

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 69.035.4:711.7

РАСЧЕТ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТА ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ КНИГОХРАНИЛИЩА НАЦИОНАЛЬНОЙ БИБЛИОТЕКИ БЕЛАРУСИ

д-р техн. наук, проф. Д.Н. ЛАЗОВСКИЙ, А.В. ПОПРАВКО
(Полоцкий государственный университет),
д-р техн. наук, проф. Т.М. ПЕЦОЛЬД
(Белорусский национальный технический университет, Минск),
Л.М. ШОХИНА
(УП «Минскпроект», Минск)

На основании компьютерного моделирования методом конечных элементов проведены расчеты основания с проверкой давления в подошве фундамента, распределения упругих деформаций с учетом естественных напластований грунтов, статический расчет и подбор армирования конструкций фундамента с учетом расчетных постоянных и временных нагрузок.

Согласно архитектурно-конструктивному решению [1, 2], высотное здание книгохранилища Национальной библиотеки Беларуси представляет собой объемный симметричный кристалл, имеющий форму ромбокубооктаэдра с правильным восьмиугольником со стороной 24 м, описанным около окружности диаметром 60 м, в сечении. Объемный симметричный кристалл, выполненный в виде железобетонного пространственного каркаса с сеткой колонн 6×6 м, радиально расположенными диафрагмами жесткости и монолитными перекрытиями, опирается на вертикальный монолитный железобетонный ствол, состоящий из ядра жесткости, которое включает внутренний ствол диаметром 9 м и наружный ствол, состоящий из восьмиугольника, вписанного в окружность диаметром 18 м, которые между собой соединены вертикальными перегородками, шестнадцать трубобетонных колонн, установленных с шагом 6 м по периметру квадрата со стороной 24 м. Толщина стен ядра жесткости – 0,4 м. Высота сооружения над поверхностью земли составляет 72,6 м.

Предложенная архитекторами форма здания книгохранилища, кроме внешней привлекательности, имеет безусловную функциональную рациональность доставки книг до читателя по кратчайшему пути и с минимальными энергетическими затратами (по радиусу от края к центру и вертикально вниз, затем снова по радиусу в читальные залы 2 – 4-этажного стилобата), аналогично живому дереву со стволом и многочисленными ветвями.

Фундамент высотного сооружения должен воспринимать вертикальные постоянные нагрузки от собственного веса здания книгохранилища и временные нагрузки от веса книг, стеллажей, технологического оборудования, а также от веса людей, ремонтного оборудования, снега, ветра в соответствии с действующими нормативными документами. Суммарная эксплуатационная нагрузка, передаваемая на фундамент с учетом его собственного веса, составляет приблизительно 140 тыс. тонн.

В качестве фундамента, распределяющего нагрузку на основание (аналогично корням живого дерева), был принят трехъярусный ступенчатый пространственный фундамент коробчатой структуры общей высотой 15,4 м с ячейками 6×6×5 м и глубиной заложения от поверхности земли 12 м по уплотненной песчано-щебеночной подготовке толщиной 0,8 м. В зоне примыкания лестнично-лифтового ствола фундамент расширен и в плане напоминает матрешку [3]. С целью уменьшения влияния местных напряжений в грунте основания по контуру (особо проявляется в углах фундамента) фундамент принят не в виде многоугольника, а округлой формы с плавным сопряжением рядом расположенных окружностей диаметром 56 и 12 м с вертикальной стеной, соприкасающейся с грунтом. Толщина нижней монолитной плиты фундамента принята 1200 мм, перекрытий и стен структуры – 500 мм. Общий вид монолитной плиты коробчатого фундамента на отметке –10,4 м в процессе строительства представлен на рис. 1.

Учитывая то, что нагрузка на фундамент передается преимущественно в центральной его части от опорной базы в виде ядра и колонн, для расширения площади передачи нагрузки на верхнем ярусе фундамента предусмотрены дополнительные вертикальные треугольные контрфорсы размером 6×6 м. В результате нагрузка от надземной части сооружения книгохранилища передается на основание под углом 45°, снижая изгибающие моменты в конструкции фундамента, опирающегося на грунтовое основание.

Кроме того, с целью перераспределения нагрузки от центра фундамента к краю и введения дополнительных связей, повышающих жесткость и общую устойчивость сооружения [4], по периметру большой окружности, ограничивающей площадь фундамента, предусмотрены 28 колонн, на которые на высоте 12 м

опирается сталежелезобетонное кольцо диаметром 56 м, воспринимающее усилие от стальных подкосов, верхний конец которых закреплен в опорных точках на уровне перекрытия высотной части на отметке 18,6 м [1].



