

УДК 624.042.7

К.М.РОМАНЕНКО

Криворізький національний університет

ДОСЛІДЖЕННЯ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ РАМИ ПРОМИСЛОВОЇ СПОРУДИ З УРАХУВАННЯМ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ПОШКОДЖЕНЬ ТА ПРИ ЇЇ ВІДНОВЛЕННІ

Наведено реалізацію розрахунків на сейсмостійкість поперечної рами промислової споруди в ПК "ЛИРА 9.6". Аналізується поведінка споруди при сейсмічності 7, 8 і 9 балів з врахуванням експлуатаційних пошкоджень та при відновленні до проектних значень. За результатами досліджень зроблено висновки.

Приведена реализация расчетов на сейсмостойкость поперечной рамы промышленного сооружения в ПК «ЛИРА 9.6». Анализируется поведение сооружения при сейсмичности 7, 8 и 9 баллов с учетом эксплуатационных повреждений и при восстановлении до проектных значений. По результатам исследований сделаны выводы.

The article presents seismic stability calculations for a transverse frame of an industrial structure made by "Lira". It also analyses the structure's behavior at 7, 8, 9 point seismicity considering functional damage and restoration to designed parameters as gives conclusions of the research.

Ключові слова: землетрус, сейсмостійкість, промислова споруда, пошкоджена рама, відновлена рама.

Землетрус – одна з найбільш страшних природних катастроф, що призводить до великих людських жертв, значних матеріальних збитків та викликає спустошливі руйнування. Сейсмічні райони в яких можуть відбутися підземні поштовхи 6-9 балів, займають близько 20% території України. Перш за все це Карпати та Південний берег Криму, більшість Закарпаття, Прикарпаття, Буковини, майже вся Одеська область, частина Кіровоградської, Вінницької, Львівської, Тернопольської областей, а також частина Донбасу [1].

Сейсмічна небезпека території України також пов'язана з техногенним впливом виробничих процесів в різних регіонах країни, обумовлених розробкою родовищ корисних копалин. Поява тисяч свердловин, шахт, кар'єрів сприяла значному зниженню сейсмостійкості ґрунтів і гірських порід майже на 70% території України, особливо на Криворіжжі, в Донбасі та на Прикарпатті, а на ослаблених ґрунтах навіть при 6 балах можуть відбутися великі руйнування (відомо, що техногенні фактори можуть підсилити землетрус на 1-1,5 бала за шкалою Ріхтера). Тому перед будівною галуззю надзвичайно актуальним постає питання сейсмозахисту будівель та споруд.

Щодо Криворізького залізрудного басейну, то тут актуальні техногенні впливи, обумовлені розробкою родовищ корисних копалин - адже місто Кривий Ріг є промисловим центром Дніпропетровської обла-

сті і його основними об'єктами є гірничо-збагачувальні комбінати. На цих підприємствах багато будівель та споруд, що мають довжину, яка перевищує 30 м. В основному цими спорудами є цехи та склади.

Оскільки основні гірничо-збагачувальні комбінати Криворізького залізорудного басейну були спроектовані та побудовані в період 1938-1970 рр., то вони були розраховані за старими будівельними нормами та вже не відповідають вимогам ДБН 2006 р. [1]. В цих нормах, у порівнянні з попередніми, відбулися деякі зміни: по-перше, значно змінилася розрахункова сейсмічність районів (була підвищена на 1-2 бали), а по-друге – підвищилися вимоги до розрахунків як при визначенні сейсмічних навантажень так і при оцінюванні несучої здатності конструкцій.

Отже, необхідно провести моделювання та розрахунок на сейсмостійкість протяжної в плані споруди, враховуючи підвищення сейсмічності району та її значний фізичний знос.

Об'єктом досліджень є склад концентрату №1, який відноситься до споруд збагачувальної фабрики ІнГЗК.

Технічна документація складу концентрату №1 ІнГЗК була розроблена в 1963 р. ГПІ «Придніпровський Промстройпроект» та ГПІ «Днепр-проектстальконструкція». Будівництво складу було здійснено в 1969 році генпідрядною організацією – трестом «Криворожаглотрой» при залученні спеціалізованих управлінь тресту «Криворожстальконструкція» та ін.

Вихідними параметрами для проектування складу є дані, отримані за результатами обстеження [2].

Розрахунки поперечної рами (рис.1) здійснюють за допомогою ПК «ЛИРА 9.6» відповідно рекомендацій [3] та вимогам [1].

У ПК «ЛИРА 9.6» задають типи жорсткостей, відповідні конструктивним елементам рами:

- стержні ферм складаються з симетрично розташованих парних кутиків (рис.2);
- двогілкові колони, в свою чергу, складаються з перерізів різного типу: перерізу надкранової частини (600×700 мм), перерізу гілок (600×400 мм) та перерізу розпірок (150×150 мм).

Отже, спочатку моделюють плоску схему складу в ПК «ЛИРА».

Оскільки колони складу жорстко затиснені в окремо розташовані стовбчасті фундаменти стаканого типу, то при моделюванні задають в нижніх вузлах колон в'язі X, Y, Z, UX, UY та UZ.

Схема рами складу наведена на рис.3.

Моделюють пошкодження рами складу, які були виявлені під час обстеження та зазначені в [2].

Ці пошкодження визначені двома чинниками:

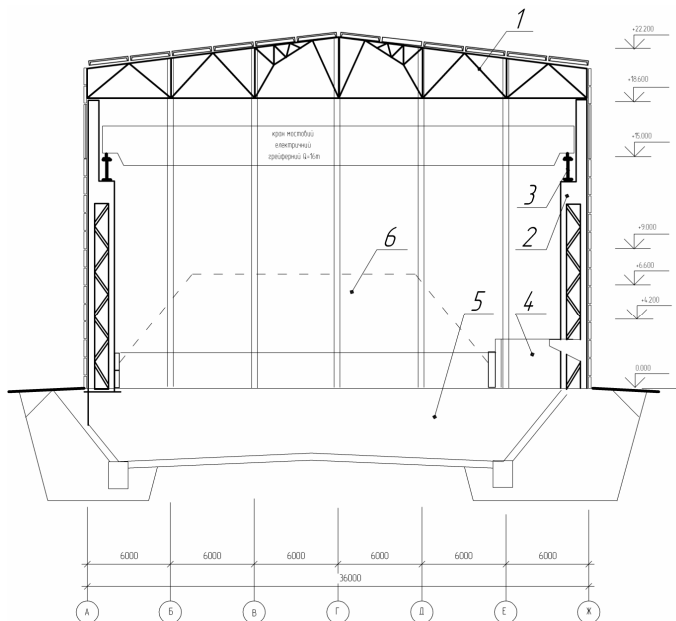


Рис.1 – Поперечний переріз споруди складу концентрату №1:

1 – ферма; 2 – колона каркасу; 3 – підкранова балка; 4 – бункерна естакада; 5 – бункер; 6 – концентрат.

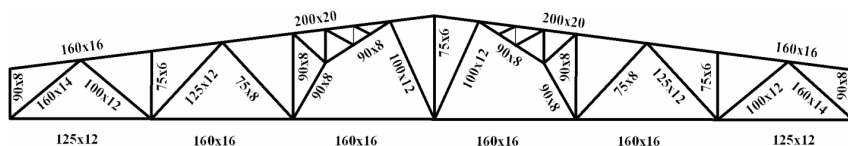


Рис.2 – Схема рядової ферми із зазначенням кутиків (розміри кутиків вказані в мм)

