

## ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ТУНЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ У ВИПАДКУ ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ

В роботі представлено результати розробки основ розрахунку та подальшого аналізу його результатів на основі енергетичної теорії міцності тунельних конструкцій. Проведено практичний розрахунок станції мілкового закладення колонного типу у випадку прогресуючого обвалення.

В работе представлены результаты разработки основ расчета и дальнейшего анализа его результатов на основе энергетической теории прочности тоннельных конструкций. Проведен практический расчет станции мелкого заложения колонного типа в случае прогрессирующего обрушения.

In the article the results of development of bases of calculation and further analysis of its results on the basis of energy durability theory of tunnel constructions are presented. The practical calculation of the shallow contour interval columnar station in the case of progressing cave-in is conducted.

Однією з існуючих тенденцій теоретичних досліджень і практичних розрахунків підземних споруд є застосування комплексного підходу при складанні програми досліджень. Так, до статичних розрахунків конструкцій підземних споруд для одержання більш інформативних даних додають різні види динамічних розрахунків (сейсмічні, імпульсні, ударні впливи) або враховують вплив технологічних процесів, що значно розширює знання про напружено-деформований стан (НДС) підземної споруди [1 – 4]. Безсумнівно, збільшення об'ємів досліджень при комплексному аналізі повинне обґрунтовуватися об'єктивними параметрами дії впливів, які не враховуються в статичних розрахунках, і важливістю їхнього урахування, тому що розширення аналітичних досліджень вимагає більших витрат, ніж звичайний статичний аналіз.

Однак, останнім часом у комплексний аналіз складних підземних споруд, таких як станції метрополітенів, крім розрахунків на динамічні навантаження й вирішення задач технологічного супроводу, стали вводити розрахунки на дію прогресуючого руйнування, хоча ні теоретичні основи, ні практичні й методологічні принципи даних розрахунків детально не розроблені.

Урахування локальних руйнувань й їхній вплив на виникнення й протікання процесу прогресуючого руйнування досить розроблене й систематизоване для цивільних монолітних і каркасних будівель і принципи, викладені в даних роботах, можна застосувати і для підземних споруд із урахуванням специфіки їхньої роботи [5, 6]. Основною відмінністю роботи наземних і підземних споруд є їхня робота разом з навколишнім масивом, що має в загаль-

ному випадку широкий спектр властивостей. Ця проблема не розглядається в даній роботі, однак урахування властивостей навколишнього масиву в подальших розрахунках проводиться.

До подальшого дослідження приймається станція метрополітену мілкового закладення колонного типу із взаємодією навколишнього масиву [7].

Процес прогресуючого руйнування припускає причиною свого виникнення нагромадження локальних деформацій у колоні з її подальшим критичним деформуванням, частковим і повним руйнуванням. Проліт, що збільшився через руйнування, між колонами може привести до руйнування прогону, що з'єднає систему колон, що надалі може викликати перенапруження елементів бічного й середнього тунелю, підвищене тріщиноутворення й можливе руйнування. Деградаційним впливом на колону передбачається імпульсний вплив, що приводить її не до повного руйнування, а лише до стану втрати стійкості.

Станції метрополітену повинні бути захищені від прогресуючого обвалення у випадку локального руйнування їхніх несучих конструкцій при аварійних впливах, не передбачених умовами нормальної експлуатації станцій метрополітену (пожежі, вибухи, ударні впливи транспортних засобів). Ця вимога означає, що у випадку аварійних впливів допускаються локальні руйнування окремих вертикальних несучих елементів, але ці початкові руйнування не повинні привести до обвалення або руйнування конструкцій, на які передається навантаження, що раніше сприймалася елементами, ушкодженими аварійним впливом. Розрахунок станційної конструкції у випадку локального руйну-

вання несучих елементів виконується тільки по граничних станах першої групи.

Для дослідження можливого прогресуючого руйнування створені дві моделі, в яких передбачений розвиток прогресуючого руйнування внаслідок поетапного руйнування колон (рис. 1).

