

УДК 624.047

Водка А.А., Ларин А.А., Трубаев А.И.,
Национальный технический университет «Харьковский политехнический институт»
Бондаренко Ю.В., Мольский М.М.,
Харьковский национальный университет строительства и архитектуры
Бабенко А.С., Юдаев В.В.
ЧП «Альп-пром»

ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ДНИЩ СИЛОСОВ ЭЛЕВАТОРОВ, НАХОДЯЩИХСЯ В ДЛИТЕЛЬНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ, С УЧЕТОМ ПРОСАДКИ КОЛОНН И ФАКТИЧЕСКИХ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ БЕТОНА

Введение. Практика эксплуатации и проведения ремонтно-восстановительных работ сборных силосов элеваторов показывает, что в днищах этих силосов при длительных сроках эксплуатации (30- 50 лет) образуются трещины, которые растут со временем и достигают ширины раскрытия более чем 1 мм. Такая ситуация является аварийной для всего сооружения [1-5]. Рассматриваемые зернохранилища являются типовыми и широко распространены в агропромышленном комплексе. В связи с этим представляет большое практическое значение проведение исследований, направленных на изучение текущего напряженно-деформированного состояния (НДС) в днищах силосов. При этом важно отметить, что материал силосов (бетон) после длительной эксплуатации способен изменить свои физико-механические свойства.

В данной работе предлагается провести экспериментальное изучение механических свойств бетона на образцах, извлеченных из элементов конструкции силоса, находящегося в эксплуатации 30 лет, и выполнить теоретическое моделирование НДС силосов с полученными свойствами. При этом в качестве возможных причин возникновения трещин предлагается считать наличие различного рода перекосов при опирании днищ. В настоящем исследовании принят тот факт, что перекоп днищ вызван наличием эксплуатационных и технологических просадок колонн.

Предварительное изучение материалов проектирования элеваторных сооружений [1-6] показало, что днище рекомендуется рассчитывать как плоскую систему, состоящую из кольцевых балок и

плиты. Это приводит к тому, что не учитываются взаимодействие колонн и днища, возможные просадки колонн, упрощено моделирование внутренней структуры железобетона (наличие пространственного каркаса из арматуры), затруднено моделирование усилений и трещин. При этом в расчетах площади армирования этих железобетонных конструкций [2, 6] не учитываются варианты частичной загрузки силосов зерном. Данные варианты нагружения силосов создают ситуацию большого эксцентриситета сжимающей нагрузки на колонны, и могут приводить к просадке отдельных колонн. Практика эксплуатации показала, что именно в тех зернохранилищах, где имеет место использование силосов с регулярным несоблюдением схемы загрузки и уровня заполнения по ярусам силосного корпуса зерном, и возникают трещины в колоннах и днищах. Кроме того, в нормах проектирования не учитываются монтажные отклонения и технологические нарушения, что наряду с неравномерной загрузкой силосов приводит к разной просадке колонн и создает неблагоприятные условия эксплуатации. Поэтому необходимо провести серию прочностных расчетов при различных вариантах расположения силоса в зернохранилище и технологических отклонений типа проседания колонн с целью выявления наиболее опасного напряженно-деформированного состояния (НДС), возникающего в днищах. При этом необходимо учитывать, что бетон с течением времени может изменять свои физико-механические свойства [7].

Описание эксперимента по определению свойств бетона. Исследовались

прочностные характеристики бетона из реконструируемого промышленного здания, возведенного около 30 лет назад из сборных несущих элементов с целью определения прочности на сжатие и растяжение, а также начального модуля деформации бетона.

Работы проводились в Испытательной лаборатории натурных обследований кафедры железобетонных и каменных конструкций ХНУСА на стандартном оборудовании в соответствии с действующими в Украине нормативными документами [8-10]. При этом для анализа полученных данных использовались также нормативные документы зарубежных стран [11].

Форма и размеры образцов для исследований определялись в соответствии с нормативными документами и возможностями оборудования для их извлечения из тела конструкций. Количество (выборка) образцов, извлеченных из конструкций, была максимально возможной в конкретных условиях на реконструируемом объекте – в основном по 5 образцов в серии. Следует отметить, что оборудование для извлечения (вырезания) образцов из тела бетона не позволило получить образцы строго стандартных размеров. Поэтому все образцы для исследований подвергались дополнительной обработке (шлифовка, наращивание цементно-песчаной подливкой или эпоксидной композицией).

Испытание бетона на сжатие. Для установления прочностных характеристик бетона на сжатие испытывалась серия образцов – кубы (рис. 1) размером 7,07 x 7,07 см (фактически от 7,02 до 7,46 см). В результате испытаний получена величина кубиковой прочности бетона, среднее численное значение которой, приведенное к стандартным образцам 15x15 см, составило $R_m = 54,2$ МПа ($f_{cm, cube}$) (здесь и далее обозначение в скобках по ДБН В.2.6-98:2009).

Испытание бетона на растяжение. Ввиду невозможности извлечения из конструкций стандартных образцов для установления прочности бетона на растяжение прямым путем – («восьмерок») величина R_{bt} (согласно ДСТУ Б В.2.7-214:2009) определяется косвенно – путем испытания образцов в виде кубов или цилиндров

(рис. 2) на раскалывание двух серий образцов. В настоящем исследовании R_{bt} определялось путем испытаний на раскалывание: кубов размером 10x10 см (фактически 8,5 x 8,6 см); цилиндров диаметром 7,5 см, высотой $l = 7,5$ см.

