

3. Бойчук В.С. Довідник дорожника. К.: Будівельник, 1979-1995.
4. Раннев А.В., Полосин М.Д. Устройство и эксплуатация дорожно-строительных машин. М.: Академия, 2005
5. Полосин М.Д., Ронинсон Э.Г. Техническое обслуживание и ремонт дорожно-строительных машин. М.: Академия, 2005.
6. Зорин В.А. Ремонт дорожных машин, автомобилей и тракторов. М.: Академия, 2006.
7. Грифф М.И. Основы создания и развития спец. автотранспорта для строительства. М.: АСВ, 2003.
8. Гаврилов К.Л., Забара Н.А. Дорожно-строительные машины иностранного и отечественного производства. М.: Майор, 2006.
9. Гирин В.С., Жуков С.А., Крейсман Э.А., Босняк Н.Г. Специализированные автотранспортные средства. Учебн. пособие. Днепропетровск. - Наука и образование, 2004. – 345 с.
10. Гирин В.С., Жуков С.О., Крейсман Е.А., Босняк М.Г. Спеціалізовані автотранспортні засоби. Навчальний посібник 2-ге вид., перероб. і доп. – Дніпропетровськ: Наука і освіта, 2005. - 296 с.
11. Гирин В.С., Жуков С.О., Крейсман Е.А., Босняк М.Г. Спеціалізовані автотранспортні засоби. Навчальний посібник. (Видання друге, переро. і доповнено). Кривий Ріг: Видавничий дім, 2008. – 246 с.
12. Пахомов В.І., Гирин В.С., Жуков С.О. Эффективность рациональных режимов эксплуатации автосамосвалов при разработке глубоких карьеров. Монография. Кривой Рог: Издательский дом, 2008. -148 с.
13. Крейсман Е.А., Філатов С.В., Жуков С.О., Гирин В.С. Ефективність поперечного профілювання берм при будівництві кар'єрних автодоріг. Дніпропетровськ. Наука і освіта. 2004.- 258 с.

A manuscript entered release 12.03.15

УДК 624.012.45

О.І. ВАЛОВОЙ, канд. техн. наук, проф.,

О.Ю. ЄРЬОМЕНКО, М.О. ВАЛОВОЙ, кандидати техн. наук, доц.  
Криворізький національний університет

## ТЕНДЕНЦІЇ РОЗВИТКУ МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

Нові нормативні документи зобов'язують проводити проектування конструкцій на основі нелінійної деформаційної моделі. Деформаційні моделі, покладені в основу розрахунку, більш точно відображають фактичну роботу елементів під навантаженням, але, водночас, значно ускладнюють розрахунок. Проектування, навіть нескладних елементів, перетворюється на доволі трудомісткий процес або потребує використання спеціальних обчислювальних комплексів. У той же час, методики розрахунку на міцність та жорсткість наведено у відміненому СНІП характеризуються, відносною простотою але також мали значні недоліки.

У зв'язку з викладеним, є порівняння результатів розрахунку залізобетонного елемента за діючими до недавня та теперішніми нормами, а також європейськими нормами з фактичними показниками його міцності, отриманими експериментально.

Проведене порівняння експериментальних результатів випробування підсиленої залізобетонної балки з розрахунковими значеннями (за чинними і європейськими нормами та за деформаційним методом).

**Проблема та її зв'язок з науковими та практичними завданнями.** Минуло доволі багато часу з моменту набрання чинності нормативних документів, які регламентують питання проектування бетонних та залізобетонних конструкцій - ДБН В.2.6. - 98:2009 [1] та ДСТУ Б.В.2.6 - 156:2010 [2]. Останні впроваджували з метою гармонізації національної нормативної бази з міжнародними нормами та стандартами. Досягнуто наближення до європейських стандартів EN 1992-1-1:2004 і EN 1994-1-1:2004. Останнє дозволяє використовувати в Україні міжнародний досвід проектування бетонних та залізобетонних конструкцій.