- внаслідок періодичного змочування при гідроприбиранні прилеглих перевантажувальних вузлів, спостерігається інтенсивний розвиток корозії на нижніх поясах ферм. Корозійне зношення знаходиться в межах 20%. Частина обстежених ферм має дефекти і пошкодження, які отримані під час монтажу, транспортуванні, а також при експлуатації конструкцій. Найбільш характерними для них є прогини елементів та полиць кутиків, накопичення пилу від концентрату на горизонтальних поверхнях. Змінюють жорсткість нижнього поясу ферми шляхом зменшення площі поперечного перерізу на 20%. Оскільки

ПК «ЛИРА 9.6» має базу сортаменту прокатної сталі, то замінюють кутики 125×125×12 мм на 120×120×10 мм і кутики 160×160×16 мм – на 160×160×12 мм з аналогічної сталі;

- колони каркаса мають суттєві дефекти та пошкодження гілок та косців, особливо у нижній частині, у вигляді відколювань бетону з оголенням та корозією арматури, значних тріщин, відшарувань бетону, що веде до зниження несучої здатності елементів. Крім того, до 30% знижується міцність нормальних перетинів в результаті порушення зчеплення арматури з бетоном. Знижується жорсткість елементів. Особливо небезпечно розташування такого дефекту на опорній ділянці. Отже, змінюють жорсткість підкранової частини колон, шляхом зменшення модуля пружності на 30%.

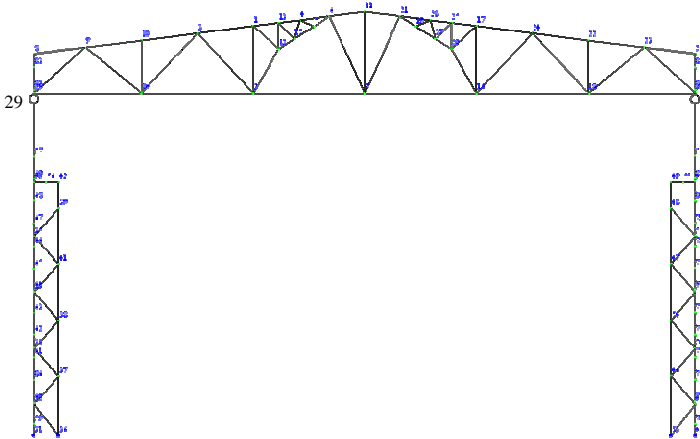


Рис. 3 – Схема рами складу

Далі виконують збір навантажень на конструктивні елементи складу відповідно [4].

Несучими елементами складу є його колони. На колони діють постійні навантаження, які складаються з ваги елементів покриття й стінових панелей, підкранових балок, кранового шляху та власної ваги надкранової і підкранової частин колони. На колони також діють тимчасові навантаження, які складаються з снігових, кранових й вітрових навантажень, які в ПК «ЛИРА 9.6» задають прикладеними до відповідних поверхонь або ж вузлів.

Далі досліджують поведінку пошкодженої рами при розрахунковому сейсмічному навантаженні 7, 8 та 9 балів. Це пов'язано з тим, що останнім часом в Криворізькому залізничному басейні значно знизилася

сеїсмостійкість ґрунтів, чому сприяли постійні вибухові роботи в кар'єрах та підземні підробки. А такі техногенні чинники можуть підсилювати землетрус на 1-1,5 бали, тобто довести його силу до 6-8 балів.

Оскільки споруда не відноситься до особо відповідальних, розрахунок горизонтального сейсмічного навантаження S_{ki} , прикладеного до точки k виконується за спектральним методом (формула (2.1) в [1]).

В результаті розрахунків, отримують переміщення в вузлах рами, внутрішні зусилля та інерційні сили, що виникають при сейсмічних навантаженнях.

Розраховують максимально допустиме горизонтальне переміщення правого верхнього вузла залізобетонної колони рами складу (вузол №29 на рис.3).

