

УДК 624.047

**О.О. Ларін<sup>1</sup>, О.І. Трубаєв<sup>1</sup>, В.В. Юдаєв<sup>2</sup>**  
НТУ «Харківський політехнічний інститут»<sup>1</sup>  
ООО «АРТІЛЬ ПРОМАЛЬП АГРО»<sup>2</sup>

### **КОМП'ЮТЕРНИЙ АНАЛІЗ МІЦНОСТІ КОЛОН ЕЛЕВАТОРА ПРИ РІЗНИХ ВАРІАНТАХ НАВАНТАЖЕННЯ (частина №1)**

*На основі методу скінченних елементів в тривимірній постановці проведено аналіз міцності колон силосів. Розрахунки показали, що колона спроектована як перевантажена в області капітели і працює на межі кубикової міцності бетону, хоча за вимогами нормативних документів, які використовувалися при її проектуванні, вона повинна працювати в межах призматичної міцності бетону.*

*Ключові слова:* силоси, колона, напружено-деформований стан, міцність бетону

**А.А. Ларин, А.И. Трубаев, В.В. Юдаев**  
**КОМПЬЮТЕРНЫЙ АНАЛИЗ ПРОЧНОСТИ КОЛОНН ЭЛЕВАТОРА ПРИ РАЗЛИЧНЫХ ВАРИАНТАХ НАГРУЖЕНИЯ (часть №1)**

*На основе метода конечных элементов в трехмерной постановке проведен анализ прочности колонн силосов. Расчеты показали, что колонна спроектирована как перегруженная в области капители и работает на пределе кубиковой прочности бетона, хотя по требованиям нормативных документов, которые использовались при ее проектировании, она должна работать в пределах призматической прочности бетона.*

*Ключевые слова:* силосы, колонна, напряженно-деформированное состояние, прочность бетона

**O.O. Larin, O.I. Trubayev, V.V. Udayev**  
**COMPUTER ANALYSIS OF STRENGTH OF GRAIN ELEVATOR COLUMNS UNDER VARIOUS LOADING OPTIONS (part №1)**

*Based on the finite element method in a three-dimensional setting, the strength analysis of silo columns was carried out. Calculations showed that the column was designed as overloaded in the base and upper part and works at the limit of cubic strength of concrete, although according to the requirements of the normative documents that were used in its design, it should work within the prismatic compressive strength of concrete. In the upper part of the column, under the action of wind loads, there are significant tensile stresses and there are conditions for the occurrence of a crack. Locations of these sites coincide with the areas where cracks are found during repairs.*

*Keywords:* grain elevator, column, stress-strain state, strength of concrete

**Постановка проблеми.** В колоннах підсилюючого етажера зернохранилищ з довгим терміном експлуатації (більше 30 років) утворюються тріщини в капітели, які ростуть з часом, досягають ширини більше 3мм. Така ситуація згідно ДБН і СНиП є аварійною для всього спорудження. Дані зернохранилища типові, проектувалися централізовано і розповсюджені по всій території країн СНГ. Тому представляє велике практичне значення рішення наступних завдань:

вивчення причин виникнення тріщин в капітели колонн;

пошук конструктивних рішень для припинення подальшого розвитку тріщин в капітели колонн;

пошук економічно ефективних способів посилення колонн.

В даній роботі в якості першого етапу рішення вказаної проблеми поставлені завдання про розрахунок міцності і тріщиностійкості колонн типу К-1.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Предварительне вивчення матеріалів проектування колонн К-1 [1-8] показало, що розрахунок колонн проводився на основі стержневої моделі і капітель не враховувалися. Дані варіанти створюють ситуацію великого ексцентриситету стискаючої навантаження. Практика експлуатації зернохранилищ показала, що саме в тих зернохранилищах, де регулярно має місце використання силосів з високим рівнем нерівномірності завантаження силосів зерном і виникають тріщини в колоннах типу К-1.

**Постановка задачі.** В роботі поставлена мета – на основі кінечно-елементного моделювання як об'ємного тіла (далі 3D-моделювання) оцінити напружено-деформоване стан колонни, при умови повної завантаження всіх силосів.

**Общий вид колонны К-1.** На основі вивчення типової документації на конструкції силосних споруджень підприємств по зберіганню і переробці зерна [1,2] і матеріалів дослідження пошкоджень колонн в підсилюючому етажера [3] розроблена розрахункова схема

срединной колонны типа К-1, которая приведена на рис.1. Все размеры на рисунке даны в миллиметрах.