Нові нормативні документи зобов'язують проводити проектування конструкцій на основі нелінійної деформаційної моделі. Деформаційні моделі, покладені в основу розрахунку, більш точно відображають фактичну роботу елементів під навантаженням, але водночас, значно ускладнюють розрахунок. Проектування, навіть не складних елементів, перетворюється на доволі трудомісткий процес або потребує використання спеціальних обчислювальних комплексів. У той же час, методики розрахунку на міцність та жорсткість наведені у відміненому СНІП характеризуються, відносною, простотою але також мали значні недоліки.

У зв'язку з викладеним є порівняння результатів розрахунку залізобетонного елемента за діючими донедавна та теперішніми нормами, а також європейськими нормами з фактичними показниками його міцності, отриманими експериментально.

**Аналіз досліджень і публікацій.** Три типи розглядуваних документів – СНіП, ДБН, Eurocode передбачають метод розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами. Останній за своєю формою є напівімовірнісним. Розрахунок ведеться у детерміністичній формі, а забезпечення певного рівня надійності досягається нормуванням навантажень та міцності матеріалів, введенням коефіцієнтів надійності, які враховують фактори, що впливають на умови роботи конструкції.

Починаючи з 60-х років минулого сторіччя на території колишнього СРСР, а нині країн СНД, включаючи і Україну, була прийнята методика розрахунку за СНіП [3].

Згідно з цією методикою міцність нормальних перерізів (рис. 1) визначається за умовами рівноваги зусиль з урахуванням міцнісних характеристик бетону і арматури.

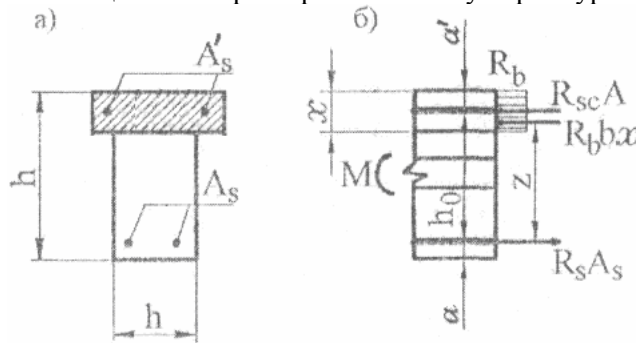


Рис. 1. Схема зусиль  $a$  і еюра напружень  $b$  у перерізі, нормальному до поздовжньої осі згинального елемента при розрахунку міцності

У випадку, коли  $\zeta \leq \zeta_R$  розрахунок виконують з умови

$$M \leq M_L = R_b b' x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a').$$

Висоту стиснутої зони  $x$  визначають з рівняння

$$R_s A_s - R_{sN} A'_s = R_b b x, \quad (2)$$

звідки

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sN} A'_s}{R_b b}.$$

Так звана гранична висота стиснутої зони  $\zeta_R$  емпірично залежить від міцнісних характеристик бетону і арматури. Як видно з наведених формул, методика СНіП відрізняється простою, але має багато емпіричних параметрів, часто не пов'язаних з фізичними сенсом. На сьогодні, зважаючи на широку комп'ютеризацію розрахунків, переваги простоти втрачають сенс.

У зв'язку із зазначеним у останні роки світова практика переходить на деформаційні методи розрахунку, які використовують більш фізично обгрунтовані гіпотези і припущення [1,7,8].

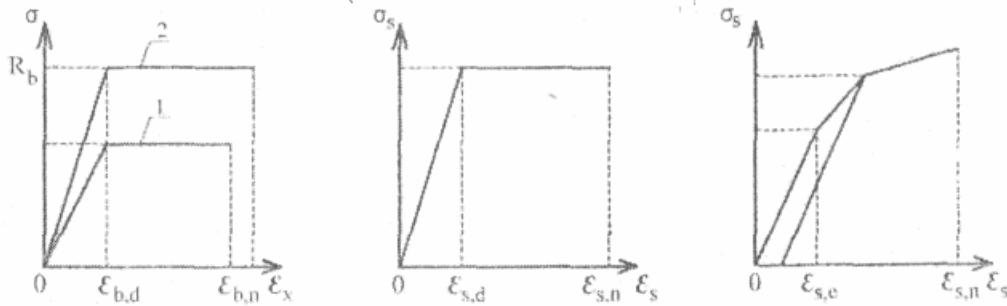
Деформаційна методика використовує метод розрахунку за граничними станами, але з дещо зміненими гіпотезами:

за розрахунковий приймають переріз, деформації якого дорівнюють середнім деформаціями по довжині блоку між тріщинами, якщо вони утворюються;

вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по висоті перерізу (гіпотеза плоских перерізів);

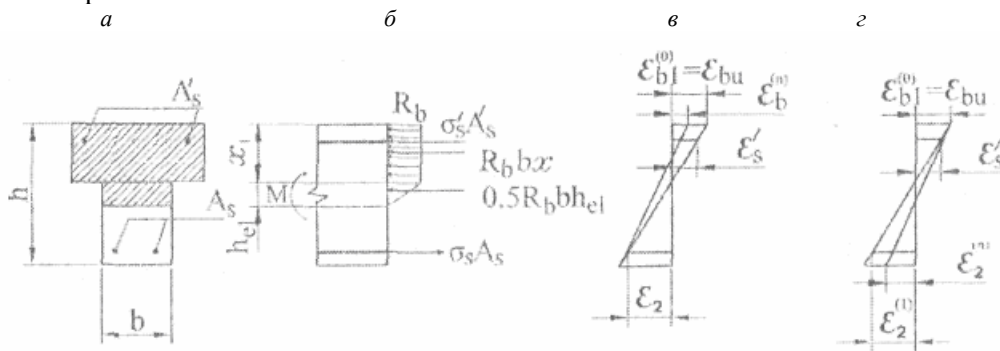
зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймають за будь-якою перевіреною криволінійною залежністю з додільною гілкою [1,8], а у практичних розрахунках використовують білінійні діаграми (рис. 2а) [7];

зв'язок між напруженнями та деформаціями арматури приймають у вигляді діаграм, наведених на рис. 2б,в.



**Рис. 2.** Спрошені діаграми стану бетону *a* - для розрахунку за граничними станами першої (1) та другої (2) груп та діаграми стану арматури з фізичною *b* та умовною *в* межею текучості

У випадку використання спрощених діаграм розподілення зусиль і деформацій має вигляд наведений на рис. 3.



**Рис. 3.** Переріз *a*, схема розподілення напружень *b* у бетоні та деформацій при першому *в* та другому *г* розрахункових випадках

При використанні спрощених діаграм стану бетону і арматури основною дією у процесі визначення міцності перерізу залізобетонного елемента є перевірка отриманого (1) рівняння рівноваги

$$\frac{R_b b}{2\chi} [2(\varepsilon_{b1} - \varepsilon_{b2}) + \varepsilon_{b,el}] + \sigma'_s A'_s - \sigma_s A_s = 0, \tag{1}$$

де

$$\chi = \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{b1} + \varepsilon_s}{h}; \varepsilon_{b,el} = \frac{R_b}{E_b}. \tag{2}$$

Уся процедура розрахунку визначена методом ітерацій і виконується в наведеній далі послідовності.

На першому кроці (нульове наближення) перевіряють рівняння (1) при заданих величинах деформацій:  $\varepsilon_{b1}^{(0)} = \varepsilon_{bu}$ ;  $\varepsilon_s^{(0)} = \varepsilon_{su}$ .

За результатом обчислень можуть бути реалізованими два випадки:

перший - отриманий результат рішення рівняння є більшим за нуль, що свідчить про недостатність армування перерізу;

другий - отриманий результат рішення рівняння є меншим за нуль, що свідчить про переармування перерізу.

Результат рішення рівняння (1) є меншим за нуль (другий випадок), а це свідчить про те, що розрахункові зусилля в розтягнутій зоні при граничних значеннях деформацій арматури, перевищують зусилля в стиснутій зоні бетону. У цьому випадку для встановлення рівноваги необхідно зменшувати деформації арматури розтягнутої зони. Для цього використовують такі операції:

*a* визначають нову величину деформацій,

$$\varepsilon_{s1}^{(1)} = \varepsilon_{s1}^{(0)} - \Delta\varepsilon_{s1}^{(1)}, \tag{3}$$