Рис. 1. Внешний вид монолитного фундамента в процессе строительства

Расчеты основания и конструкций монолитного железобетонного фундамента выполнены с применением сертифицированных расчетных комплексов: «SCAD-Office» (Киев, Украина), MicroFE-STARK (Еврософт, Москва), БЕТА (ПГУ, Беларусь) с учетом их совместной работы на основании принятой конструктивной схемы и данных инженерно-геологических изысканий на глубину до 80 м [5] и включают в себя:

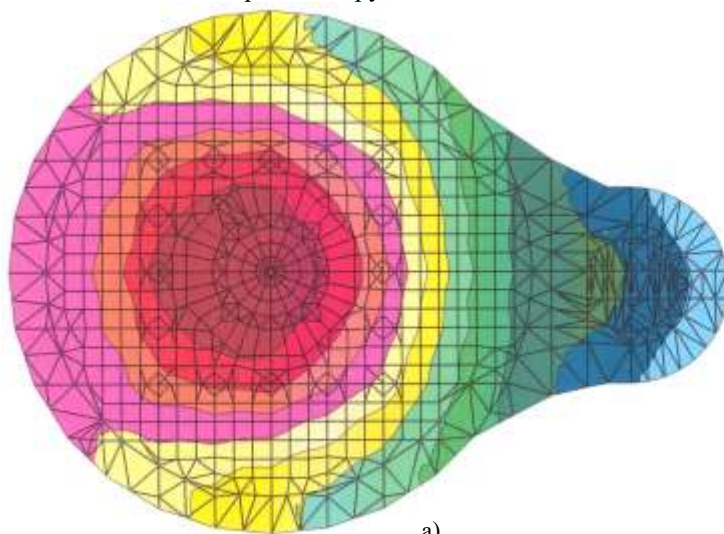
- расчет основания с проверкой давления в подошве фундамента, его крена и конечной стабилизированной осадки;
- компьютерное моделирование распределения упругих деформаций с учетом естественных напластований грунтов;
- статический расчет и подбор армирования конструкций фундамента с учетом расчетных постоянных и временных нагрузок.

В соответствии с принятой конструктивной схемой фундамента книгохранилища в виде трехъярусной конструкции, передающей нагрузку на основание, расчетная схема дна фундамента принята в виде плиты на упругом основании с вышерасположенными ячейками из стен и перекрытий. Плита дна моделируется трех- и четырехугольными плитными конечными элементами на упругом основании, а стены и перекрытия – трех- и четырехугольными конечными элементами оболочки. Соединение стен с дном и перекрытиями принято жесткое. В проекте бетон всех конструктивных элементов фундамента принят класса C^{25}_{30} . По данным инженерно-геологических изысканий [5] и принятой глубиной заложения фундамента естественным основанием являются: супесь средней прочности ($\gamma = 2,22 \text{ кг/см}^3$; $c = 41 \text{ кПа}$; $\varphi = 27^\circ$; $E = 21 \text{ МПа}$); супесь прочная ($\gamma = 2,22 \text{ кг/см}^3$; $c = 45 \text{ кПа}$; $\varphi = 28^\circ$; $E = 21 \text{ МПа}$); супесь очень прочная ($\gamma = 2,2 \text{ кг/см}^3$; $c = 55 \text{ кПа}$; $\varphi = 28^\circ$; $E = 26 \text{ МПа}$).

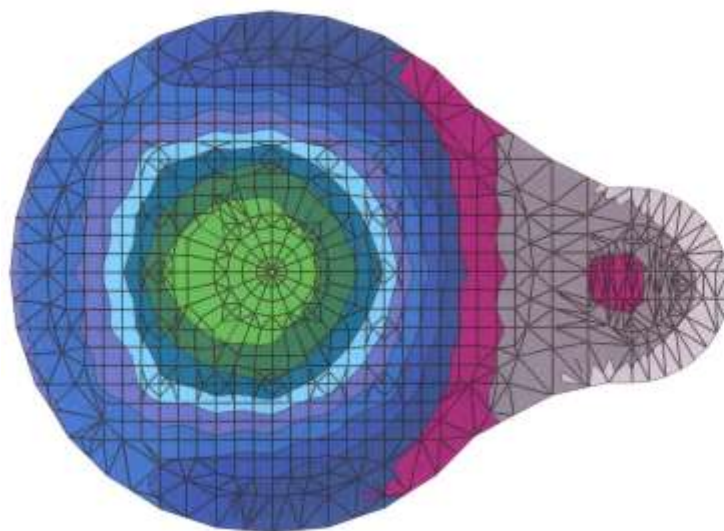
Так как наружные стены нижнего яруса фундамента соприкасаются с грунтом, на них действует расчетное боковое давление грунта обратной засыпки в виде распределенной по трапеции нагрузки с ординатами: $p_{oi} = \gamma H tg^2(45^\circ - \varphi/2) \gamma_o$; $p_{o1} = 6,8 \text{ т/м}^2$; $p_{o2} = 3,4 \text{ т/м}^2$. Наличие вертикальных стен структурной конструкции фундамента позволяет дну воспринимать значительные сжимающие усилия в период строительства книгохранилища без потери устойчивости.

Расчет давления в подошве фундамента производился на действие комбинаций нормативных значений постоянных и временных вертикальных и горизонтальных нагрузок. Результаты расчета вертикального давления в подошве фундамента приведены на рис. 2: a – от полной нормативной нагрузки; b – от собственного веса сооружения и ветровой нагрузки по направлению оси, совпадающей с осью симметрии фундамента, от лестнично-лифтового ствола; c – от собственного веса сооружения и ветровой