Срединная колонна К-1 конструктивно состоит из 3-х частей:

- основной части - призмы с квадратом в основании, размер которого показан на рис.1.1,а;
- нижней части капители – усеченной пирамиды с квадратом в основании и с восьмигранником в верхнем сечении, размеры которой показаны на рис.1 а,б;
- верхней части капители – призмы с восьмигранником в основании.

Все размеры взяты из чертежей конструкции [1] и даны в миллиметрах.

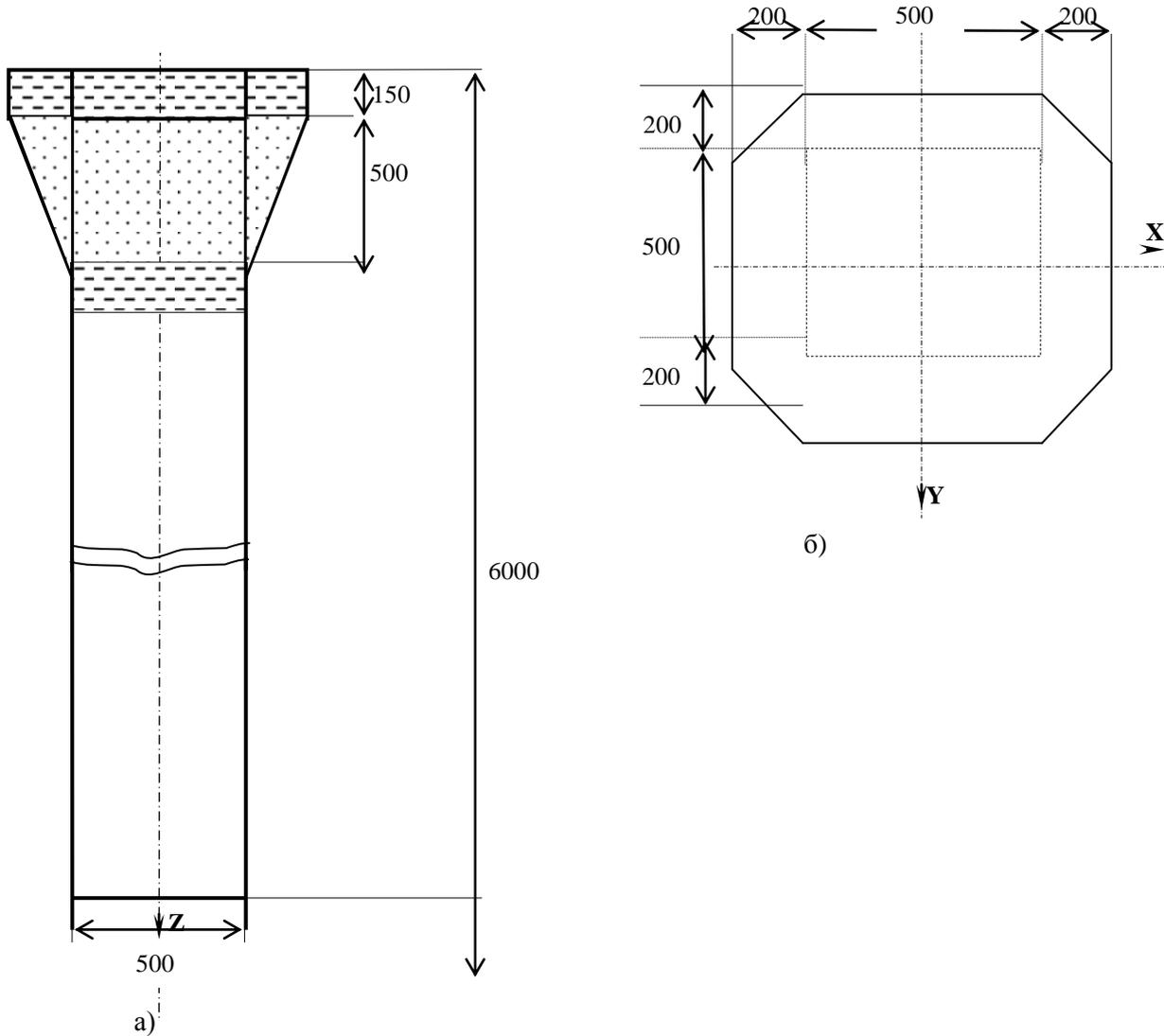


Рис. 1. Расчетная схема колонны К-1 (а - вид сбоку; б - вид сверху)

**Характеристики материала колонны К-1.** Колонна К-1 сделана из заводского железобетона подвергнутого тепловой обработке. Марка бетона согласно [1] – М300, марка арматуры – А-III. Физико-механические характеристики бетона и арматуры взяты согласно СНиП II-21-75 [3], действующих на момент изготовления колонны, и приведены в табл.1.

