

## **ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДИНАМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ОТ ДВИЖЕНИЯ ПЕШЕХОДОВ НА ПРОЛЕТНОЕ СТРОЕНИЕ ПЕШЕХОДНОГО МОСТА**

Краснов С.Н.

Харьковский национальный автомобильно-дорожный университет  
г. Харьков, Украина

**АННОТАЦИЯ:** Звернено увагу на ряд досліджень, присвячених динамічним характеристикам пішохідних мостів і визначені основні невирішені задачі. Наводяться дані експериментальних досліджень прольотної будови пішохідного мосту при динамічному впливі від руху пішоходів. Виконано порівняльний аналіз експериментальних даних та теоретичних розрахунків.

**АННОТАЦИЯ:** Обращено внимание на ряд исследований, посвященных динамическим характеристикам пешеходных мостов и обозначены основные нерешенные задачи. Приводятся данные экспериментальных исследований пролетного строения пешеходного моста при динамическом воздействии от движения пешеходов. Выполнен сравнительный анализ экспериментальных данных и теоретических расчетов.

**ABSTRACT:** Drew attention to a series of studies to determine the dynamic characteristics of pedestrian bridges and identified the main unsolved problems. On the basis of energy principles, step by step a rational design solution has been obtained for pedestrian bridge framework systems where positive properties of concrete and steel are exploited in the best mode. The proposed construction is presented in the form of longitudinal and transverse rods of periodic profile passing through cross-shaped corners, installed at each node in the middle between them.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** пешеходный мост, пролетное строение, испытания, частота собственных колебаний, динамический коэффициент.

## ВВЕДЕНИЕ

Вопросам исследования и проектирования сталежелезобетонных конструкций, как в области мостостроения [1 - 2], так и в области промышленного и гражданского строительства, посвящено значительное количество работ [3 - 5].

При этом, в отдельное направление выделены исследования, связанные с разработкой пластинчато-стержневых сталежелезобетонных конструкций и узлов сопряжения их элементов [3 - 5]. Данные конструкции являются доминантными представителями новых систем пешеходных мостов.

Известно, что во время эксплуатации на мост действуют подвижные нагрузки от пешеходов, оказывающие динамическое воздействие. Имеется определенное количество результатов исследований, посвященных определению частот собственных и вынужденных колебаний, оценке динамического коэффициента, построению способов гашения колебаний и др. [6, 7, 8]. Тем не менее, допустимо обозначить нерешенные задачи, такие как: уменьшение собственного веса конструкции и возможность регулирования конструктивными параметрами системы в условиях динамического нагружения.

**Целью исследований** является экспериментальная оценка частот собственных и вынужденных колебаний предложенной пространственной сталежелезобетонной конструкции (модуля) пролетного строения пешеходного моста, находящейся в условиях динамических воздействий.

## ОСНОВНОЙ МАТЕРИАЛ ИССЛЕДОВАНИЙ

В основе создания предлагаемых систем пешеходных мостов лежат энергетические принципы и методы прямого проектирования [3]. Разработанные на их базе конструктивные решения являются следствием управления и рационализации таких параметров системы, как: высота пространственной металлической части, толщина железобетонной плиты, варьирование которой производится за счет захороняемых внутри вкладышей-пустотообразователей. Данное положение позволяет управлять не только собственным весом и жесткостью конструкции, но и ее собственными частотами колебаний. Результаты расчета иллюстрируются рис. 1, а также информацией, содержащейся в табл. 1.

*Объект исследования.* Объектом исследования являлся модуль сталежелезобетонного пролетного строения пешеходного моста длиной 6 м с консолями по 0,5 м, шириной 2 м, высотой конструкции 0,5 м, в котором сжатая часть представлена в виде облегченной железобетонной плиты, а растянутая часть – в виде металлической пространственной стержневой системы (рис. 2) [9].

Таблица 1

Прогибы и период собственных колебаний (основной тон) конструкции пролетного строения в зависимости от толщины плиты

| Толщина плиты, см | Максимальные прогибы конструкции, мм |               | Период собственных колебаний конструкции, с |               |
|-------------------|--------------------------------------|---------------|---|---------------|
|                   | С вкладышами                         | Без вкладышей | С вкладышами                                | Без вкладышей |
| 10                | 15,0                                 | 15,0          | 0,245                                       | 0,245         |
| 15                | 14,5                                 | 20,4          | 0,241                                       | 0,285         |
| 20                | 14,2                                 | 25,6          | 0,239                                       | 0,321         |
| 22                | 14,0                                 | 27,6          | 0,237                                       | 0,333         |
| 25                | 13,7                                 | 30,5          | 0,234                                       | 0,350         |

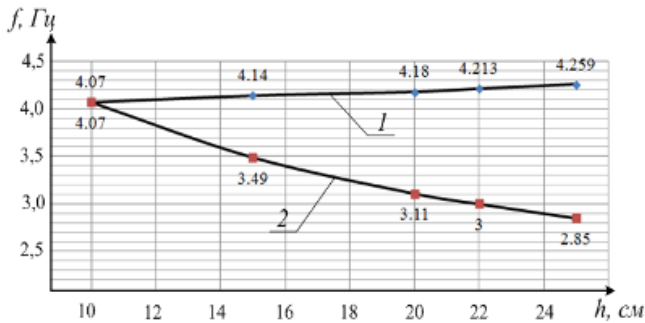


Рис. 1. Зависимость частоты собственных колебаний (основной тон) от толщины железобетонной плиты:

- 1 – железобетонная плита с вкладышами;
- 2 – железобетонная плита без вкладышей

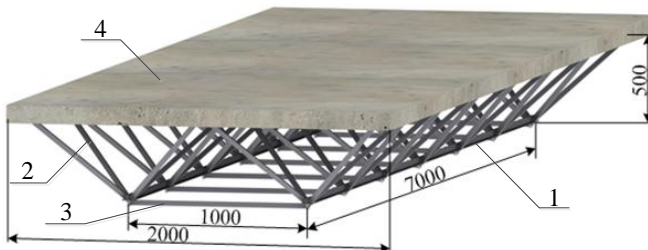


Рис. 2. Схема исследуемой конструкции пролетного строения:

- 1 – нижний пояс ( $2L 32 \times 3$  мм);
- 2 – раскосы ( $\square 25 \times 2$  мм);
- 3 – нижняя поперечина ( $\square 25 \times 2$  мм);
- 4 – железобетонная плита,  $\delta = 10$  см

*Система нагружения.* Учитывая тот факт, что основную характеристику – частоту собственных колебаний пролетного строения можно получить, вызвав колебания ударным воздействием на конструкцию, в эксперименте был принят именно этот подход.

Поэтому, для экспериментальной оценки частот собственных колебаний пролетное строение подвергалось такому динамическому воздействию, как вертикальный импульс, вызываемый сбрасыванием груза массой 31 кг с высоты от  $h_1 = 60$  мм,  $h_2 = 90$  мм,  $h_3 = 120$  мм,  $h_4 = 150$  мм,  $h_5 = 200$  мм и до  $h_6 = 250$  мм, приложенный в 8-ми узлах и в середине верхнего пояса конструкции (9 схем нагружения) (рис. 3).



Рис. 3. Динамические испытания пролетного строения

Кроме того, для определения частот вынужденных колебаний пролетное строение подвергалось импульсному динамическому воздействию от движения пешеходов. Пешеходы в количестве от 4 человек до 24 человек двигались по мосту «вперед» - «назад», выполняли «марш на месте», а также прыжки в центре (рис. 3).

*Система измерения.* Для регистрации виброграмм вертикальных динамических колебаний моста был применен самопишущий механический прибор системы Гейгера, четыре электронных датчика ускорения MMA7260Q, позволяющие производить измерения ускорения по трем осям XYZ и радарная система «Радар IPS-154 - Green Line». Преобразование полученных результатов дает возможность путем перерасчета перейти к динамическим характеристикам конструкции.

## РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Проведению экспериментальных исследований предшествовало теоретическое моделирование изученных процессов. Основная характеристика, частота собственных колебаний пролетного строения, получена на базе построенной конечноэлементной модели конструкции при помощи программного комплекса «ЛИРА» (ПК «ЛИРА», версия 9.6, лицензия № 3д/ 773).

