

УДК 69.035.4:711.7

**Людмила Митрофановна ШОХИНА,**  
главный инженер проекта  
УП "Минскпроект"

**Тимофей Максимович ПЕЦОЛЬД,**  
доктор технических наук, профессор,  
заслуженный деятель науки  
Республики Беларусь,  
научный руководитель проекта,  
заведующий кафедрой  
Белорусского национального  
технического университета

**Дмитрий Николаевич ЛАЗОВСКИЙ,**  
доктор технических наук, профессор,  
конструктор проекта,  
ректор Полоцкого государственного  
университета

**Анатолий Иванович ПОПОВ,**  
главный конструктор проекта,  
ЗАО "Белпроектстальконструкция"

**Владимир Анатольевич ПОТЕРЦУК,**  
главный конструктор проекта,  
главный конструктор  
УП "Институт НИПТИС"

**Иван Васильевич СМЕХ,**  
кандидат технических наук,  
доцент кафедры  
"Железобетонные и каменные  
конструкции"  
Белорусского национального  
технического университета

# КОНСТРУКТИВНО- ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ОСОБЕННОСТИ ВОЗВЕДЕНИЯ ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ КНИГОХРАНИЛИЩА НАЦИОНАЛЬНОЙ БИБЛИОТЕКИ БЕЛАРУСИ

## STRUCTURAL- TECHNOLOGICAL DETAILS OF ERECTING HIGH-RISE BOOK STORAGE OF THE NATIONAL LIBRARY OF THE REPUBLIC OF BELARUS

*Рассмотрен один из самых сложных разделов проекта Национальной библиотеки Беларуси — возведение многоэтажного здания книгохранилища. Приведены результаты поиска и принятого проектного решения технологии возведения здания сложной геометрической формы, исследования работы конструкции при раскручивании.*

*The most complex part of the Belarusian National Library project — erection of a high-rise book storage has been considered. The results of search and acceptance of the technological approach to construction of the building of an intricate geometric shape are given and the analysis of the construction behavior at striking is presented.*

### ВВЕДЕНИЕ

Здание Национальной библиотеки Беларуси состоит из двух основных объемов: 2—4-этажного круглого в плане стилобата и 23-этажного здания книгохранилища, которые технологически и функционально соединены между собой\*.

Многоэтажное здание книгохранилища запроектировано и построено как пространственная каркасная конструктивная система из монолитного железобетона с выполнением отдельных элементов из сталежелезобетонных конструкций. Подробное описание архитектурно-конструктивной схемы здания Национальной библиотеки приведено в статье [1].

### ОБОСНОВАНИЕ ВАРИАНТА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ЗДАНИЯ

В предлагаемой сегодня статье нами рассмотрены принципиальные конструктивное и технологическое решения здания книгохранилища, которое имеет сложную геометрическую форму в виде ромбокубооктаэдра (рисунок 1).

Как отмечалось ранее, принятая конструктивная схема здания книгохранилища и фундамента была выбрана в результате научного и проектного анализа ряда возможных вариантов строительства [1, 3, 5].

Но во всех возможных вариантах строительства книгохранилища во главу угла было поставлено главное условие — это сохранение оригинальной архитектуры "кристалла", который имеет в нижней части сравнительно малую площадку опирания — 24x24 м и максимальный вылет консольной части — 18 м (максимальная ширина в плане восьмиугольника — 60 м) (рисунок 2).

Принятая конструктивная схема здания книгохранилища имеет общую высоту 88,6 м и запроектирована как пространственная каркасная система, работающая совместно с фундаментом, на который опирается ядро жесткости и колонны, поддерживающие платформу 24x24 м, на которой монтируются конструкции ромбокубооктаэдра (см. рисунок 2).

Ядро жесткости по всей высоте здания состоит из двух объемов: цилиндра диаметром Э и восьмиугольника размером 15 м с толщиной монолитных железобетонных стен 400 мм (рисунок 3).

\* Архитекторы В.В Крамаренко и М.К. Виноградов.

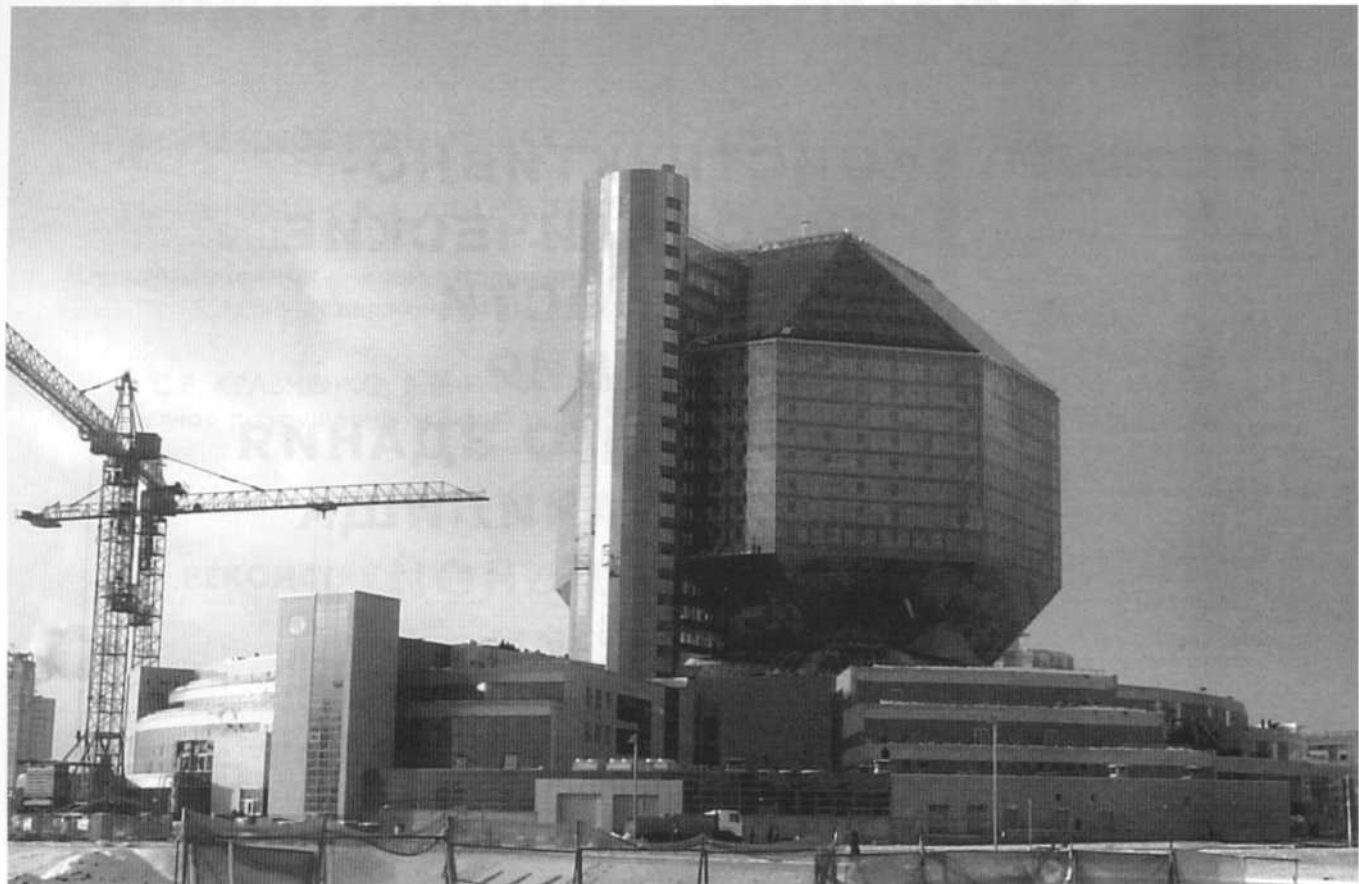
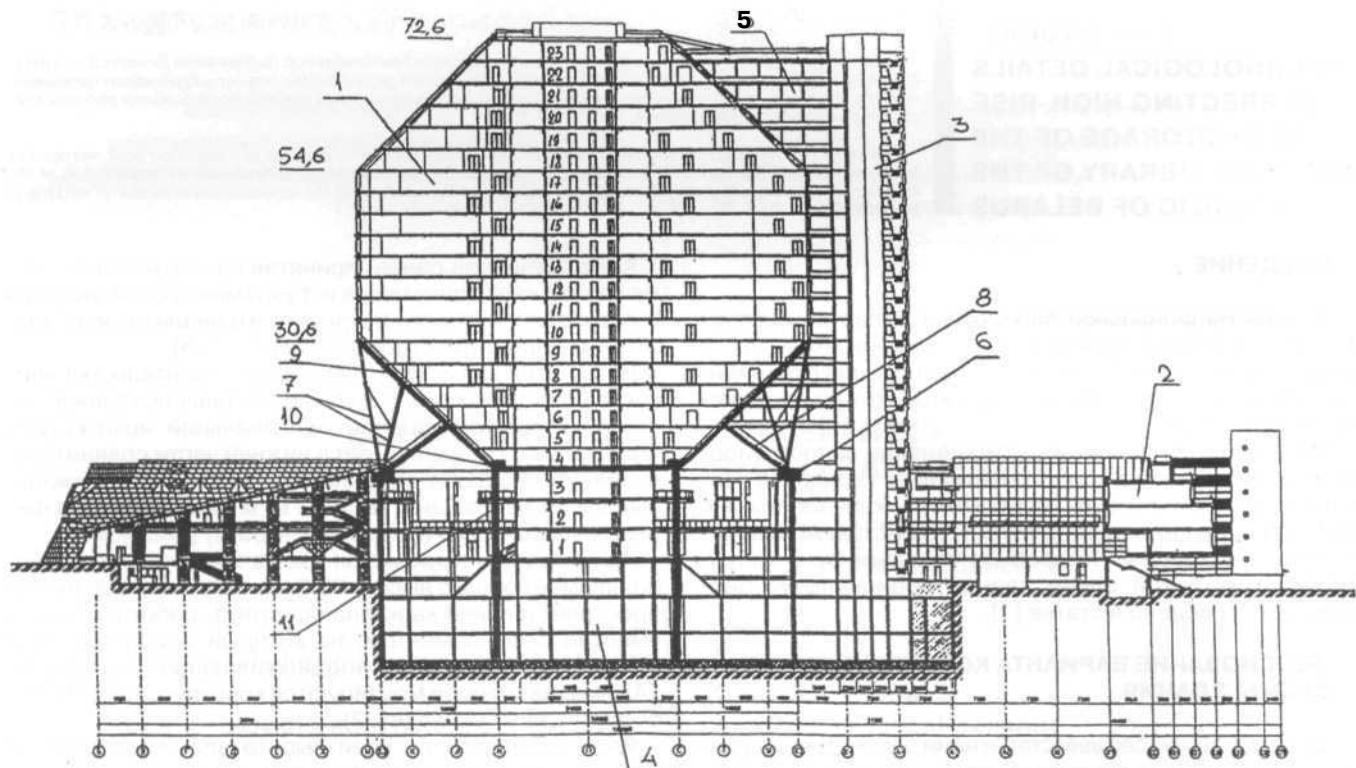
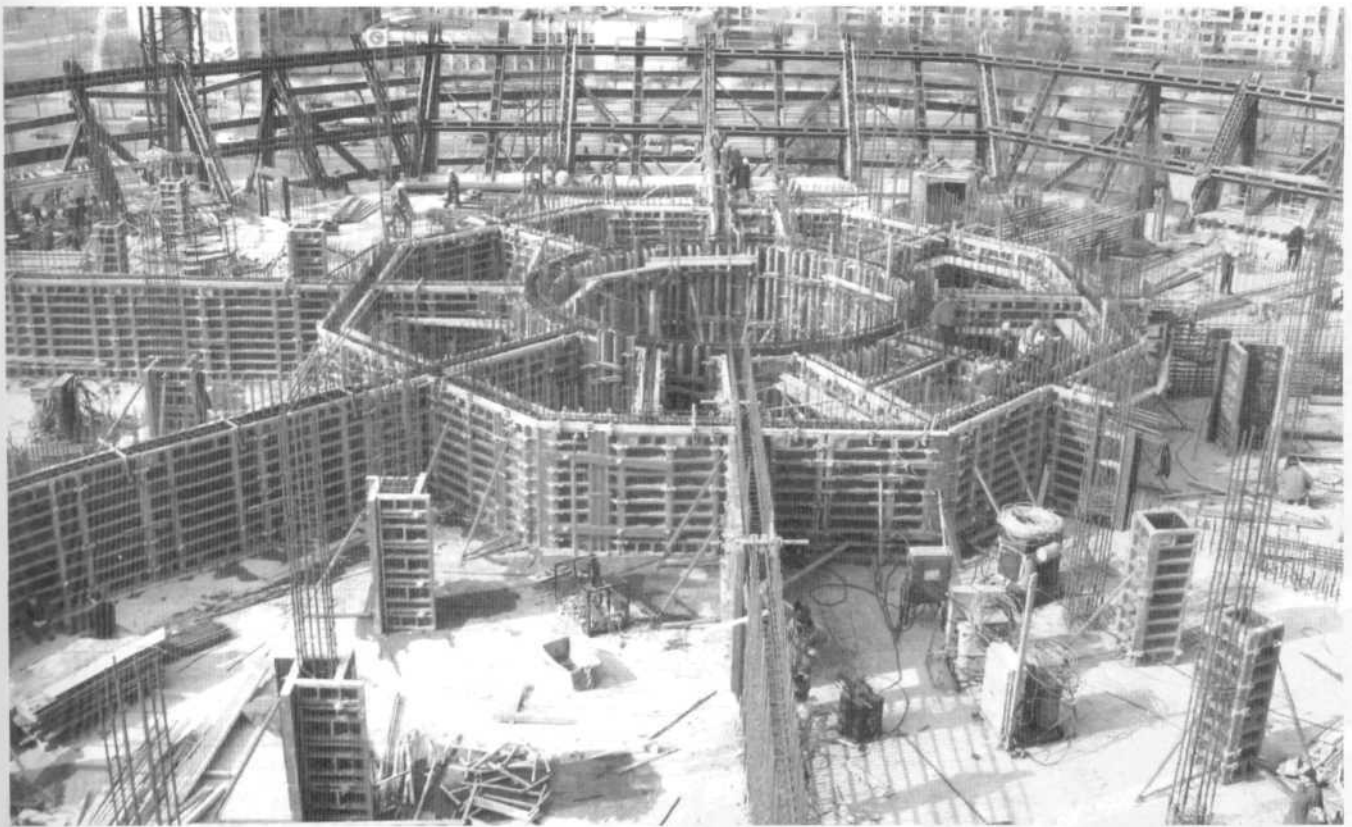