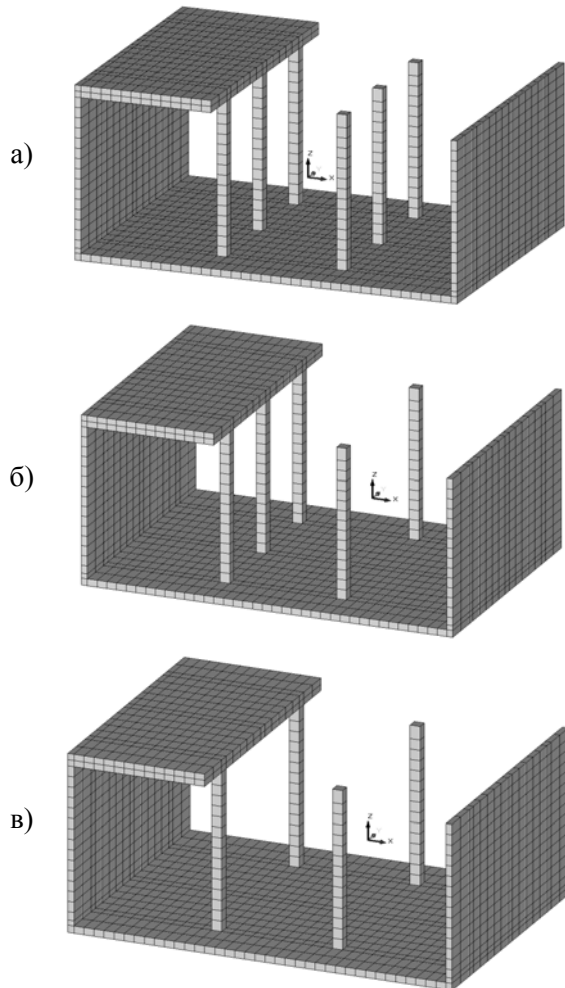


Рис. 1. Фрагмент моделей колонної станції – обробки (частина перекриття фрагментована): а) модель до руйнування (I етап); б) модель із однією зруйнованою колоною (II етап); в) модель із двома зруйнованими колонами (III етап)

Оскільки в станціях метрополітену колона є найбільш напруженим елементом тунельної конструкції, її руйнування може бути причиною можливого подальшого прогресуючого обвалення. Для дослідження можливості утворення й розвитку цього процесу проведений числовий аналіз двох моделей, причому результати їхнього розрахунку порівнюються з результатами розрахунку без руйнування колон, тобто моделлю, представленою на рис. 1,а.

З можливих сценаріїв первинного деградаційного впливу на колони станції метрополітену обраний сценарій руйнування колон одного

ряду, як найбільш ймовірний. Тому в моделях відображена як можливість аналізу розвитку прогресуючого руйнування (поетапне руйнування колон і подальше руйнування перекриття), так і можливість дослідження випадку одночасного руйнування ряду колон як причини можливого одноразового руйнування станційної конструкції.

Перед аналізом напруженого стану елементів конструкції станції, що найбільше змінюється в процесі руйнування колон, слід зазначити, що розвиток переміщень у процесі прогресуючого руйнування також явно свідчить про значний вплив деградації внутрішніх конструкцій. Так, в шелізі середнього пасажирського тунелю значення вертикальних переміщень наступні: на I етапі – 37 мм, на II етапі – 42 мм, на III етапі – 49 мм. Горизонтальні переміщення незначні (до 1 мм на III етапі) і відрізняються змінним характером: явно здобуваючи нерівномірний характер на II етапі, вони знову стають рівномірними на III етапі, що обумовлено поверненням конструкції на цьому етапі до симетрії. Також слід зазначити, що на II етапі характер деформування незруйнованої колони є нерівномірним і дає можливість зробити висновок про її локальні руйнування в місцях кріплення до перекриття й лоткової частини.