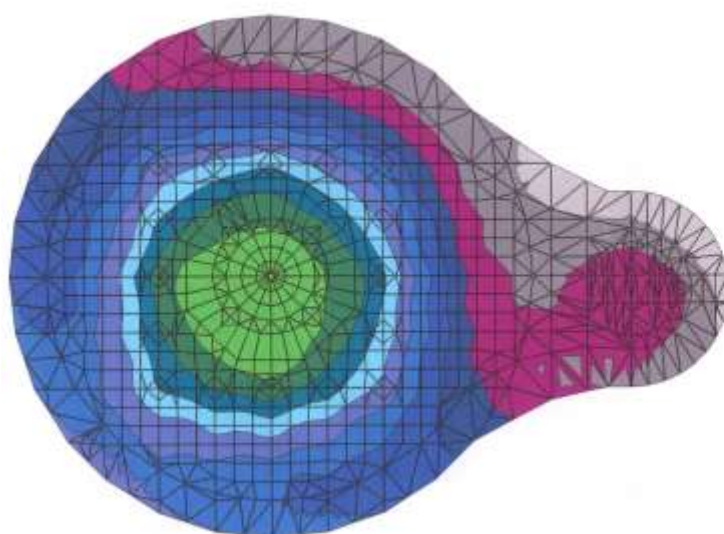
нагрузки в перпендикулярном оси фундамента направлении. При этом в комбинациях нагрузок б и в принято расчетное значение ветровой нагрузки.



а)



б)



в)

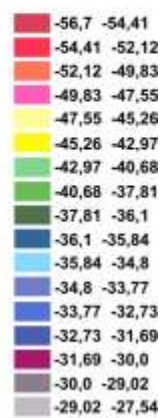


Рис. 2. Вертикальное давление (т/м²) в подошве фундамента от полной нормативной нагрузки (а), собственного веса и ветровой нагрузки вдоль оси X (б) и собственного веса и ветровой нагрузки вдоль оси Y (в)

Расчетное значение максимального давления в подошве фундамента составляет 5,67 кг/см², что меньше давления, достигнутого при статическом испытании грунтов штампом 8 кг/см². В процессе инженерно-геологических изысканий и проведении статических испытаний на уровне подошвы фундамента, при названном предельном давлении, предел пропорциональности грунта достигнут не был, что свидетельствует о его еще более высоких прочностных характеристиках. Расчетное значение минимального сжимающего давления в подошве фундамента составляет 2,75 кг/см² при действии постоянной и ветровой нагрузок. Среднее давление в подошве фундамента вычислялось по формуле:

$$p_0 = \frac{\sum_1^n p_{0,i} A_i}{\sum_1^n A_i}, \tag{1}$$

где $p_{0,i}$ – среднее давление в подошве фундамента, распределенное по i -той части площади A_i подошвы фундамента в соответствии с рис. 2 $p_{0,i} = 4,55 \text{ кг/см}^2$.

Требуемое расчетное сопротивление для грунтов основания в подошве фундамента вычислено для грунта с наихудшими прочностными и деформационными характеристиками (супесь средней прочности) и составляет $R = 19,5 \text{ кг/см}^2$. Условие $p_0 \leq R$ [6] выполняется.

Расчет конечной стабилизированной осадки основания фундамента производился известными методами линейно деформируемого слоя и послойного суммирования. Учитывая наличие по площади фундамента грунтов с различными физико-механическими характеристиками, в каждом элементарном слое вычислялось средневзвешенное значение объемного веса и модуля деформаций грунтов. Для этого площадь подошвы фундамента разбивалась на элементарные площадки, исходя из результатов бурения скважин при инженерно-геологических изысканиях (рис. 3). Значение осадки основания, вычисленное означенными методами, соответственно составляет 15 см и 18 см, что меньше предельного значения конечной осадки для высотного сооружения принятой конструкции 20 см [6].