Кроме того, предложен и реализован способ определения R_{bt} путем непосредственных испытаний на растяжение призм, извлеченных из тела конструкций (рис. 3). Призмы сечением около 4x4 см длиной около 8 см для достижения длины, необходимой для захвата образцов в испытательной машине, склеивались в торцах (два исходных образца) клеем на основе эпоксидной смолы ЭДП.

В результате испытаний получены значения прочности контрольных образцов бетона на растяжение:

1) при испытании на раскалывание кубов – $R_{btm} = 4,92$ МПа (f_{cm}); цилиндров – $R_{btm} = 3,78$ МПа (f_{cm});

2) при испытании составных призм на непосредственное растяжение – $R_{btm} = 2,72$ МПа (f_{cm}).

Приведенные значения имеют большой разброс и позволяют в дальнейшем полагать, что предел прочности бетона на растяжение согласно проведенному эксперименту составляет (30 ± 20) кгс/см².

Определение начального модуля деформации бетона E_b . Установление значений модуля деформаций выполнялось путем анализа зависимости « $\sigma_b - \epsilon_b$ », построенной в процессе испытаний на сжатие серии цилиндров диаметром 75 мм, высотой около 300 мм и зависимости « $\sigma_{bt} - \epsilon_{bt}$ », полученной в процессе испытаний на растяжение склеенных призм. В результате испытаний установлено, что полученные значения начального модуля деформации бетона при сжатии (в пределах $\sigma_b/R_b = 0,3-0,4$) $E_{bm} = (32,2-37,0) \cdot 10^3$ МПа (E_{cm}) и растяжении $E_{bt} = 28,7 \cdot 10^3$ МПа (E_{cm}) сопоставимы, что соответствует известному положению об однозначности этой величины для бетона при обоих напряженных состояниях (сжатие, растяжение). При этом подтверждена возможность установления E_b по испытаниям образцов на растяжение.



a



б

Рис. 1. Испытание кубов на сжатие:
a – нагружаемый образец; *б* – образец после разрушения



a



б

Рис. 2. Вид образцов после испытаний на раскалывание:
a – кубические образцы; *б* – цилиндрический образец



a



б

Рис. 3. Испытание на прочность при осевом растяжении образца из двух склеенных торцами призм:
a – общий вид лабораторной установки; *б* – разрушение образца по телу бетона

Построение расчетной схемы днища силоса. По данным, полученным из опыта проведения ремонтных работ, существует два принципиальных вида трещин днищ силосов:

– горизонтальная трещина на границе 2-х плоскостей днища: наклонной и горизонтальной (далее горизонтальная трещина, рис. 4, поз.1);

– наклонная трещина вдоль образующей днища (далее наклонная трещина, рис. 4, поз. 2).



Рис. 4. Расположение трещин на днище

На основании изучения типовой документации на конструкции силосных сооружений предприятий по хранению и переработке зерна [1-3] принята расчетная схема (рис. 5), которая должна приводить к результатам, соответствующим опыту эксплуатации. Рассматривается днище, опирающееся на колонны. Учитывается контактное взаимодействие днища и колонн при нагружении силосов. Для днища используется структурная конечно-элементная модель, явно учитывающая наличие бетона и арматуры, жестко связанных между собой. При расчете предполагается моделировать железобетон колонн как изотропный композиционный материал и определить его характеристики согласно правилам смеси на основе данных табл. 1. Такой подход позволит частично упростить математическую модель, найти наиболее неблагоприятный вариант напряженно-деформированного состояния днища, обусловленный разной просадкой колонн (рис. 6).

Граничные условия, накладываемые при расчете на колонну следующие: нижнее сечение колонны жестко закреплено; на верхнее сечение капители граничные условия не накладываются.

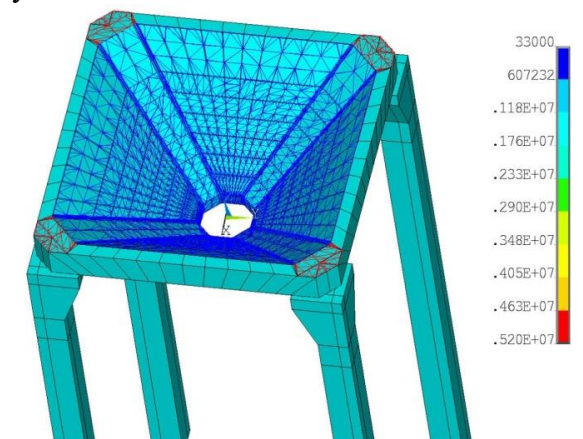


Рис. 5. Общий вид расчетной схемы днища с распределением давлений, действующих на конструкцию



Рис. 6. Нарушение целостности конструкции силоса, вызванное просадкой колонны

Характеристики материала конструкции. Колонна К-1 и днище изготовлены из сборного железобетона. Марка бетона согласно [1, 2] М300, марка арматуры для колонны – А-III, для днища – А-II. Физико-механические характеристики бетона и арматуры взяты согласно СНиП II-21-75 [4], действующих на момент изготовления конструкции, и приведены в табл. 1. Предполагается, что железобетон колонны является изотропным композиционным материалом, и его физические характеристики определяются согласно правилам смеси на основе данных табл. 1.