Складність аналізу результатів досліджуваних моделей полягає в тому, що на кожному етапі напружений стан якісно значно змінюється, що відбивається в зміні місця розташування концентраторів. Так, концентратори вгорі й внизу колони на I й II етапі зникають через руйнування колон, незмінними залишаються концентратори в кутах станційної конструкції. Для того, щоб провести кількісний аналіз, скористаємося енергетичною теорією міцності. Для подальшого розрахунку конструкції на міцність, який буде проводитися лише по бетону, тобто на тріщиностійкість, застосовується формула четвертої теорії міцності (енергетична), виразом для якої є

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_x \sigma_z + \sigma_z^2 + 3\tau_{xz}^2} \leq [\sigma],$$

де  $\sigma_x$  та  $\sigma_z$  – компоненти нормальних напружень по глобальних осях  $X$  та  $Z$ ;  $\tau_{xz}$  – дотична компонента в площині  $XZ$ ;  $[\sigma]$  – межа міцності матеріалу, для бетону В30 межа міцності  $[\sigma] = 21,0$  МПа.

На рис. 2 і 3 наведені ізолінії й ізополя напруженого стану фрагмента моделей станційної конструкції в місці руйнування колони або ряду колон.

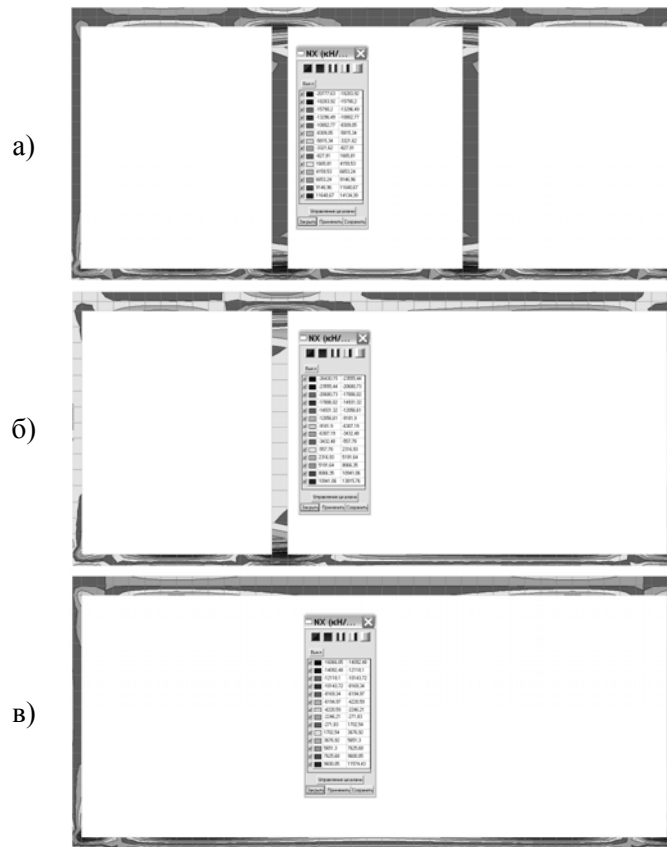


Рис. 2. Напружений стан фрагмента станційної конструкції (горизонтальні напруження):  
а) I етап; б) II етап; в) III етап