Рисунок 1. Общий вид здания Национальной библиотеки после облицовки спайдерным стеклом



- 1 - книгохранилище; 2 - стилобат; 3 - лестнично-лифтовая башня; 4 - коробчатый фундамент; 5 - переходные галереи;  
 6 - опорное кольцо; 7 - поддерживающая система опор кружал; 8 - балки покрытия атриума;  
 9 - наклонная сталежелезобетонная балка; 10 - обвязочная железобетонная балка; 11 - труботетонная колонна

Рисунок 2. Продольный разрез здания по оси 5



**Рисунок 3.** Система кружал, монтаж опалубки ядра и диафрагм жесткости на отметке 24,6 м

В образовавшемся пространстве между цилиндром и многоугольником ядра жесткости расположена лестничная клетка, лифт и все технологическое оборудование для жизнеобеспечения библиотеки.

Пространственная жесткость каркаса здания обеспечивается монолитными железобетонными диафрагмами жесткости:

- четыре диафрагмы жесткости имеют высоту 60 м и расположены под углом 90° ;
- дополнительные четыре диафрагмы жесткости смонтированы в нижней наклонной части каркаса с отметки 12,6 до 30,6 м (см. рисунок 3);
- дополнительные четыре диафрагмы жесткости смонтированы в верхней наклонной части каркаса с отметки 66,6 до 72,6 м.

Устройство дополнительных диафрагм жесткости на верхних этажах связано с необходимостью уменьшения деформативности монолитных железобетонных конструкций каркаса на внешнем контуре здания до нормативных значений в связи с последующей облицовкой здания книгохранилища стеклом. В проекте было рассмотрено два возможных конструктивных решения облицовки здания стеклом — это так называемые структуральное и спайдерное остекления. Последнее сегодня и реализовано (см. рисунок 1).

Таким образом, была принята окончательная конструктивная схема здания. Это монолитный железобетонный пространственный каркас с дисками перекрытий, которые имеют разные размеры в плане и опираются на колонны с ячейкой 6х6 м и ромбическую часть ядра жесткости.

После введения в конструктивную схему дополнительно 4-х верхних диафрагм жесткости расчетная схема пространственного каркаса изменилась. Колонны,

начиная с отметки 54,6 до 72,6 м, стали воспринимать растягивающие усилия разной величины, а до отметки 54,6 м колонны работают как в обычном каркасе, воспринимая сжимающие усилия. Такое напряженно-деформированное состояние конструкции верхних этажей здания потребовало решения целого ряда сложных конструкторских вопросов [1]\*.

### **РЕАЛИЗАЦИЯ ТЕХНОЛОГИИ МОНТАЖА ОТДЕЛЬНЫХ ЧАСТЕЙ ЗДАНИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ СОВРЕМЕННЫХ ИНФОРМАЦИОННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ**

Одним из самых сложных конструктивных вопросов проекта строительства книгохранилища явилась разработка технологии монтажа наклонной части каркаса ("отрицательный наклон") ромбокубооктаэдра, расположенного на отметках 12,6—30,6 м (см. рисунок 2).

Эта часть общей конструктивной схемы здания является опорной зоной книгохранилища, т. е. своеобразным вторым фундаментом. Практически вся вертикальная нагрузка от вышележащих 20 этажей здания сосредотачивается в уровне отметки 12,6 м, где предусмотрена опорная железобетонная балка на контуре 24х24 м, на которую опираются наклонные сталежелезобетонные балки внешнего контура здания. Балка опирается на 16 трубобетонных колонн нижних этажей, которые, в свою очередь, передают нагрузку на железобетонные стены фундамента на отметке 0,00. Обвязочная железобетонная балка соединена с ядром жесткости диском перекрытия, толщина которого составляет 300 мм (см. рисунок 2).

Самым простым вариантом была бы установка по всему периметру нижней части каркаса на отрицательном уклоне с отметки 12,6 до отметки 30,6 м наклонной опалубки с си-

\* Вторая часть статьи будет посвящена поиску, расчетам и конструированию каркаса верхней части здания книгохранилища.