З табл.2.8 [1] отримують допустиме значення для залізобетонних конструкцій

$$\Delta k = 1/150, \quad (1)$$

де Δk – відношення горизонтальних переміщень верхнього вузла конструкції відносно нижнього вузла до її висоти.

Отже, максимально допустиме горизонтальне переміщення вузла буде дорівнюватися добутку Δk на його висоту:

$$\frac{1}{150} \cdot 18,6 = 0,124 \text{ м.}$$

За результатами розрахунку до табл.1 заносимо відомості про переміщення верхнього вузла колони складу концентрату від дії сейсмічних навантажень (вузол №29 на розрахунковій схемі, рис.3).

Таблиця 1 – Переміщення вузла № 29 (рис. 3) від сейсмічних навантажень

Сейсмічне навантаження, бали	Переміщення					
	X, мм	Y, мм	Z, мм	UX*, рад*10 ³	UY*, рад*10 ³	UZ*, рад*10 ³
7 (горизонтальний напрямок вздовж вісі X)	-89,91	0	-3,11	0	-0,54	0
8 (горизонтальний напрямок вздовж вісі X)	-179,82	0	-6,21	0	-1,09	0
9 (горизонтальний напрямок вздовж вісі X)	-395,55	0	-13,66	0	-2,48	0
9 (вертикальний напрямок вздовж вісі Z)	-0,06	0	-0,002	0	-0,00032	0

*Примітка: UX, UY та UZ – обертання навколо вісі X, Y та Z відповідно

Як видно з результатів розрахунку вертикальні й горизонтальні переміщення при вертикальних сейсмічних навантаженнях досить незначні. При сейсмічності 7 балів з горизонтальним напрямком вздовж вісі X

переміщення значні, але ще не перевищують допустимих значень (124 мм), при 8 – перевищують, а при 9 – значно перевищують.

Отже, переміщення вузла колони складу перевищують допустимі значення при розрахунковій сейсмічності будівельного майданчика вище 7 балів. Необхідно провести подальші дослідження при відновленні рами до проектних значень.

Далі моделюють раму без урахування експлуатаційних пошкоджень та проектне розрахункове значення ваги конструкцій приймається таким, що враховує коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 1,1$. [4]. І так само, як в попередньому випадку, досліджують поведінку рами при сейсмічному навантаженні 7, 8 та 9 балів. Результати розрахунків заносимо до табл.2.

Таблиця 2 – Переміщення вузла № 29 (рис. 3) від сейсмічних навантажень без урахування пошкоджень (при відновленні до проектних значень)

Сейсмічне навантаження, бали	Переміщення					
	X, мм	Y, мм	Z, мм	UX, рад·10 ³	UY, рад·10 ³	UZ, рад·10 ³
7 (горизонтальний напрямок вздовж вісі X)	-69,43	0	-2,52	0	-0,61	0
8 (горизонтальний напрямок вздовж вісі X)	-138,86	0	-5,03	0	-1,21	0
9 (горизонтальний напрямок вздовж вісі X)	-305,45	0	-11,07	0	-2,77	0
9 (вертикальний напрямок вздовж вісі Z)	-0,033	0	-0,0012	0	-0,00026	0

Як видно з результатів розрахунку, переміщення вузла колони складу після її відновлення до проектних значень зменшилися, але все ще перевищують допустимі значення при розрахунковій сейсмічності будівельного майданчика вище 7 балів, якщо сейсмічна дія має напрямки вздовж вісі X [5].

Перевіряють значення напружень в перерізах залізобетонних колон та порівнюють їх з допустимими значеннями. Міцність на стиск бетону В25 дорівнює 18,5 МПа, міцність на розтяг – 1/10÷1/17 міцності на стиск, тобто – 1,088 МПа, межа міцності при згині дорівнює 1/6÷1/10 міцності на стиск, тобто – 1,85 МПа (приймаємо найнижчі показники).