Таблица 1 – Физико-механические характеристики бетона и арматуры конструкции

Название, обозначение, размерность	Бетон М300	Арматура А-III	Арматура А-II
Модуль упругости, E , кгс/см ²	260×10^3	2000×10^3	2000×10^3
Коэффициент Пуассона, ν	0,2	0,3	0,3
Модуль сдвига, G , кгс/см ²	104×10^3	770×10^3	770×10^3
Нормативное предельное сопротивление сжатию бетона (призмное), $R_{пр}$, кгс/см ²	135		
Нормативное предельное сопротивление растяжению бетона, R_p , кгс/см ²	30±20		
Нормативное предельное сопротивление арматуры, R_a , кгс/см ²		3400	3300

Проектные нагрузки, действующие на конструкцию. Согласно требованиям СНиП 2.10.05-85 [5,14] нормативное горизонтальное давление на стенки силоса определяется с помощью соотношения

$$P_h = \frac{\nu\rho}{f} \left(1 - \exp\left(-\frac{\lambda fz}{\rho}\right) \right), \quad (1)$$

где ν – удельный вес зерна (для пшеницы $\nu = 8$ КН/м³); λ – коэффициент давления сыпучего материала ($\lambda = 0.44$ согласно [13]); f – коэффициент трения зерна о стену ($f = 0.4$ согласно [13]); z – высота силоса ($z = 30$ м); ρ – гидравлический радиус поперечного сечения силоса определяется как отношение площади просвета силоса A к его периметру U

$$\rho = \frac{A}{U}. \quad (2)$$

При размере стороны просвета квадратного силоса 2,9 м: $A = 8.41$ м²; $U = 11,6$ м; гидравлический радиус составляет $\rho = 0,725$ м. Нормативное горизонтальное давление на стенки силоса составляет $P_h = 14,49$ КН/м².

Нормативное вертикальное давление на днище силоса определяется с помощью соотношения

$$P_v = \frac{a_4}{l} P_h, \quad (3)$$

где a_4 – коэффициент повышения давления, принимаемый [13, прил. 8] ($a_4 = 1$).

Нормативное вертикальное давление на днище силоса составляет $P_v = 32.93$ КН/м².

Максимальные нагрузки, действующие на колонну К-1 сверху следующие:

- от веса надсилосной галереи – $F_{нгг} = 3,8$ т;

- от веса стен силосов – $F_{сс} = 51,0$ т;

- от веса воронки – $F_v = 4,4$ т;

- от веса швов – $F_{ш} = 1,9$ т;

- от веса колонны – $F_k = 5,0$ т;

- от веса снега – $F_{сн} = 1,9$ т;

- полезная на надсилосный этаж – $F_{нсп} = 2,5$ т;

- от зерна – $F_z = 232,0$ т.

Итого максимальная нагрузка сверху – $F_{max} = 302,5$ т.

Учитывая то, что днище является более податливым, чем стена силоса, предполагалось, что нагрузка от стен силоса передается в тех областях, где днище опирается на колонны. С учетом этого обстоятельства и того, что в модели учитывалась четвертая часть колонны наибольшее давление составило 5,2 МПа (рис.5).

Результаты расчета для днища силоса, находящегося вдали от наружных стен зернохранилища (внутреннее расположение) без учета проседания колонн. На рис. 7 приведено распределение перемещений в конструкции при проектных нагрузках. Наибольшие перемещения наблюдаются на днище и достигают 2,37 мм. Из рис. 7 видно, что в силу большей податливости днища по сравнению с податливостью колонн, нагрузка от стен силоса может передаваться лишь в тех областях, где днище опирается на колонны. Отсюда следует, что предположение, сделанное при определении действующих на конструкцию давлений, является справедливым.

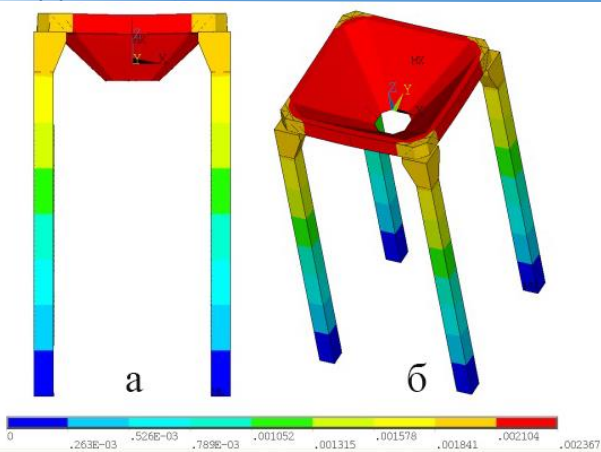


Рис. 7. Распределение перемещений в конструкции для силоса, находящегося вдали от стен зернохранилища: *а* – вид сбоку; *б* – общий вид

Распределение главных растягивающих напряжений в конструкции показано на рис. 8. Зона максимальных напряжений незначительна, затрагивает малый слой бетона по толщине днища (рис. 8 *з*) и соответствует картине расположения трещин, показанной на рис. 4. При этом необходимо учитывать, что предел прочности на растяжение согласно проведенному эксперименту составляет $(30 \pm 20) \text{ кгс/см}^2$.

