деформаций каркаса (рис. 2г), третьей – изгибные деформации с основными горизонтальными перемещениями в вертикальных плоскостях, параллельных плоскости  $XOZ$ .

Высшим формам колебаний соответствуют вертикальные изгибные деформации плит перекрытий, особенно они существенны на уровне 1-го и 2-го этажей.

Включение в совместную работу подкосов и плит конической оболочки привело к некоторому повышению общей жесткости каркаса и соответственно собственных частот (2-й столбец табл. 1) при практически неизменных соответствующих собственных формах колебаний.

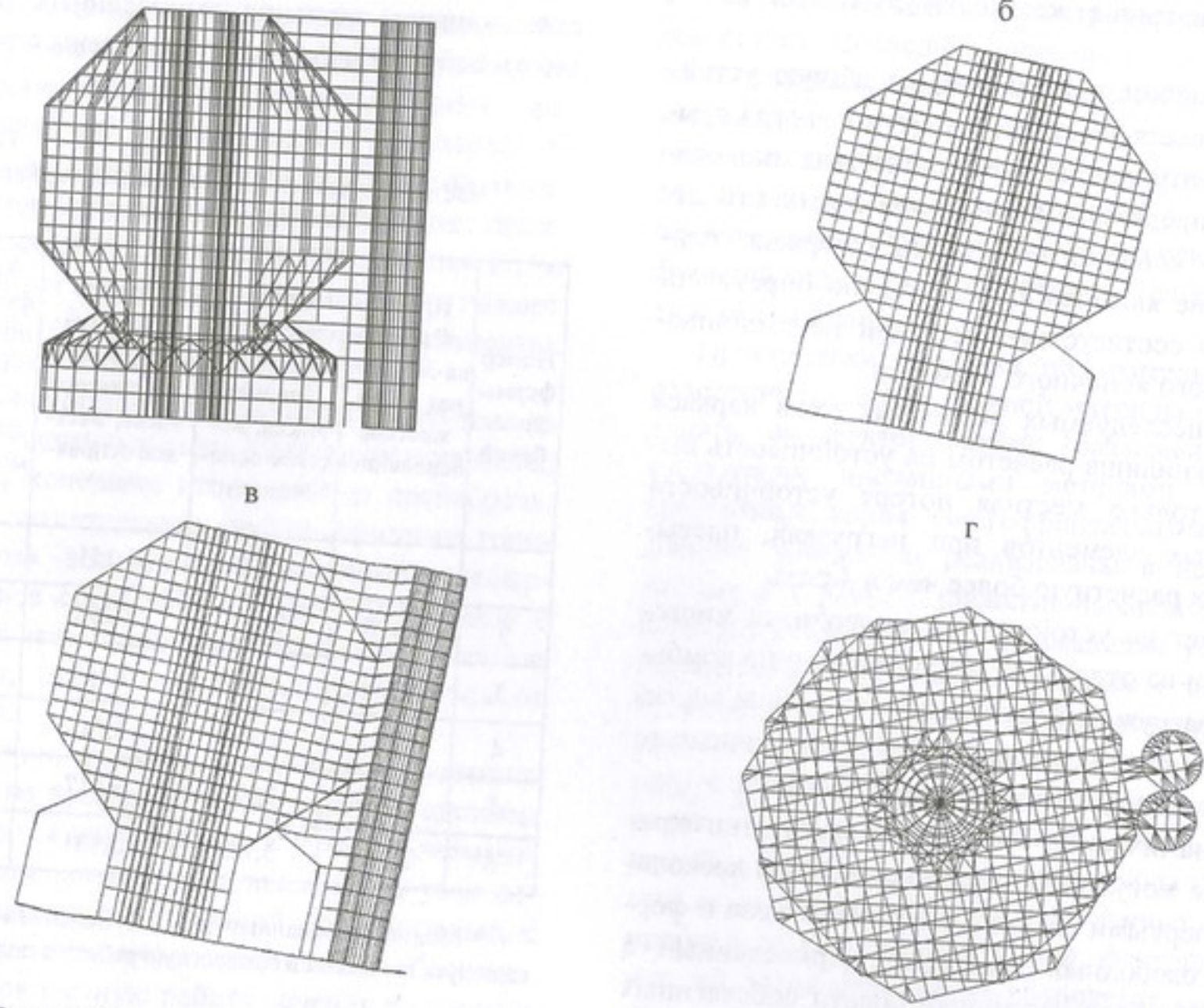


Рис. 2. Схема каркаса книгохранилища на деформируемом основании: а – исходное состояние (вид на плоскость XZ); б – первая; в – вторая; г – третья формы колебаний