де на першому кроці рекомендується брати

$$\Delta \varepsilon_{s1}^{(1)} = 0,1 \varepsilon_{s1}^{(0)}; \quad (4)$$

перевіряють рівняння рівноваги (1) і, якщо ліва частина залишається більшою за нуль, деформацію  $\varepsilon_{s1}^{(2)}$  на другому кроці необхідно ще раз зменшити на величину

$$\varepsilon_{s1}^{(2)} = \Delta \varepsilon_{s1}^{(1)} = 0,1 \varepsilon_{s1}^{(0)}, \quad (5)$$

тобто прийняти

$$\varepsilon_{s1}^{(2)} = \varepsilon_{s1}^{(1)} - \Delta \varepsilon_{s1}^{(2)} = \varepsilon_{s1}^{(1)} - 2\Delta \varepsilon_{s1}^{(1)}; \quad (6)$$

покрокове зменшення деформацій виконують до тих пір, поки ліва частина рівняння (1) не змінить знак.

Процедура ітерації, яка у подальшому здійснюється, детально викладена у роботах [7,9,10,11].

Після того, як з достатньою точністю задовільнено умову  $b$  визначають згинальний момент. Для перерізу, наведеному на рис. 3, граничний згинальний момент отримують за формулою

$$M_u = \frac{R_b b}{6\chi^2} (3\varepsilon_{b1}^2 - \varepsilon_{b,el}^2) + \sigma'_s A'_s z'_s - \sigma_s A_s z_s, \quad (9)$$

Отже, у зазначеній методиці безпосередньо використані деформаційні властивості бетону і арматури, які, як гадають, є більш об'єктивними параметрами, ніж міцність і можуть бути виміряні безпосередньо у процесі роботи конструкції.

Третім варіантом для співставлення розглянуть методику розрахунку Єврокоду 2: EN 1992-1-1: 2004 (E) [8].

Значення величини  $x$  обчислюють з епюри деформацій (рис. 4в)

$$x = \frac{\varepsilon_s h_0}{\varepsilon_{bu} + \varepsilon_s}, \quad x_1 = 0,8 \cdot x.$$

Фактична методика Єврокоду 2 використовує рівняння рівноваги (1), яке у прийнятих позначеннях виглядає так

$$M \leq M_u = R_b b x_1 (h_0 - 0,5x_1) + \sigma'_s A'_s (h_0 - a). \quad (12)$$

У той же час висоту стиснутої зони  $x$  визначають з урахуванням деформацій бетону і арматури, вважаючи чинною гіпотезу плоских перерізів (рис. 4).

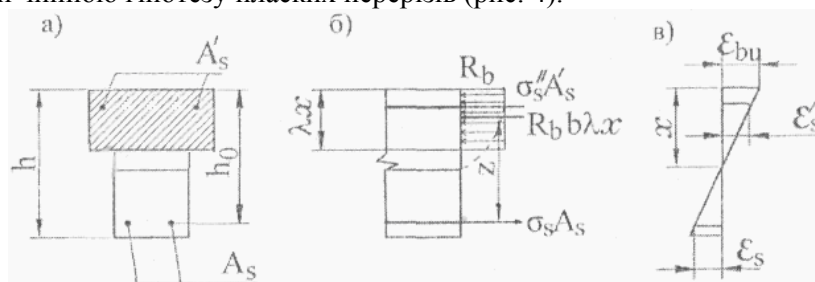


Рис. 4. Переріз а - схема розподілення напружень - б та деформацій в згідно з Єврокодом 2

Відповідно до рис. 4 фактичну висоту стиснутої зони бетону  $x$  визначають гіпотезою плоских перерізів (рис. 4в). Зважаючи на криволінійний характер розподілення напружень (рис. 4б), для спрощення розрахунків, з умов рівновеликості площ напружень за розрахункову висоту стиснутої зони приймають величину  $x_1 = \lambda x$ , де коефіцієнт  $\lambda = 0,8$  при  $R_{bn} < 50$  МПа.

Величини граничних деформацій бетону  $\varepsilon_{bu}$  і арматури  $\varepsilon_{su}$  приймають за спеціальними рекомендаціями, наведеними у Єврокод 2 [8] або встановленими національними нормами [1].

**Постановка завдання.** З метою співставлення ефективності зазначених вище методик розрахунків (методика СНІП, ДБН, Eurocode) їх результати були порівняні з даними експериментальних досліджень.