Общий вес колонны с заглубленной в фундамент частью – 4500кг; вес арматуры - 185,8кг. В результате в железобетоне находится 4,13% арматурной стали А-III.

При расчете предполагается определить железобетон как изотропный композиционный материал и определить его материальные характеристики согласно правилам смеси на основе данных табл.1.

Физико-механические характеристики бетона и арматуры колонны К-1

Название, обозначение, размерность	Бетон М300	Арматура А-III
Модуль упругости, $E$ , кгс/см <sup>2</sup>	260 103	2000 103
Коэффициент Пуассона, $\nu$	0,2	0,3
Модуль сдвига, $G$ , кгс/см <sup>2</sup>	104 103	770 103
Нормативное предельное сопротивление сжатию бетона (призменное), $R_{пр}$ , кгс/см <sup>2</sup>	135	
Нормативное предельное сопротивление растяжению бетона, $R_p$ , кгс/см <sup>2</sup>	10	
Нормативное предельное сопротивление арматуры, $R_a$ , кгс/см <sup>2</sup>		3400

**Проектные нагрузки на колонну К-1 по схеме стоек.** Согласно требованиям ДБН В.2.2-8-98 [4, пп.5.32] колонны подсилового этажа необходимо рассчитывать по схеме стоек. Поэтому при проектном расчете определяются максимальные продольные силы и моменты, действующие на стержень, которым моделировалась колонна.

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

- от веса надсиловой галереи –  $F_{нг} = 3,8т$ ;
- от веса стен силосов –  $F_{сс} = 51,0т$ ;
- от веса воронок –  $F_v = 4,4т$ ;
- от веса швов –  $F_{ш} = 1,9т$ ;
- от веса колонны –  $F_k = 5,0т$ ;
- от веса снега –  $F_{сн} = 1,9т$ ;
- полезная на надсиловый этаж –  $F_{нсп} = 2,5т$ ;
- от зерна –  $F_z = 232,0т$ .

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

Реакция снизу от фундаментной плиты –  $N_{фп} = 298,0т$ .

При расчете прочности сборных железобетонных колонн подсилового этажа случайный эксцентриситет, учитываемый согласно требованиям [5]  $l_m = 0,025 м$ . Момент от неточности монтажа:

$M_{доп} = l_m \cdot F_{max} = 0,025м \cdot 302,5т = 7,55т \cdot м$ . Максимальный момент от ветра  $M_v = 7,05т \cdot м$ .

Суммарный максимальный момент  $M_{max} = M_{доп} + M_v = 14,6т \cdot м$ .

**Схема приложения нагрузки на колонну К-1 при объемном моделировании.** В колоннах К-1 часто возникают трещины в капители, которые при расчете по схеме стоек (стержневая модель) не могут быть учтены.

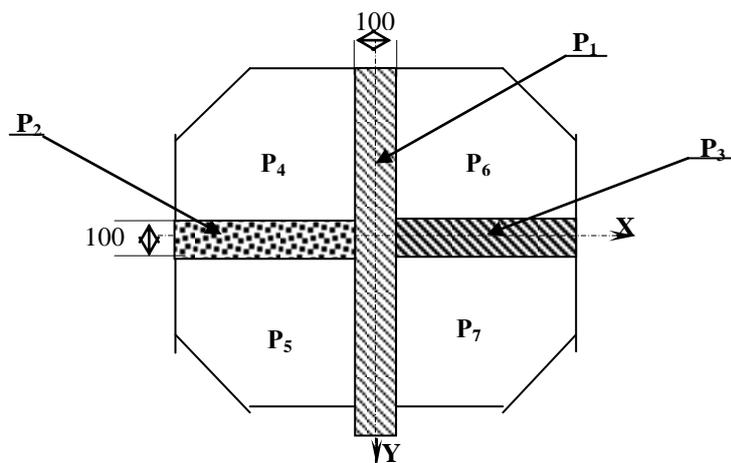


Рис. 2 Схема приложения нагрузки на капитель колонны К-1

Поэтому разработанная расчетная схема предполагает моделирование колонны К-1 с капителью как объемного тела, чтобы в дальнейших исследованиях учесть наличие трещин. Это требует пересчета сосредоточенных сил и моментов в давление, распределенное по верхней поверхности капители. Согласно монтажной схеме капители колонны [5] разработана схема

приложения нагрузки на капитель (рис. 2). На схеме верхняя поверхность капители разбита на 7 участков, соответствующих нагрузкам от стен силосов и 4-х воронок. На все участки возможно приложение разного давления для обеспечения реализации суммарного максимального момента от ветра и монтажного эксцентриситета.