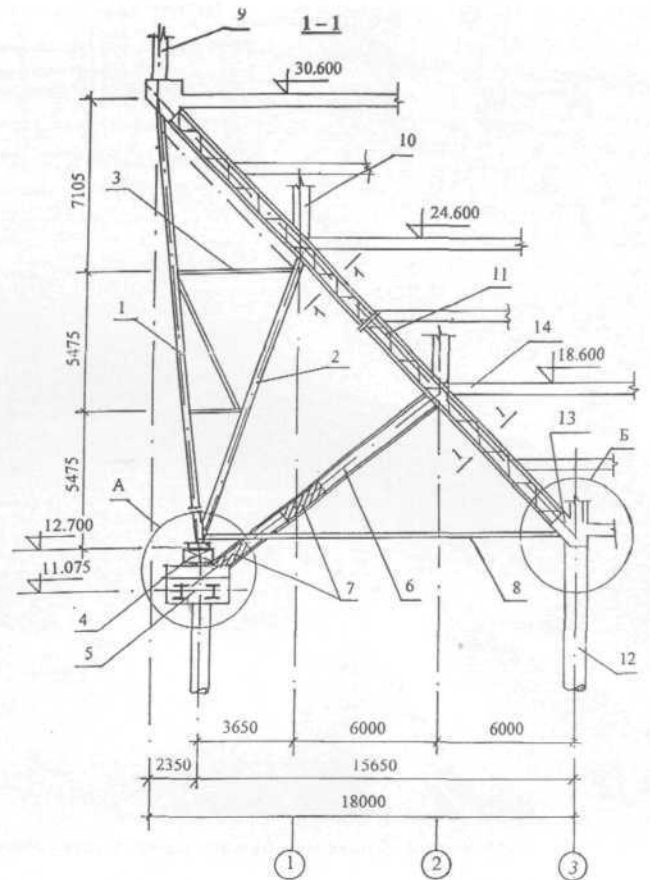


**Рисунок 4. Опорное кольцо после замоноличивания и система поддерживающих опор**

стемой стоек и кружал. Стойки системы кружал должны были бы опираться на диск перекрытия с отметки 0,00. Учитывая недостаточную несущую способность диска перекрытия, в работу должно было быть включено и перекрытие нижележащего этажа, расположенное на отметке минус 5,6 м. И хотя это предложение технически могло быть реализовано, но оно имело и серьезные недостатки, главные из которых:

- в помещениях, начиная с отметки минус 5,6 м, расположенных в зоне атриума, до окончания возведения каркаса здания нельзя было вести общестроительные и отделочные работы, что значительно удлинило бы срок строительства;
- отсутствие полной гарантии получения минимальных перемещений узлов каркаса здания на отметке 30,6 м, после которой начиналась вертикальная часть каркаса;
- большая стоимость опалубочной оснастки со специальными опорами, которая оценивалась более чем в 3 млн. евро и проблема дальнейшего использования этой оснастки.

Рассматривались и другие предложения по возведению наклонной части каркаса такие, как поэтажное бетонирование с устройством специальных тяжей в уровне дисков перекрытия и четырех диафрагм жесткости, удерживающих распор, или опережающее возведение ядра жесткости и поддержка наклонных элементов каркаса специальными арматурными тяжами под углом,



- 1 - наружная ветвь опоры; 2 - внутренняя ветвь опоры;
- 3 - связи; 4 - песчаный домкрат; 5 - опорное кольцо;
- 6 - наклонная балка атриума; 7 - железобетонные пояса жесткости;
- 8 - распорка; 9 - колонна обвязки каркаса;
- 10 - колонны каркаса; 11 - сталежелезобетонная балка;
- 12 - трубобетонная колонна; 13 - обвязочная железобетонная балка;
- 14 - диск перекрытия

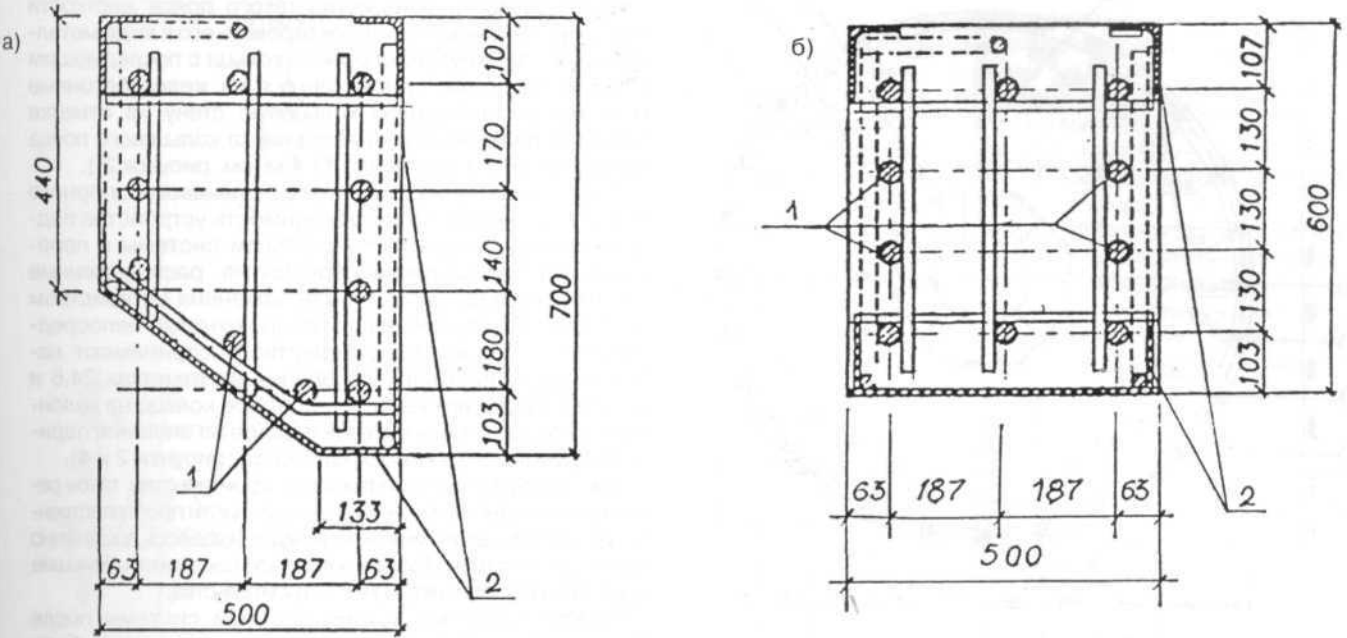
**Рисунок 5. Поддерживающие опоры системы кружал (см. рисунок 11, разрез 1-1)**

прикрепленными к стенам ядра жесткости. Все они в дальнейшем не рассматривались, т. к. удлиняли срок строительства и нарушали архитектурно-технологическую схему здания книгохранилища.

Как отмечалось ранее [1] в архитектурно-конструктивной схеме здания входная группа (атриум) расположена непосредственно в зоне каркаса, начиная с отметки 0,00 и до отметки 12,6 м. Покрытие атриума выполнено из стекла и его несущими элементами должны были быть наклонные балки, расположенные равномерно по всему периметру нижних наклонных плоскостей ромбокубооктаэдра (см. рисунок 2, поз. 8).

Кроме этого, в проекте предусмотрено устройство по всему периметру фундамента монолитной железобетонной стены толщиной 400 мм со световыми проемами и колоннами, на которые должны опираться наклонные балки покрытия атриума (рисунок 5, поз. 6 и рисунок 8). Стена выполняет функцию противопожарной защиты между книгохранилищем и стилобатом (см. рисунок 2, поз. 11).

Компьютерное моделирование показало, что наклонные балки при действии эксплуатационной нагрузки будут воспринимать усилия, достигающие 3560 кН. Такое усилие не могло быть передано непосредственно на колонны и монолитную железобетонную стену на отметке 12,6 м без устройства специального замкнутого пояса жесткости.

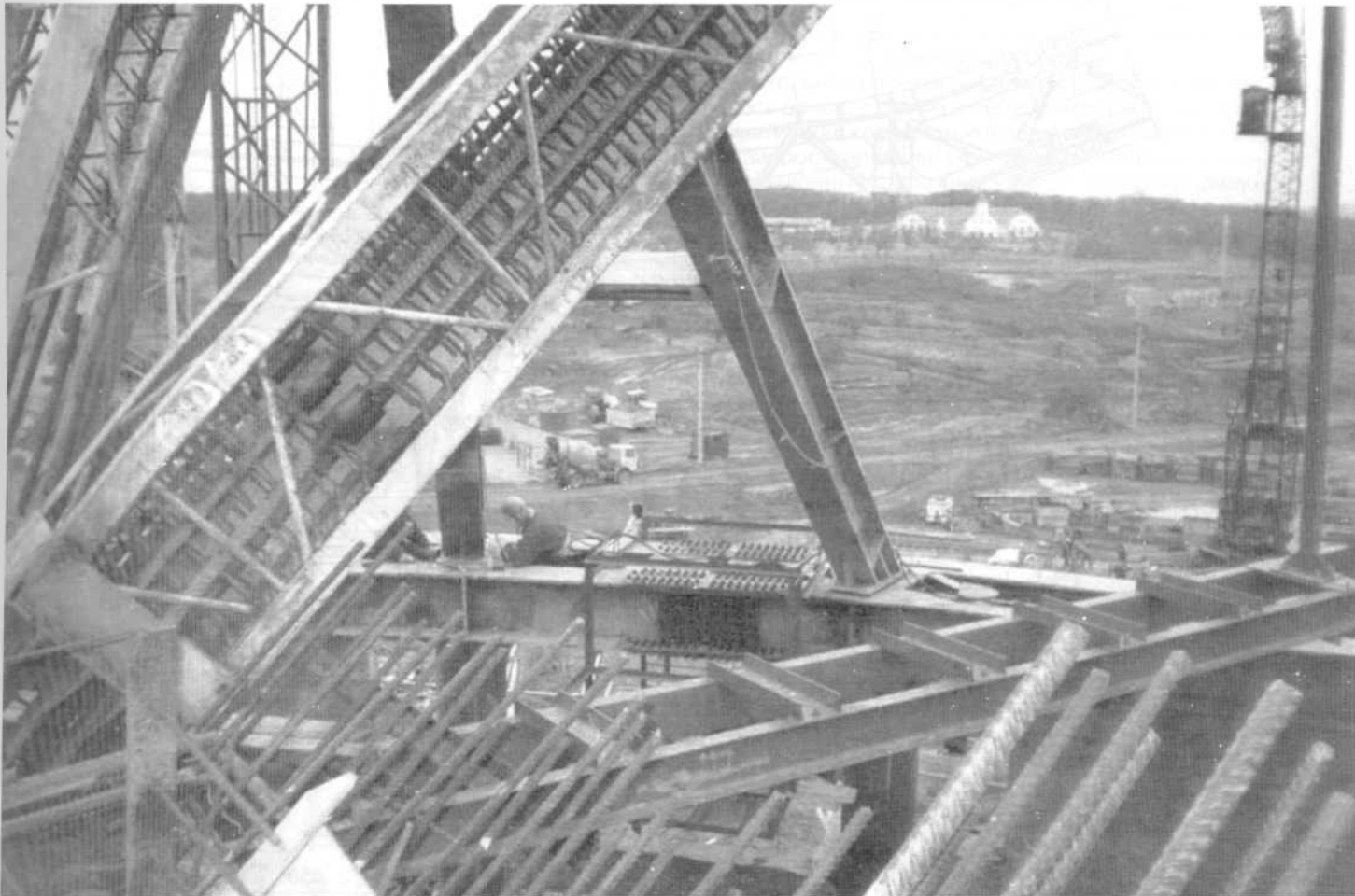


1 - арматура 10040 мм класса S500;