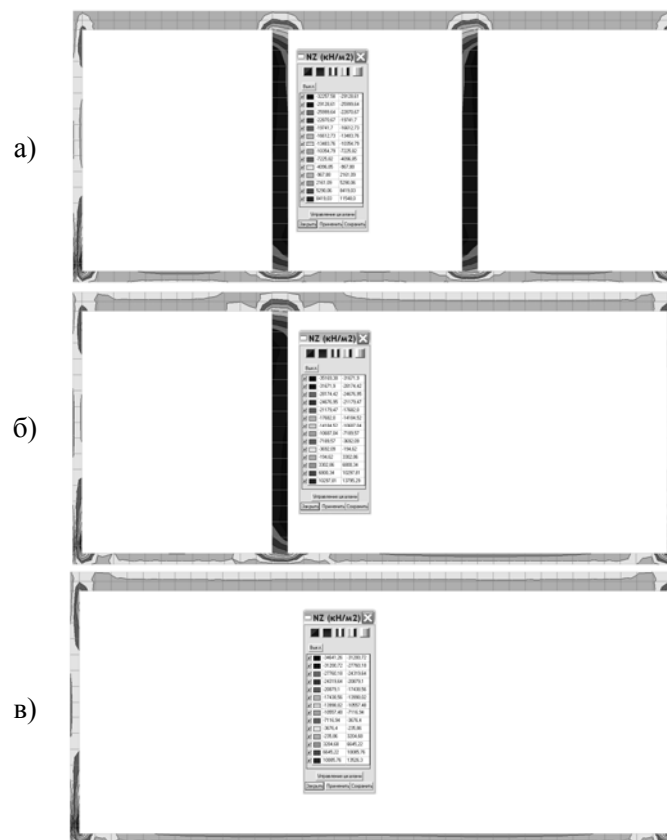


Рис. 3. Напружений стан фрагмента станційної конструкції (вертикальні напруження):  
а) I етап; б) II етап; в) III етап

Пошук еквівалентних напружень по енергетичній (четвертій) теорії міцності проводився в точках, місце розташування яких наведено на рис. 4.

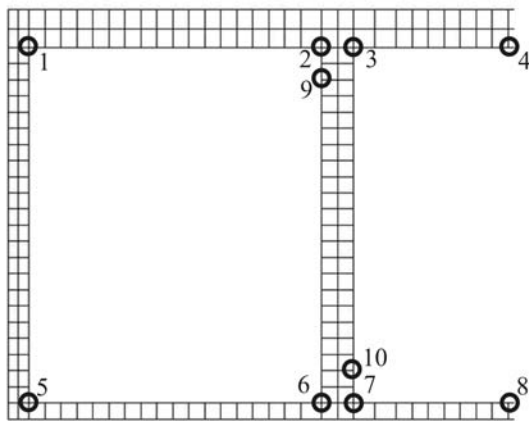


Рис. 4. Схема точок-концентраторів напружень

Як видно з табл. 1, значення еквівалентних напружень у випадку власної ваги в деяких точках досягають межі міцності матеріалу на стиск (бетон класу В30  $[\sigma] = 21$  МПа), а значення коефіцієнтів запасу свідчить про те, що умова міцності не виконується.

Таблиця 1

**Еквівалентні напруження (енергетична теорія міцності) та запаси міцності по бетону в точках концентрації**

Номер точки	Еквівалентні напруження, МПа $\sigma_{\text{екв}}^{\text{IV}}$ / Коефіцієнт запасу $n = [\sigma] / \sigma_{\text{екв}}^{\text{IV}}$		
	I етап	II етап	III етап
	1	11,7/1,8	5,5/3,81
2	21,0/1,0	28,6/ <b>0,73</b>	2,0/10,5
3	21,0/1,0	28,6/ <b>0,73</b>	2,0/10,5
4	8,9/2,35	1,0/21	1,3/16,2
5	29,3/ <b>0,72</b>	32,9/ <b>0,64</b>	33,4/ <b>0,61</b>
6	34,3/ <b>0,61</b>	41,7/ <b>0,5</b>	11,6/1,8
7	34,3/ <b>0,61</b>	41,7/ <b>0,5</b>	11,6/1,8
8	12,7/1,65	5,2/4,03	6,0/3,5
9	33,0/ <b>0,63</b>	37,0/ <b>0,57</b>	–
10	33,0/ <b>0,63</b>	37,0/ <b>0,57</b>	–

Значення коефіцієнтів запасу, менші одиниці, для точок 5 – 7, 9 та 10 на I етапі роботи станційної конструкції (без руйнування) свідчить про можливе локальне тріщиноутворення бетону. Однак, про руйнування залізобетонного елемента стверджувати не можна, тому що відшукання еквівалентних напружень по енергетичній теорії проводилося тільки для бетону.

Загальне зниження запасу міцності в точках концентрації на II етапі роботи станційної конструкції (до 43...50 %) свідчить про негативний вплив руйнування однієї колони.