**Значения давлений, действующих на колонну К-1.** Распределение давлений приведено в табл. 2.

1-й вариант - полная загрузка всех силосов:

случай 1а – идеальная равномерная;

случай 1б – с учетом максимального монтажного эксцентриситета;

случай 1в – максимальная кратковременная при учете добавочного момента от ветра.

Таблица 2

№	Варианты схем нагружения						
	Величина давления, кгс/см <sup>2</sup>						
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
1а	36,63	36,63	36,63	42,9	42,9	42,9	42,9
1б	36,63	44,29	28,99	47,39	47,39	38,42	38,42
1в	36,63	114,79	28,99	47,39	47,39	38,42	38,42

#### Граничные условия для расчетной модели колонны К-1:

– нижнее сечение колонны жестко закреплено;

– верхнее сечение капители ограничено по горизонтальным перемещениям.

#### Критерии оценки прочности усиления колонны К-1 подсилосного этажа

**Оценка прочности железобетона колонны К-1.** Согласно [3, п.3.1], расчет прочности железобетона проводится по деформационной теории композитов отдельно для бетона и стальной арматуры. В результате расчета должны быть определены максимальные главные деформации на сжатие  $\varepsilon_c$  и растяжение  $\varepsilon_p$  железобетонной колонны. После этого должна быть проведена проверка по следующим формулам:

$$|\varepsilon_c| \leq \frac{R_{np}}{E_b}; \quad |\varepsilon_c| \leq \frac{R_a}{E_a}; \quad |\varepsilon_p| \leq \frac{R_p}{E_b}, \quad (1)$$

где  $E_b$  - модуль упругости бетона (см. табл.1.1),  $E_a$  - модуль упругости арматуры (см. табл.1.1), остальные компоненты должны быть взяты согласно табл.1.

Либо, учитывая, следующие соотношения:

$$|\varepsilon_c| E_b = |\sigma_{Г.С.}| \quad \text{и} \quad |\varepsilon_p| E_b = |\sigma_{Г.Р.}|,$$

должна быть проведена проверка по величинам главных сжимающих  $|\sigma_{Г.С.}|$  и растягивающих напряжений  $|\sigma_{Г.Р.}|$  в бетоне:

$$|\sigma_{Г.С.}| \leq R_{np}; \quad |\sigma_{Г.Р.}| \leq R_p. \quad (2)$$

Для арматуры, можно оценивать прочность на основе критерия фон Мизеса:

$$\sigma_i \leq R_a, \quad (3)$$

где  $\sigma_i$  - эквивалентные напряжения по Мизесу.

**Оценка трещиностойкости железобетона колонны К-1.** Трещины в бетоне могут образоваться не только, когда нарушены условия (2), но и когда в бетоне во взаимно перпендикулярных направлениях возникают одновременно растягивающие и сжимающие напряжения, удовлетворяющие условию (2), но имеющие определенное соотношение между собой.

Согласно [3, п.4.11], расчет на возможность образования трещин проводится по следующим условиям:

$$\begin{cases} \text{если } |\sigma_{Г.С.}| \leq 0,5R_{np}^{\prime\prime}, \text{ то } |\sigma_{Г.Р.}| \leq R_p^{\prime\prime} \\ \text{если } |\sigma_{Г.С.}| > 0,5R_{np}^{\prime\prime}, \text{ то } |\sigma_{Г.Р.}| \leq 2R_p^{\prime\prime} \left(1 - \frac{|\sigma_{Г.С.}|}{R_{np}^{\prime\prime}}\right), \end{cases} \quad (4)$$

где  $|\sigma_{Г.С.}|$  - модуль главного сжимающего напряжения в бетоне,  $|\sigma_{Г.Р.}|$  - модуль главного растягивающего напряжения в бетоне, остальные компоненты должны быть взяты из табл. 3.

