

УДК 624.047:693.564.22

## ВПЛИВ ЖОРСТКОСТІ ЕЛЕМЕНТІВ КАРКАСУ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН БАГАТОПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ З ПОСТНАПРУЖЕННЯМ

**К.т.н., доц. Кожанов Ю.О., магістр Голубченко Г.О.**

*ДВНЗ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури»*

На даний час у зв'язку з переходом на будівництво монолітних каркасів, особливо у багатоповерховому будівництві, є актуальним виконання попереднього напруження перекриттів в умовах будівельного майданчика. Це питання вирішує так звана технологія постнапруження бетону.

Технологія постнапруженого бетону особливо економічно вигідна для залізобетонних конструкцій із великих прольотом (7м и більше), так як існує можливість знизити вартість конструкцій завдяки меншій витраті основних застосовуваних матеріалів (бетон, арматура)[1].

З точки зору нормативних документів[2], постнапруження – це попереднє напруження методом натягнення арматури на бетон без зчеплення з самим бетоном. Для розрахунку каркасів будівель з постнапруженням найбільш ре-зультативноює модель перекриттів з попереднім напруженням запропонована Дзюбою І.С. [1], яка складається з оболонкових елементів та стрижневих елементів, котрі моделюють роботу напружених стрижнів арматури. Однак, одним із недоліків такого методу розрахунку, можна назвати те,що він не ураховує вплив жорсткості колон на роботу перекриття, а отже існує необхідність дослідження впливу жорсткості колон на результати розрахунку у випадку використання даної моделі. Аналіз впливу роботи колон на роботу каркасу будівлі з постнапруженням пропонується провести на основі двох параметрів – зусиль, що діють в колонах різних перерізів та прогинів, які виникають в прольотах перекриття у кожному із варіантів запропонованої жорсткості колон.

Використовуючи запропонований метод дослідження, формуємо модель каркасної багатоповерхової будівлі з такими параметрами:

- Перекриття монолітне безбалкове;
- Крок колон – 10м, кількість кроків колон – 5;
- Прольоти – 6м; кількість прольотів – 6;
- Висота поверху – 3.3м, кількість поверхів – 4;

Матеріали та перерізи основних несучих конструкцій:

- Бетон В30
- Напружена арматура класу К-7 – 3 Ø12, зусилля обтягув одному стрижні –  $R=53\text{кН}$
- Підлога: бетонна підготовка – 100мм, підлога асфальтобетонна – 150мм
- Перекриття товщиною 220мм.

Модульована будівля загального призначення, відповідно навантаження становлять: постійне – власна вага перекриття, навантаження від покриття підлоги(6.2кПа), тимчасове – корисне навантаження 5кПа.

Моделювання каркасу будівлі в ПК SCAD Office за допомогою таких скінчених елементів (СЕ):

- Оболонковий скінчений елемент (44 СЕ) – залізобетонна плита перекриття
- Просторовий стрижень (5 СЕ) – попередньо напружений сталевий стрижень арматури
- Просторовий стрижень (5 СЕ) – колона

Вважаймо, що з'єднання колони з фундаментом абсолютно жорстке, тобто накладено обмеження на всі переміщення та повороти.

Для того, щоб відобразити сумісну роботу арматури та плити перекриття формуємо СЕ перекриття розміром 0.3x1.0м, що дорівнює кроку арматурних канатів та використовуємо жорсткі вставки в місця де арматура знаходиться у нижній частині (в середині прольоту) – з від'ємним значення відстані від повздовжньої осі та з позитивним значенням – у місцях біля опор.



Рис.1. Ділянка моделі монолітного перекриття з постнапруженням

Щоб надати стрижням арматури зусилля натягу застосовуємо метод прикладення від'ємних температур, користуючись таблицею коефіцієнтів для різних класів арматури [1]. Відповідно, температурне навантаження у моделі буде складати:

$$t = \frac{P}{k} = \frac{5.3}{0.0199} = -266.3^{\circ}C,$$

Для визначення впливу жорсткості колон на роботу каркасу будівлі, мо-делюємо відповідно каркаси з перерізом колон: 300×300мм, 400×400мм, 500×500мм.

Для кожного перерізу колон формуємо розрахункові схеми з постнапру-женням у:

1. Перекритті першого поверху
2. Перекритті першого і другого поверхах
3. Перекритті першого, другого і третього поверхів
4. Перекриттях усіх чотирьох поверхів

Отримаємо 12 моделей каркасів будівель з постнапруженням та 3 моделі без використання постнапруження.