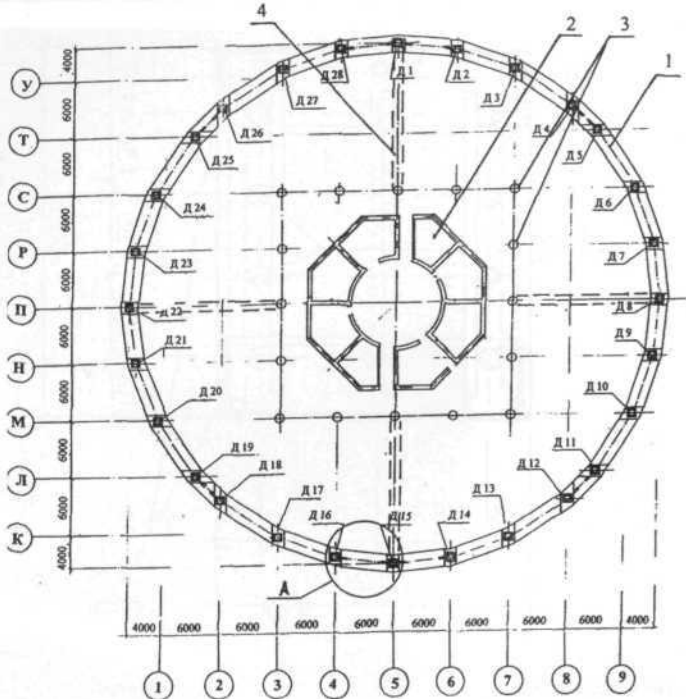
2 - наклонная пространственная металлическая балка

**Рисунок 6. Сечение 1-1 (см. рисунок 5):**

**а - сталежелезобетонной наклонной балки, расположенной в угловых зонах каркаса;  
б - сталежелезобетонной наклонной балки, расположенной на прямых участках**



**Рисунок 7. Узел сопряжения наклонной сталежелезобетонной балки с обвязочной железобетонной балкой и опорным кольцом**



Д1 — Д28 — песчаные домкраты; 1 — опорное кольцо; 2 — ядро жесткости; 3 — трубобетонные колонны; 4 — диафрагма жесткости

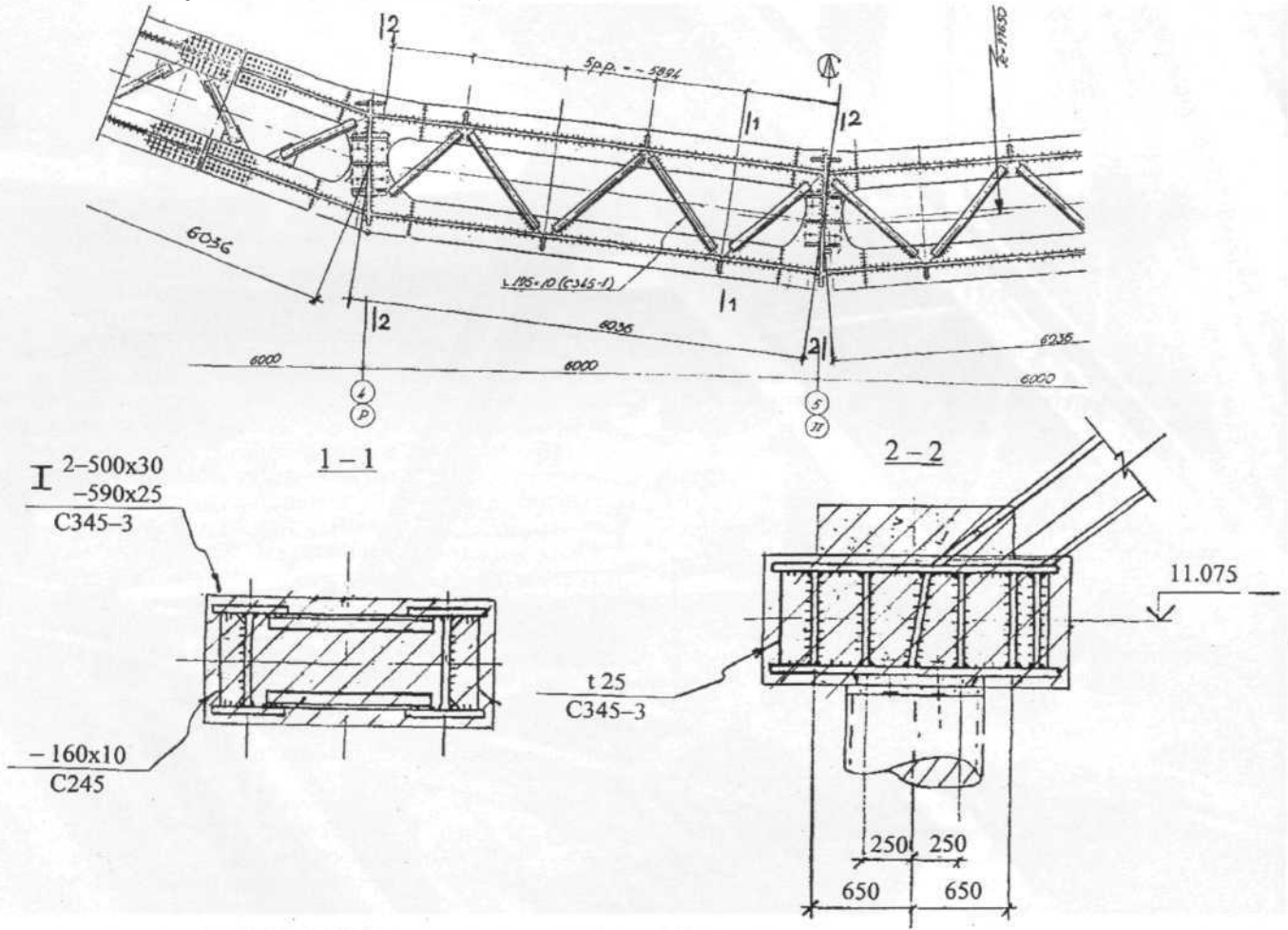
**Рисунок 8. Схема расстановки песчаных домкратов на опорном кольце на отметке 12,6 м**

Необходимость устройства такого пояса жесткости натолкнула на мысль запроектировать его в виде металлического замкнутого опорного кольца с последующим обетонированием, опирающегося на железобетонные колонны и монолитную кольцевую стену на отметке 12,6 м (в дальнейшем отметка верха кольцевого пояса была уточнена и составила 11,4 м (см. рисунок 2)).

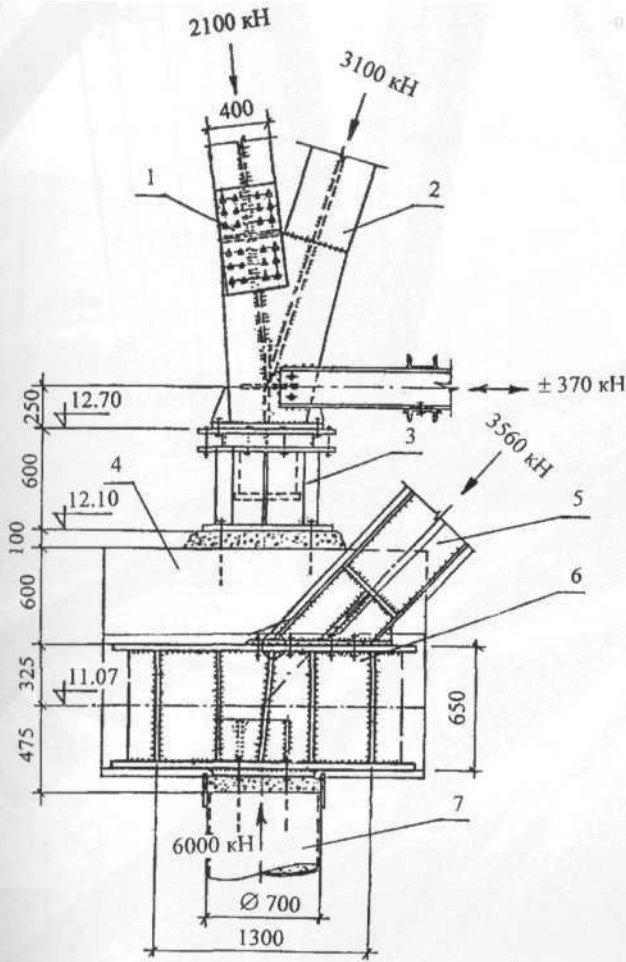
После появления в проекте кольцевого опорного пояса стало ясно, что необходимость устройства поддерживающей кружально-стоечной системы с передачей усилий на диски перекрытия, расположенные на отметке 0,00, может быть заменена устройством системы поддерживающих опор, которые непосредственно в период строительства воспринимают нагрузку от колонн каркаса здания на отметках 24,6 и 30,6 м и передают ее через опорное кольцо на колонны и железобетонную стену и далее на внешний периметр фундамента книгохранилища (рисунки 2 и 4).