Как видно из рис. 8 конструкция не имеет запаса прочности и находится в зоне критической нагруженности. При условии, что бетон не набрал свою прочность (неудачные условия для материала при производстве), то даже при нормативной нагрузке возникают поверхностные трещины в бетоне. В случае упрочнения бетона трещины также будут возникать в результате действия циклических нагрузок, т.е. от усталости в результате загрузки/выгрузки силоса. Учитывая известные данные по характеристикам усталости бетона, можно полагать, что циклы напряжений со значениями близкими к критическим способны приводить к возникновению трещин за 100-1000 циклов загрузки/выгрузки, что соответствует периоду эксплуатации оперативного силоса от 1 до 10 лет.

Как видно максимальная величина напряжений достигается на нижней части днища (рис. 8 *а*), и может превосходить предел прочности бетона на растяжение: $\sigma_{Г.Р.}^{\delta} = 23,6 \text{ кгс/см}^2$, $R_p = 30 \pm 20 \text{ кгс/см}^2$, что соответствует случаю возникновения горизонтальных трещин (рис. 4).

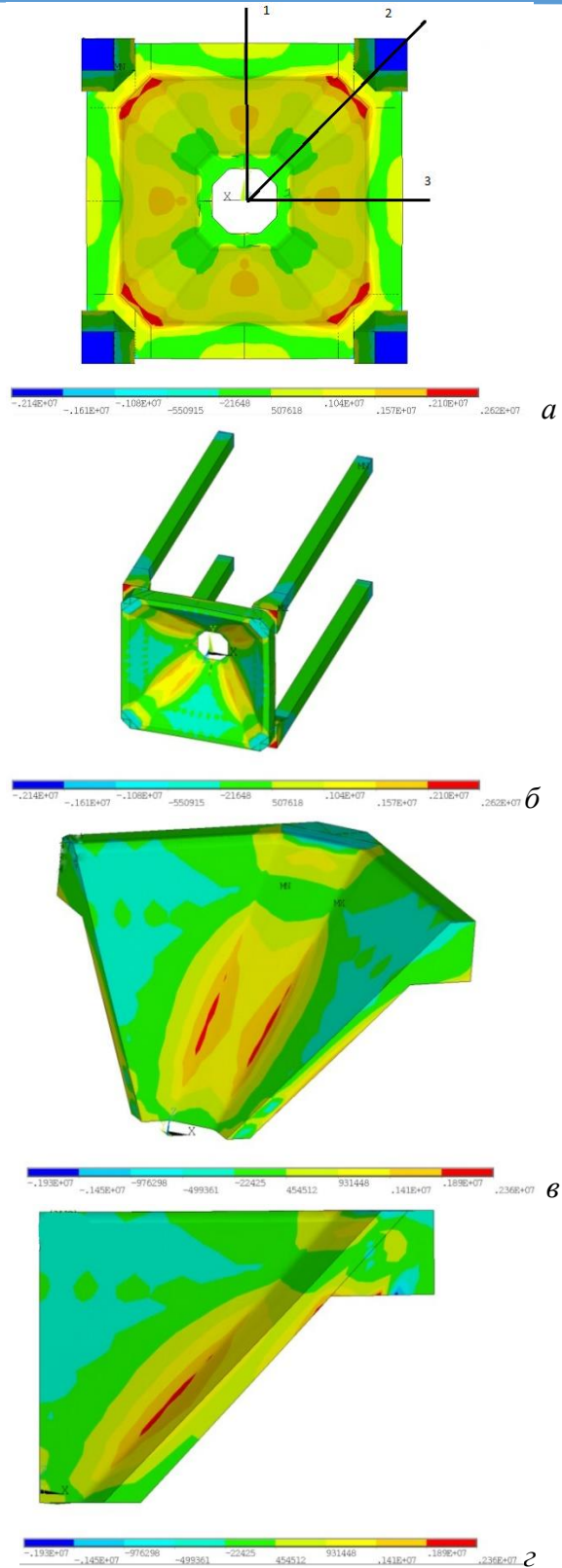


Рис. 8. Распределение напряжений в конструкции для силоса, находящегося вдали от стен зернохранилища: *а* – вид снизу; *б* – общий вид; *в* – одна четвертая часть днища, ограниченная плоскостями, проходящими через оси 1 и 3; *г* – одна восьмая часть днища, ограниченная плоскостями, проходящими через оси 1 и 2

На рис. 8а можно также видеть области, соответствующие случаю возникновения вертикальных трещин со значениями напряжений $s_{Г.Р.}^{\delta} = 18 \text{ кгс/см}^2$.

Распределение напряжений в арматуре конструкции показано на рис. 9. Максимальное значение эквивалентных напряжений по Мизесу в арматуре почти на порядок меньше предела текучести: $\sigma_i^a = 370 \text{ кгс/см}^2 < R_a = 3300 \text{ кгс/см}^2$.

