

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ВИСОТНОГО ГОТЕЛЬНО-ОФІСНОГО КОМПЛЕКСУ НА ПРОГРЕСУЮЧЕ ОБВАЛЕННЯ

Саконова І.Р.

ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»
м. Київ, Україна

АНОТАЦІЯ: Розглянуто питання особливостей розрахунків висотних будівель на дії, викликані надзвичайними ситуаціями, які можуть привести до аварійного обвалення однієї з основних несучих конструкцій, на прикладі висотного готельно-офісного комплексу

АННОТАЦИЯ: Рассмотрены особенности расчетов высотных зданий на действия, вызванные чрезвычайными ситуациями, которые могут привести к аварийному обрушению одной из основных несущих конструкций, на примере высотного готельно-офисного комплекса

ABSTRACT: By the example of hotel-office high-rise building a problem concerning some features of the design analysis for high-rise buildings under actions generated by emergency situations which can lead to failure one of main bearing structure is considered.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: Розрахунок, модель, прогресуюче обвалення, руйнування.

Світовий досвід зведення висотних будівель показав, що при їх проектуванні необхідно виконувати розрахунки на дії, викликані надзвичайними ситуаціями, які можуть призвести до аварійного обвалення однієї з основних несучих конструкцій, та передбачати конструктивні заходи, що будуть запобігати обваленню в разі виникнення такої ситуації. У зв'язку з цим, при виконанні дублюючих розрахунків необхідно перевіряти чи забезпечується збереження від обвалення несучих конструкцій у разі пожежі або вибуху, як це передбачено у ДБН В.2.2-24 „Проектування висотних житлових та громадських будинків” [1].

Необхідно підкреслити, що згідно нормативного документу по забезпеченню надійності [2] такі розрахунки передбачено робити для всіх будинків.

Розглядається висотний готельно-офісний комплекс з житловими апартаментами та трирівневою підземною автостоянкою, що був побудований за адресою бул. Тараса Шевченка, 28-30 у Шевченківському районі м. Києва". Будівля має складну форму в плані, яка змінюється по висоті. Підземна частина має розміри в плані 80×54 м, висотна частина – приблизно 64×54 м.

Конструктивна схема будівлі складається з монолітних залізобетонних колон різної конфігурації та монолітних стін, які розташовані на монолітному залізобетонному ростверку товщиною 2,5 м під висотною частиною та 1,5 м під стілобатною частиною. Клас бетону ростверку В25. На колони спираються монолітні залізобетонні перекриття з товщиною плити 250 мм. Колони та перекриття запроектовано з бетону 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 (рис. 1).

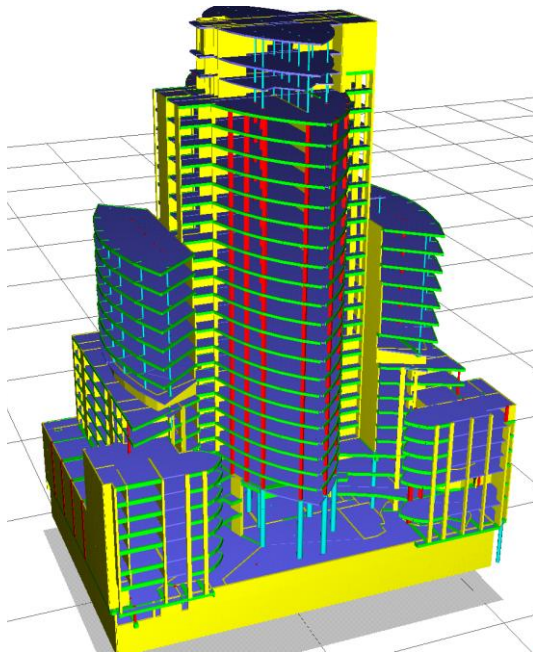


Рис. 1. Загальний вигляд будівлі

Розрахунок на стійкість прогресуючому обваленню було виконано за умови руйнування однієї з вертикальних несучих конструкцій будівлі. Аналіз конструктивної схеми показав, що до позначки 14,150 будівля має розвинену каркасно-стінову систему з колонами, армованими стрижнями та жорсткою арматурою у вигляді сталевих двотаврів. Тому розрахунок було виконано за умови руйнування крайньої колони висотної частини будівлі, розташованої на позначці 14,150 по ряду В між осями 2-3 (рис. 2). При цьому, враховувались тільки характеристичні значення квазіпостійних навантажень, а при перевірочних розрахунках перерізів – характеристичні значення міцності арматури та бетону.