Как показало проектирование и строительство, такое решение возведения нижней наклонной части пространственного каркаса здания книгохранилища оказалось достаточно простым, четким в работе и позволило сэкономить большие средства не увеличивая сроки строительства.

Раскружаливание ветвей опорной системы после завершения возведения каркаса здания могло быть осуществлено при помощи гидравлических и песчаных домкратов. Наиболее успешным оказался вариант с применением песчаных домкратов.



**Рисунок 9. Фрагмент опорного кольца (см. рисунок 8, узел А)**



1 — наружная ветвь опоры; 2 — внутренняя ветвь опоры;  
3 — песчаный домкрат; 4 — набетонка; 5 — наклонная балка атриума;  
6 — опорное кольцо; 7 — трубобетонная колонна

**Рисунок 10. Узел А (см. рисунок 5)**

Наклонные сталежелезобетонные балки внешнего контура каркаса были запроектированы на двухстадийную схему работы (рисунки 5 и 6):

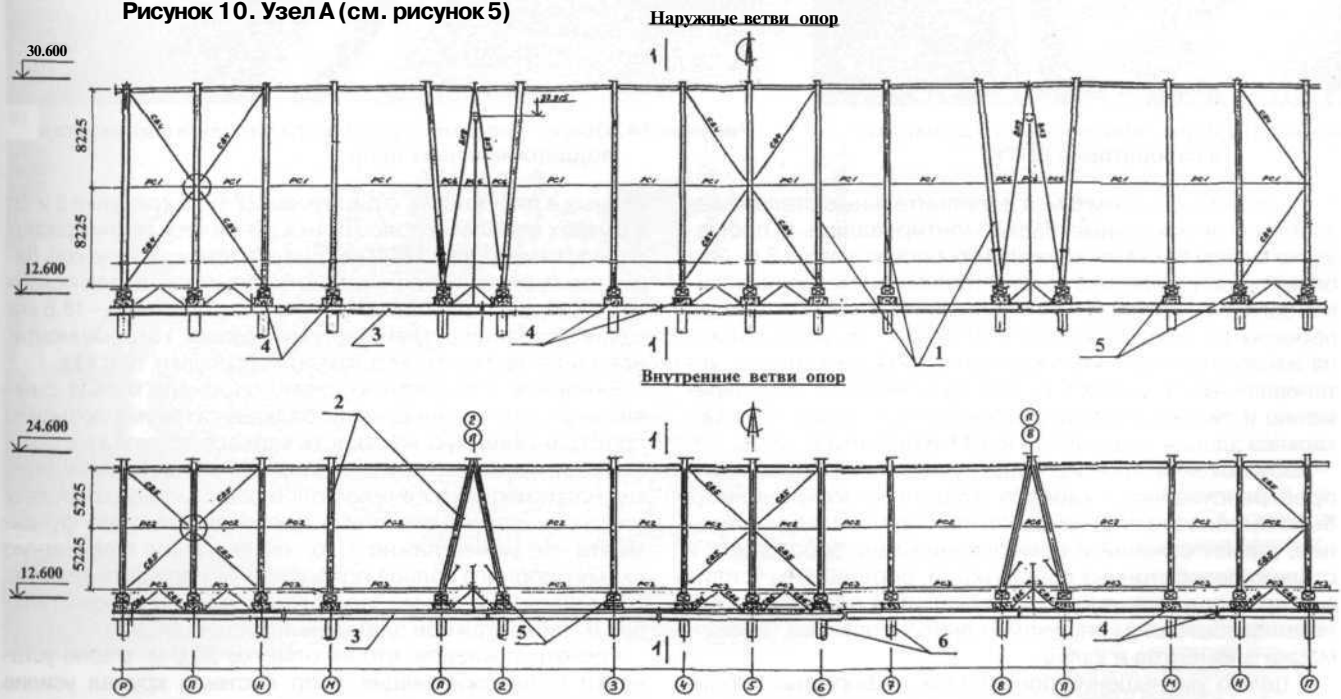
- для восприятия нагрузки от подвесной опалубки, свежеложенного бетона и технологического оборудования;
- как сталежелезобетонные несущие конструкции в составе пространственного каркаса здания, воспринимающие эксплуатационную нагрузку [1, 2].

Стеновое ограждение здания предполагалось выполнить из облегченных трехслойных навесных панелей типа "сэндвич". Однако, уже в процессе возведения здания книгохранилища, из-за отсутствия в республике массового производства панелей типа "сэндвич" пришлось перейти на стеновое ограждение из ячеистобетонных блоков с наружным утеплением термощубой и облицовкой алюминиевыми панелями.

В процессе проектирования наклонной части с отметки 12,6 и до 30,6 м специалисты Министерства по чрезвычайным ситуациям потребовали выполнить сплошную железобетонную наклонную оболочку толщиной 200 мм по всему периметру нижней части каркаса с отметки 12,6 м до 21,6 м в связи с необходимостью защиты книгохранилища от возможного возникновения пожара в атриуме здания (см. рисунок 4).

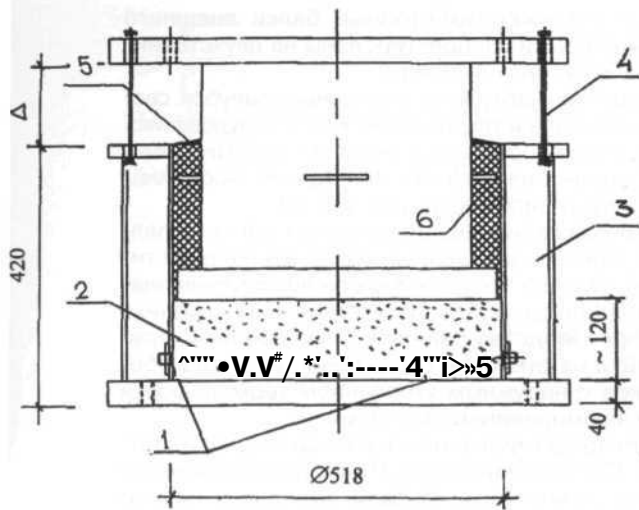
Появление в конструктивной схеме такого пространственного элемента в виде сплошной контурной оболочки изменило работу наклонных сталежелезобетонных балок, существенно повысив общую пространственную жесткость нижней части ромбокубооктаэдра. Было принято решение контурную оболочку бетонировать в несъемной опалубке из профнастила одновременно с поэтапным бетонированием всех элементов каркаса [2].

В окончательной расчетной схеме каркаса здания, как отмечалось ранее, в связи с необходимостью обеспечения нормативной жесткости колонны внешнего контура каркаса запроектированы сечением 300x400 мм с шагом 3 м. Наклонные сталежелезобетонные балки (рисунок 7), являясь также единым целым поддерживающей кружальной системы опор, при возведении каркаса мон-



1 — наружные ветви; 2 — внутренние ветви; 3 — опорное кольцо; 4 — набетонка под песчаными домкратами; 5 — песчаные домкраты; 6 — колонны

**Рисунок 11. Развертка ветвей опор и связей системы кружал**



- 1 — отверстие для выпуска песка;
- 2 — песок; 3 — ребро жесткости;
- 4 — стяжные болты; 5 — герметик (силикон 300N);
- 6 — монтажная пена

Рисунок 12. Разрез песчаного домкрата



Рисунок 13. Испытание песчаного домкрата в лаборатории БИТУ



Рисунок 14. Общий вид смонтированного песчаного домкрата и поддерживающих опор

тировались с шагом 6 м, а дополнительные сталежелезобетонные наклонные балки монтировались в промежутке между балками кружальных опор с шагом 3 м. Эти балки поддерживались горизонтальными металлическими балками, которые монтировались в уровне дисков перекрытия на отметках 15,6; 18,6 м и т. д. и опирались на наклонные сталежелезобетонные балки каркаса, установленные с шагом 6 м, которые являются одновременно и системой поддерживающих опор для монтажа каркаса здания (рисунок 5, поз.11 и рисунки 6, 15в).

После окончательного конструктивного определения пространственного каркаса здания книгохранилища было выполнено повторное компьютерное моделирование, расчет сечений и армирования железобетонных и сталежелезобетонных конструкций, определены усилия в опорах поддерживающей кружальной системы в сталежелезобетонном опорном кольце и колоннах, деформации элементов и узлов.

С целью уменьшения поперечных деформаций опорное кольцо было запроектировано в виде ломаного многоугольника, состоящего из отдельных элементов, впи-

санных в окружность с радиусом 27,65 м (рисунки 8 и 9), а в узлах перелома пояса прикладывались усилия распора, достигающие 15 000 кН, создаваемого нагрузкой, передаваемой от наклонных металлических балок покрытия атриума, расположенных на отметках 12,6—18,6 м и узлов опирания ветвей системы кружал, которые монтировались на песчаных домкратах (рисунки 10 и 11).

Введение в расчетную схему опорного кольца с наклонными металлическими балками атриума повысило пространственную жесткость каркаса здания книгохранилища, особенно при действии ветровых и динамических нагрузок, обеспечило более равномерную передачу нагрузки на нижнюю плиту пространственного фундамента. Не менее важно и то, что введение в расчетную схему опорного кольца позволило не нарушить архитектурную идею атриума, соединив в единое целое стилобат и многоэтажное здание книгохранилища.