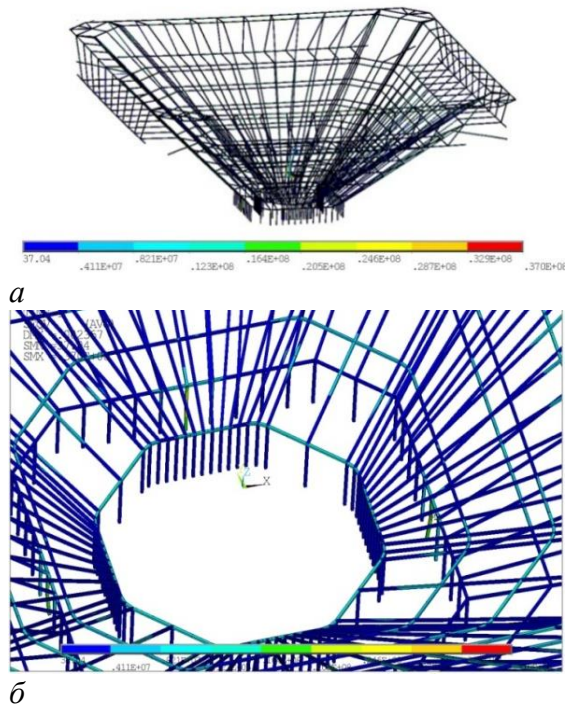


Рисунок 9 – Распределение напряжений в арматуре конструкции для силоса, находящегося вдали от стен зернохранилища:
а – общий вид; б – вид сверху

Результаты расчета для дна силоса, находящегося в углу здания зернохранилища без учета проседания колонн. На рис. 10 приведено распределение перемещений в конструкции при проектных нагрузках, если силос находится в угловой части здания. Наибольшие перемещения наблюдаются на верхней части угловой колонны и достигают 3,3 мм. Вид деформирования угловой колонны связан с появлением изгибающего момента, вызванного неравномерностью ее нагружения

(внецентренное сжатие). Распределение главных растягивающих напряжений в конструкции показано на рис. 11. Как видно их максимальная величина на днище достигается на нижней части вблизи колонны, находящейся на одной диагонали с просевшей колонной (рис. 11 а, б), превосходит предел прочности на растяжение и нарушает критерий прочности: $\sigma_{Г.Р.}^{\delta} = 86,6 \text{ кгс/см}^2 > R_p = 30 \pm 20 \text{ кгс/см}^2$, что может приводить к образованию трещин в бетоне. Зона максимальных напряжений на внешней поверхности дна расположена вблизи просевшей колонны $\sigma_{Г.Р.}^{\delta} = 70 \text{ кгс/см}^2$ (рис. 11 в, г), а напряжения вблизи колонн, примыкающих к просевшей, также достигают предела прочности на растяжение $\sigma_{Г.Р.}^{\delta} = 40 \text{ кгс/см}^2$ (рис. 11 д, е).

Максимальное значение эквивалентных напряжений по Мизесу в арматуре почти в два раза увеличилось в сравнении с вариантом силоса, удаленного от стен здания, но осталось меньшим, чем предел текучести:

$$\sigma_i^a = 685 \text{ кгс/см}^2 < R_a = 3300 \text{ кгс/см}^2.$$

Полученные результаты, свидетельствуют о крайне неблагоприятных условиях работы углового силоса и наличии предпосылок для возникновения трещин. Практика эксплуатации свидетельствует, что именно угловые днища имеют больше всего трещин и поверхностных сколов, потерь бетона.

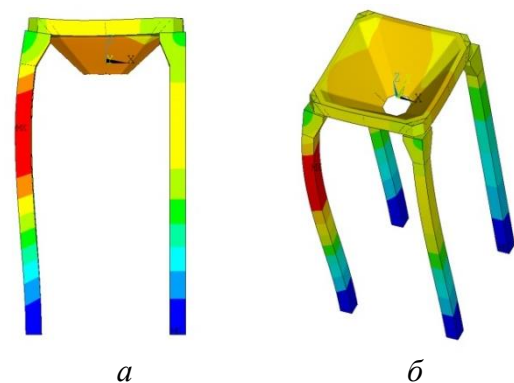


Рис. 10. Распределение перемещений в конструкции для случая углового силоса:
а – вид сбоку; б – общий вид

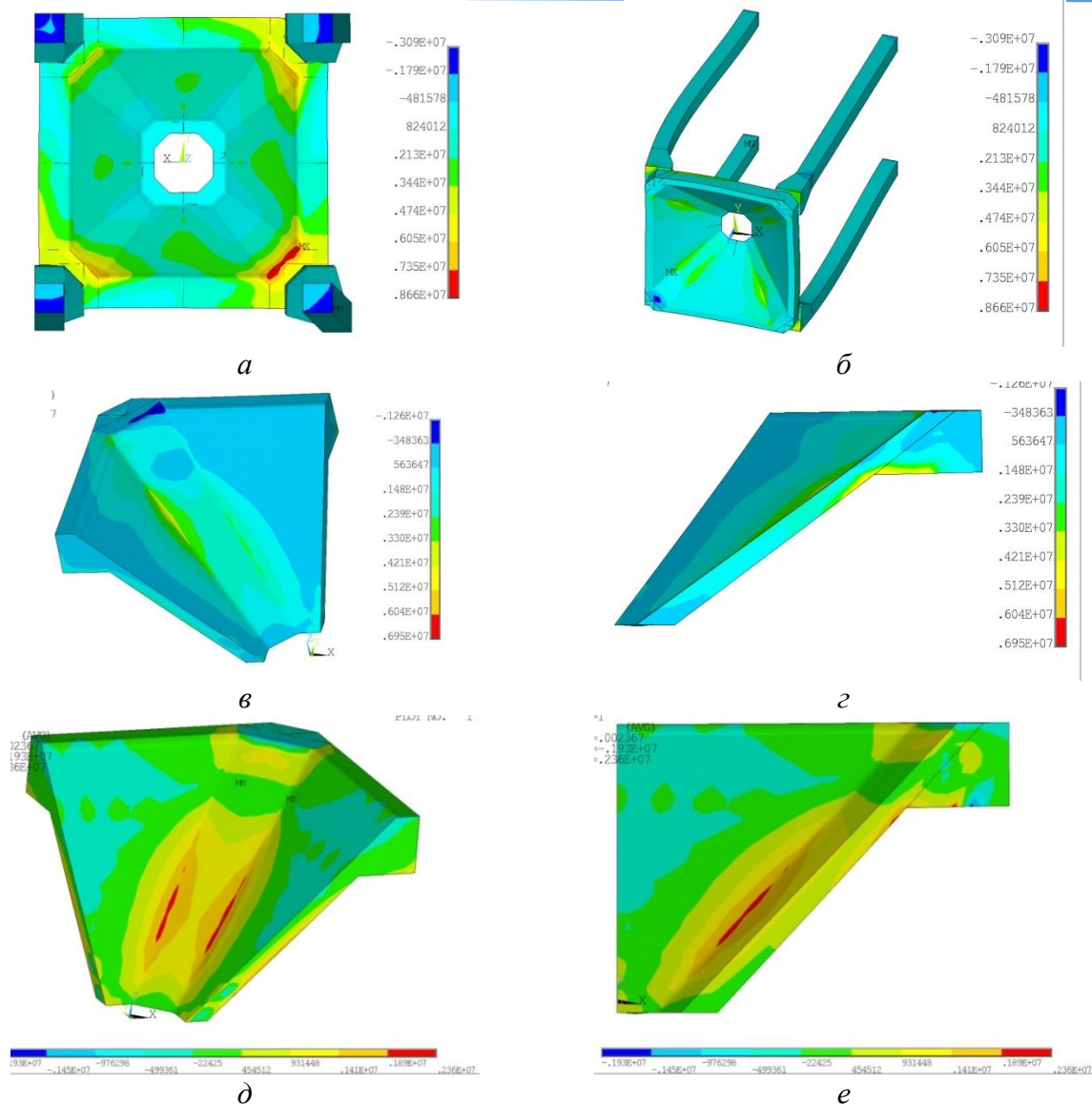


Рис. 11. Распределение напряжений в конструкции для случая углового силоса: *а* – вид снизу; *б* – общий вид; *в* – часть дна, примыкающая к изогнувшейся колонне; *г* – фрагмент с распределением максимальных напряжений по толщине дна; *д* – часть дна, смежная к изогнувшейся колонне; *е* – фрагмент с распределением максимальных напряжений по толщине дна)

Результаты расчета для дна силоса, находящегося вдали от наружных стен зернохранилища при условии проседания одной колонны. Далее рассматривается дно, находящейся в средней части силоса вдали от наружных стен при проектных нагрузках и условии проседания одной колонны на 10 мм. Наибольшие перемещения наблюдаются на верхней части дна, находящейся над просевшей колонной и достигают 12 мм. Распределение главных растягивающих напряжений в конструкции показано на рис. 12. Как видно их максимальная величина на дне

достигается на верхней части вблизи колонн примыкающих к просевшей (рис. 12 б), существенно превосходит предел прочности на растяжение и нарушает критерий прочности:

$$\sigma_{Г.Р.}^{\delta} = 179 \text{ кгс/см}^2 > R_p = 30 \pm 20 \text{ кгс/см}^2$$

, что приводит к образованию трещин в бетоне. Зона максимальных напряжений на внешней поверхности дна показана на рис. 12 в, г.

Максимальное значение эквивалентных напряжений по Мизесу в арматуре почти в пять раз увеличилось в сравнении

с проектним варіантом силоса, но осталося менше предела текучості: $\sigma_i^a = 1650 \text{ кгс/см}^2 < R_a = 3300 \text{ кгс/см}^2$.

Полученные результаты, свидетельствуют о негативном влиянии на конструкцию проседания даже одной колонны.

Определение наихудших вариантов расположения силоса и просадки колонн с

точки зрения напряженно-деформированного состояния дна. Результаты, полученные при разных вариантах расположения силоса и просадки колонн сведены в табл. 2 и представлены на рис. 13. Зеленым цветом отмечена зона безопасной эксплуатации, оранжевым – предкритическая зона, белым – зона разрушения.