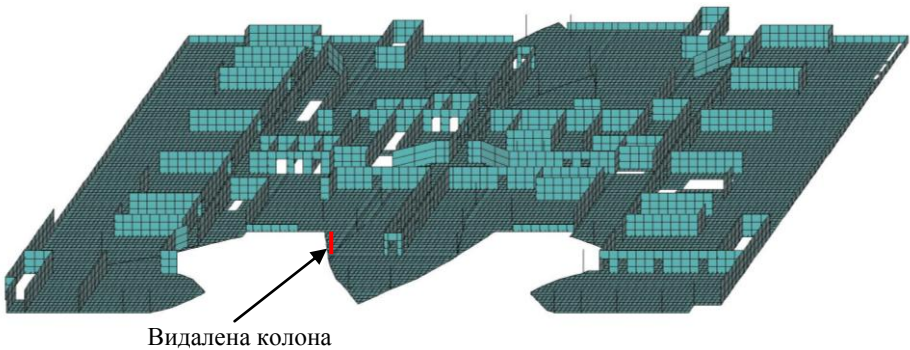


Рис. 2. Схема розташування колон та стін на позначці 14,150

Виконані розрахунки показали, що колони та стіни мають достатній запас міцності. Навіть при виключенні з роботи однієї колони зусилля та напруження в оточуючих вертикальних елементах каркасу не перевищують несучої здатності перерізів. Максимальне значення головних стискаючих напружень в елементах монолітних залізобетонних стін сягають величини 9,8 МПа при характеристичному значенні міцності бетону на стиск 22 МПа (В30). Максимальне зусилля $N = -6900$ кН виникає в сусідній колоні, що має круглий переріз діаметром 700 мм та армована 16 \varnothing 25 А500С. На рис. 3 приведено повну криву стану перерізу до руйнування бетону для цієї колони, обчислену за деформаційним методом згідно з чинними нормативними документами [3].

Як бачимо, несуча здатність колони забезпечена. Однак, при виключенні з моделі однієї колони в елементах перекриття над цим поверхом виникають згинальні моменти, які перевищують несучу здатність плити. Таким чином, подальші розрахунки необхідно виконувати з врахуванням реальних діаграм деформування матеріалів.

На кожному етапі розрахунків жорсткості елементів комп'ютерної моделі змінювались відповідно до рівня напружено-деформованого стану за допомогою так званого "фіктивного модуля" деформацій приведених перерізів, як це описано в [4].

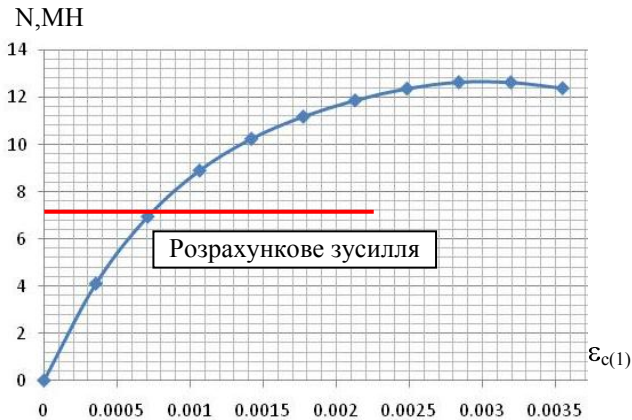


Рис. 3. Графік залежності «N - εс(1)» для перерізу круглої колони

В цій зоні перекриття армоване нижньою та верхньою фоновією арматурою Ø12 A500C з кроком 200 мм в кожному напрямку (тип армування 1). Крім того, зовнішній край плити армовано додатково просторовим каркасом по принципу балки (тип армування 2). Верхня зона перекриття над колонами армована додатково стрижнями Ø12 A500C з кроком 200 мм (тип армування 3) або Ø25 A500C з кроком 200 мм (тип армування 4). Типи армування плити перекриття наведено в табл. 1.