Расчеты показали, что на отметке 30,6 м в зоне установки поддерживающих опор системы кружал усилие распора при действии эксплуатационной нагрузки могло достигать 20 000 кН. Поэтому было проанализировано



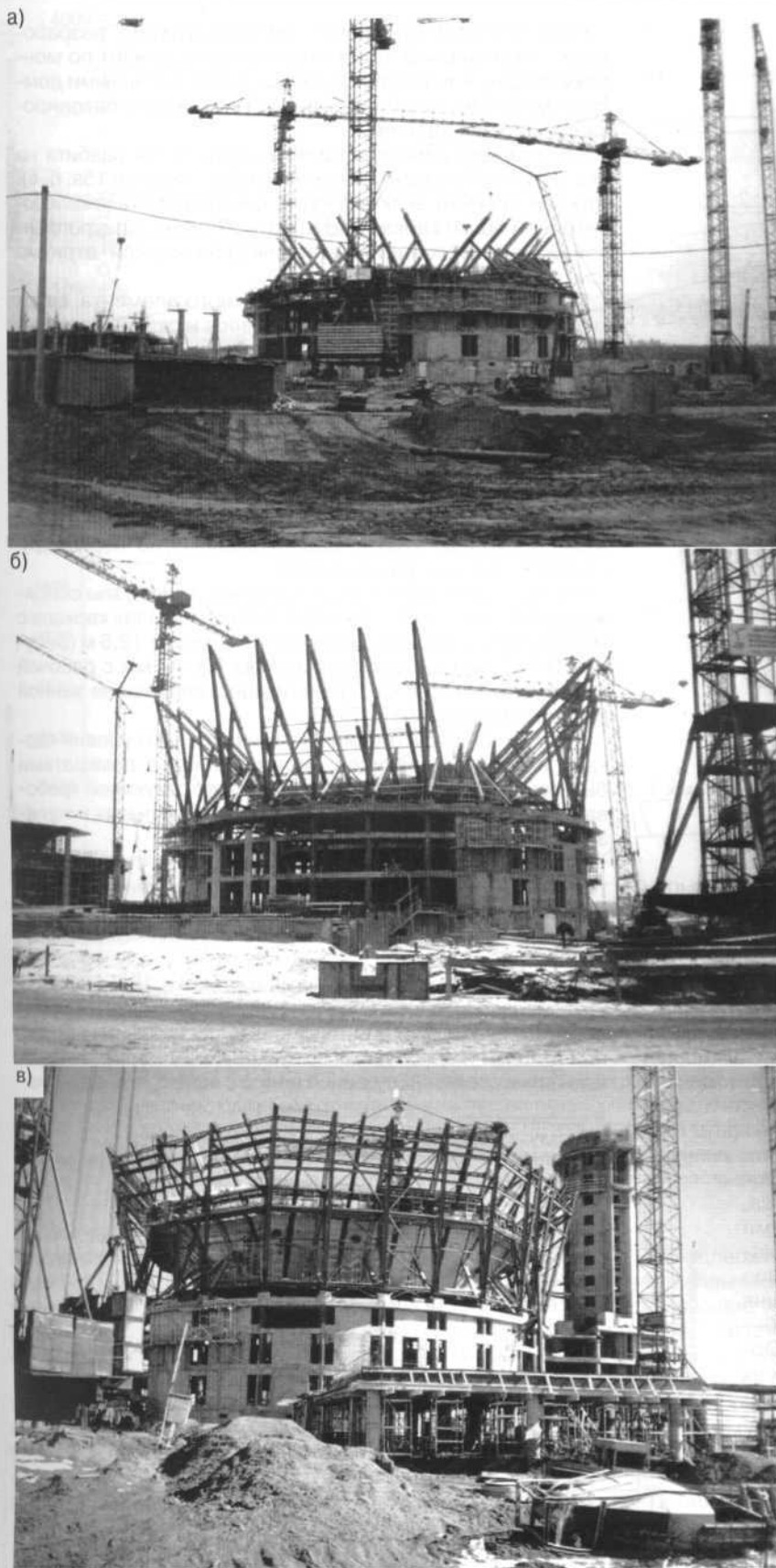


Рисунок 15:

а — монтаж первого элемента системы кружал;

б — монтаж второго элемента системы кружал;

в — полностью смонтированные поддерживающие опоры системы кружал

несколько конструктивных вариантов, которые позволили бы свести до минимума перемещение узлов внешнего контура наклонной части каркаса на отметку 12,6—30,6 м.

Это вариант с использованием предварительно напряженных затяжек в уровнях дисков перекрытий с расположением арматуры в специальных каналах и ее натяжением на бетон с последующим инъецированием.

Как отмечалось ранее, на стадии поиска конструктивного решения этой сложной инженерной задачи рассматривались и другие предложения [1, 5].

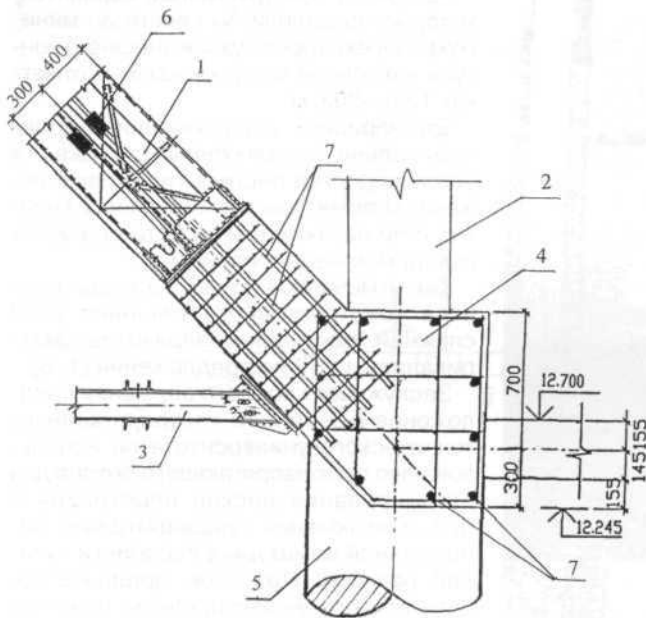
Заслуживает особого внимания предложение Брестского государственного технического университета по использованию самоупругающего бетона для бетонирования дисков перекрытия с целью включения предварительно напряженной арматуры в восприятие усилий распора. При этом предлагалось использовать высокопрочную арматуру класса S800. Это конструктивное решение позволило бы существенно уменьшить расход арматуры, в том числе и в диафрагмах жесткости, но не было принято, т. к. ранее в таком объеме подобные конструкции не применялись и нужно было провести дополнительные исследования, а календарный график строительства не позволял этого сделать\*.

Как отмечалось ранее, для включения в работу несущих конструкций пространственного каркаса здания необходимо было после завершения бетонирования конструкции на отметке 72,6 м осуществить плановое снятие нагрузки со всех поддерживающих опор. Для этой цели было предложено использовать 28 песчаных домкратов. В нашем случае — как наиболее технически простой и дешевый вариант, тем паче, что авторы проекта имели опыт возведения сборно-монолитной оболочки Комаровского рынка, где были впервые в республике стройтрестом № 7 использованы для раскручивания поддерживающих опор из центрифугированных стоек песчаные домкраты. В нашем случае задача была гораздо более сложной, т. к. нагрузка, передаваемая на песчаный домкрат, составляла более 5000 кН, а при строительстве Комаровского рынка только 600 кН.

Был изготовлен опытный образец песчаного домкрата и проведены его лабораторные испытания в БИТУ (рисунок 13)\*\*, которые позволили скорректиро-

\* Предложение по применению самоупругающего бетона было разработано под руководством д.т.н., профессора Тура В.В., проректора Брестского государственного технического университета.

\*\* Исследования песчаного домкрата и раскручивание конструкции каркаса проводились с участием лаборатории БНТУ — к.т.н. Минченя Т.П. и ст.н.с. Баранчик В.Г.



- 1 — сталежелезобетонная балка;
- 2 — колонна каркаса;
- 3 — распорка;
- 4 — железобетонная обвязочная балка;
- 5 — трубебетонная колонна;
- 6 — ванная сварка арматуры;
- 7 — арматура Ø36 мм класса S500

**Рисунок 16. Узел сопряжения сталежелезобетонных наклонных балок с железобетонной обвязочной балкой (см. рисунок 5, узел Б)**

вать рабочие чертежи, отработать методику засыпки песка, его герметизацию и выпуск при раскруживании через специальные отверстия (рисунки 12 и 14).

В домкраты засыпался специально подготовленный и прокаленный до 800 °С песок. Далее в прессе производилось циклическое нагружение домкратов до 5000 кН с последующей его разгрузкой до 500 кН. В течение 10-15 циклов, когда остаточные деформации песка составляли 0,2-0,5 мм, при нагрузке, равной 5000 кН, производилась затяжка специальных стяжных болтов. После этого зазоры между наружной стенкой и цилиндром домкрата герметизировались и в "заряженном" состоянии домкрат монтировался на опорное кольцо (см. рисунок 12). В течение всего периода строительства, т. е. с отметки 12,6 до 72,6 м за перемещениями поршня домкрата велось систематическое наблюдение и перед раскруживанием, в январе 2005 г., дополнительные перемещения поршня (по мере возрастания нагрузки до 5000—5200 кН) составили приблизительно 1 мм. Обжатие песка происходило равномерно во всех домкратах и контролировалось путем измерения зазора А в четырех диаметрально противоположных точках (см. рисунки 12 и 14).

В отдельных домкратах, где герметизация песка была выполнена некачественно, во внутреннюю полость проникла атмосферная влага и при раскруживании при отрицательных температурах от минус 5 °С до минус 10 °С мокрый песок превратился в ледяной массив, который пришлось разогревать газовыми горелками (технология раскруживании будет изложена ниже).

СМУ-77 и ЗАО "Белпроектстальконструкция" разработали оригинальный проект производства работ по монтажу поддерживающей системы опор с песчаными домкратами с учетом непрерывного поэтажного бетонирования каркаса здания\*.