Визначення прогинів в каркасівиконується по трьом повздовжнім перері-зам зазначеними на Рис.2:

- Розріз 1 – на відстані 3м від крайнього ряду колон (т.1-11)
- Розріз 2 – по другому ряду колон (т.12-22)
- Розріз 3 – на відстані 3м від другого ряду колон (т.23-33)

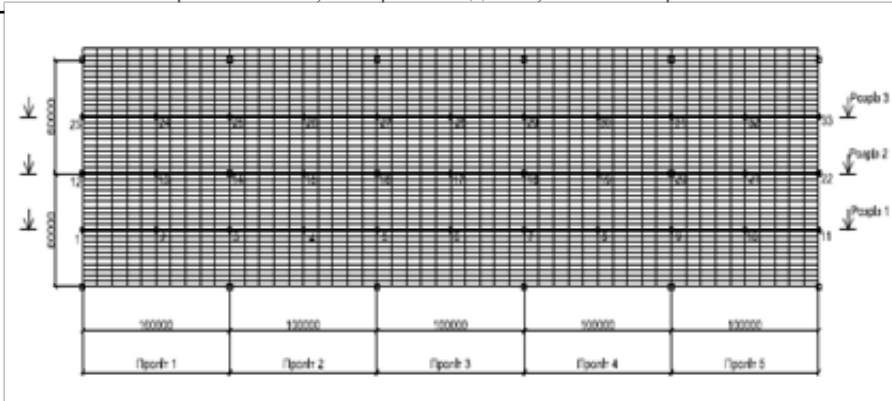


Рис. 2. Частина розрахункової схеми (вид зверху) – розрізи для дослідження прогинів

Аналіз зміни зусиль, котрі виникають у колонах, проводиться по колоні першого поверху другого ряду крайнього прольоту (т.22 – Рис.2.).

Проводимо розрахунок усіх моделей каркасу будівлі. Виходячи з результатів розрахунку встановлюємо залежність між перерізом колони та зусиллям в ній.

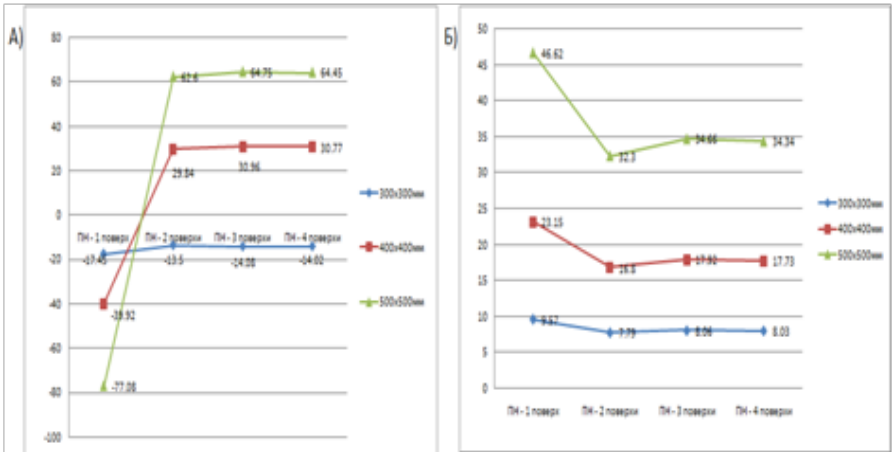


Рис.3. Графіки залежності (А) згинаючого моменту  $M_u$  (кН·м) та (Б) поперечної сили  $Q_z$  (кН) в колоні першого поверху середнього ряду від навантаження перекриттів пост напруженням

У випадку навантаження перекриття двох поверхів постнаруженням спостерігається зміна знаку моменту в випадках перерізів 400x400мм та 500x500мм разом зі значною зміною значення (19% та 25% відповідно), також поперечна сила зменшує своє значення (на 30% - 300x300мм, 27% - 400x400мм, 19% - 500x500мм). Але в колоні перерізом 300x300мм

зміна знаку моменту не відбувається, значення зменшується на 23%.

Під дією повного навантаження (постнапруження, постійне та тимчасове) також спостерігається зменшення значення моменту у випадку знаходження знаходження постнапруження на першому поверсі в порівнянні зі схемою без (для перерізів колон 300x300мм – на 12%, 400x400мм – 20%, 500x500мм – 35%) та збільшення моменту у випадку схеми з постнапруженням у двох поверхах (300x300мм – на 3%, 400x400мм – 8%, 500x500мм – 19%). Зміна значення моменту для схем з постнапруженням в трьох та чотирьох поверхах незначна (макс. 3%).

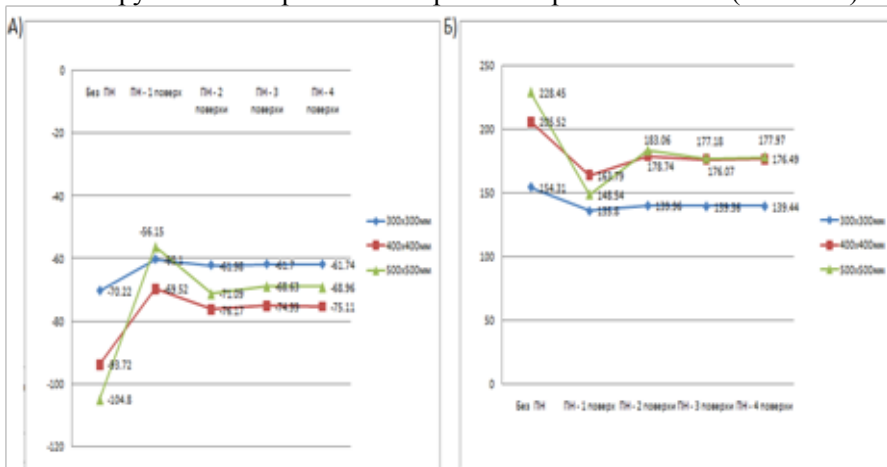


Рис. 4. Графіки залежності (А) згинаючого моменту  $M_u$  (кН·м) та (Б) поперечної сили  $Q_z$  (кН) в колоні першого поверху середнього ряду від повного навантаження