Максимально допустиме зусилля в елементі колони перерізом 0,4 на 0,6 м (елементи №56-60 та 98-111, 128 та 129 (рис.4)) розраховують за формулою (3).

$$\sigma = F / A, \quad (2)$$

де F – зовнішнє навантаження, протидією якому є внутрішнє зусилля

N , кН; A – площа поперечного перерізу елемента колони, м².

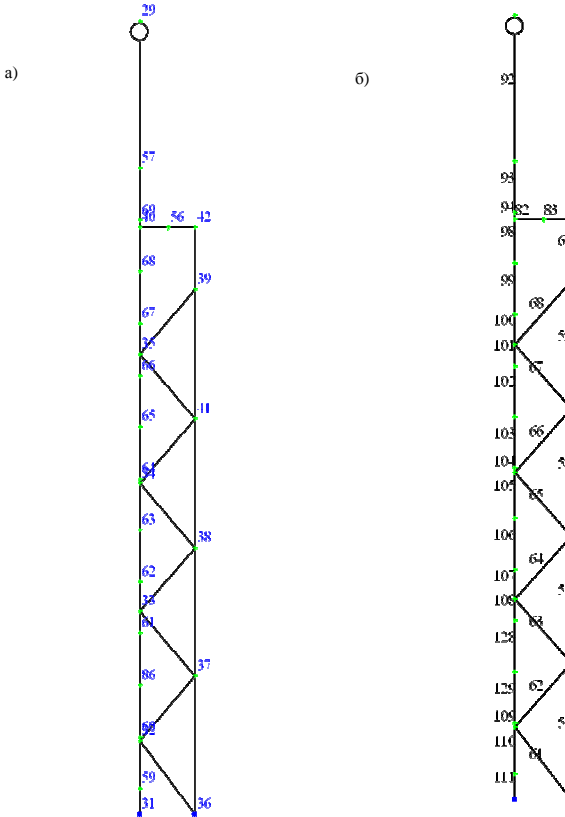


Рис. 4 – Нумерація вузлів (а) та елементів (б) колони складу

Слід зауважити, що напруження в елементі колони не повинне перевищувати допустиме значення $[\sigma_p] = 1,088$ МПа.

Тоді з формули (2) отримаємо:

$$N \leq [N] = [\sigma_p] \cdot A. \quad (3)$$

Отже:

$$N \leq [N] = 1,088 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,6 = 261 \text{ кН.}$$

Оскільки ліва і права колони рами складу симетричні, а найбільші навантаження прикладені до лівої частини, то вважається доцільним

розгледіти лише зусилля, виникаючі в елементах саме лівої колони складу.

За результатами розрахунків отримаємо значення для елементів колони 56, 57 та 58 (рис.4), які значно перевищують допустимі в декілька разів (навіть при 7 балах розтягуючі зусилля в 56 елементі перевищують 500 кН).

По-перше, це вказує на необхідність моделювання просторової схеми складу (в якій діючі навантаження сприйматимуться прилеглими елементами). По-друге, це вказує на те, що руйнування колони перш за все відбудеться в її нижній частині.

Далі перевіряють напруження від інерційних сил у порівнянні з допустимими значеннями. Слід зауважити, що найбільші інерційні сили від сейсмічних навантажень виникатимуть у вузлах, до яких прикладене навантаження від крану та підкранової балки. Це вузол № 56 (рис.4) та симетрично розташований на правій колоні складу вузол №55. Досліджують напруження від інерційних сил в поперечному перерізі колон, що розташовані біля цих вузлів.

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{32}}{W_y} \leq [\sigma_{32}] = 1,85 \text{ МПа}, \quad (4)$$

де W_y – момент опору перерізу при згині, м^3 ; M_{32} – згинальний момент, $\text{кН}\cdot\text{м}$;

$$W_y = \frac{I_y}{x_{\max}}, \quad (5)$$

де I_y – момент інерції перерізу, м^4 ; x_{\max} – відстань між центром перерізу та максимально віддаленою від центра точкою по вісі x , м (рис.5).

