

УДК 624.012.45

В.М. Адаменко, канд. техн. наук, доцент

Київський національний університет будівництва і архітектури

ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ МОНОЛІТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРИТТЯ СИЛОСУ

АНОТАЦІЯ: Для монолітного ребристого перекриття силосу розроблено нелінійну розрахункову модель, яка враховує фактичні характеристики міцності бетону і арматури, площі перерізу арматури за зонами армування. Результати нелінійних розрахунків за кроками завантаження співставленні із дослідними даними приростів прогинів монолітних балок перекриття, отриманими під час неповного циклу завантаження – розвантаження існуючого силосу (1-й етап; 6,5 місяців).

Ключові слова: **МОНОЛІТНЕ РЕБРИСТЕ ПЕРЕКРИТТЯ, БАЛКА, НЕЛІНІЙНИЙ РОЗРАХУНОК, ПРОГИН.**

Постановка проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими практичними завданнями. Для монолітних ребристих перекриттів силосів характерна робота при значних корисних навантаженнях, циклічності їх прикладення, що призводить до появи залишкових деформацій в арматурі, активізації розвитку тривалих процесів із циклами завантаження – розвантаження силосів. Для таких споруд, враховуючи їх специфіку, у процесі експлуатації можливе перевантаження перекриттів, що особливо актуально для випадків, коли при зведенні монолітних конструкцій мали місце порушення технології виконання робіт або застосування матеріалів невідповідної якості, та, як наслідок, – невідповідність фактичної несучої здатності перекриттів проектній.

Монолітні ребристі перекриття силосів працюють переважно при повних проектних навантаженнях, які супроводжуються циклічністю їх прикладення, при цьому, у процесі експлуатації можливі їх тимчасові перевантаження.

Відповідно до норм [1] п.5.4, визначення зусиль у конструкціях, як правило, слід виконувати на основі нелінійних методів розрахунку, із застосуванням реальних діаграм деформування бетону й арматури. Проте, у багатьох випадках результати чисельних, у тому числі нелінійних, розрахунків значно різняться від відповідних дослідних значень, що особливо актуально для величин прогинів.

Таким чином, у зв'язку із введенням нових норм [1], та необхідністю забезпечення надійності і конструктивної безпеки перекриттів силосів, що працюють в складних умовах циклічного завантаження – розвантаження, актуальною є задача оцінки напружено-деформованого стану існуючих залізобетонних конструкцій, зокрема ребристих перекриттів силосів, на основі нелінійних методів розрахунку, із застосуванням сучасних програмних комплексів.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. Розрахунок монолітних перекриттів з урахуванням особливостей роботи залізобетону, досить ґрунтовно розроблений в теорії деформування залізобетону з тріщинами М.І. Карпенка [2]. Ряд положень даної теорії включені в Руководство [3] та використовуються сучасними програмними комплексами, поряд із іншими деформаційними моделями (наприклад ДБН [1]), для підбору армування плит та оцінки напружено – деформованого стану конструкцій.

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми, яким присвячується стаття. Нелінійні методи розрахунків реалізуються у програмних комплексах, зокрема у ПК «ЛІРА-САПР 2013» [4], як послідовність пружних розв'язків, побудованих на певній деформаційній моделі (наприклад деформаційному методі ДБН [1]), і дозволяють врахувати реальні діаграми деформування бетону й арматури. Проте, через низку причин, у практичному проектуванні нелінійні розрахунки використовуються обмежено, переважно для оцінки напружено – деформованого стану конструкцій.

В питаннях вивчення міцності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних плит накопичено значний експериментальний матеріал, проте, вказані дослідження проведені переважно для фрагментів або невеликих за розмірами плит. Експериментальні дані натурних досліджень конструкцій існуючих будівель і споруд, зокрема монолітних ребристих перекриттів, у науковій літературі представлені обмежено.

Мета роботи. Для монолітного ребристого перекриття силосу розробити нелінійну розрахункову модель, яка враховує фактичні характеристики міцності бетону і арматури, площі перерізу арматури за зонами армування. Результати нелінійних розрахунків за кроками завантаження співставити із дослідними даними приростів прогинів монолітних балок перекриття, отриманими під час неповного циклу завантаження – розвантаження існуючого силосу (1-й етап; 6,5 місяців).

Виклад основного матеріалу. Експериментальна частина роботи виконувалася на силосі для зберігання 500 тис. кН цукру – піску.

Конструкція, армування, фізико-механічні властивості бетону і арматури дослідного монолітного ребристого перекриття, та методика експериментальних досліджень деформованого стану монолітного ребристого перекриття під час циклів завантаження – розвантаження силосу для зберігання цукру – піску, приведені в роботі [5].