**Викладення матеріалу та результати.** Для експериментальних досліджень були виготовлені залізобетонні балки з бетону на відходах збагачення залізних руд довжиною 2070 мм із поперечним перерізом – 220×120 мм у кількості 2 шт.

Вони були попередньо навантажені зусиллям яке становило 0,7 від руйнівного. Після чого балки були розвантажені та підсилені нарощуванням у стиснутій зоні шаром бетону на відходах збагачення залізних руд, розмір полки підсилення 210×45мм. З'єднання “старого” та “нового” бетону виконували за допомогою клею Cerginol ZH фірми Dietermann.

Вихідні (початкові) дані, а також результати розрахунків і порівняння з дослідами наведені у табл..

Автори використовували, як базові, експериментальні дані, отримані при випробуваннях зразків призм, арматурних стержнів і залізобетонних балок.

Результати експериментальних досліджень та усіх методів розрахунків наведено у табл. 1.

Таблиця 1

Порівняння експериментальних і розрахункових результатів міцності балок

Найменування величини	Експериментальні значення	За методикою СНиП	За методикою ДБН	За методикою Eurocode
$x$ , мм	48	63	47	48,5
$M_u$ , кН·м	45	41,9	42,59	42,06
$F_u$ , кН	75	69,8	70,98	70,15

**Висновки та напрямок подальших досліджень.** Порівняння даних розрахунку (табл. 1) показують цілком прийнятну точність отриманих результатів у порівнянні з експериментальними даними.

Відмінності величини стиснутої зони отриманої за методикою СНиП можна пояснити тим, що два інші методи розрахунку враховують більшу кількість факторів. Так, при розрахунку  $x$ , методика ДБН та Eurocode передбачає використання граничних деформацій бетону  $\epsilon_{bu}$  і арматури  $\epsilon_{su}$ , які, в свою чергу, опосередковано залежать від модуля пружності бетону, характеру напружено-деформованого стану, кількості арматури, форми перерізу, характеру діаграми роботи арматурної сталі, тощо.

Проведені дослідження та аналіз результатів інших дослідників дозволяє вести мову про те, що простота конструктивних рішень дає підстави для спрощення розрахунків до прийнятної точності. Останнє передбачено діючим ДБН. Зважаючи на це можна зробити наступні припущення про доцільність використання методики розрахунку за спрощеним чи повним алгоритмом ДБН. Так при розрахунку елементів з поперечним перерізом прямокутної або таврової форми, недостатньою забезпеченістю вихідними даними, статично визначуваних або працюючих в умовах дії статичного навантаження є сенс користуватися спрощеним алгоритмом розрахунку ДБН. При розрахунку статично невизначуваних конструкцій, коли йдеться про перерозподіл зусиль, чи коли повністю використовується опір бетону стиснутої зони, розрахунок бажано вести за повним алгоритмом ДБН.

#### Список літератури

1. ДБН В.2.6. – 98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Проект.-К.: Мінрегіонбуд України, 2011-71с.
2. ДСТУ Б В.2.6–XXX:201X Оцінка технічного стану будівельних сталевих конструкцій, що експлуатуються/ Проект, перша редакція. -К.: Мінрегіон України, 200X-77с.
3. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР.М.: ЦИТП, 1986-79 с.
4. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Общие положения. М.: Госстрой Р.Ф. 2004-24 с.
5. СНиП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М: Госстрой России, 2003-125 с.
6. Климов Ю.А. Сучасні методи розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами другої групи. - К.: КНУБА, 2001-46 с.
7. Бамбура А.Н., Барашиков А.Я. Расчет изгибаемых и внецентренно сжатых элементов на основе упрощенных диаграмм деформирования // Бетон и железобетон - пути развития. - М.: НИИЖБ, 2005- Т.2-С.312-318.
8. EN 1992 -1-1. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and Rules for Buildings, final Draft. December, 2004.

9. **Барашиков А.Я., Задорожнікова І.В.** Спрощені розрахунки несучої здатності нормальних перерізів згинальних елементів за деформаційною моделлю // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди. 36. наук. статей. - Рівне НУВГП, 2005.-Вип. 12.-С. 109-115.