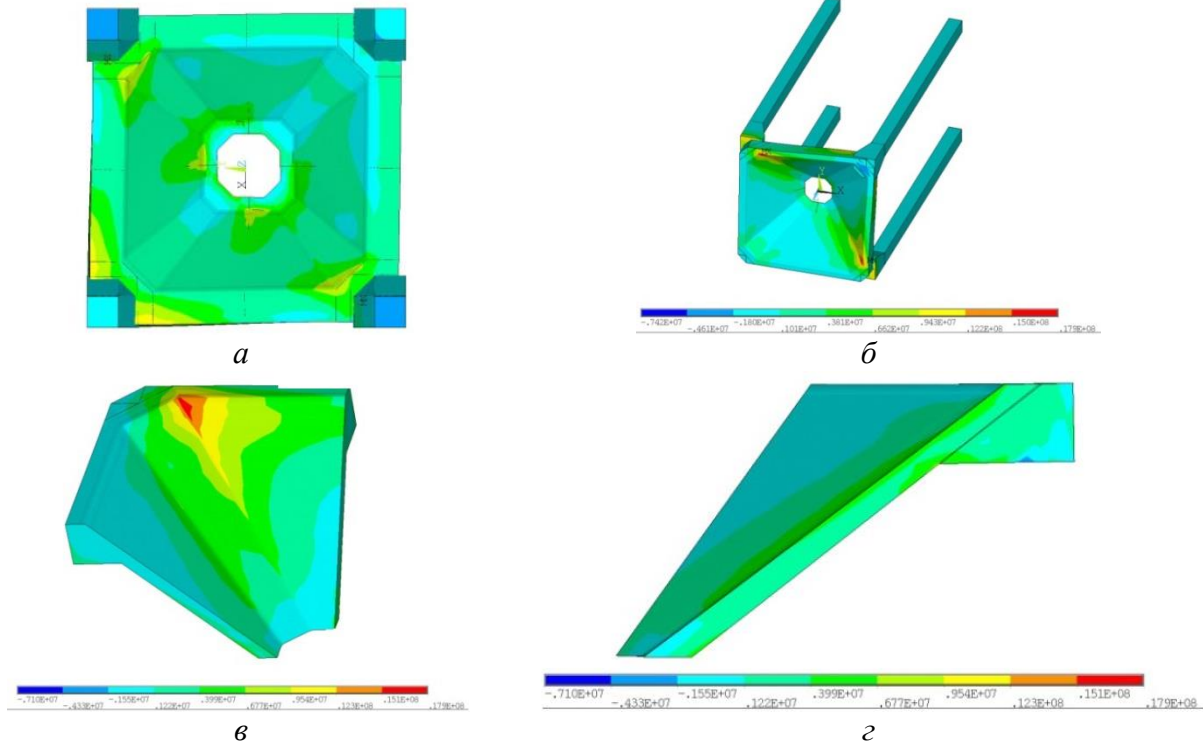
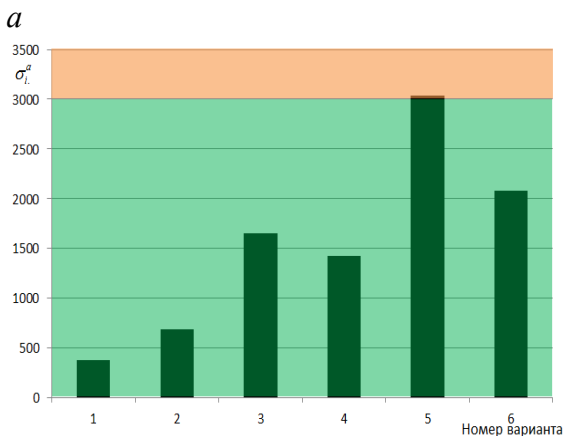
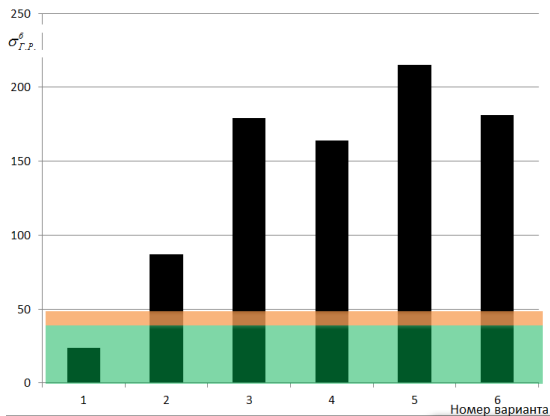


Рис. 12. Распределение напряжений в конструкции при проседании одной колонны: *а* – вид снизу; *б* – общий вид; *в* – часть дна, примыкающая к просевшей колонне; *г* – фрагмент с распределением максимальных напряжений по толщине дна

Таблица 2 – Значения напряжений (кгс/см²) и перемещений (мм) в днице при разных вариантах расположения силоса и просадки колонн

№ варианта	Вариант расположения силоса и просадки колонн	$\sigma_{Г.Р.}^b$	σ_i^a	Максимальные перемещения
1	Силос, находящийся вдали от наружных стен зернохранилища	24	378	2,37
2	Силос, находящийся в углу здания зернохранилища	87	685	3,2
3	Силос, находящийся вдали от наружных стен зернохранилища при проседании одной колонны	179	1650	11,9
4	Силос, находящийся вдали от наружных стен зернохранилища при проседании двух колонн по одной стороне силоса	164	1420	12,8
5	Силос, находящийся вдали от наружных стен зернохранилища при проседании двух колонн, находящихся на диагонали дна силоса	215	3040	11,8
6	Силос, находящийся вдали от наружных стен зернохранилища при проседании трех колонн силоса	181	2080	13,5

Из табл. 2 видно, что силос в углу здания находится в более неблагоприятных условиях, чем силос, расположенный вдали от стен зернохранилища. Любой вариант просадки колонн приводит к образованию трещин в бетоне, но наиболее опасными являются варианты №5 и №6, т.к. при этом максимальное значение эквивалентных напряжений по Мизесу в арматуре достигает значений, сопоставимых с пределом текучести 3300 кгс/см².