У таблиці 1 роботи [5] приведені нові експериментальні дані приростів прогинів, отримані на 1-му етапі досліджень (на протязі 6,5 місяців), для 1-ї групи балок: при початкових (256 680 кН), пікових (400 120 кН) і кінцевих після розвантаження (256 680 кН) навантаженнях, та для 2-ї групи балок: при початкових (282 350 кН), пікових (400 120 кН) і кінцевих після розвантаження (282 350 кН) навантаженнях.

Нелінійне моделювання роботи монолітного ребристого перекриття виконане за допомогою ПК «ЛІРА-САПР 2013» [4], відповідно до вимог п.5.4 ДБН [1].

Вибір остаточної скінченно-елементної моделі виконувався на основі аналізу варіантів розрахункових схем, на стадіях лінійних та нелінійних розрахунків. Скінченно-елементна модель, в якій монолітні балки моделюються скінченними елементами стержнів, а монолітна плита – СЕ оболонки, як показав аналіз, призводить до суттєвих неточностей, як на стадії армування перекриття, так і на стадії нелінійних розрахунків, що зумовлено передусім накладенням жорсткостей, враховуючи геометричні розміри перерізів елементів.

У прийнятій скінченно-елементній моделі (рис. 1) монолітна плита модельована фізично нелінійними скінченими елементами № 241, 242 і 244 товщиною 430 мм, залізобетонні балки – фізично нелінійними СЕ № 241, 242 і 244 товщиною 770 мм, кільцева балка – фізично нелінійними СЕ № 210 висотою 955 мм, колони – фізично нелінійними СЕ № 210 перерізом

800x800, 1000x1000, 800x1000 мм, висотою 2,1 м, зовнішня монолітна стіна товщиною 300 мм – фізично нелінійними СЕ № 242 і 244.

Примикання монолітних балок до колон змодельоване за допомогою абсолютно жорстких тіл, розташованих у зонах перерізів колон. Геометричні розміри елементів перекриття силосу прийняті за даними робочих проектів розділів АР та КЗ.

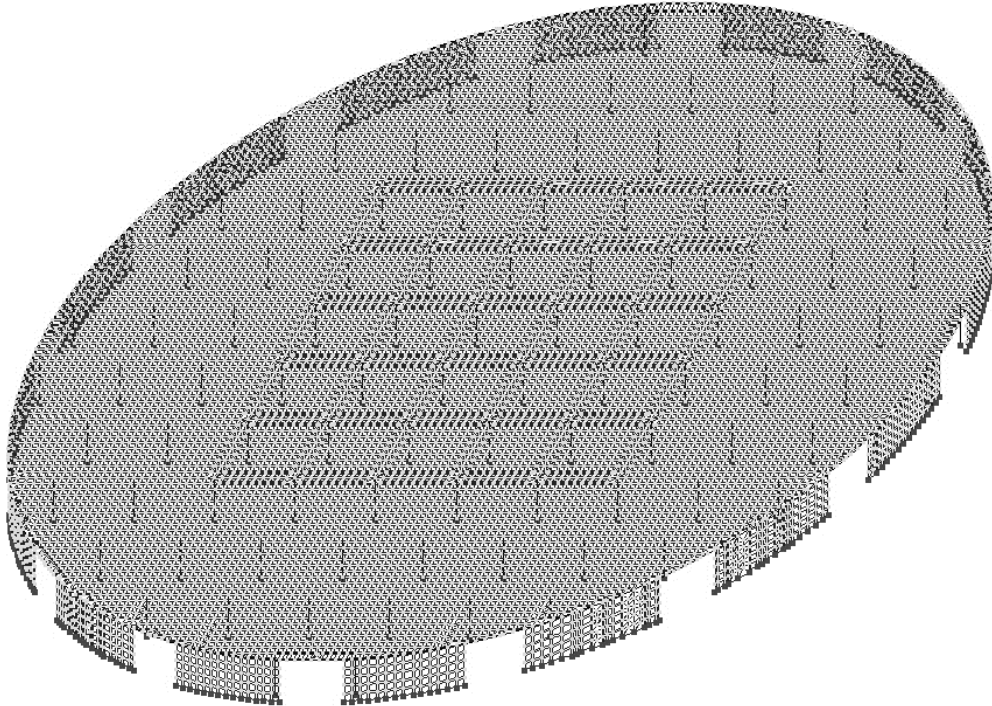


Рис. 1. Фізично нелінійна скінченно-елементна розрахункова модель

Реальні діаграми деформування бетону і арматури (закони нелінійного деформування матеріалів) закладені у вигляді експоненційних кривих, залежно від класів бетону і арматури елементів монолітного перекриття. Класи бетону призначені на основі додатково проведених обстежень, С16/20 або С20/25, залежно від виду елементів [5]. Клас робочої арматури, відповідно до розділу робочого проекту КЗ, А400С.

