

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ КЛІМАТИЧНОЇ ТЕМПЕРАТУРИ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОН- НИХ КАРКАСІВ

Пушкар Н.В., Пашинський В.В.

Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса

Вплив температури атмосферного повітря на напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій досліджено на прикладі залізобетонних каркасів. Розміри каркасів у плані призначалися згідно з планом Хартлі [4] таким чином, щоб охопити й дещо перевищити допустимі розміри температурного блоку 60×60 м.

Залізобетонні каркаси моделювалися за методикою, аналогічною до методики моделювання сталевих каркасів [5, 7]. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції [1] не дає чітких розмірів температурного блоку і вимагає аналізувати температурні впливи тільки у випадку, коли вони перевищують 10% загального зусилля. Така вимога є дещо невиправданою, оскільки для того, щоб встановити частку зусиль від температури, необхідно виконати розрахунок на температурні впливи. Гранично допустимі розміри температурного блоку чітко вказані в Посібнику [6] і для конструкцій, що моделювалися, становлять 60 м уздовж та впоперек каркасу.

Каркаси моделювалися зі збірного залізобетону. Для всіх змодельованих каркасів висота до низу ригеля прийнята рівною 9,6 м з розмірами в плані 400×600 мм. У якості ригеля прийнято двоскатну балку покриття двотаврового перерізу прольотом 18 м, плити покриття моделювалися ребристими з розмірами в плані 3×12 м.

Розрахунок виконувався на повний комплекс навантажень, розраховувалися всі можливі комбінації для пошуку найбільш невідповідного варіанта.

Виходячи з якісного аналізу результатів моделювання, прийнято рішення у подальшому аналізувати найбільші згинальні моменти в колонах (у місці їх заземлення в фундамент) та найбільші переміщення карнизних вузлів. Для цього з результатів розрахунку на кожну з комбінацій зусиль вибрані найбільші в межах каркасу значення таких параметрів напружено-деформованого стану несучих конструкцій:

- M_B – згинальні моменти в колоні (у площині рами);
- M_L – згинальні моменти в колоні (з площини рами);

- ΔB – переміщення карнизного вузла поперек будівлі (в площині рами);
- ΔL – переміщення карнизного вузла уздовж будівлі (з площини рами).

Змодельовані каркаси мають значну жорсткість. Внаслідок центрального опирання ригелів на колони згинальні моменти і переміщення оголовків колон викликаються тільки вітровим навантаженням, яке сприймається в першу чергу в'язями. Врахування температурних впливів істотно збільшує переміщення верхніх карнизних вузлів (оголовки колон), але вони не перевищують максимально допустимої величини, яка згідно ДСТУ [3] складає 1/150 висоти колони, тобто 64 мм. Таким чином, переміщення карнизних вузлів каркасу не є лімітуючими параметрами і в подальшому не аналізуються.

Згинальні моменти, що виникають в колоні на рівні обрізу фундаменту від впливу температурних перепадів виявилися значними. У таблиці 1 вказані зміни згинальних моментів у площині та з площини поперечних рам, викликані дією температурних перепадів при зимовому і літньому замиканні каркасів. Ці зміни виражені в відсотках від найбільших згинальних моментів, обчислених без впливу температури і діючих в площині рами. Вітрове навантаження на торець будівлі в основному сприймається в'язями по колонах, що дає значення згинальних моментів з площини рам, близькі до нуля. Тому збільшення згинальних моментів у колонах з площини рами від впливу температури також виражені у відсотках від відповідних моментів у площині рами. Оскільки розрахунок просторового каркаса на практиці часто зводиться до розрахунку плоскої рами, а зусилля із площини рами взагалі можуть не враховуватися, зусилля від дії температури із площини рами потребують подальшого аналізу.

Згідно з положеннями математичного планування експерименту та обраним планом Хартлі [4], який забезпечує параболічну апроксимацію результатів експерименту, дані таблиці 1 описані квадратичними залежностями виду:

$$Y = A_0 + A_{B1}B + A_{B2}B^2 + A_{L1}L + A_{L2}L^2 + A_{BL}BL, \quad (1)$$

Формула (1) описує зміни згинальних моментів в колонах каркасів для випадків зимового та літнього замикання конструкцій залежно від розмірів температурного блоку в плані. Графічні зображення цих залежностей наведені на рис. 1. Об'ємні зображення дають загальне уявлення про вигляд цих залежностей і дозволяють встановити допустимі розміри температурного блоку за заданими граничними значеннями параметрів.

Таблиця 1

Зміни параметрів напружено-деформованого стану несучих конструкцій при літньому та зимовому замиканні каркасів

Номер каркаса	Ширина В, м	Довжина L, м	Зміни згинальних моментів при замиканні влітку, %		Зміни згинальних моментів при замиканні взимку, %	
			M_B	M_L	M_B	M_L
1	90	84	83,3	21,1	62,0	19,4
2	18	84	6,0	12,5	3,3	10,3
3	90	36	105,8	11,7	78,8	11,3
4	18	36	7,8	7,4	4,3	6,3
5	54	84	34,6	19,6	24,6	17,2
6	54	36	44,3	11,3	31,6	10,4
7	90	60	89,6	16,3	66,7	15,3
8	18	60	6,5	9,9	3,6	8,2
9	54	60	37,3	15,4	26,6	13,7

З рис. 1 видно, що згинальні моменти в площині рами від змін температури сильно зростають при збільшенні ширини каркаса від 18 до 90 м, практично досягаючи величини моментів від дії інших навантажень. Довжина температурного блоку мало впливає на моменти в площині рами.

Згинальні моменти з площини рами, викликані поздовжніми деформаціями каркаса, в основному залежать від довжини температурного блока і набагато меншою мірою – від його ширини. Збільшення цих моментів при зростанні довжини будівлі є цілком природним явищем. Збільшення моментів з площини рами при зростанні ширини будівлі можна пояснити ростом навантаженості окремих колон з ростом кількості прольотів. В однопролітній будівлі два ряди колон сприймають певне поздовжнє зусилля N від температурного розширення плит покрівлі загальною шириною в один проліт (у нашому випадку 18 м), що дає навантаження на один ряд колон $N/2$. У двоохпролітній будівлі удвічі більше поздовжнє зусилля від температурного розширення плит покрівлі загальною шириною в два прольоти сприймається трьома рядами колон, тобто на один ряд колон діє сумарне зусилля $2 \times N/3$. З ростом кількості прольотів це відношення наближається до одиниці,

що й призводить до зростання згинальних моментів з площини рами при збільшенні ширини будівлі.

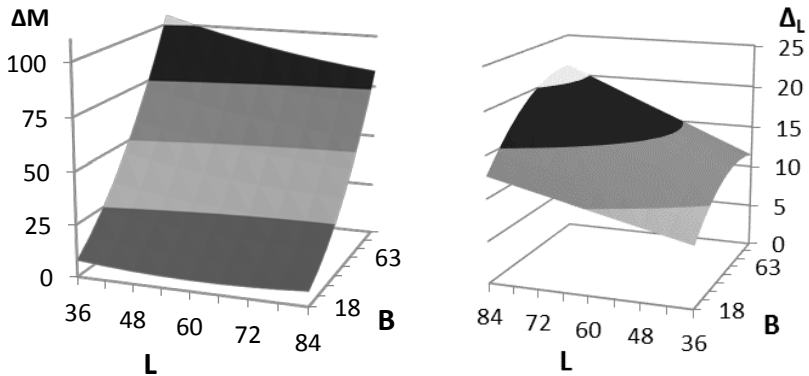


Рис. 1. Прирости максимальних напружень та переміщень у площині рами за формулою (1)

З рис. 1 видно, що навіть у найменшому з розглянутих каркасів з розмірами у плані 18×36 м приріст зусиль внаслідок дії температури перевищує 5%. Це вказує на істотний вклад температурних впливів у напружений стан залізобетонних каркасів одноповерхових будівель.

Обчислені за формулою (1) прирости згинальних моментів у колонах при гранично допустимих за посібником [6] значеннях ширини $B=60$ м і довжини $L=60$ м температурного блоку неопалюваної будівлі, наведені в таблиці 2.

З таблиці видно, що при рекомендованих посібником [6] розмірах температурного блоку 60×60 м згинальні моменти з урахуванням дії температури в площині рами зростають на 45%, а з площини рами – на 16%. Настільки значне збільшення внутрішніх зусиль вказує на необхідність зменшення допустимих відстаней між температурними швами, або врахування температурних впливів при проектуванні залізобетонних каркасів вказаних розмірів.

Згідно ДБН [1] розрахунок на температурні впливи можна не проводити якщо вони не перевищують 10% від загальних зусиль. З рис. 1 і апроксимуючої формули (1) можна встановити, що ця умова виконується при ширині температурного блоку, що не перевищує 24 м. Для моментів із площини рами, перевищення 10% допуску спостерігається при таких співвідношеннях довжини і ширини температурного блоку: довжина 60 м при ширині 18 м, довжина 48 м при ширині 24 м, довжина 36 м при ширині 36 м.

Таблиця 2

Параметри напружено-деформованого стану несучих конструкцій при гранично допустимих розмірах температурного блоку

Параметри напружено-деформованого стану	Значення за (1) при $V=60$ м, $L=60$ м
Зміни моментів в площині рами, %	44,6
Зміни моментів із площини рами, %	15,9

Висновки

1. Зміни кліматичної температури істотно впливають навіть на каркаси, розміри яких не перевищують гранично допустимих значень за нормами проектування [1]. Унаслідок дії температури зусилля в конструкціях таких каркасів можуть зростати на 44,6%. У деяких випадках напруження від дії температури перевищують напруження, викликані дією вітру та власної ваги конструкцій.

2. Зважаючи на отримані результати, слід поставити питання щодо обов'язкового врахування температурних впливів при проектуванні залізобетонних каркасів будівель усіх розмірів.

3. Проблема впливу кліматичної температури на несучі конструкції будівель і споруд є актуальною і потребує проведення подальших поглиблених досліджень, у тому числі аналізу впливу конструктивної схеми, періоду замикання та висоти будівлі на допустимі відстані між температурними швами.

Summary

The analysis of the influence the size of the building on internal efforts and displacement of elements in unheated one-story concrete frame buildings is performed. Revealed a significant effect of temperature changes on internal efforts in supporting structures.

Література

1. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2007. – 60 с.
3. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – Введ.: 01.01.2007. – К.: Держстандарт України, 2006 – 15 с.
4. Джонсон Н. Статистика и планирование эксперимента в технике и науке: Методы планирования эксперимента. Пер с англ. / Н. Джонсон, Ф. Лион – М.: Мир, 1981. – 520 с.
5. Пашинский В.В. Влияние климатической температуры на стальные каркасы одноэтажных зданий / В.В. Пашинский, Н.В. Пушкаръ // Новые идеи нового века – 2013. Материалы Тринадцатой Международной научной конференции. В трех томах. – Том 2. – Хабаровск: Издательство ТОГУ, 2013. – с. 409-415.
6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84).
Пушкаръ Н.В. Влияние температуры замыкания на НДС стальных каркасов зданий. / Н.В. Пушкаръ, В.В. Пашинский // Сборник материалов XIV Международной научно-технической конференции «Актуальные проблемы строительства и строительной индустрии». – Тула: ТГУ, 2013. – С. 102-103.