Учет совместной работы каркаса книгохранилища с фундаментной плитой (существенное увеличение общей массы сооружения), и особенно деформируемым основанием (существенное увеличение вертикальной податливости сооружения), привел как к количественному, так и к качественному изменению характера собственных колебаний.

Частоты первых собственных форм (рис. 2б, в) снизились почти втрое. Здание книгохранилища колеблется в основном как жесткое целое (жесткий блок) на упругой подушке. Частота горизонтальных изгибно-крутильных колебаний (рис. 2г) понизилась всего лишь от 0,970 до 0,848 Гц (за счет учета вертикальной податливости основания и фундаментной плиты; при этом предполагается, что из-за значительных сил трения фундаментная плита как жесткое целое не имеет горизонтальных перемещений).

Еще более существенное перераспределение характера деформаций наблюдается при высших формах колебаний, у которых доминируют вертикальные изгибные деформации плит перекрытий и фундаментной плиты.

В соответствии с действующими нормами [1] максимальная интенсивность пульсационной составляющей ветровой нагрузки вычисляется как доля постоянной составляющей ветрового давления в зависимости от коэффициента пульсаций (учет высоты сооружения и типа местности) и коэффициента пространственной корреляции пульсаций давления ветра (учет габаритов сооружения). Пульсационная составляющая ветрового давления рассматривается как случайная периодическая нагрузка, вызывающая резонанс на каждой собственной частоте. Нормами разрешается не учитывать силы инерции, т. е. не умножать интенсивность пульсационной составляющей ветрового дав-

ления на коэффициент динамичности (точнее, принимать коэффициент динамичности равным единице), если значение частоты собственных колебаний больше предельного, устанавливаемого нормами. В условиях Минска (1-й ветровой район) для железобетонных и каменных сооружений предельное значение частоты установлено в 0,95 Гц.

Следовательно, в динамическом расчете каркаса книгохранилища на пульсационную составляющую ветрового давления должны быть учтены силы инерции, соответствующие трем первым собственным формам, значения частот которых меньше предельного. Другими словами, амплитудная функция пульсационной составляющей ветровой нагрузки, распределенной по поверхности сооружения, должна быть разложена по трем первым собственным формам.

Указанные особенности динамического расчета реализованы в использованных авторами программных комплексах. Судить о влиянии динамических воздействий на сооружение можно по вызванным ими перемещениям и усилиям (напряжениям). В табл. 2 приведены значения перемещений характерных узлов каркаса, вызванные различными воздействиями.

Интенсивность сейсмического воздействия на территории Беларуси по данным ГУ «Центр геофизического мониторинга НАН Беларуси» соответствует 6 баллам по шкале MSK-64. Грунтовые условия строительной площадки по сейсмическим свойствам отвечают второй категории [3]. Поэтому сейсмическая балльность площадки строительства соответствует балльности сейсмического района. По действующим нормам [3] расчет на прочность при сейсмических воздействиях производится для землетрясений только силой в 7...9 баллов. В данном случае расчет на шестибалльное воздействие можно рассматривать как поверочный.

Центр жесткости и центр масс сооружения, можно считать, лежат в плоскости XOZ. Так как определить заранее единственное направление сейсмической волны, наиболее опасное для столь сложного, многоэлементного сооружения, не представляется возможным, принимаем

три варианта сейсмического воздействия: шестибалльный толчок по направлению каждой из осей общей системы координат.

Реакция сооружения на сейсмический толчок как на кинематическое возбуждение (внезапное смещение основания) определяется методом разложения воздействия по главным (собственным) формам колебаний с учетом сил неупругого сопротивления колебаниям. В расчете учтены шесть первых собственных форм, отвечающих наиболее полной расчетной модели сооружения – совместно работающей системе «каркас – фундаментная плита – деформируемое основание». В соответствии с действующими нормами [3] учтено избирательное влияние сейсмического толчка на отдельные главные формы колебаний системы. Повреждения здания от сейсмического воздействия не допускаются. К зданию предъявлены повышенные требования такие же, как к объекту атомной энергетики. В результате расчета были определены максимальные значения сейсмических нагрузок и вызванных ими усилий и перемещений. Сейсмические перемещения для характерных узлов каркаса (рис. 3) приведены в табл. 2.