При призначенні жорсткостей, для кожного із 13 500 фізично нелінійних скінченних елементів розрахункової схеми, закладено відповідну величину площі поперечного перерізу арматури. Величини наявного армування та їх місцерозташування по висоті перерізу прийнято у відповідності до розділу робочого проекту КЗ.

Для монолітної залізобетонної плити виділено 7 різновидів армування, до 5 шарів арматури у кожному СЕ. Для монолітних залізобетонних балок виділено 13 різновидів армування, до 5 шарів арматури у кожному СЕ. Для контурної балки закладено 2 типи армування,

до 5 шарів арматури у кожному СЕ. Для залізобетонних колон призначено 5 різновидів армування, до 18 шарів (точок) наявного армування у кожному СЕ. Для монолітних стін закладено 1 вид армування, 2 шари арматури у кожному СЕ.

Навантаження від монолітних балок, монолітної плити перекриття, кільцевої балки, враховані програмним комплексом за їх фактичним місцерозташуванням в автоматичному порядку, за питомою вагою залізобетону $g=25 \text{ кН/м}^3$, з урахуванням коефіцієнтів надійності за граничним $\gamma_{fm}=1,1$ та експлуатаційним $\gamma_{fe}=1,0$ розрахунковими навантаженнями.

Підрахунок навантажень на 1 м.п. кільцевої балки та на 1 м^2 монолітного перекриття приведено у табл. 1 і 2.

Таблиця 1

Визначення навантажень на 1 м.п. кільцевої балки

| Назва навантаження | P , кН/м | γ_{fe} | γ_{ne} | P_e , кН/м | γ_{fm} | γ_{nm} | P_m , кН/м |
|---|---|---------------|---------------|-----------------|---------------|---------------|-----------------|
| Металеві конструкції силосу | 56,40 | 1,0 | 0,975 | 54,99 | 1,05 | 1,1 | 65,14 |
| Галерея | 0,40 | 1,0 | 0,975 | 0,39 | 1,05 | 1,1 | 0,46 |
| Утеплювач стін і покрівлі силосу | 26,50 | 1,0 | 0,975 | 25,84 | 1,2 | 1,1 | 34,98 |
| З/б кільцева балка, $g=25 \text{ кН/м}^3$ | Враховано ПК «ЛІРА-САПР 2013» автоматично | | | | | | |
| Разом: | | | | 81,22 | | | 100,58 |
| Тертя цукру по стінам силосу | 3,70 | 1,0 | 0,975 | 3,61 | 1,2 | 1,1 | 4,88 |
| Сніг | 16,25 | 0,49 | 0,975 | 7,76 | 1,0 | 1,1 | 17,88 |
| Всього: | | | | 92,59 | | | 123,34 |

При визначенні навантаження від цукру – піску, відповідно до нормативних документів, прийняті його наступні характеристики: вологість 0,02-0,04%, температура 20-22°C, відносна вологість повітря у силосі 55-60%, характеристична насипна щільність сухого цукру $8,5 \text{ кН/м}^3$, кут природного відкосу цукру – піску в силосі – 33°. Максимальна висота завантаження силосу по контуру складає 32 м, а по центру – 46,6 м, діаметр силосу – 45 м.

Коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n приймаємо, як для будівлі класу відповідальності СС2 та конструкцій категорії відповідальності А: $\gamma_{nm}=1,1$, $\gamma_{ne}=0,975$.

Визначення навантажень на 1м² монолітного перекриття

| Назва навантаження | P , кН/м | γ_e | γ_{ne} | P_e , кН/м | γ_{fm} | γ_{nm} | P_m , кН/м |
|---------------------------------|--------------------------------------|------------|---------------|-----------------|---------------|---------------|-----------------|
| З/б плита підсилення $t=0,2$ м. | 5,00 | 1,0 | 0,975 | 4,88 | 1,1 | 1,1 | 6,05 |
| Монолітна з/б плита $t=0,43$ м. | 10,75 | 1,0 | 0,975 | 10,48 | 1,1 | 1,1 | 13,01 |
| Монолітні балки перекриття | Враховано ПК «ЛІРА-САПР» автоматично | | | | | | |
| Разом: | | | | 15,36 | | | 19,06 |
| Цукор – пісок * | 314,5 | 1,0 | 0,975 | 306,68 | 1,1 | 1,1 | 380,59 |
| Всього: | | | | 322,03 | | | 399,65 |

Примітка: * - тут наведено середнє розподілене значення, в ПК «ЛІРА-САПР 2013» навантаження від цукру – піску задано з урахуванням конусу природного відкосу 33°.