Таблица 3

Предельные сопротивления бетона для анализа трещиностойкости	
Название, обозначение, размерность	Бетон М300
Нормативное предельное сопротивление сжатию бетона II группы (призменное), $R_{np}^{\prime\prime}$ , кгс/см <sup>2</sup>	170
Нормативное предельное сопротивление растяжению бетона II группы, $R_p^{\prime\prime}$ , кгс/см <sup>2</sup>	15

На основе условий (4) можно получить коэффициент трещиностойкости:

$$\gamma = \begin{cases} \frac{|\sigma_{Г.Р.}|}{R_p^{\prime\prime}} & \text{если } |\sigma_{Г.С.}| \leq 0,5R_{np}^{\prime\prime} \\ \frac{|\sigma_{Г.Р.}|}{2R_p^{\prime\prime} \left(1 - \frac{|\sigma_{Г.С.}|}{R_{np}^{\prime\prime}}\right)} & \text{если } |\sigma_{Г.С.}| > 0,5R_{np}^{\prime\prime}, \end{cases} \quad (5)$$

и тогда условие трещиностойкости имеет следующий вид:

$$\gamma \leq 1. \quad (6)$$

Согласно [3, п.4.21], трещина считается надежно закрытой, если оба главных напряжения являются сжимающими и удовлетворяют условию:

$$\min(|\sigma_1|, |\sigma_3|) \geq 10 \text{ кгс/см}^2 \quad (7)$$

**Расчет физико-механических характеристик железобетона.** Объем бетона М-300 в колонне К-1 [1]  $V_6 = 1,8 \text{ м}^3$ , масса арматуры -  $m_a = 185,8 \text{ кг}$ . Тогда объем арматуры, с учетом величины плотности арматуры согласно табл. 4:

$$V_a = m_a / \rho_a = 185,8 / 7850 = 0,024 \text{ м}^3.$$

Определим объемную долю арматуры в колонне К-1:

$$\mu_c = V_a / (V_a + V_6) = 0,024 \text{ м}^3 / 1,824 \text{ м}^3 = 0,0132.$$

Для определения усредненных параметров железобетона предлагается воспользоваться правилом смеси Halpin-Tsai [9], согласно которому модуль упругости и коэффициент Пуассона определяются следующими выражениями:

$$E_{ж\text{сб}} = E_a \mu_c + E_6 (1 - \mu_c), \quad (8)$$

$$\nu_{ж\text{сб}} = \nu_a \mu_c + \nu_6 (1 - \mu_c), \quad (9)$$

$$E_{ж\text{сб}} = 2,85 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2, \nu_{ж\text{сб}} = 0,2.$$

Таблица 4

Физико-механические характеристики бетона и арматуры колонны К-1

Название, обозначение, размерность	Бетон М300	Арматура А-III
Модуль упругости, $E$ , кгс/см <sup>2</sup>	$260 \cdot 10^3$	$2000 \cdot 10^3$
Коэффициент Пуассона, $\nu$	0,2	0,3
Плотность, $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	-	7850

**Построение расчетной компьютерной 3D – модели.** Основная часть колонны разбивалась высокоточными конечными элементами типа параллелепипед, а капитель – конечными элементами типа пирамида. Были заданы следующие граничные условия:

- в верхней плоскости капители – перемещения в плоскости ее равны нулю;
- в плоскости основания колонны – перемещения перпендикулярные плоскости равны нулю.

В модели предусмотрена возможность освобождения от граничных условий тех участков в верхней плоскости капители, на которых не приложена нагрузка от веса зерна. Это необходимо для реализации соответствующих вариантов нагружения.

**Результаты расчета для 1-го варианта нагружения - полная загрузка зерном всех силосов.** При 1-ом варианте нагружения было рассмотрено два случая, нагрузки для которых приведены в табл. 2 :

- *случай 1а* – только равномерное нагружение (нет монтажного эксцентриситета и ветровой нагрузки);
- *случай 1в* – есть максимальные добавочные моменты от монтажного эксцентриситета и ветровой нагрузки на зернохранилище, и при этом направления их действия совпадают.

Рассмотрение данных двух случаев вызвано следующими причинами:

- 1) Случай 1а – идеализированное нагружение колонны при полной загрузке силосов (чистое сжатие).
- 2) Случай 1в, наихудший вариант нагружения, который необходимо рассматривать согласно [4].

На рис. 3 приведены суммарные перемещения (единица измерения – м) в колонне К-1 для двух случаев 1-го варианта нагружения. Сравнивая их, видно, что с увеличением добавочного момента общая величина перемещений увеличивается, и они становятся неравномерными по высоте колонны. Максимум наблюдается на капители в той ее части, где и приложен момент от монтажного эксцентриситета и ветра. На этой же части капители и колонны, как будет показано ниже, наблюдаются и максимальные напряжения. В дальнейшем эту часть колонны и капители будем называть левой, так как именно слева от плоскости симметрии колонны **XOZ** было выбрано место расположения монтажного эксцентриситета и момента от ветровой нагрузки.