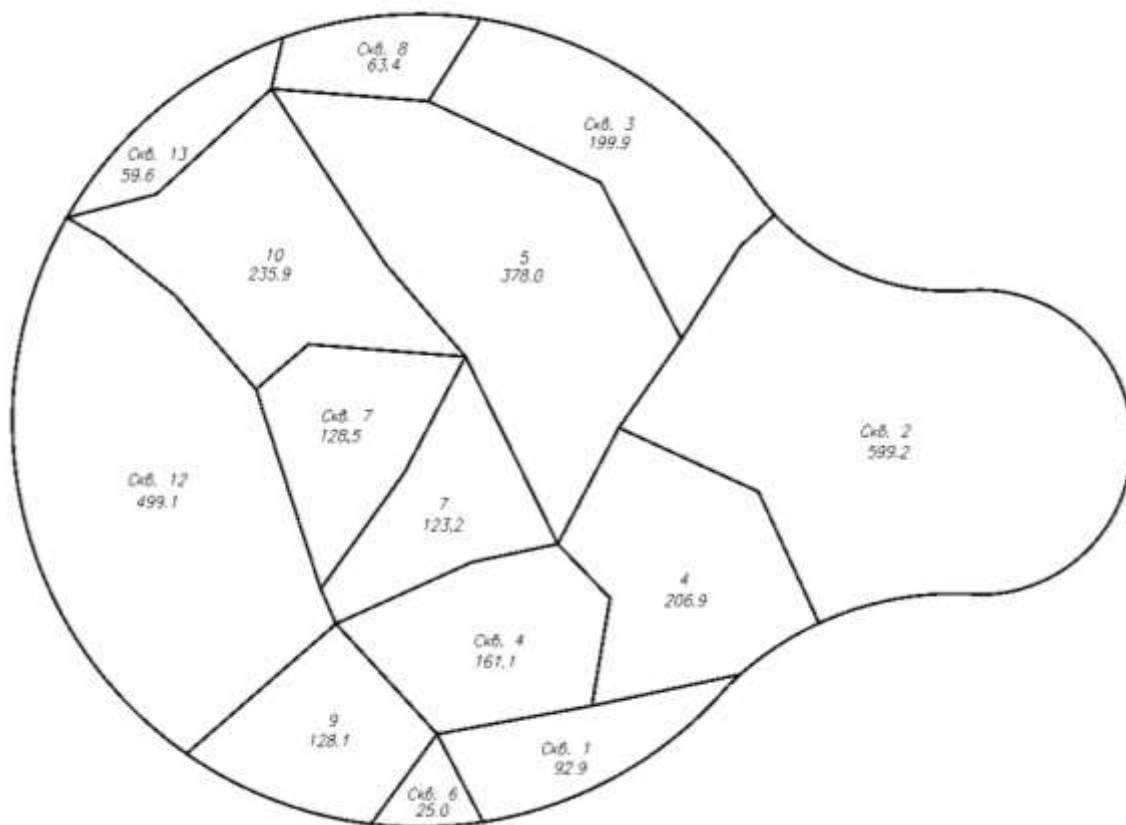


Рис. 3. Элементарные площадки

для вычисления средневзвешенного значения удельного веса и модуля деформации

Крен здания книгохранилища, вычисленный по программным комплексам с использованием модели основания Винклера – Пастернака с двумя коэффициентами постели, для самой невыгодной комбинации постоянных и временных нагрузок не превышает значения 0,001.

Для оценки влияния на деформации здания книгохранилища естественных напластований грунтов основания, различающихся как по глубине сжимаемой толщи, так и по площади подошвы фундамента, произведено компьютерное моделирование основания с использованием объемных конечных элементов с учетом их упругого деформирования. Результаты расчета дают качественную картину распределения давления (рис. 4) и деформаций (рис. 5) грунтов основания по всему объему сжимаемой толщи при различных комбинациях постоянных и временных нагрузок и свидетельствуют об устойчивости высотного здания книгохранилища. Наличие на глубине 36 м от поверхности земли заторфованного слоя грунта мощностью от 2 до 6 м не оказывает существенного влияния на деформации здания книгохранилища.

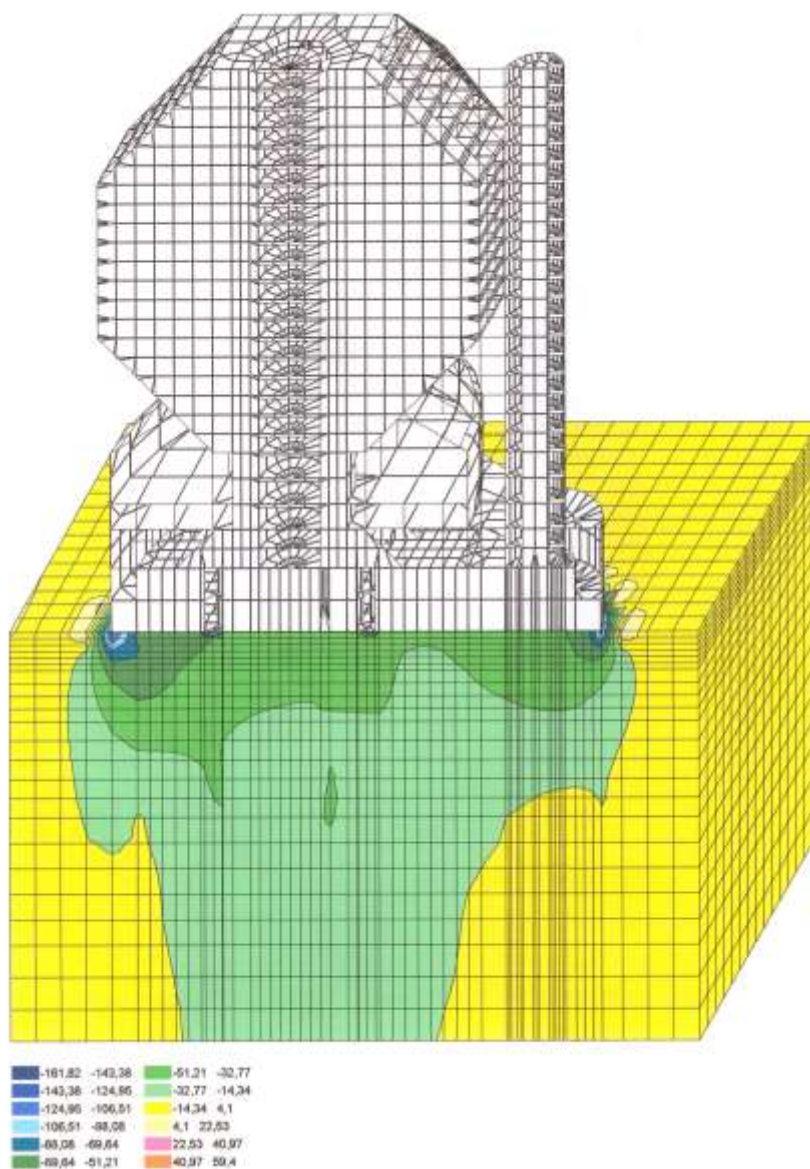


Рис. 4. Распределение вертикального давления в грунтах основания от полной эксплуатационной нагрузки (t/m^2)

Расчет внутренних усилий элементов расчетной схемы железобетонного фундамента производился на действие комбинаций расчетных постоянных и временных нагрузок.