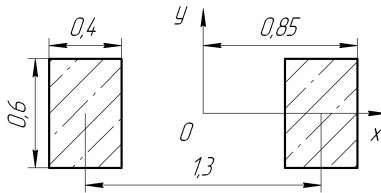


Рис.5 – Поперечний переріз підкранової частини колони складу

Зважаючи на те, що переріз працює без тріщин, вважаємо можливим розрахунок за пружною стадією. При цьому впливом арматури можна знехтувати.

$$I_y = \sum (I_{y_{ci}} + x_{ci}^2 \cdot A_i), \quad (6)$$

$$I_y = 2 \left(\frac{h \cdot b^3}{12} + (0,65^2 \cdot b \cdot h) \right),$$

$$I_y = 2 \left(\frac{0,6 \cdot 0,4^3}{12} + (0,65^2 \cdot 0,4 \cdot 0,6) \right) = 0,2092 \text{ м}^4.$$

Тоді:

$$W_y = \frac{0,2092}{0,85} = 0,246 \text{ м}^3;$$

$$M_{3z} = F_{\max} \cdot l, \quad (7)$$

де $l = 13,64 \text{ м}$ – висота до вузла колони.

Підставивши отримані дані в формулу (4), отримаємо:

$$\sigma_{\max} = \frac{F_{\max} \cdot 13,64}{0,246} \leq [\sigma_{3z}] = 1,85 \text{ МПа}.$$

Звідки визначимо максимально допустиме значення інерційної сили:

$$F_{\max} \leq [F] = \frac{[\sigma_{3z}] \cdot 0,246}{13,64};$$

$$F_{\max} \leq [F] = 33 \text{ кН}.$$

Отримані результати розрахунку в ПК «ЛИРА», які наближуються або перевищують це значення наведено в табл.3.

Таблиця 3 – Інерційні сили від сейсмічних навантажень

№ вузла	Сейсмічне навантаження, бали	Інерційні сили					
		X, кН	Y, кН	Z, кН	UX, кН·м	UY, кН·м	UZ, кН·м
55 56	7 (горизонтальний напрямок вздовж вісі X)	45,99 49,63	0	-0,004 0,004	0	0,001 0,001	0
55 56	8 (горизонтальний напрямок вздовж вісі X)	91,99 99,26	0	-0,007 0,008	0	0,003 0,003	0
55 56	9 (горизонтальний напрямок вздовж вісі X)	202,38 218,38	0	-0,014 0,017	0	0,005 0,005	0
55 56	9 (вертикальний напрямок вздовж вісі Z)	106,21 -119,80	0	0,77 0,82	0	-0,0005 0,0008	0

Отже, як видно з результатів розрахунку, міцність на згин не забезпечена.

В результаті проведеного математичного експерименту можна зробити наступні висновки:

- переміщення верхнього вузла залізобетонної колони при пошкодженому стані перевищують допустимі значення, якщо розрахункова сейсмічність будівельного майданчика перевищує 7 балів;
- при відновленні колон до проектних параметрів, переміщення верхнього вузла перевищують допустимі значення, при розрахунковій сейсмічності будівельного майданчика близько 8 балів та якщо сейсмічна дія спрямована вздовж вісі X;
- при розрахунках відновленої до проектних параметрів рами міцність на стиск забезпечено;
- міцність на розтяг, навіть після відновлення, вже при сейсмічності в 7 балів – не забезпечується;
- міцність на згин не забезпечується вже при сейсмічності в 7 балів, навіть після відновлювальних робіт.

Це пов'язано з тим, що проектування складу проводилося 49 років тому. В той час проектування, як правило, велося за старими будівельними нормами, які не відповідають вимогам ДБН 2006 р. [1]. В цих нормах, у порівнянні з попередніми, відбулися деякі зміни: по-перше, значно змінилася розрахункова сейсмічність районів (була підвищена на 1-2 бали), а по-друге – підвищилися вимоги до розрахунків як при визначенні сейсмічних навантажень так і при оцінюванні несучої здатності конструкцій.