Навантаження від цукру – піску, при виконанні нелінійних розрахунків, прийнято виходячи із максимального завантаження силосу на даному циклі – 400 120 кН. Дане навантаження в ПК «ЛІРА-САПР 2013», задано з урахуванням конусу природного відкосу 33° (усереднювалося для кожної із чарунок розмірами 4x4 м).

В ПК «ЛІРА-САПР 2013» [4], фізично нелінійна задача вирішувалася покровим методом. Було прийнято 100 розрахункових кроків із мінімальною кількістю ітерацій на кожному кроці – 300 (до досяжності збіжності результатів). Після кожного кроку навантаження отримані переміщення вузлів та зусилля в елементах.

У таблиці 3 приведені розрахункові нелінійні і дослідні прогини для 1-ї групи балок при початкових (256 680 кН), пікових (400 120 кН) і кінцевих після розвантаження (256 680 кН) навантаженнях. У таблиці 4 приведені розрахункові нелінійні і дослідні прогини для 2-ї групи балок при початкових (282 350 кН), пікових (400 120 кН) і кінцевих після розвантаження (282 350 кН) навантаженнях. Наведені розрахункові прогини балок обчислені, як різниця переміщень середніх вузлів балок і середніх значень переміщень вузлів балок, розташованих по граням колон (із обох сторін балок).

Виходячи із того, що дослідні прогини 1-го етапу досліджень (на протязі 6,5 місяців) фактично являють собою прирости прогинів на кінцевій стадії завантаження, у яких за нульовий відлік прийнято стан

монолітного перекриття при завантаженні силосу 256 680 кН і 282 350 кН (для 1-ї і 2-ї груп балок відповідно), у таблицях 3 і 4 приведені відповідні значення приростів розрахункових нелінійних прогинів.

Таблиця 3

Розрахункові нелінійні та дослідні прогини 1-ї групи балок, мм

| № балки | Нелінійний розрахунок | | | Дослідні дані | | | |
|---------|-----------------------|---------|--|-------------------------|---------|-----------------------|---------|
| | Завантаження, кН | | $\Delta =$ $f_{400120} -$ f_{256680} | Завантаження силосу, кН | | | |
| | 256 680 | 400 120 | | 256 680 | 400 120 | 381 250... 315 240 | 256 680 |
| 1 | 0,556 | 0,989 | 0,432 | 0 | 0,394 | 0,546 | 0,342 |
| 2 | 0,588 | 1,043 | 0,455 | 0 | 0,386 | 0,496 | 0,311 |
| 3 | 0,569 | 1,012 | 0,443 | 0 | 0,290 | 0,423 | 0,263 |
| 4 | 0,527 | 0,933 | 0,406 | 0 | 0,369 | 0,482 | 0,412 |
| 5 | 0,617 | 1,094 | 0,477 | 0 | 0,360 | 0,49 | 0,365 |
| 6 | 0,578 | 1,024 | 0,446 | 0 | 0,321 | 0,58 | 0,500 |
| 7 | 0,552 | 0,985 | 0,433 | 0 | 0,301 | 0,434 | 0,350 |
| 8 | 0,642 | 1,138 | 0,496 | 0 | 0,425 | 0,519 | 0,318 |
| 9 | 0,631 | 1,121 | 0,489 | 0 | 0,383 | 0,525 | 0,321 |

Таблиця 4

Розрахункові нелінійні та дослідні прогини 2-ї групи балок, мм

| № балки | Нелінійний розрахунок | | | Дослідні дані | | | |
|---------|-----------------------|---------|--|-------------------------|---------|-----------------------|---------|
| | Завантаження, кН | | $\Delta =$ $f_{400120} -$ f_{282350} | Завантаження силосу, кН | | | |
| | 282 350 | 400 120 | | 282 350 | 400 120 | 387 370... 304 630 | 282 350 |
| 10 | 0,757 | 1,174 | 0,417 | 0 | 0,259 | 0,460 | 0,451 |
| 11 | 0,637 | 0,989 | 0,352 | 0 | 0,309 | 0,365 | 0,217 |
| 12 | 0,738 | 1,144 | 0,406 | 0 | 0,205 | 0,272 | 0,270 |
| 13 | 0,609 | 0,945 | 0,336 | 0 | 0,349 | 0,365 | 0,296 |
| 14 | 0,657 | 1,019 | 0,362 | 0 | 0,359 | 0,425 | 0,380 |
| 15 | 0,674 | 1,046 | 0,372 | 0 | 0,328 | 0,550 | 0,432 |
| 16 | 0,614 | 0,952 | 0,338 | 0 | 0,308 | 0,490 | 0,400 |

