

УДК 69.07

**Коврова В.О. студентка гр. 192м-21-1**

**Науковий керівник: Іщенко О.К., к.т.н., доцент кафедри будівництва, геотехніки та геомеханіки**

*(Національний технічний університет «Дніпровська Політехніка», м.Дніпро, Україна)*

## **АНАЛІЗ ОСОБЛИВОСТЕЙ ПРОЄКТУВАННЯ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БУДІВЕЛЬ ПІДВИЩЕНОЇ ПОВЕРХОВСТІ**

За сучасних тенденцій житлового будівництва пріоритетним є зведення об'єктів каркасного типу з монолітного залізобетону. Вибір даного типу зведення обумовлений можливістю створення різних об'ємно-планувальних рішень та конфігурацій будівлі. Враховуючи поширеність зведення об'єктів даного типу, аналіз проєктування каркасу житлових багатоповерхових будівель та вибору оптимальних розмірів несучих елементів є вагомим задля забезпечення характеристик міцкості, жорсткості стійкості та економічної складової.

Будівлею для аналізу впливу змін перерізів конструктивних елементів слугував учбовий проєкт 14-поверхового житлового комплексу. Конструктивним типом проєктованого комплексу є повний каркасний, несучими елементами якого є колони та безбалкові перекриття. Колони та діафрагма жорсткості є вертикальними несучими елементами, які забезпечують передавання всіх навантажень на фундамент.

Відповідно до конфігурації будівлі необхідно було виконати розрахункову модель задля оцінки впливу навантажень на конструктивні елементи будівлі у програмному комплексі «ЛІРА-САПР» та «САПФІР» [1]. Враховуючи навантаження, міцнісні характеристики конструктивних елементів та коректність армування основним завданням було визначити оптимальні розміри колон шляхом аналізу результатів розрахунків та зміною поперечних перерізів колон.

Загальний вигляд будівлі та розрахункової схеми були створені за допомогою програми «САПФІР», а подальший розрахунок виконувалися в програмі «ЛІРА-САПР».

Перед створення розрахункової моделі було прийнято улаштування колон за контуром будівлі розмірами 300×600 мм та 300×300 мм – у середній частині будівлі. Для перекриттів було обрано товщину 300 мм.

У результаті розрахунку більш частина колон мала перевищений відсоток армування за згином, гнучкістю та умова міцності (рис.1) [2]. Також низка інших колон не задовольняла умовам міцності за перерізною силою. Перекриття будівлі потребували у додатковому армуванні переважно у верхній частині будівлі, що виходило економічно недоцільним (рис.2).

Наступним кроком було збільшення розмірів колон 400×600 мм та 400×400 мм по контуру та всередині будівлі відповідно. Після виконання повного розрахунку в програмному комплексі «ЛІРА-САПР» помилки в стрижневих елементах були ідентичні попередньому варіанту, проте кількість їх суттєво зменшилася. Таким чином колони верхніх поверхів задовольняли всім вимогам, проте на нижчих поверхах, а саме з нульового по сьомий, відсоток армування було перевищено. За даного варіанту проєктування кількість ділянок перекриття, які потребують посилення, зменшилася порівняно із попереднім варіантом.

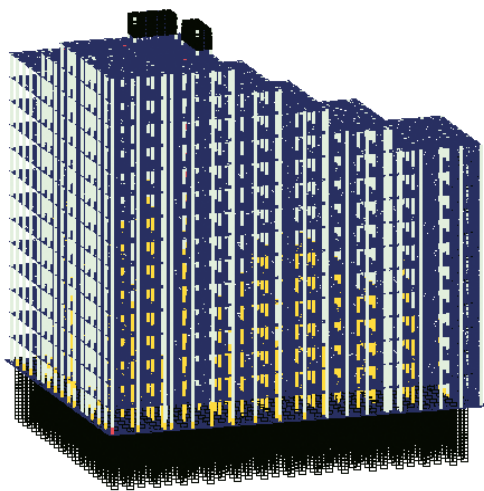
На третьому етапі аналізу було прийнято рішення про збільшення перерізів внутрішніх колон до 500×500 мм з нульового по сьомий поверхи. У результаті розрахунку було отримано, що колони, які були змінені з 5 по 7 поверхи почали задовольняти вимогам, проте на нижчих поверхах відсоток армування за згином було

перевищено у внутрішніх колонах. Необхідність додаткового посилення перекриття залишилася ідентичною попередньому варіанту мозаїки армування.

Враховуючи результати попередніх розрахунків, було вирішено, що на нижчих поверхах буде збільшено колони, які не задовольняють умовам, до розмірів 600×600 мм. Таким чином було встановлено, що колони з другого по четвертий поверхи задовольняли умовам міцності та армування, проте колони першого поверху та підвалу мали помилку у перевищенні відсотку армування за згином.

Завершальним етапом стало зміна розмірів колон, які не задовольняли параметрам армування, на нульовому та першого поверхах будівлі до розмірів 800×800 мм. У підсумку отримали результати, які задовільнили міцнісні характеристики та відсоток армування стрижневих елементів розрахункової моделі. У результаті даного етапу було отримано мозаїку армування перекриття і сформовано його посилення.

Таким чином, було визначено оптимальні розміри колон, враховуючи власну вагу, навантаження на плити, тимчасове навантаження, вітрове навантаження, сейсмічне навантаження, снігове навантаження, аварію; характеристики міцності елементів будівлі та коректність армування. Протягом аналізу було визначено, що збільшення перерізу потребували ті елементи, які були зосереджені у зонах ядра жорсткості та у верхній частині будівлі. У результаті були прийняті наступні розміри колон будівлі – 400×600 мм, за контуром будівлі на кожному поверсі; 400×400 мм, проміжні колони з сьомого по чотирнадцятий поверхи; 500×500 мм, проміжні колони з п'ятого по сьомий поверхи; 600×600 мм, проміжні колони з другого по четвертий поверхи; 800×800 мм, на першому поверсі та підвальному приміщенні.



Код	Помилки
0	Помилки відсутні
80	Перевищено відсоток армування за згином
81	Перевищено відсоток армування за гнучістю

Рисунок 1 – Помилки у колонах розмірами 300×600 мм та 300×300 мм

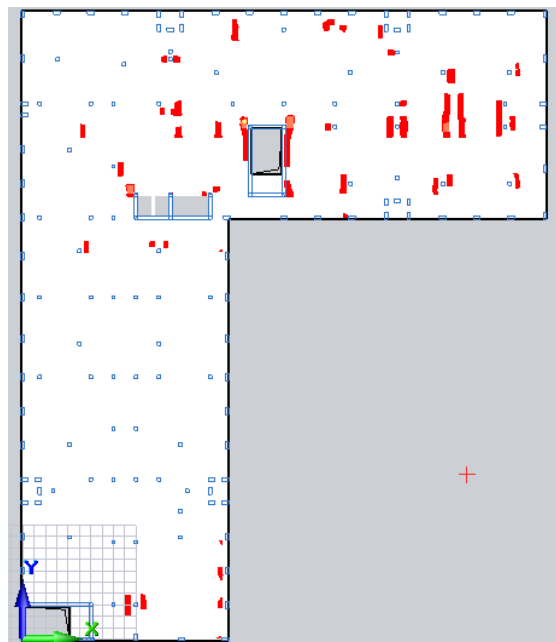


Рисунок 2 – Мозаїка армування перекриття

### Перелік посилань

1. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи
2. ДСТУ 3760-98 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови