

УДК 624.046.2

ДЕЯКІ ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ЗГІДНО З НОВИМИ НОРМАТИВНИМИ ДОКУМЕНТАМИ УКРАЇНИ

Д.т.н., с.н.с Бамбура А.М., інж. Сазонова І.Р.

Державне Підприємство „Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій”, м. Київ

При проектуванні і зведенні висотних будівель на території України на стадії «Проект» необхідно виконувати перевірочні (дублюючі) розрахунки, як це передбачено у ДБН В.2.2-24 „Проектування висотних житлових та громадських будинків” [1]. Такі розрахунки виконуються для системи «основа – фундамент – споруда» фахівцями незалежної спеціалізованої організації. Тому, при проектуванні висотного готельно-офісного комплексу з житловими апартаментами та трирівневою підземною автостоянкою за адресою бул. Тараса Шевченка, 28-30 у Шевченківському районі м. Києва були виконані перевірочні розрахунки основних несучих конструкцій каркасу та розрахунки на прогресуюче обвалення.

Метою досліджень є визначення несучої здатності перерізу сталезалізобетонних колон при двоосьовому впливі згинальних моментів та поздовжніх сил.

Будівля готельно-офісного комплексу складної форми, яка змінюється по висоті, складається з підземної та надземної частин. Підземна частина має розміри в плані 80×54 м, висотна частина – приблизно 64×54 м.

Конструктивна схема будівлі складається з монолітних залізобетонних та сталезалізобетонних колон різної конфігурації та монолітних стін, які розташовані на монолітному залізобетонному ростверку. Колони, стіни та монолітні залізобетонні перекриття запроектовано з бетону С25/30 (В30). На відмітці 14,150 на колони спираються обетоновані сталеві балки, які слугують опорами для колон висотної частини будівлі. Залізобетонний каркас сягає відмітки 95,950. На рисунку 1 показано розташування колон і стін підземної частини будівлі. На підземних поверхах колони запроектовано сталезалізобетонними прямокутного та круглого перерізу з армуванням стальними двотаврами і арматурними стрижнями. Колони висотної частини будівлі – залізобетонні, армовані стрижнями класу А500С.

В результаті аналізу отриманих розрахункових зусиль були виконані перевірочні розрахунки колон на найбільш несприятливі розрахункові сполучення навантажень. Перевірочні розрахунки виконувались для найбільш напружених елементів кожного типу перерізу та типу армування за деформаційною методикою з врахуванням реальних діаграм роботи бетону, арматури та конструкційної сталі (профілю) відповідно вимогам ДБН В.2.6-98:2009 [2] і ДБН В.2.6-160:2010 [3].

Для колон, на які діють поздовжні сили та згинальні моменти в одному напрямку, визначення несучої здатності не викликає труднощів і виконано

шляхом розв'язання рівнянь рівноваги, наведених в ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [4]. Але в деяких колонах нижнього підземного поверху внаслідок дії навантажень та нерівномірних осадок ростверку крім поздовжніх сил виникають згинальні моменти в двох напрямках. Для таких колон, враховуючи їх армування стрижневою арматурою і сталевими профілями, рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль набувають дуже складного вигляду. Тому перевірочні розрахунки для них було виконано двома методами:

- прямим моделюванням колони;
- за деформаційним методом на дію поздовжніх сил та приведеного згинального моменту.

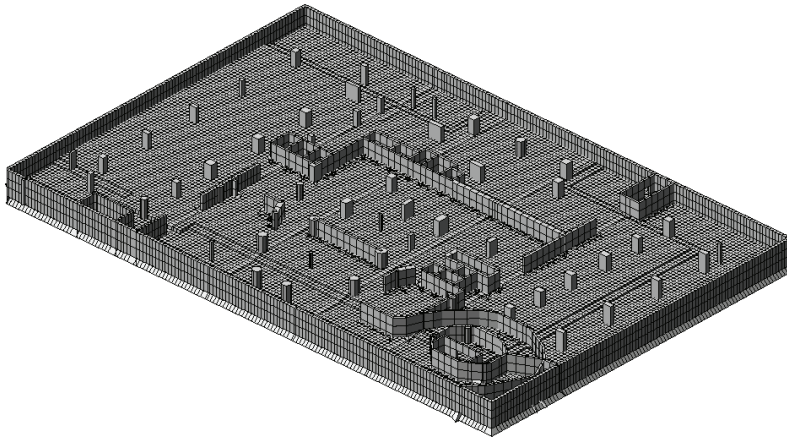


Рис. 1. Конструктивна схема підземної частини будівлі

Розглянуто колону з перерізом 1100x1000 мм, армовану двома сталевими двотаврами з сталі С345 та арматурними стрижнями 16Ø32 А500С, що розташовані вздовж граней колони. Розрахункові зусилля, що діють в перерізі колони: $N = -17,005$ МН; $M_y = -4,51$ МН·м; $M_z = 2,98$ МН·м. При прямому моделюванні колони бетонні елементи описані нелінійними об'ємними елементами, що не працюють на розтяг (рис. 2); арматура – стрижнями загального виду; сталеві двотаври – пластинами. Розрахункова модель показана на рис. 3а. Вертикальне навантаження прикладене до верху колони таким чином, аби отримати в опорному перерізі зусилля, що відповідають зусиллям у глобальній моделі.

В результаті розрахунку отримані напруження в елементах бетону (-16,3 МПа, рис. 3б), сталевих двотаврах (-279 МПа) та в арматурних стрижнях Ø32 мм (-353 МПа). Як бачимо, отримані величини напружень не перевищують граничних значень опору матеріалів: 17 МПа для бетону; 300 МПа для сталі С345 товщиною до 40 мм; 416,6 МПа для арматури класу А500С.

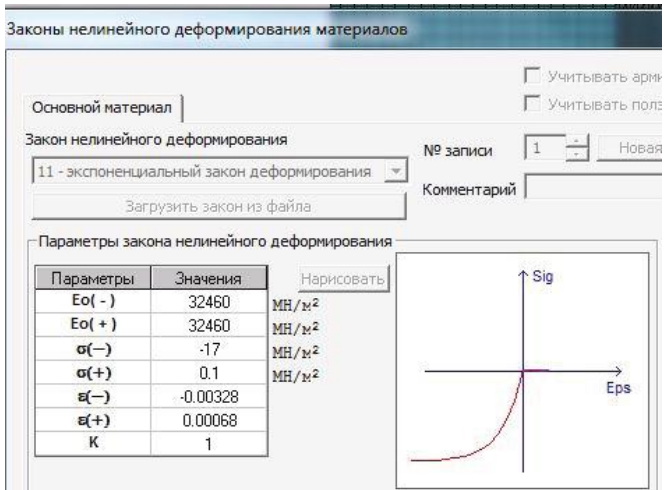


Рис. 2. Диаграмма работи бетону класу В30

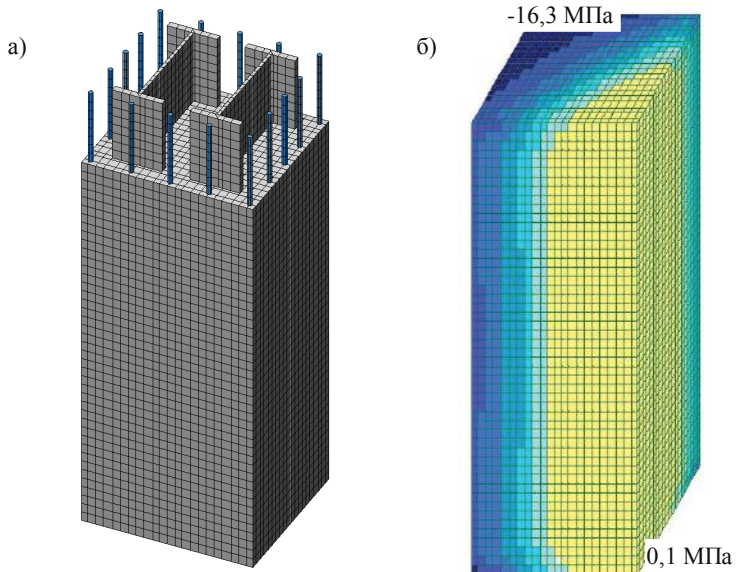


Рис. 3. Розрахункова модель колони (а) та розподіл напружень в бетоні (б)

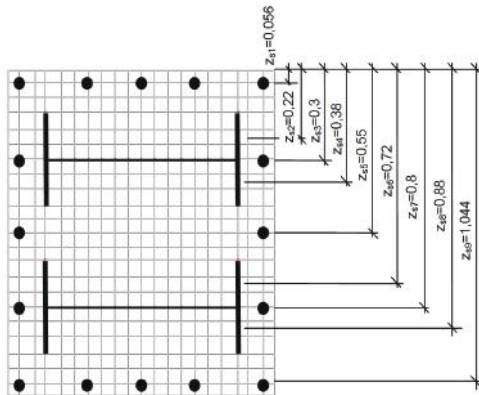
При навантаженні 18,75 МН в найбільш стиснутому стрижні та в найбільш стиснутих елементах полки двотавра напруження досягають межі текучості.

При визначенні несучої здатності перерізу колони за деформаційним методом згідно [2, 3] приведений момент визначається за формулою:

$$M = \sqrt{M_y^2 + M_z^2} = 5,4 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

Ексцентриситет дорівнює 0,32 м. Переріз розраховано у напрямку більшого моменту. На рисунку 4а показано поперечний переріз колони і відстані арматурних стрижнів та прошарків сталевих профілів від найбільш стиснутої грані перерізу. Повну криву стану перерізу колони за умови розрахункової міцності бетону та арматури приведено на рисунку 4б.

а)



б)

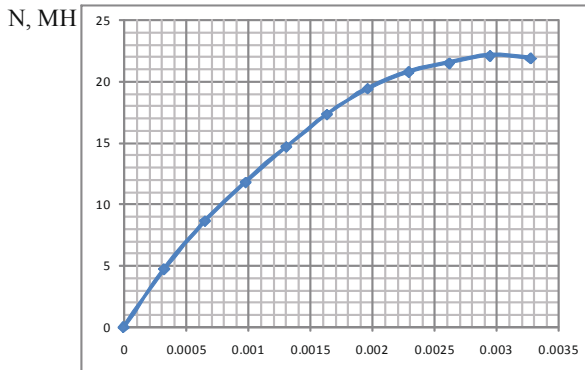


Рис. 4. Поперечний переріз колони (а) та графік залежності « $N - \epsilon_c$ » (б)

Як видно з графіка, приведеного на рисунку 4б, несуча здатність перерізу, розрахована за деформаційним методом, складає 22 МН, що більше за розрахункове зусилля в колоні ($N = -17,005$ МН). При цьому, напруження в найбільш стиснутих стрижнях (перший шар армування) та в найбільш стиснутих елементах полки двотавра (другий шар армування) досягають межі текучості при значенні поздовжньої сили ~ 20 МН. Нажаль, особливості програмного комплексу не дають змоги отримати величину несучої здатності перерізу. Тому порівняння результатів виконано для навантаження, при якому напруження в найбільш стиснутому стрижні та в найбільш стиснутих елементах полки двотавра досягають межі текучості. Таким чином, отримані за двома розрахунками результати відрізняються на 6,3%.

Крім того, було виконано перевірку перерізу за допомогою спрощеного критерію, що рекомендований у Єврокоді [5, формула (5.39)]:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0$$

де: M_{Edz} , M_{Edy} – розрахункові моменти відносно відповідної осі; M_{Rdz} , M_{Rdy} – граничні моменти у відповідному напрямку; a – експонента, що залежить від відношення розрахункової величини осової сили N_{Ed} до несучої здатності центрально стиснутого перерізу $N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$.

$$\left(\frac{2,98}{14,7}\right)^1 + \left(\frac{4,51}{7,53}\right)^1 = 0,2 + 0,6 = 0,8 \leq 1,0.$$

Висновки: Наведені перевірені розрахунки перерізу сталезалізобетонних колон при двоосовому впливі згинальних моментів та поздовжніх сил показали, що при визначенні несучої здатності таких елементів можна використовувати спрощений метод. Тобто, визначити приведений згинальний момент і виконувати розрахунок несучої здатності в напрямку дії більшого моменту. При цьому, повинен забезпечуватись наведений вище критерій [5]. Це значно спрощує розрахунки і не призводить до суттєвих помилок.

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Конструкції будинків і споруд. Проектування висотних житлових і громадських будинків: ДБН В.2.2-24:2009.
2. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009.
3. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-160:2010.
4. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010.
5. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Основні положення. Загальні правила і правила для споруд: ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 (EN 1992-1-1:2004, ІДТ).