Поперечна сила повторює графік згинального моменту, тобто при навантаженні одного поверху з постнапруженням відбувається значне зменшення значення (відповідно на 46% - 500x500мм, 25% - 400x400мм, 14% - 300x300мм) в порівнянні зі схемою без постнапруження та збільшення в порівнянні зі схемою з двома поверхами з постнапруженням (на 21% - 500x500мм, 400x400мм – 9%, 300x300мм – 3%). У випадках схем в котрих постнапруження знаходиться в трьох та чотирьох поверхах максимальна зміна значення поперечної сили становить 3%.

Прогини аналізуються у випадку розрахункової схеми з постнапруженням в усіх поверхах по вказаних вище перерізах під дією повного навантаження. У результаті обрахунку встановлено, що максимальні прогини, виникають у Розрізі 2 четвертого поверху, таким чином залежність між жорсткістю колон та розміром прогинів встановлюємо саме по цьому перерізу.

З Мал. 6 видно, що максимальні прогини виникають у крайніх прольотах, причому зі збільшенням перерізу колон зменшується і значення прогину, так при перерізі колони 300x300мм максимальний прогин становить 27.1 мм, а при 400x400мм – 23.1мм, таким чином прогин знизився на 15%. У випадку перерізу розміром 500x500мм

прогин становить 21.1мм, що на 9% менше ніж у випадку 400х400мм та на 22% у порівнянні з колоною 300х300мм.

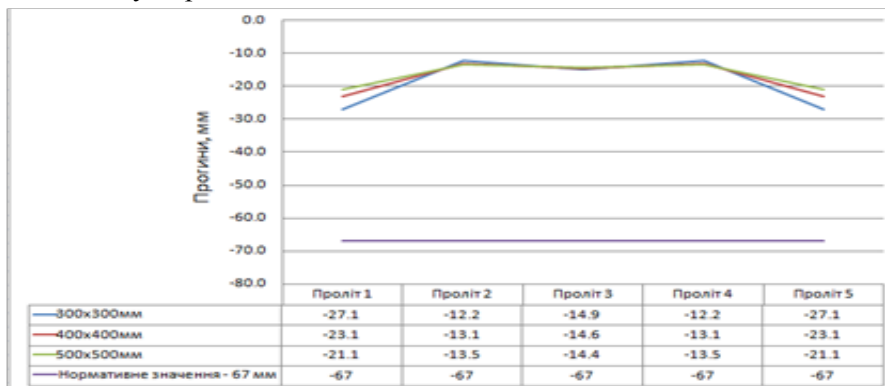


Рис.5. Графік розподілення прогинів по прольотах та таблиця значень для Розрізу 2 четвертого поверху.

У прольотах 2 та 4 спостерігається збільшення прогину зі збільшенням розміру колон, максимальне збільшення на 7%. Значення прогину в централь-ному прольоті (Проліт 3) залишається практично без змін для усіх розмірів перерізів колон. Окремо на графіку виділено нормативне значення прогину, що дорівнює 1/150 довжині прольоту і становить 67мм[3]. Значення максимальних прогинів менше нормативного і становить 40% - для перерізу 300х300мм, 34% та 31% - відповідно для 400х400мм та 500х500мм.

В результаті дослідження встановлено, що жорсткість колон безпосеред-ньо впливає на напружено-деформований стан каркасу будівлі, в даному ви-падку простежена зміна зусиль, що виникають колонах та величина прогинів в залежності від розмірів перерізів. Роблячи висновок з вище сказаного, варто зауважити, що колони перерізом 300х300мм мають найменші зусилля, при цьому в плитній частині каркасу виникають найбільші прогини. З іншого боку колони розміром 500х500мм мають найбільші зусилля, але викликають най-менші прогини. Найбільш раціональним є використання колон розміром 400х400мм, тому що вони спричиняють прогини наближені до тих, що вини-кають у випадку найбільш жорсткого перерізу колони 500х500мм та мають середні в порівнянні з іншими випадками колон зусилля.

### ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). - ЧАСТЬ 1. - М.: Центральный институт типового проектирования. - 1988.

2. Дзюба И.С., Ватин Н.И., Кузнецов В.Д. Монолитное большепролетное ребристое перекрытие с постнапряжением. // Инженерно-строительный журнал. - 2008. - №1. - с. 6-12.

3. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини та переміщення.