Декілька парадоксальною виглядає картина еквівалентних напружень і запасу міцності на III етапі роботи, тому що напруження значно зменшилися, а значення запасу міцності (крім точки 4 – кут з'єднання стіни й лоткової частини) значно зросли. Така картина пояснюється тим, що наявність двох (I етап) або однієї (II етап) колон перетворюють конструкцію станції в статично невизначену зі значною перенапруженням в системі колон. При руйнуванні ряду колон (прочерки в концентраторах 9 й 10 показують їхню відсутність) напружений стан частини конструкції між збереженими рядами перерозподілилося у бік зменшення, тому що самі навантажені елементи зі статично невизначеної системи вилучені.

Для того, щоб більш детально розглянути дію прогресуючого руйнування, крім розглянутих еквівалентних напружень у фрагменті моделей, також проаналізуємо розподіл компонентів напружень в системі колон (рис. 5).

Найбільш негативний вплив на напружений стан деградації колони проявляється на II етапі, тому що крім перенапруження в конструкції відзначається явно нерівномірний розподіл напружень.

Розглядаючи концентратори 9 і 10 у крайніх рядах колон, можна спостерігати зміну еквівалентних напружень у ході прогресуючого обвалення:

- I етап – 33,4 МПа (коефіцієнт запасу 0,63);
- II етап – 46,3 МПа (коефіцієнт запасу 0,45);
- III етап – 50,6 МПа (коефіцієнт запасу 0,42).

Зі зміни значень коефіцієнта запасу в крайніх рядах колон видно, що руйнування однієї колони або ряду колон найбільше впливає на напруження ближніх до місця руйнування рядів колон.

Після руйнування в точках концентрації 9 та 10 значної частини бетону однієї колони й подальшого руйнування її арматури, можна прогнозувати руйнування колони того ж ряду, причому рівень напруженого стану стін, перекриття й лоткової частини зменшується.

Однак, при видимому зменшенні напружень в станційній конструкції, вони значно збільшуються в сусідніх рядах колон, причому значення коефіцієнтів запасу дуже малі, тобто ймовірно подальше руйнування рядів колон, а при розвитку критичної відстані в перекритті, існує можливість подальшого росту напружень і повного обвалення конструкції станції.