Коэффициенты безопасности для нагрузок принимались в соответствии с СНБ 5.03.01-02 [7]:

- для постоянных нагрузок – $\gamma_G = 1,35$;
- временных – $\gamma_Q = 1,5$.

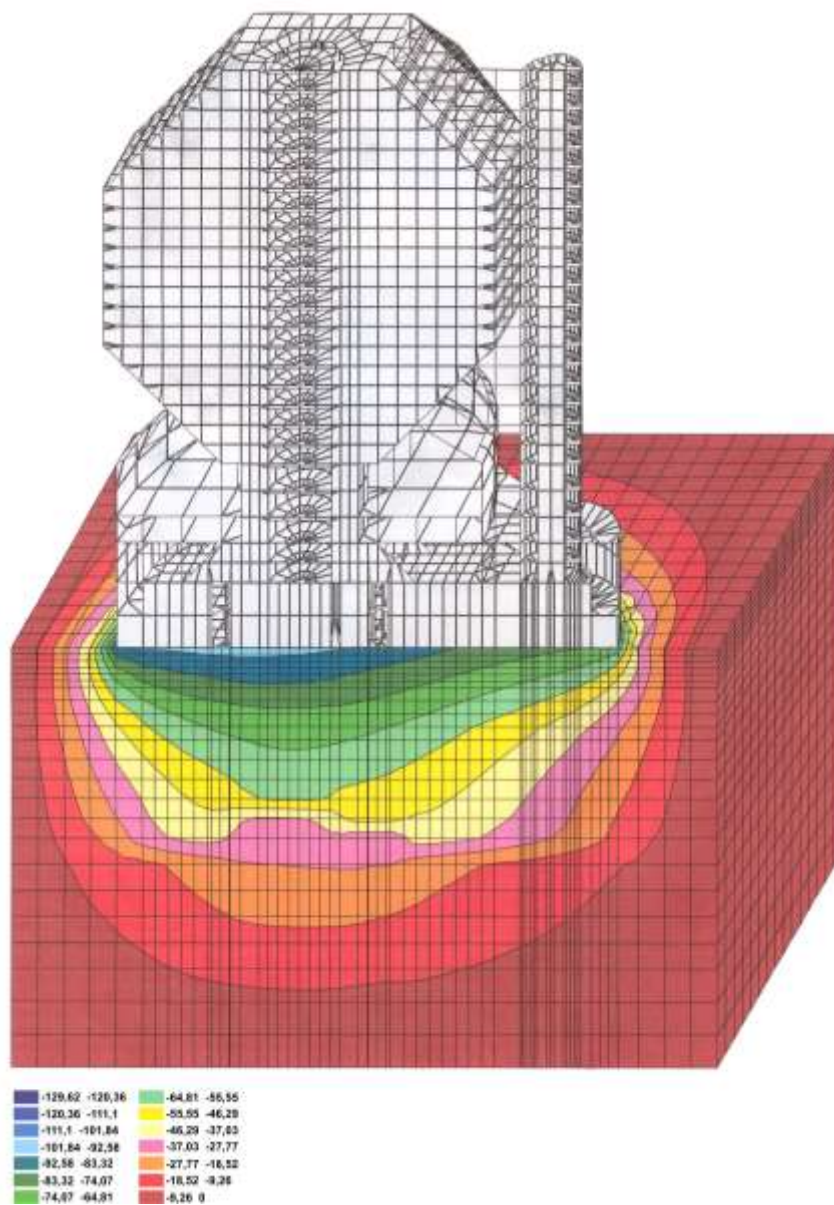


Рис. 5. Распределение вертикальных деформаций в грунтах основания от полной эксплуатационной нагрузки (мм)