Максимальні значення нелінійних прогинів монолітної плити і балок отримані для центральної частини силосу, що зумовлено специфікою його завантаження (з урахуванням конусу природного відкосу 33°). Індикатори для визначення дослідних прогинів балок були зосереджені також у центральній частині силосу, на балках типу армування Б9.

При аналізі розрахункових нелінійних прогинів, при завантаженні силосу 400 120 кН, чітко вирізняються прогини балок центральної частини (№ 8, 9, 10, 12), які на 14% більші порівняно із прогинами інших балок. Для дослідних приростів прогинів такої закономірності не спостерігається, що імовірно пов'язано з розкидом жорсткісних характеристик балок.

Співставлення приростів нелінійних прогинів ($f_{400120}-f_{256680}$, табл.3) з приростами дослідних прогинів, для 1-ї групи балок, показує у середньому 10% перевищення дослідних приростів прогинів над розрахунковими. Аналогічне співставлення приростів нелінійних прогинів ($f_{400120}-f_{282350}$, табл.4) з приростами дослідних прогинів, для 2-ї групи балок, показує у середньому 14% перевищення дослідних приростів прогинів над розрахунковими. Загалом, сумарне перевищення дослідних приростів прогинів над розрахунковими складає 12%.

Таким чином, розрахункові прирости прогинів монолітних балок, отримані на основі розробленої нелінійної розрахункової моделі монолітного ребристого перекриття силосу, яка враховує фактичні характеристики міцності бетону і арматури та наявне армування, задовільно узгоджуються із відповідними дослідними даними, отриманими на 1-му етапі (циклі) завантаження – розвантаження силосу.

Висновки. Отримано задовільну збіжність (у середньому 12%) розрахункових приростів прогинів монолітних балок, обчислених на основі розробленої нелінійної розрахункової моделі, та відповідних дослідних даних, отриманих на 1-му етапі (циклі) завантаження – розвантаження існуючого силосу, що свідчить про коректність розробленої розрахункової моделі.

Список літератури

1. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 2011–06–01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
2. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, – 1976. – 204 с.

3. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, – 1975. – 192 с.
4. Программный комплекс ЛИРА-САПР® 2013: Учебное пособие / Городецкий Д.А., Барабаш М.С. и др.; Под ред. Городецкого А.С. – К. – М.: Электронное издание, – 2013. – 376 с.
5. Адаменко В.М. Методика експериментальних досліджень деформованого стану монолітного ребристого перекриття силосу. / В.М. Адаменко // Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. збірник. – К.: КНУБА. – 2015. – Вип. 55. – С. 9-13.

Адаменко В.М., канд. техн. наук, доцент

Киевский национальный университет строительства и архитектуры

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ МОНОЛИТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ СИЛОСА

АННОТАЦИЯ: Для монолитного ребристого перекрытия силоса разработана нелинейная расчетная модель, которая учитывает фактические характеристики прочности бетона и арматуры, площади сечения арматуры по зонам армирования. Результаты нелинейных расчетов по шагам нагружения сопоставлены с опытными данными приростов прогибов монолитных балок перекрытия, полученными во время неполного цикла нагружения – разгружения существующего силоса (1-й этап; 6,5 месяца).

Ключевые слова: МОНОЛИТНОЕ РЕБРИСТОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ, БАЛКА, НЕЛИНЕЙНЫЙ РАСЧЕТ, ПРОГИБ.

Adamenko V., PhD, assistant professor

Kyiv National University of Construction and Architecture

NUMERICAL SIMULATION OF DEFLECTED MODE OF SILO SLAB-STRINGER SYSTEM

ABSTRACT: For slab-stringer system of the silo created the nonlinear design model which takes into account real data of concrete and steel strengths, area of reinforcement according to zones of armoring. Results of nonlinear calculations on the loading steps were compared with the experimental data of monolithic floor beams deflections which were obtained in time of real silo loading unloading cycle.

Keywords: SLAB-STRINGER SYSTEM, RIB FLOOR, BEAM, NONLINEAR CALCULATION, DEFLECTION.