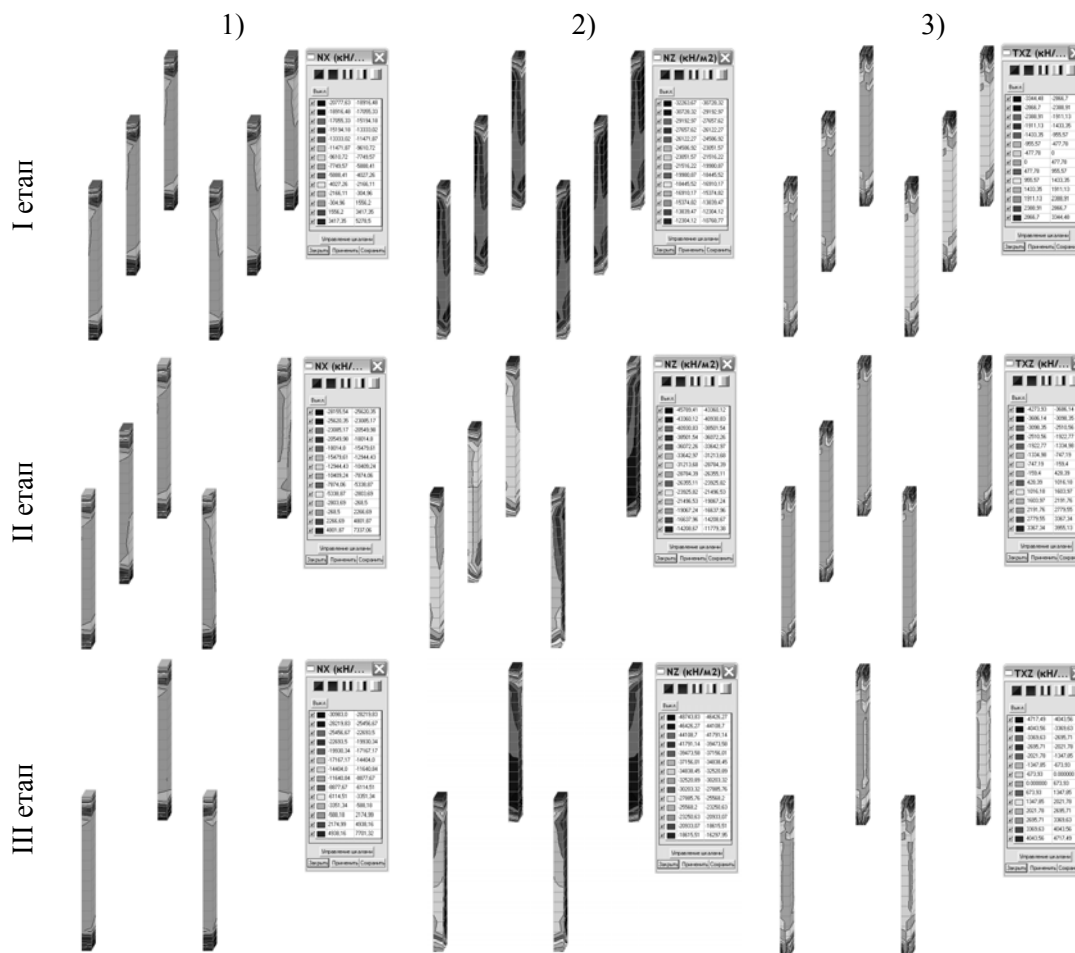


Рис. 5. Напружений стан системи колон: 1) горизонтальні напруження; 2) вертикальні напруження; 3) дотичні напруження

З проведеного аналізу, який є частиною комплексного аналізу тунельних конструкцій, витікає, що він є вельми актуальним в умовах сучасної ситуації зростаючого тероризму, і його проведення, хай і в статусі перевірного, повинно бути відображено в нормах і правилах для метрополітенів. Причому, можливість прогресуючого обвалення була визначена лише після детального аналізу напруженого стану поетапної деградації колон і не була явно вираженою.

#### БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Петренко, В. Д. Способ комплексной оценки физического состояния системы «крепление – массив» при сейсмических взаимодействиях [Текст] / В. Д. Петренко, А. П. Букань, А. Л. Тютюкин. // Геотехнічна механіка. – Д.: ІГТМ НАНУ ім. М. С. Полякова, 2003. – Вип. 42. – С. 204-208.
2. Петренко, В. Д. Комплексный анализ конструкции колонной станции метрополитена [Текст] / В. Д. Петренко, А. Л. Тютюкин, В. И. Петренко. // Научный вестник Нац. гірничого ун-ту. – № 9. – Д.: НГУ, 2007. – С. 61-65.

3. Тютюкин, А. Л. Концепция статусности в комплексном анализе прочности конструкций подземных сооружений [Текст] / А. Л. Тютюкин // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2008. – Вип. 25. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2008. – С. 110-117.
4. Юркевич, П. Б. Подземное проектирование – комплексный подход [Текст] / П. Б. Юркевич // Метро и тоннели. – 2002. – № 5. – С. 24-29.
5. Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях [Текст]. – М.: Москомархитектура, 2002. – 11 с.
6. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения [Текст]. – М.: Москомархитектура, 2005. – 40 с.
7. Петренко, В. Д. Поэтапный анализ прогрессирующего разрушения конструкции станции метрополитена колонного типа [Текст] / В. Д. Петренко, А. Л. Тютюкин, В. И. Петренко // Матеріали. міжн. конф. «Форум гірників – 2008», 13 – 15 жовтня 2008 р. – Д.: Нац. гірничий ун-т, 2008. – С. 163-167.

Надійшла до редколегії 17.06.2009.  
Прийнята до друку 25.06.2009.