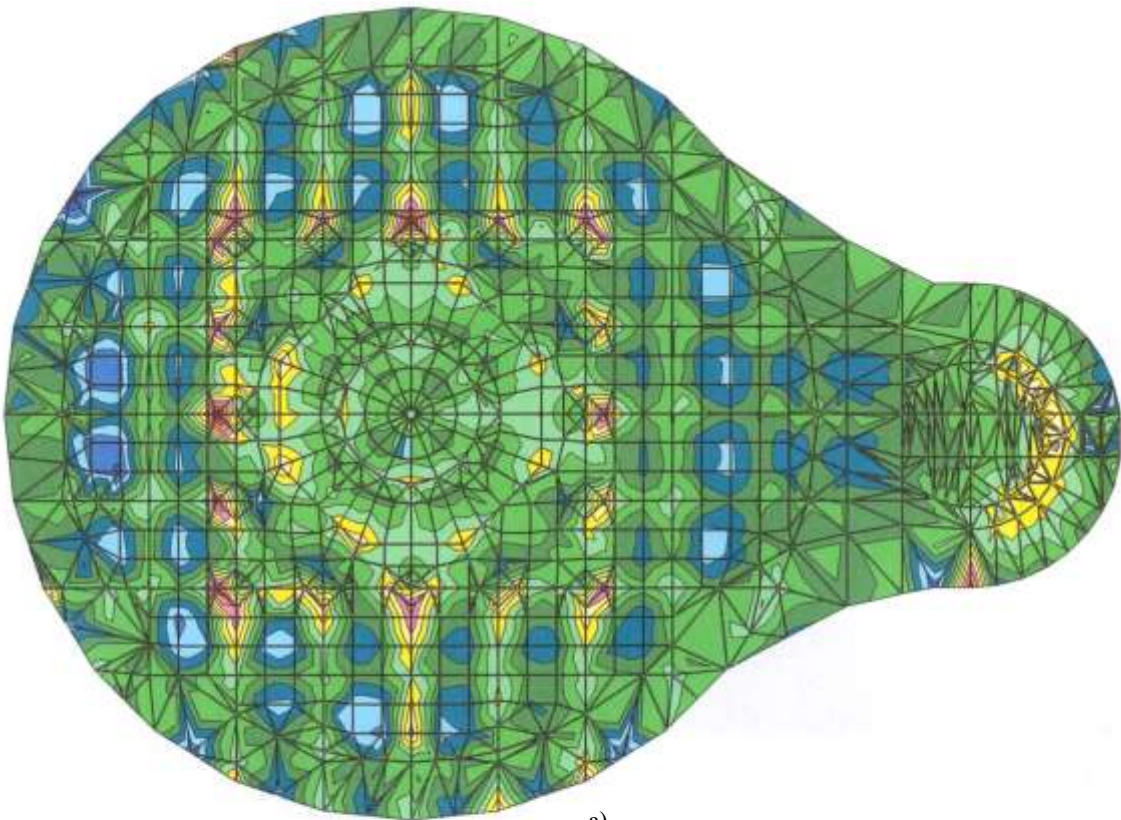
Для пластинчатых конечных элементов дна, перекрытий и стен фундамента вычислялись продольные усилия и изгибающие моменты в обоих направлениях. На рис. 6 приведено распределение изгибающих моментов из плоскости во взаимно перпендикулярных направлениях на 1 пог. м дна фундамента при действии наиболее невыгодной комбинации расчетных нагрузок.

Расчет сечений по прочности, нормальных к продольной оси элементов железобетонного фундамента, производился на основе деформационной расчетной модели с использованием расчетных диаграмм деформирования материалов в соответствии с [7], как при линейно-упругих расчетах конструкций и нелинейных расчетах сечений из условия метода предельных состояний:

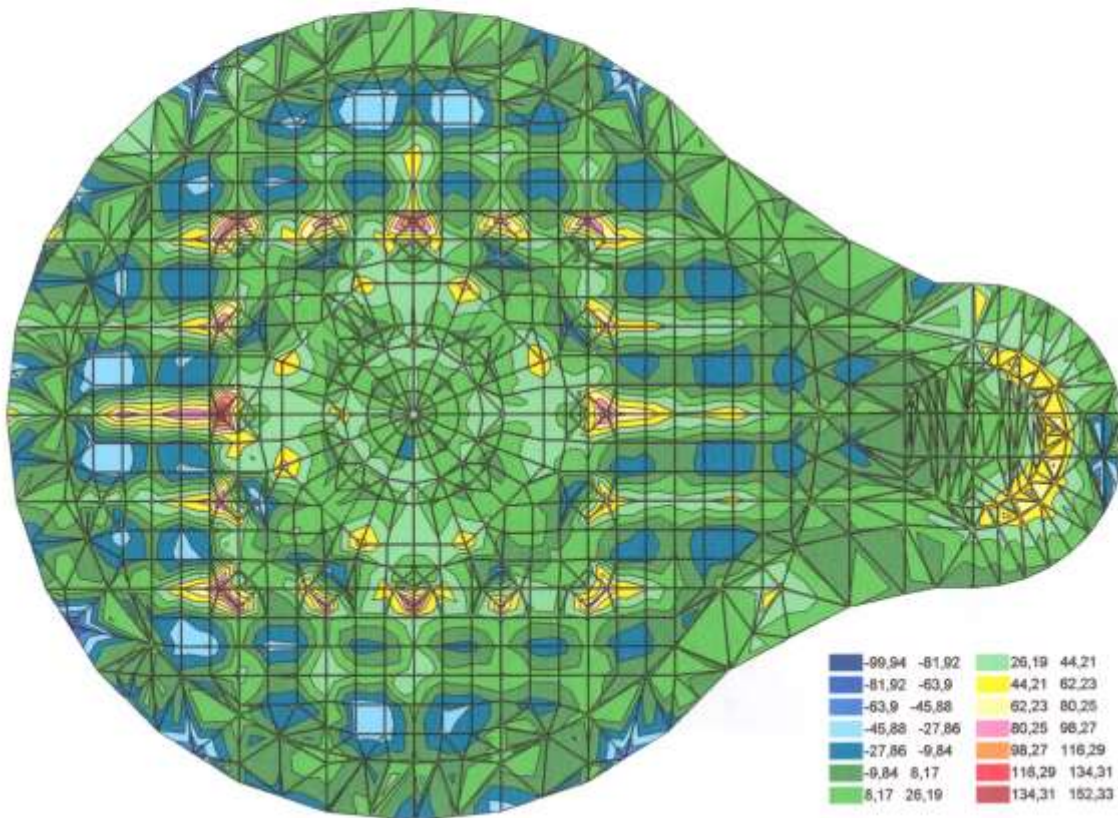
$$S_d \leq R_d, \tag{2}$$

где S_d – внутреннее усилие из линейно-упругого расчета, вызванное расчетной комбинацией нагрузок в рассматриваемом сечении элемента; R_d – предельное усилие, которое способна воспринять конструкция, определяемое в общем случае параметрами рассматриваемого сечения элемента при нелинейном расчете:

$$R_d = R\left(\frac{\alpha \cdot f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, b, h, \dots, a_d\right). \quad (3)$$