Вся поддерживающая система опор была разбита на два укрупненных монтажных элемента (рисунки 15а, б, в). Нижний элемент включал часть наклонной сталежелезобетонной балки каркаса до отметки 21,6 м с прикрепленной к ней наклонной металлической балкой атриума (см. рисунки 5 и 15а).

После установки первого монтажного элемента, сварки и закрепления на болтах всех узлов и связей начинался монтаж поддерживающих V-образных опор, соединенных со второй частью наклонной сталежелезобетонной балки каркаса здания (второй укрупненный монтажный элемент) (см. рисунки 5 и 15б).

После завершения монтажа поддерживающих опор системы кружал были установлены дополнительные наклонные сталежелезобетонные балки каркаса. Таким образом, как отмечалось ранее, шаг наклонных сталежелезобетонных балок, расположенных по периметру, составил 3 м (см. рисунок 15в).

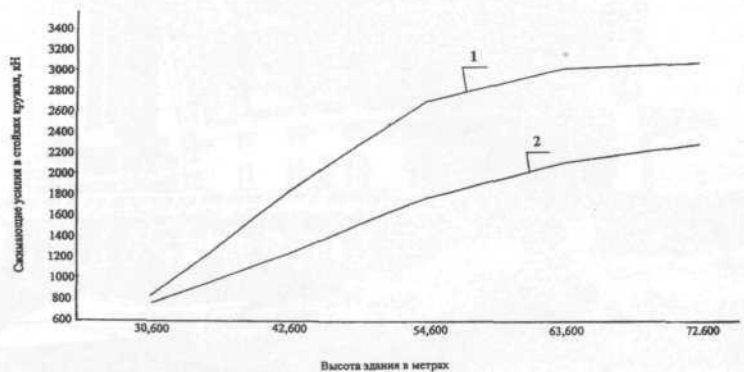
Очень сложными в исполнении оказались узлы сопряжения наклонных сталежелезобетонных балок каркаса с монолитной обвязочной балкой на отметке 12,6 м (рисунок 16). Стыки выпусков арматуры 10040 мм с рабочей арматурой наклонных балок осуществлялись на ванной сварке (см. рисунки 6, 7, 16).

Монтаж конструкции нижнего наклонного уровня каркаса и поддерживающей системы опор с домкратами был осуществлен с точностью, соответствующей требованиям норм на допуски при монтаже стальных и железобетонных конструкций [4].

Сталежелезобетонные наклонные балки на стадии строительства и эксплуатации здания книгохранилища воспринимают нагрузку от собственного веса монолитных железобетонных конструкций, в том числе бетонируемых в подвесной опалубке.

На каждом уровне перекрытия с отметки 15,6 до 30,6 м сталежелезобетонные балки соединены с монолитными железобетонными дисками с помощью специальных закладных деталей и арматурных выпусков. Кроме этого, наклонные балки составляют единое целое с восемью диафрагма-

\* СМУ-77, инж. Милюша А.К и Гамболевский В.В.



1 — опоры, поддерживающие колонны каркаса здания;  
2 — опоры, установленные под диафрагмами жесткости (оси 5 и П)  
**Рисунок 17. Средние значения роста сжимающих усилий в опорах кружал по мере возведения здания книгохранилища**

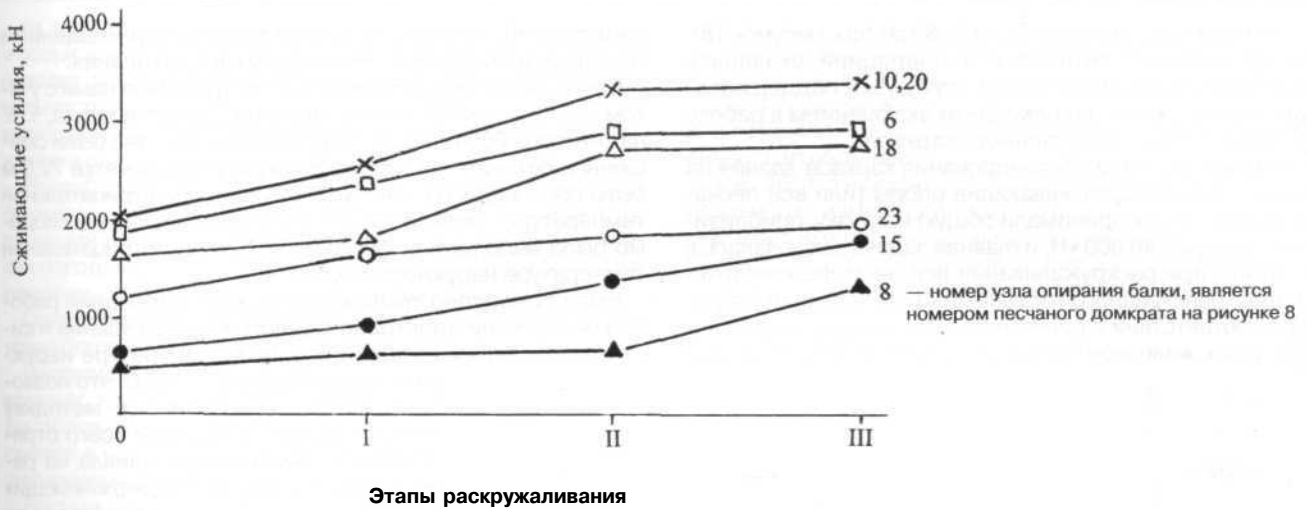
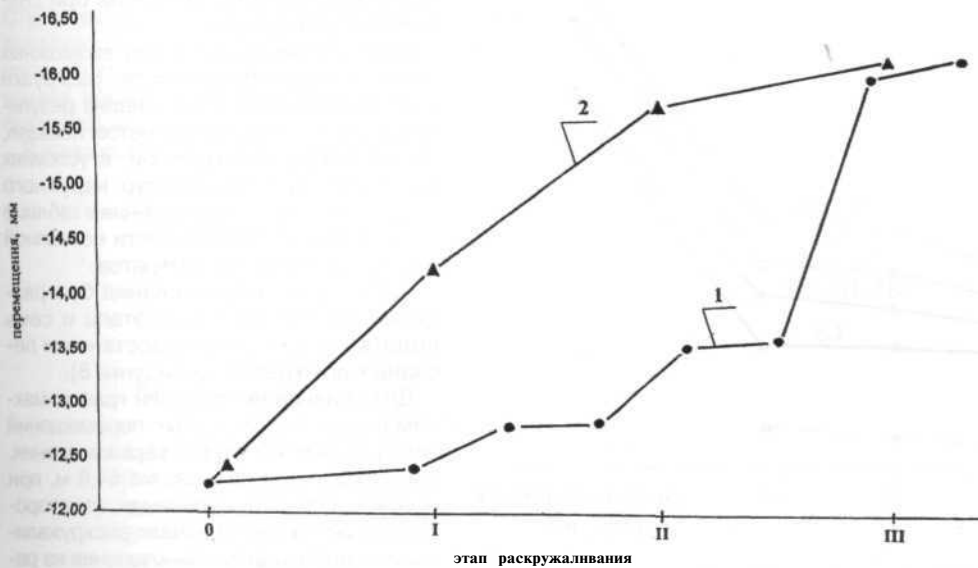


Рисунок 18. Рост сжимающих усилий в наклонных балках атриума при раскручивании



1 — график роста перемещений узлов каркаса здания при раскручивании, начиная с опор, поддерживающих диафрагмы жесткости, расположенные по осям П и 5; 2 — то же, начиная с опор кружал, поддерживающих колонны на отметках 21,6 и 30,6 м

Рисунок 19. Максимальные вертикальные перемещения узлов расчетной схемы каркаса здания на отметке 54,6 м при поэтапном раскручивании

ми жесткости (четыре короткие с отметки 12,6 до 30,6 м) и поддерживаются наклонной железобетонной противопожарной оболочкой, включенной в работу каркаса, расположенной по периметру наклонной части ромбокубооктаэдра, и замкнутыми обвязочными балками, расположенными в уровне каждого диска перекрытия до отметки 69,6 м.

Кроме того, для уменьшения деформативности наклонной части каркаса в каждой диафрагме жесткости на уровне дисков перекрытия устанавливалось по два стержня 040 мм из арматуры класса S500 под углом 90° к наклонным балкам. Эти своего рода тяжи соединялись с наклонными балками и внешней железобетонной ромбической стеной ядра жесткости каркаса здания.

Как отмечалось ранее, все технологические переделы возможных конструктивных схем поддерживающей системы кружал были тщательно проанализированы на компьютере и только после этого было принято к разработке наиболее оптимальное по всем параметрам решение, в том

числе позволяющее сократить сроки строительства.

Компьютерные расчеты содержат большой объем информации, поэтому, из-за краткости статьи, мы остановимся только на основных результатах [5, 6]. Первое — это определение усилий в поддерживающей системе опор наружных и внутренних ветвей (см. рисунки 5 и 11). Расчеты показали, что по мере строительства нагрузка, воспринимаемая опорами, возрастает равномерно до отметки 54,6 м каркаса здания (рисунок 17).

После отметки 54,6 м, из-за верхнего "положительного" наклона каркаса, уменьшается нагрузка, воспринимаемая опорами, и идет ее перераспределение на средние колонны каркаса. Кроме этого, нижележащие несущие конструкции включаются в работу, частично снимая часть нагрузки с поддерживающих опор (см. рисунок 17).

В поддерживающих опорах, которые установлены под вертикальными диафрагмами жесткости, по осям П и 5 сжимающие усилия возрастают равномерно. Здесь четко прослеживается совместная работа железобетонных вертикальных диафрагм жесткости с поддерживающими опорами кружал, начиная с отметки 30,6 м (см. рисунок 17).

Совместная работа диафрагм жесткости с поддерживающими опорами также четко прослеживается и на работе металлических наклонных балок атриума, расположенных на отметках 12,6—18,6 м.