10. **Барашиков А.Я.** Деформативні методи розрахунку згинальних залізобетонних елементів згідно з проектом нових норм України / Вісник Криворізького технічного університету: - Кривий Ріг, 2006. - Вип. 3. - С. 159-161.

11. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій з опору залізобетону / **Голишев О.Б., Бамбура А.М.** – К.:Логос, 2004.-340с.

12. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / **А.Н. Бамбура, В.Я. Бачинський, Н.В. Журавлева, И.Н. Пешкова.**- К.: НИИСК, 1987.-25с.

13. Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры.- К.. 2002.- 39с.

Рукопис подано до редакції 26.03.15

УДК 62-83

О.В. ЛИТВИНОВ, магістрант, Криворізький національний університет

## **ДО ПРОБЛЕМИ ВИКОРИСТАННЯ АВТОНОМНОЇ МІНІВІТРОВОЇ ЕЛЕКТРОСТАНЦІЇ ДЛЯ ВИРОБНИЦТВА ЕЛЕКТРИЧНОЇ ЕНЕРГІЇ В ПІДЗЕМНИХ УМОВАХ ЗАЛІЗОРУДНИХ ШАХТ**

Для реалізації оптимально можливої ефективності функціонування електромеханічного комплексу вітроенергетичної установки обґрунтована та пропонується для практичної реалізації її конструкція. Розроблено структуру електромеханічної частини вітроенергетичного комплексу і система управління ним з прогнозованим потенціалом надійності і якості електропостачання споживачів електричної енергії підземних виробок залізорудних шахт. Теоретичні аспекти підтверджено експериментальними дослідженнями. Проаналізовано можливість і специфіка роботи вітроенергетичного комплексу в умовах діючих гірничих підземних виробок залізорудних шахт. Розроблено структуру електромеханічної частини вітроенергетичного комплексу і система управління ним з прогнозованим потенціалом надійності й якості електропостачання споживачів. Доведено економічну ефективність застосування вітроенергетичної установки в умовах підземних виробок залізорудних шахт.

**Ключові слова:** вітроенергетична установка, енергетичний комплекс, поновлювані джерела енергії, залізорудні шахти.

**Проблеми та її зв'язок з науковими та практичними завданнями.** Економічні проблеми в Україні, в тому числі енергоекономічні, потребують від підприємств пошуку шляхів впровадження та використання нових джерел енергоресурсів, в тому числі тих, що отримали назву нетрадиційних або альтернативних.

Вирішення проблеми незалежного автономного живлення споживачів електричної енергії шляхом використання вітроенергетичних установок (ВЕУ) знаходить своє втілення на підприємствах, де традиційно такий спосіб раніше навіть не прогнозувався. Такими видами підприємств, наприклад, є залізорудні шахти [1].

Енергоефективними типами електротехнічних комплексів ВЕУ є зразки з використанням асинхронних генераторів (АГ) з конденсаторним збудженням [2]. Однак при цьому виникає проблема - стабілізація напруги на виході АГ при змінному навантаженні на лопаті вітроколеса ВЕУ. Однак, вирішення цієї задачі різними дослідниками бачаться по-різному - адресно для конкретного рішення без достатнього рівня універсальності. Нажаль, поки-що частка отримання електроенергії такими засобами в Україні складає лише біля 0,35 % від всього обсягу виробництва, при вельми високій відсотній вартості - 6,25 %. Проте темпи підвищення ефективності виробництва електроенергії з допомогою відновлювальних джерел позитивні [1]. Це актуально і своєчасно, оскільки у зв'язку зі стійкою тенденцією щорічного збільшення споживання електричної енергії, зростанням цін на її виробництво, а також впливом екологічних обмежень, що постійно зростають, актуальнішим стає завдання збільшення обсягів отримання електричної енергії шляхом використання поновлюваних джерел, особливо енергії вітру, яка у вітрових електричних установках перетвориться в електричну. Одним із засобів застосування енергії вітру можуть бути підземні рудничні виробки шахт, де згідно з технологією ведення робіт постійно присутній штучно створюваний потік повітря з його сталими параметрами [1,2]. Прямі витрати на вентиляцію шахт і рудників сягають до 7 % вартості валового національного проду-