**Рассмотрим напряжения в колонне при случае 1а.** На рис. 4 приведено распределение главных сжимающих напряжений (единица измерения – Па) в бетоне при шкале с максимумом по призмическому пределу прочности. Серым цветом показаны зоны, где главные напряжения превышают призмический предел прочности. Минимальные главные сжимающие напряжения в бетоне для случая 1а наблюдаются на месте стыка капители и ребра колонны и превышают призмический предел прочности (2):

$$\sigma_{Г.С.}^{\delta} = 248,7 \text{ кгс/см}^2 > R_{np} = 135 \text{ кгс/см}^2;$$

При этом максимальное значение эквивалентных напряжений по Мизесу в арматуре удовлетворяет критерию прочности (3):

$$\sigma_{i.}^a = 2147 \text{ кгс/см}^2 < R_a = 3400 \text{ кгс/см}^2.$$

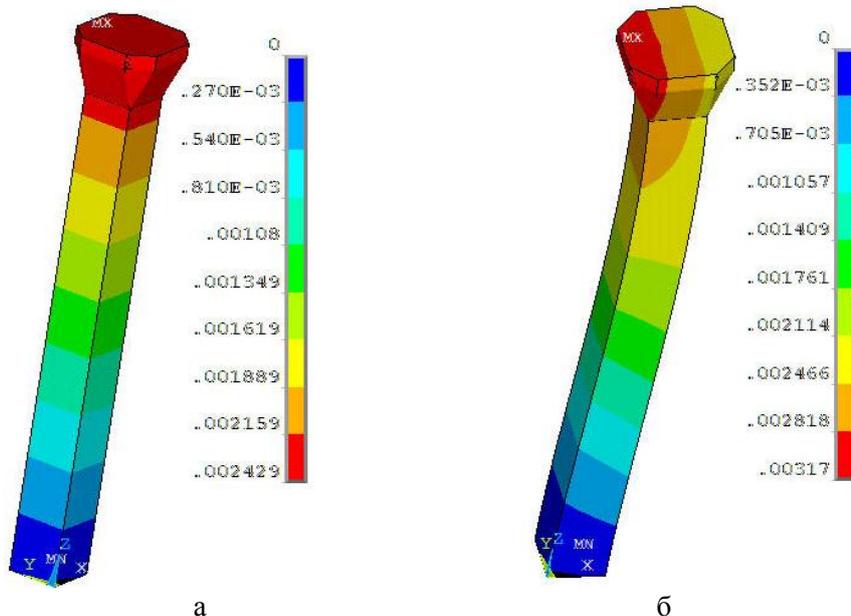


Рис. 3. Перемещения в колонне при 1-ом варианте нагружения (а – случай нагружения 1а; б –случай 1в )

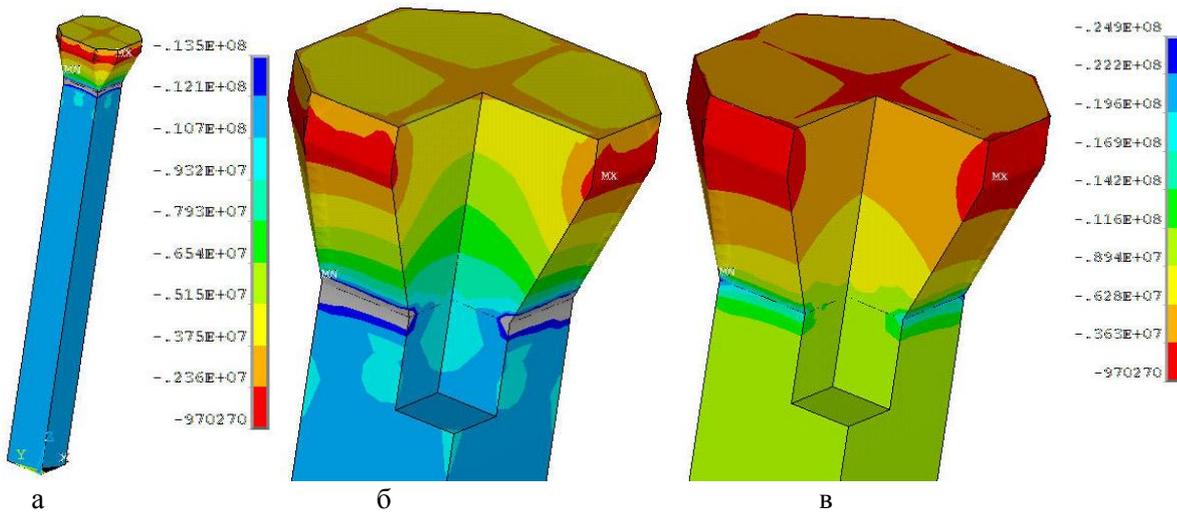


Рис. 4. Главные сжимающие напряжения в бетоне при случае 1а  
(а – вид на колонну; б – вид на капитель; в – вид на капитель с выводом максимального значения)