Перед началом раскручивания сжимающие усилия в балках, которые поддерживают диафрагмы жесткости на отметке 18,6 м, составили 600 кН, а в рядом расположенных — 1100 кН (рисунок 18). В наклонных балках, которые воспринимают нагрузку от колонн каркаса здания на отметке 18,6 м, сжимающие усилия перед раскручиванием составляли 1800—2100 кН, а при действии эксплуа-

тационной нагрузки достигают 3560 кН (см. рисунок 18). Самой сложной технической операцией оказалась подготовка и непосредственно разгрузка поддерживающих опор кружал с равномерным включением в работу конструкций пространственного каркаса.

В момент окончания бетонирования каркаса здания на отметке 72,6 м поддерживающие опоры (или все песчаные домкраты) воспринимали общую нагрузку, приблизительно равную 140 000 кН; и главная задача заключалась в том, чтобы при раскружалении все несущие конструкции пространственного каркаса здания включились в работу в соответствии с расчетной схемой без возникновения в узлах железобетонных конструкций концентраций

напряжений, трещин с равномерным перемещением (осадкой) всех узлов по периметру каркаса здания.

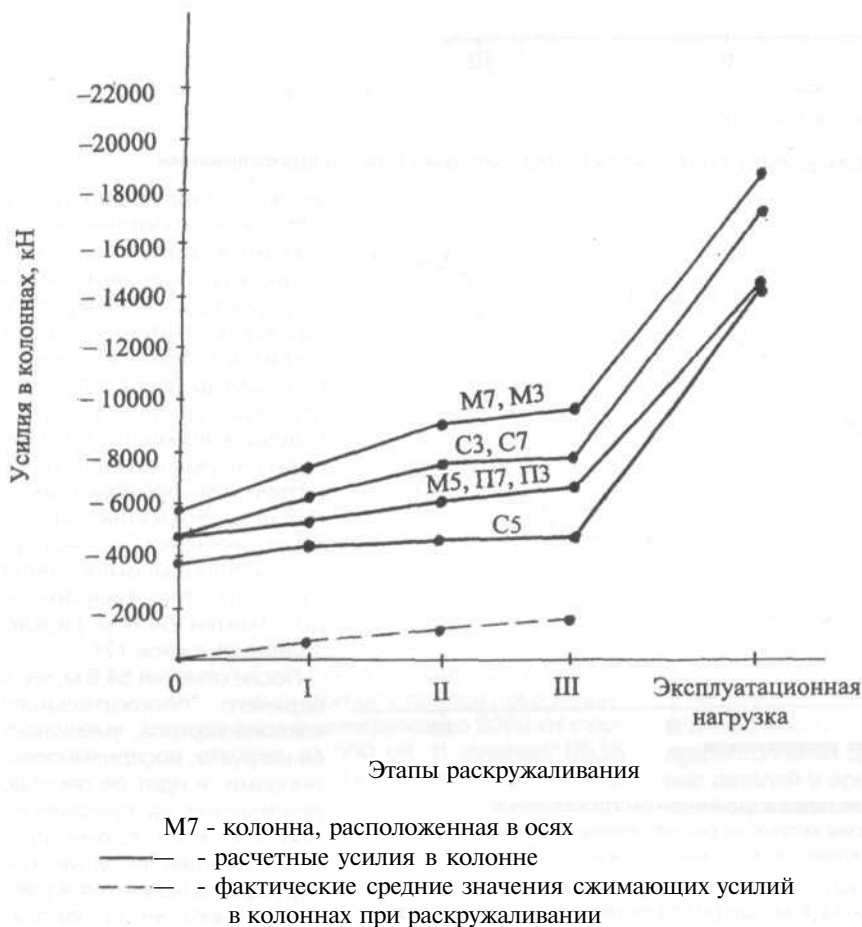
Система раскружаления была разработана нами с учетом положительной температуры наружного воздуха, т. е. на сентябрь 2004 г. Однако сроки строительства были сдвинуты и бетонирование диска покрытия на отметке 72,6 м было произведено в январе 2005 г. уже при отрицательной температуре. Таким образом, раскружаление необходимо было выполнить в феврале 2005 г. при отрицательной температуре наружного воздуха.

Было проведено компьютерное моделирование работы конструкции пространственного каркаса здания и системы поддерживающих опор при температуре наружного воздуха минус 10 °С, что позволило внести коррективы в методику раскружаления. Больше всего отрицательная температура влияла на работу металлических поддерживающих опор, что было учтено при контроле по приборам фактических относительных деформаций и перемещений при снятии нагрузки с опор.

Было изучено несколько возможных схем последовательности разгрузки поддерживающих опор. Анализ результатов компьютерных расчетов показал, что наиболее оптимальной, в условиях отрицательных температур наружного воздуха является приведенная в таблице 1 схема последовательности поэтапной разгрузки песчаных домкратов.

Процесс раскружаления был разделен на три основных этапа и семь подэтапов (см. схему расстановки песчаных домкратов на рисунке 8).

Для сравнения приведен график максимальных вертикальных перемещений узлов расчетной схемы каркаса здания, расположенных на отметке 54,6 м, при поэтапном раскружалении, из которого следует, что если начало раскружаления производить с выключения из работы опор, поддерживающих диафрагмы жесткости, то после второго этапа наблюдается резкий рост перемещений, что могло бы привести даже к потере устойчивости отдельных опор, поддерживающих колонны каркаса здания (рисунок 19). При начале раскружаления, когда последними разгружаются опоры, поддерживающие диафрагмы жесткое-



**Рисунок 20.** Графики роста сжимающих усилий в трубобетонных колоннах I этажа в процессе раскружаления и эксплуатации здания книгохранилища

**Таблица 1**

Этапы	Подэтапы	Номера домкратов			
I	а	3	6	17	20
	б	10	13	24	27
	в	7	9	21	23
	г	2	28	14	16
II	а	11	12	25	26
	б	4	5	18	19
III	а	1	15	8	22

ти, а разгрузка начинается с наиболее нагруженных опор угловых зон каркаса, рост вертикальных перемещений происходит равномерно, без скачков (см. рисунок 19). Правильность принятого решения по последовательности включения из работы поддерживающих опор была подтверждено в процессе раскруживания.

Разработанную схему измерения относительных деформаций металлических и сталежелезобетонных конструкций не удалось реализовать полностью из-за плохих погодных условий: сильного ветра, снегопада и температуры до минус 10 °С в январе-феврале 2005 г.

Однако результаты отдельных измерений показали достаточно близкую сходимость с теоретическими расчетами.

Например, измеренный рост сжимающих усилий в круглых трубобетонных колоннах диаметром 900 мм, расположенных в осях М-С/3-7 на отметке 0,00, хорошо совпал в процессе раскруживания с теоретическими значениями (рисунок 20).

Весьма близко (в диапазоне 10 %) совпали значения перемещений Д поршня песчаного домкрата после выпуска песка с рассчитанными теоретическими величинами. С учетом измеренных относительных деформаций металлических опор и наклонных балок атриума после полного раскруживания были определены сжимающие усилия, воспринимаемые этими конструкциями, которые оказались ниже теоретических значений на 15 %—20 %.

В процессе возведения пространственного каркаса кни-

гоохранилища специалисты БНТУ вели постоянный контроль за перемещениями узлов на внешнем контуре многоэтажного здания в разных точках по высоте, в том числе и в процессе раскруживания. Компьютерное моделирование показало, что при действии монтажных и эксплуатационных нагрузок наибольшие вертикальные перемещения узлов каркаса находятся на отметке 54,6 м. По данным геодезических измерений после раскруживания величина вертикальных перемещений узлов составила 2—4 мм, а горизонтальных перемещений — 1 мм, что достаточно близко соответствует теоретическим расчетам [7].

### **ЗАКЛЮЧЕНИЕ**

Проведенные исследования работы конструкции пространственного каркаса здания в период его раскруживания показали, что разработанная и реализованная в натуре конструктивная система опор, поддерживающих 18-метровый вылет ромбокубооктаэдра, песчаных домкратов и опорного кольца обеспечила включение в работу конструкции в строгом соответствии с проектным решением [6].

Не менее оригинальным конструктивным решением явилась разработка и реализация в натуре верхней части (выше отметки 54,6 м) ромбокубооктаэдра, где колонны каркаса воспринимают растягивающие усилия разного значения на стадии раскруживания и при эксплуатации. Этот материал будет изложен авторами в следующей статье.

### **ЛИТЕРАТУРА**

?"

1. Виноградов М.К., Крамаренко В.В., Шохина Л.М., Пецольт Т.М., Лазовский Д.Н., Потерщук В.А. Архитектурно-конструктивные решения уникального здания Национальной библиотеки Беларуси. Строительная наука и техника. — № 1, 2005. — С. 8—13.
2. Марковский М.Ф. Теория и практика создания опалубочных систем и технологий интенсивного возведения зданий из монолитного железобетона. Строительная наука и техника. — № 1, 2005. — С. 43—52.
3. СНиП 2.03.01 -84\* Бетонные и железобетонные конструкции — 80 с.
4. СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции.
5. Компьютерное моделирование и расчеты высотного здания фондохранилища Национальной библиотеки Беларуси. Том 1—39. Научные руководители Пецольт Т.М., Лазовский Д.Н. Объект № 98-003 ПКUP "Минскпроект". — Мн.: 2002-2004 гг.
6. Научное сопровождение проектирования, строительства и наблюдения за поведением конструкций здания Национальной библиотеки Беларуси. Отчеты о НИР, БНТУ. Научный руководитель Пецольт Т.М. — Мн: 2002-2005 гг.
7. Нестеренок М.С., Нестеренок В.Ф., Вексин В.Н. Методы и результаты контрольных геодезических работ при строительстве высотного книгоохранилища Национальной библиотеки Республики Беларусь. Автоматизированные технологии изысканий и проектирования. — № 3(18), 2005. — С. 15—18.