б
Рис. 13. Сведенные результаты расчетов (напряжения, кг/см²) по схемам расчета (табл. 2): *а* – напряжения в бетоне; *б* – напряжения в арматуре; зеленый цвет – безопасная зона; оранжевый цвет – предкритическая зона; белый цвет – разрушение.

Выводы. Проведено экспериментальное исследование прочностных характеристик бетонных образцов, отобранных из железобетонных конструкций промышленного здания, которое позволило выявить действительные значения, соответствующие упрочнению бетона за период до 30 лет. Полученные результаты по

напряженно-деформированному состоянию днищ силосов свидетельствуют об адекватности построенных математических моделей и необходимости поиска путей усиления конструкций зернохранилищ для обеспечения их безопасной эксплуатации.

ЛИТЕРАТУРА:

1. Типовая документация на строительные системы изделий зданий и сооружений. Серия 3.702-1/79. Унифицированные сборные железобетонные конструкции силосных сооружений предприятий по хранению и переработке зерна. Выпуск 2. Сборные железобетонные колонны. Рабочие чертежи. / Разработчик ЦНИИПРОМЗЕРНОПРОЕКТ. Утверждено постановлением Госстроя СССР от 18.03.1981г. №37. – М.- ЦИТП Госстроя СССР.- 1981.
2. Расчет силосных корпусов. / Разработчик Харьковский ПРОМЗЕРНОПРОЕКТ.
3. Пособие по проектированию предприятий, зданий и сооружений по хранению и переработке зерна (к СНиП 2.10.05-85 «Предприятия, здания и сооружения по хранению и переработке зерна») /ЦНИИ-промзернопроект. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
4. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. Введены 1.01.1977.
5. СНиП 2.10.05-85. Предприятия, здания и сооружения по хранению и переработке зерна. Введены 01.01.1986.
6. Указания по повышению эксплуатационной надежности элеваторных сооружений / Разработчик ЦНИИПРОМЗЕРНОПРОЕКТ. Арх № 7961/645, 1978г.
7. Пухонто Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений.-М: Изд-во АСВ, 2004. – 424 стр.
8. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками.
9. ДСТУ Б В.2.7-223:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за зразками, відібраними з конструкцій.
10. ДБН В.1.2-14-2009 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.

11. Пособие П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*. Усиление железобетонных конструкций.- Минск, 1998.
12. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.- К., 2011.
13. Рекомендации по оценке надежности строительных конструкций по внешним признакам. – ЦНИИпромзданий. – М., 1989.-112 с.
14. Пособие по проектированию предприятий, зданий и сооружений по хранению и переработке зерна (к СНиП 2.10.05-85 «Предприятия, здания и сооружения по хранению и переработке зерна») /ЦНИИ-промзернопроект. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
- 15.

УДК 69(057)

Савйовский В.В.,

Киевский национальный университет строительства и архитектуры

Каржинерова Т. И., Каржинерова А.Г.,

Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СОВРЕМЕННЫХ СИСТЕМ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИИ СТЕН В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Актуальность. Особенности климатического пояса Украины, резко растущие цены на газ, электричество и другие энергоносители заставляют прибегать к экономии энергоресурсов за счёт утепления стен и других конструктивных элементов зданий.

В цивилизованных и экономически развитых странах давно применяют энергосберегающие технологии для утепления зданий. Экономичность утепления фасадов промышленных зданий, складов, загородных коттеджей и жилых домов доказана опытом применения энергосберегающих технологий в странах Европы и в США.

2014-2015 года для Украины становятся переломным этапом в развитии энергосбережения и нового отношения к энергоресурсам.

Ученые Украины пришли к выводу, что увеличить энергетическую эффективность жилищно-коммунальных и производственных объектов возможно при активном внедрении в строительное производство новых энергосберегающих строительных материалов и технологий.

Вопрос теплосбережения обоснован тремя главными причинами, к которым относят:

- значительный рост цен на энергоресурсы;
- уменьшение природных запасов энергетического сырья, из которого вырабатывается тепловая энергия;
- значительное негативное влияние выбросов от сжигания энергетического сырья на климат и природу.

Одним из путей снижения энергозатрат, направленных на отопление помещений является термомодернизация существующих зданий и наружная теплоизоляция конструкций зданий. Теплоизоляция, необходимая для уменьшения тепловых потерь в окружающую среду обеспечивается устройством специальных ограждений выполняемых из теплоизоляционных материалов и покрытий, которые затрудняют теплопередачу. При выборе конкретных способов выполнения работ требуется детальный анализ теплозащитных свойств наружных ограждающих конструкций, применяемых конструктивных решений зданий, техническое состояние и условия производства работ. На этой основе принимаются конкретные организационно-технологические решения термомодернизации [3].

Основная часть. Теплотехнической характеристикой ограждающих конструк-