Надо отметить, что значения максимальных напряжений завышены, т.к. они наблюдаются в точках на ребре (где угол  $90^0$ , что при 3-D моделировании дает искаженный результат). В этом случае для оценки реальных напряжений необходимо взять значения в некоторой окрестности ребра. Как видно из рис. 4б зона напряжений превосходящих призмный предел прочности бетона распространяется на весь стык капители и колонны, и при этом значения напряжений в этой зоне тоже превышают призмный предел прочности:

$$\sigma_{Г.С.}^{\sigma} = 160 \div 190 \text{ кгс/см}^2 > R_{np} = 135 \text{ кгс/см}^2;$$

но значительно меньше кубикового предела прочности бетона на сжатие –  $300 \text{ кгс/см}^2$ . В результате можно сделать вывод, что на стыке капители и колонны возможно лишь растрескивание бетона, т.к. запас по прочности для арматуры остается значительным.

Распределение главных растягивающих напряжений в бетоне для случая 1а показано на рис. 5, причем серым цветом показана зона сжимающих напряжений. Как видно их максимальное значение еще удовлетворяет критерию прочности (2):

$$\sigma_{Г.Р.}^{\sigma} = 9,25 \text{ кгс/см}^2 < R_p = 10 \text{ кгс/см}^2.$$

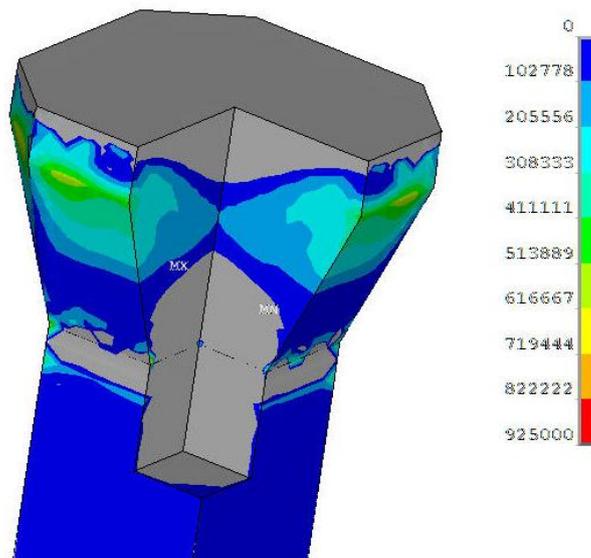


Рис. 5. Главные растягивающие напряжения при случае 1а

Из рис. 4 видно, что концентрация главных сжимающих напряжений наблюдается в районе стыка верхней и нижней части капители и несколько смещена относительно плоскости симметрии колонны. Это соответствует месту возникновения трещин в капители. Т.к. в этой же части капители действуют и главные сжимающие напряжения в другом направлении (см. рис. 4в), то была проведена проверка трещиностойкости. Результаты показали, что условие (6) выполняется:  $\gamma = 0,36 < 1$ .

**Рассмотрим напряжения в колонне при случае 1в.** Так как картина распределения напряжений подобна той, которая рассмотрена в случае 1а, то дальнейший анализ будет проведен без графической иллюстрации. Максимальные главные сжимающие напряжения в бетоне для случая 1в наблюдаются на месте стыка капители и ребер на левой части колонны, по величине превосходят как призмный предел прочности (2)

$$\sigma_{Г.С.}^{\delta} = 371 \text{ кгс/см}^2 > R_{np} = 135 \text{ кгс/см}^2,$$

так и кубиковый предел прочности бетона –  $300 \text{ кгс/см}^2$ . При этом максимальное значение эквивалентных напряжений по Мизесу в арматуре велико, но удовлетворяет критерию прочности (3):

$$\sigma_i^a = 3202 \text{ кгс/см}^2 < R_a = 3400 \text{ кгс/см}^2$$

Зона напряжений превышающих призмный предел прочности для случая 1в наблюдается на левой части колонны, на месте стыка капители и плоскости призмной части колонны. При этом эта зона захватывает половину боковой поверхности колонны около капители (слева) и проникает на глубину более  $\frac{1}{4}$  ширины основной части колонны. Кроме этого, у основания на боковой поверхности колонны с противоположной стороны, тоже возникла большая зона напряжений превышающих призмный предел прочности.

Как и в случае 1а, максимальные значения напряжений наблюдаются в точках на ребре, поэтому для оценки реальных напряжений были взяты максимальные значения в зоне превышения призмного предела прочности. Значения напряжений в этой зоне тоже значительно превышают призмный предел прочности и близки к кубиковому пределу прочности бетона:

$$\sigma_{Г.С.}^{\delta} = 240 \div 290 \text{ кгс/см}^2 > R_{np} = 135 \text{ кгс/см}^2;$$

В результате можно сделать вывод, что на стыке капители и колонны в случае 1в возможно значительное разрушение бетона, хотя запас по прочности для арматуры есть.

Максимальная величина главных растягивающих напряжений в бетоне более, чем в два раза больше предела прочности на растяжение и нарушает критерий прочности (2):

$$\sigma_{Г.Р.}^{\delta} = 25,8 \text{ кгс/см}^2 > R_p = 10 \text{ кгс/см}^2.$$

Однако эти значения достигаются только в одном узле на стыке капители и ребра колонны, и ими можно пренебречь. Устойчивые зоны растягивающих напряжений возникли на стыке верхней и нижней части капители. Но зона с растягивающими напряжениями, превышающими предел прочности на растяжение, возникла в левой части капители и максимальные значения главных растягивающих напряжений здесь не удовлетворяет критерию прочности на растяжение (2):

$$\sigma_{Г.Р.}^{\delta} = 17,9 \text{ кгс/см}^2 > R_p = 10 \text{ кгс/см}^2.$$

Т.к. в этой же части капители действуют и главные сжимающие напряжения в другом направлении, то была проведена проверка трещиностойкости. Результаты показали, что условие (6) не выполняется:  $\gamma = 1,25 > 1$  и возможно возникновение трещины на капители.

#### Выводы

- 1) В случае, когда на колонну действует ветровая нагрузка, в районе стыка с капителью и у основания колонны есть участки, где превышает призмный предел прочности.
- 2) При полной загрузке силосов в капители на месте стыка с основной частью колонны наблюдается превышение призмного предела прочности, а при варианте нагружения, когда действует ветровой момент, превышен кубиковый предел прочности бетона.
- 3) На капители при действии ветрового момента действуют значительные растягивающие напряжения и есть условия для возникновения трещины. Места расположения этих участков совпадают с зонами, где обнаруживаются трещины при проведении ремонтов.
- 4) Результаты анализа показали, что колонна при проектировании уже была перегружена в районе капители и работала на пределе кубиковой прочности бетона, хотя по

требованиям СНиП II-21-75, которые использовались при ее проектировании, она должна работать в пределах призматической прочности бетона.

5) Предел текучести по арматуре не превышен ни при одном варианте нагружения, и арматура имеет достаточный запас прочности

#### Список использованных источников

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. Отчет 44.08С31-12 по результатам технического обследования строительных конструкций колонн подсилосного этажа силосного корпуса №6 ООО «Старобельский элеватор» / Разработчик «Луганский экспертно-технический центр ГОПРОМНАДЗОРА Украины». – Луганск. – 2012.
3. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. Введены 1.01.1977.
4. ДБН В.2.2-8-98. Підприємства, будівлі і споруди по зберіганню і переробці зерна. Введені 01.07.1998.
5. Указания по повышению эксплуатационной надежности элеваторных сооружений / Разработчик ЦНИИПРОМЗЕРНОПРОЕКТ. Арх № 7961/645, 1978г.
6. 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.
7. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.- К., 2011.
8. Пухонто Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений.-М: Изд-во АСВ, 2004.-424 стр.
9. Алфутов Н.А. Расчет многослойных пластин и оболочек из композиционных материалов / Н.А. Алфутов, П.А. Зиновьев и др. – М. Машиностроение, 1984г. – 264 с.

#### Рецензенты

**Гринев Владимир Борисович** - заведующий кафедрой строительной механики Харьковского национального университета строительства и архитектуры, д.т.н., профессор

**Хавин Валерий Львович** - заведующий кафедрой механики сплошных сред и сопротивления материалов НТУ «Харьковский политехнический университет», к.т.н., профессор

Стаття надійшла до редакції 20.06.2018