Виходячи з усього зазначеного вище, відновлення складу концентрату №1 ВАТ «ІнГЗК» до проектних значень недостатнє.

Отже, для районів з сейсмічністю 7, 8 і 9 балів необхідне превентивне підсилення подібних споруд понад проектні значення.

Також для споруд, довжина яких перевищує 30 м (а розміри складу концентрату в плані 36×192 м), необхідне моделювання просторової схеми. Це питання буде реалізовано в подальших дослідженнях.

1. ДБН В.1.1-12:2006. Будівництво в сейсмічних районах України. – К., 2006. – 84 с.

2. Отчет о научно исследовательской работе «Общее и динамическое обследование строительных конструкций. Оценка технического состояния конструктивных элементов зданий. Разработка рабочей документации на ремонтно-восстановительные работы. Составление паспортов технического состояния зданий: склада концентрата №1; корпуса 3-4 стадии дробления; пульпонасосной станции №1». Склад концентрата №1. – 2005. – 299 с.

3. ЛИРА 9.2. Примеры расчета и проектирования / М.С.Барабаш, Ю.В. Гензерский, Д.В. Марченко, В.П. Титок. – К.: Факт, 2005. – 106 с.

4. Комп'ютерні технології проектування залізобетонних конструкцій / Ю.В. Верюжський, В.І. Колчунов, М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерський. – К.: Книжкове вид-во НАУ, 2006.

– 808 с.

5.ДБН В.1.2–2:2006. Норми проектування. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. [Чинний від 2007.01.2001 р.]. – К., 2006. – 60 с.

Отримано 27.04.2012

УДК 624.154.34

И.К.БИЧЕВ, Н.Р.АНТОНЮК, В.И.ДАНЕЛЮК, кандидаты техн. наук
Одесская государственная академия строительства и архитектуры

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ НОВОЙ ТЕХНОЛОГИИ УСТРОЙСТВА БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ ПРИ УСИЛЕНИИ ФУНДАМЕНТОВ

Описаны результаты апробации новой технологии устройства буройнъекционных свай малого диаметра с дополнительным дисперсным армированием полимерной фиброй. Результаты получены при моделировании технологии в лабораторных условиях и проверены в условиях строительства.

Описано результати апробації нової технології влаштування буройн'єкційних пиль малого діаметру з додатковим дисперсним армуванням полімерною фіброю. Результати отримано при моделюванні технології в лабораторних умовах і перевірено в умовах будівництва.

Some results of a new technology application of the drill injected stilts with small diameter and with an additional dispersed reinforcement of a polymeric fiber is described. Results are obtained by improved technology in laboratory conditions, therefore verification of the technology in building conditions.

Ключевые слова: буройнъекционные сваи, дисперсное армирование, технологические показатели, полимерная фибра.

Из года в год увеличивается внимание к состоянию старых зданий и сооружений. Природные факторы и влияние техногенных вод пагубно сказываются на несущей способности оснований фундаментов таких зданий. Архитектурная и историческая ценность некоторых из старых зданий и сооружений обязывает проводить постоянный мониторинг несущей способности оснований и фундаментов и в случае необходимости их усиления. Как показывает практика, чаще всего, при выборе способа усиления фундаментов отдают предпочтение технологии устройства буройнъекционных свай (БИС) [1, 2].

Высокая мобильность, отсутствие динамических воздействий при устройстве буройнъекционных свай – это лишь некоторые из особенностей технологии устройства БИС, которые выгодно отличают её от других.

Наряду с высокой эффективностью, имеются некоторые недостатки в технологии устройства БИС, особенно при устройстве свай малого диаметра (80-150 мм). В таких сваях, как правило, отсутствует объемное