Таблиця 1

Типи армування плити перекриття

Типи армування	Нижня арматура фоновіа	Верхня арматура фоновіа	Нижня арматура додаткова	Верхня арматура додаткова
1	Ø12A500C, крок 200 мм	Ø12A500C, крок 200 мм	-	-
2	Ø12A500C, крок 200 мм	Ø12A500C, крок 200 мм	3Ø25A500C, крок 100 мм	3Ø25A500C, крок 100 мм
3	Ø12A500C, крок 200 мм	Ø12A500C, крок 200 мм	-	Ø12A500C, крок 200 мм
4	Ø12A500C, крок 200 мм	Ø12A500C, крок 200 мм	-	Ø25A500C, крок 200 мм

Таке саме армування запроєктовано на позначках 20,450 та 23,600. В табл. 2 приведені величини згинальних моментів, що відповідають руйнуванню перерізів перекриття з різними типами армування за умови використання характеристичних значень міцності арматури та бетону.

Таблиця 2

Граничні зусилля, що відповідають моменту руйнування перерізів перекриття

Типи армування	1	2	3	4
Граничний згинальний момент, кН·м/м	64,5	118,7	119,2	266,6

Розрахунок виконувався кроковим методом. Елемент перекриття, в якому розрахункові зусилля досягали граничної величини, що відповідала руйнуванню, виключався із моделі. Отримані в результаті нелінійних розрахунків остаточні величини згинальних моментів, які виникають в елементах перекриття на розташованих вище поверхах, наведені в табл. 3.

Таблиця 3

Результати розрахунків перекриттів за умови нелінійної роботи матеріалів

Позначка розташування перекриття	Розтягнуте нижнє волокно		Розтягнуте верхнє волокно	
	M _x , кН·м/м	M _y , кН·м/м	M _x , кН·м/м	M _y , кН·м/м
17,300	60,8 (1)*	63,6 (1)	-51,1 (3)	-118,5 (3) -136,4 (4)
20,450	44,3 (1)	58,8 (1)	-47 (3)	-92,5 (3) -97,4 (4)
23,600	42,0 (1)	56,6 (1)	-44,3 (3)	-87,5 (3) -94,2 (4)
26,750	40,2 (1)	54,4 (1)	-42,6 (3)	-82,5 (3) -91 (4)
29,900	39,5 (1)	50,0 (1)	-41 (3)	-77,9 (3) -88,1 (4)
33,050	40,3 (1)	45,9 (1)	-40,4 (3)	-73,2 (3) -85,2 (4)

Примітка: У дужках приведені типи армування плити перекриття.

Аналіз результатів розрахунку каркасу будинку в нелінійній постановці дозволив зробити висновок, що у фрагментах перекриття над видаленою колоною, виникають моменти, які призведуть до пошкоджень

цієї ділянки перекриття на п'яти розташованих вище поверхах. Таким чином, можуть відбутися локальні руйнування невеликих ділянок перекриття, а не глобальне прогресуюче обвалення.

Розрахунок на стійкість прогресуючому обваленню за умови руйнування однієї з вертикальних несучих конструкцій будівлі показав, що завдяки прийнятим конструктивним рішенням:

- несуча здатність колон та стін, на які перерозподілиться додаткове навантаження забезпечена;
- у фрагменті перекриття, що спирається на зруйновану вертикальну несучу конструкцію, виникають моменти, які призведуть до руйнування цієї ділянки перекриття на п'яти розташованих вище поверхах.

ВИСНОВКИ

1 Моделювання та розрахунки висотних будинків на стійкість прогресуючому обваленню потрібно виконувати за умов врахування нелінійної роботи матеріалів.

2 Для локалізації наслідків раптового обвалення однієї з вертикальних несучих конструкцій будівлі на стадії проектування необхідно:

- перерізи колон та пілонів підбирати за умови забезпечення їх міцності при збільшенні навантаження при руйнуванні сусідньої колони чи пілону;
- передбачати безперервне армування всієї нижньої зони перекриття;
- передбачати влаштування на технічних поверхах системи вертикальної жорсткості, що забезпечить перерозподіл зусиль між колонами чи пілонами при руйнуванні однієї з цих конструкцій.

ЛІТЕРАТУРА

1. Проектування висотних житлових та громадських будинків. ДБН В.2.2-24:2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 103 с.
2. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. ДБН В.1.2-14:2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 37 с.
3. Бетонні та залізобетонні конструкції: ДБН В.2.6-98:2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
4. Бамбура А.М. Особливості розрахунку висотного житлового будинку / А.М. Бамбура, І.Р. Сазонова // Строительство, материаловедение, машиностроение. Дн-вск: ПГАСА, 2006. – №37. – С. 21-29.

Стаття надійшла до редакції 25.04.2013 р.