Анализ исследованных конечно-элементных моделей высотного книгохранилища позволил с достаточной для практических целей точностью установить картину напряженно-деформированного состояния несущих конструкций здания при всех ожидаемых воздействиях. Появление растягивающих усилий в колоннах верхних этажей – это результат принятого архитектурно-конструктивного решения здания. Как известно, в зданиях ствольной конструкции вертикальные элементы (колонны) верхних этажей, как правило, растянуты. В рассматриваемом проекте междуэтажные перекрытия в кольцевом направлении работают по многопролетной схеме, а в меридиональном – по консольной схеме. Вертикальные перемещения плит перекрытий по этой причине получатся неравномерными. Выбор железобетона в качестве основного материала для вертикальных несущих элементов нижней части здания, а металла для несущих вертикальных элементов верхней части является обоснованным.

Спектр собственных частот здания книгохранилища – достаточно плотный со сгущениями (табл. 1). Низкие значения собственных частот являются следствием большой массы сооружения и деформируемости основания.

При сейсмических воздействиях перемещения характерных узловых точек соизмеримы с перемещениями от собственного веса.

Общая устойчивость каркаса и местная устойчивость его элементов обеспечена при всех заданных нагрузках и воздействиях.

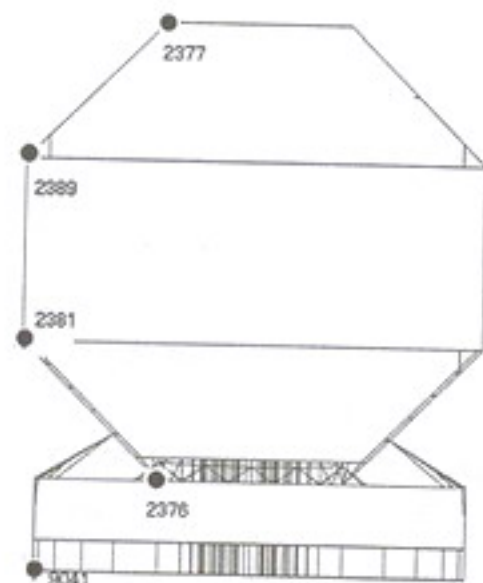


Рис. 3. Расположение контрольных узлов

Таблица 2

Перемещения узлов каркаса, мм

Номера узлов	2377			2381			2376			9041		
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Направления перемещений	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Собственный вес	-68,6	1,41	-169,3	-29,7	0,56	-168,9	-14,0	0,48	-165,8	-0,08	-0,08	134,7
Временная нагрузка (вар. 1)	-69,2	2,01	-89,1	-30,1	0,91	-89,0	-14,1	0,63	-87,1	-0,12	-0,04	-67,6
Ветер по Y + пульсация	-0,72	-23,0	-3,52	-0,76	-10,5	-8,85	-0,22	-5,18	-3,36	-0,18	0,26	-6,7
Толчок по X (1-я форма)	-0,32	-7,8	-1,21	-0,19	-3,53	-3,02	-0,09	-1,73	-1,15	-0,05	-0,07	-2,28
Толчок по Y (1-я форма)	-8,69	-210,6	-32,7	-5,1	-95,2	-81,6	-2,3	-46,7	-31,1	-1,32	-2,0	-61,5
Толчок по Z (1-я форма)	0,0	-0,08	-0,01	0,0	-0,04	-0,023	0,0	-0,02	-0,01	0,0	0,0	-0,02

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия. СНиП 2.01.07-85. – М.: Гос. ком. СССР по делам строительства, 1986. – 36 с.

2. Перельмутер А. В., Сливкер В. И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. – Киев: Сталь, 2001. – 597 с.

3. Строительные нормы и правила. Строительство в сейсмических районах. СНиП II-7-81\*. – М.: Минстрой России, 1995. – 53 с.