а)



б)

Рис. 6. Распределение изгибающих моментов M_x (а) и M_y (б) в днище фундамента от полной эксплуатационной нагрузки (тм/м)
 Расчет по раскрытию трещин производился из условия

$$w_k = \beta \left(50 + 0,25k_1k_2 \frac{\varnothing}{\rho_{eff}} \right) \varepsilon_s \psi_s \leq w_{lim}, \quad (4)$$

где w_k – расчетная ширина раскрытия трещин; w_{lim} – предельно допустимая ширина раскрытия трещин; ε_s – деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной, определяемая в общем случае из решения расчетной системы уравнений деформационной модели; \varnothing – диаметр арматуры (в мм); ρ_{eff} – эффективный коэффициент армирования; β , k_1 , k_2 – коэффициенты, определяемые по [7].

По данным результатов расчета внутренних усилий с помощью программы БЕТА, в которой реализован нелинейный расчет сечений, нормальных к продольной оси, на основе деформационной расчетной модели, был произведен подбор рабочей арматуры класса S500 из условий прочности и трещиностойкости для наиболее характерных сечений элементов при действии продольных сил и изгибающих моментов в обоих направлениях. Причем в расчете элементов в запас прочности учитывалось только отрицательное влияние продольной силы на прочность и трещиностойкость сечения. Расчет производился для сечений железобетонных элементов шириной 1 м и толщиной в соответствии с принятыми конструктивными размерами. В процессе расчета толщина отдельных железобетонных элементов фундамента корректировалась исходя из требований прочности и трещиностойкости. После корректировки сечений производился пересчет внутренних усилий в элементах и повторный расчет сечений.

На рис. 7 приведено распределение относительных деформаций и напряжений по высоте сечения, нормального к продольной оси одного из элементов днища монолитного железобетонного фундамента после подбора армирования при действующих внутренних усилиях.

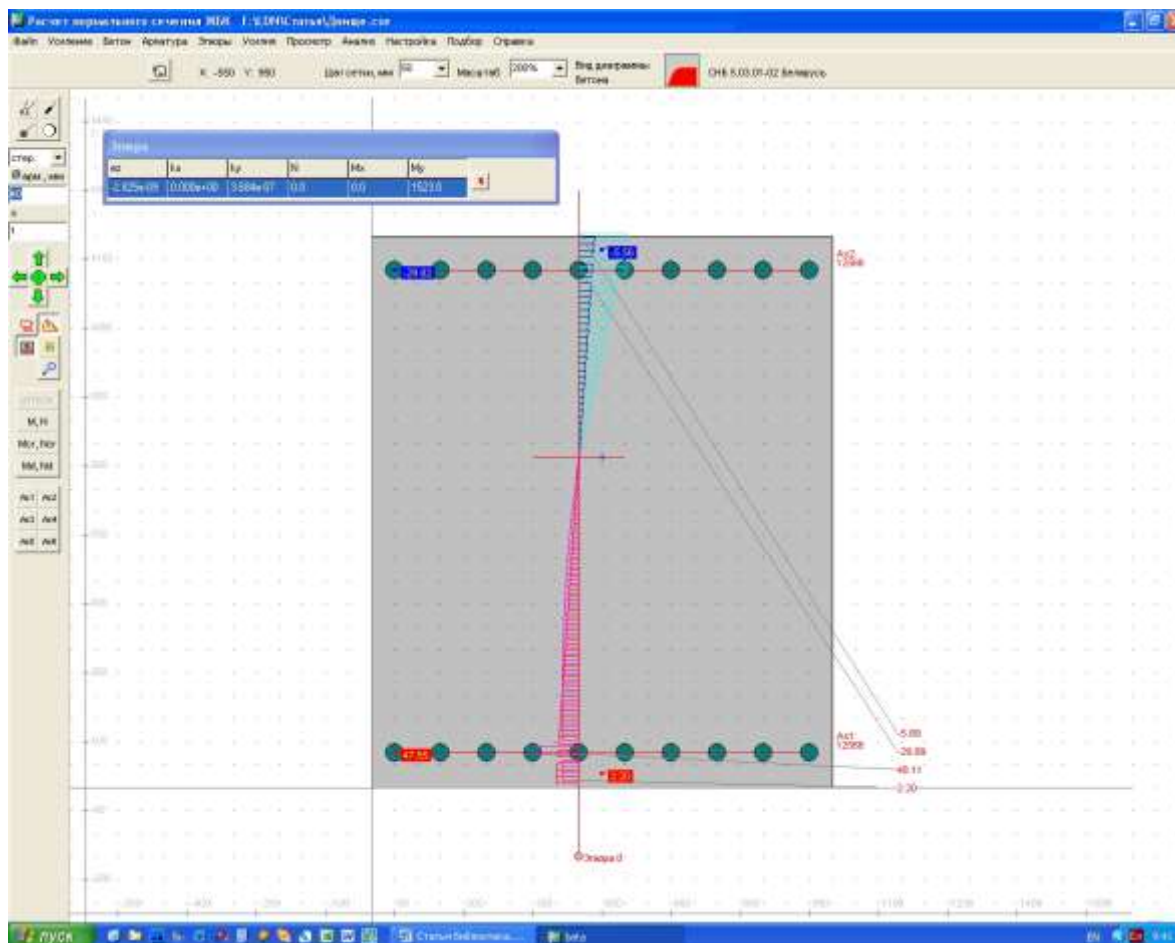


Рис. 7. Распределение относительных деформаций и напряжений по высоте сечения, нормального к продольной оси элемента

В процессе строительства и загрузки временной нагрузкой здания книгохранилища предприятие «Геосервис» ведет регулярный геодезический контроль за осадками фундамента книгохранилища. Результаты наблюдений [1] свидетельствуют об их равномерном характере и стабилизации. Средняя величина осадок составила 62 мм.

Специалисты БНТУ проводят периодическое визуальное обследование конструкций монолитного железобетонного фундамента. Данные обследования показывают отсутствие трещин осадочного и силового происхождения и видимых деформаций конструкций фундамента.

Зависимость величины осадки фундамента от высоты по мере возведения здания книгохранилища представлена на рис. 8.

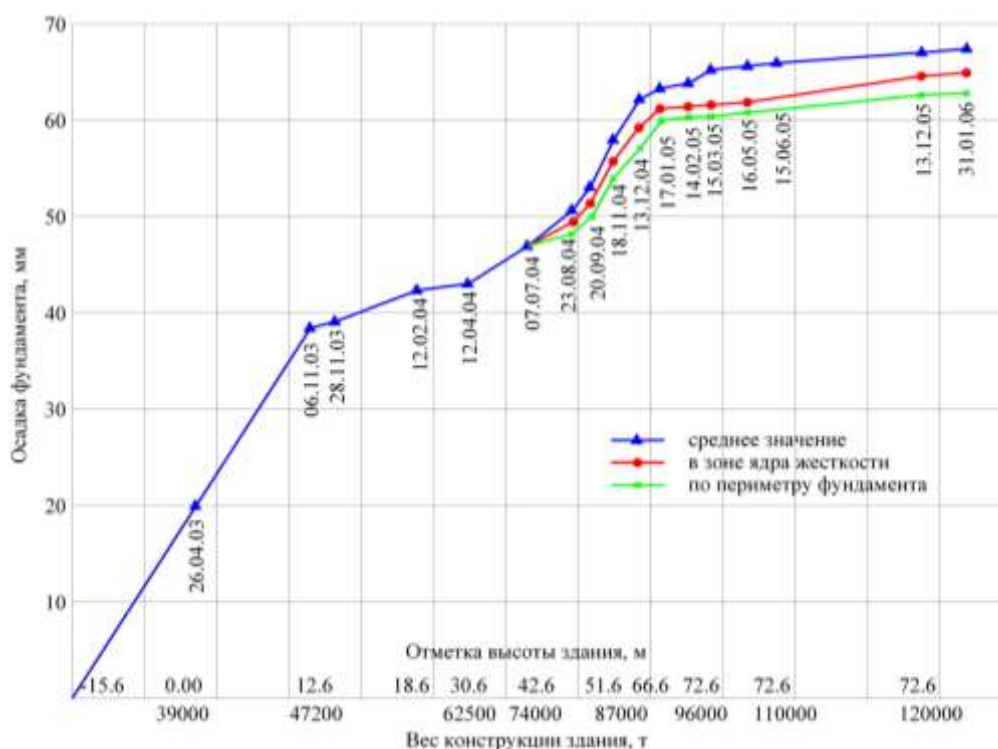


Рис. 8. График осадки фундамента по мере возведения здания книгохранилища

ЛИТЕРАТУРА

1. Архитектурно-конструктивные решения уникального здания Национальной библиотеки Беларуси / М.К. Виноградов, В.В. Крамаренко, Л.М. Шохина, Т.М. Пецольд, Д.Н. Лазовский, В.А. Потерщук // *Строительная наука и техника*. – 2005. – № 1. – С. 8 – 13.
2. Шохина Л.М. Конструктивные решения нового здания библиотеки // *Архитектура и строительство*. – № 2. – 2003. – С. 2 – 3.
3. Монолитный железобетонный фундамент высотной части здания Национальной библиотеки Беларуси / Л.М. Шохина, Т.М. Пецольд, Д.Н. Лазовский, В.А. Потерщук // *Строительство*. – 2003. – № 1 – 2. – С. 295 – 299.
4. Особенности работы каркаса книгохранилища Национальной библиотеки Республики Беларусь / А.А. Борисевич, Д.Н. Лазовский, Т.М. Пецольд, Е.М. Сидорович // *Вестник БНТУ*. – 2004. – № 6. – С. 5 – 12.
5. Технический отчет об инженерно-геологических изысканиях для Национальной библиотеки Республики Беларусь в районе пересечения ул. Филимонова и пр. Скорины в г. Минске. Высотная центральная часть здания (графические приложения). – Мн.: РУП «Геосервис», 2002.
6. СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты зданий и сооружений / Мин-во архитектуры и строительства. – Мн., 1999. – 36 с.

7. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции (с изм.) / Мин-во архитектуры и строительства. – Мн., 2003. – 139 с.