Теоретические значения частот собственных колебаний испытуемого модуля составили: 1-я форма 9,76 Гц (основной тон); 2-я форма 19,62 Гц; 3-я форма 26,2 Гц; 4-я форма 29,19 Гц; 5-я форма 34,06 Гц; 6-я форма 35,77 Гц; 7-я форма 44,11 Гц; 8-я и 9-я формы 45,37 Гц; 10-я форма 46,69 Гц; с периодом, соответственно,  $T = 0,102$  с;  $T = 0,051$  с;  $T = 0,038$  с;  $T = 0,034$  с;  $T = 0,029$  с;  $T = 0,028$  с;  $T = 0,023$  с;  $T = 0,022$  с;  $T = 0,022$  с;  $T = 0,021$  с.

В свою очередь, для экспериментальной оценки виброграмм, полученных путем сброса груза по 9-ти схемам нагружения, определены усредненные значения частот собственных колебаний 11 Гц (основной тон) и периода  $T = 0,091$  (рис.4).

Экспериментально полученные значения частот вынужденных колебаний от движения пешеходов по 12-ти схемам нагружения составили – 2,2...2,5 Гц с периодом, соответственно, 0,45...0,40 с (рис. 5, 6).

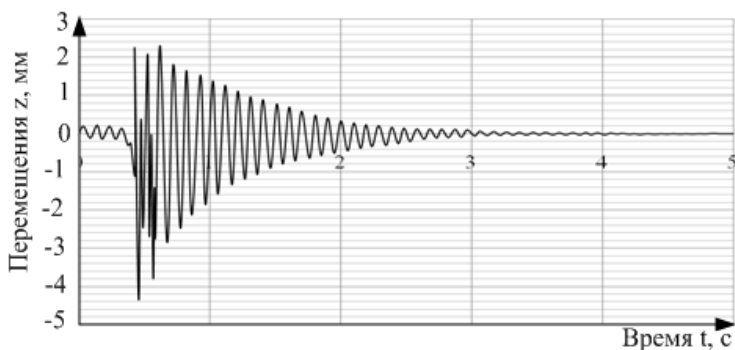


Рис. 4. Виброграмма при сбросе груза с высоты  $h_3 = 120$  мм

Кроме того, при сбрасывании груза с различной высоты экспериментально установлены, в соответствии с (1) и (2), усредненные значения логарифмического декремента  $d = 0,041$  и соответствующий ему коэффициент затухания  $\beta = 1,04$  (рис. 4).

$$d = \ln \frac{A_n}{A_{n+1}}, \quad (1)$$

где  $A_n$  и  $A_{n+1}$  – амплитудные значения функции  $y(t)$  для двух ее последних экстремумов.

$$\beta = \frac{1}{\tau}, \quad (2)$$

где  $\tau$  – время, в течение которого уменьшается амплитуда колебаний  $A$ .

Максимальная амплитуда колебаний при движении 18 человек по мосту составила 22...26 мм (рис. 5).

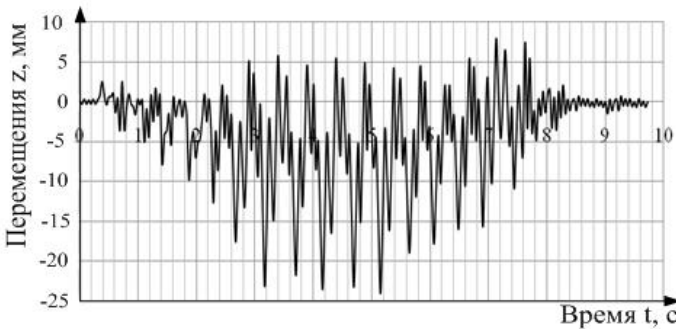


Рис. 5. Виброграмма при движении 18-ти марширующих людей «вперед»

Однако, если подвергнуть эту запись преобразованию Фурье, то заданную периодическую функцию  $f(x)$  с периодом  $T$  точно или приближенно тригонометрической суммой (3) [8], мы получим спектральную характеристику колебаний, приведенных на рис. 6.

$$S_n(x) = \frac{a_0}{2} + a_1 \cos \omega x + a_2 \cos 2\omega x + \dots + a_n \cos n\omega x + b_1 \sin \omega x + b_2 \sin 2\omega x + \dots + b_n \sin n\omega x, \quad (3)$$

где  $\omega = \frac{2\pi}{T}$ .

Приближение (1.3) для функции  $f(x)$  будет наилучшим в смысле минимума средней квадратической ошибки:

$$\delta^2 = \int_0^T [f(x) - S_n(x)]^2 dx, \quad (4)$$

если коэффициенты  $a_k$  и  $b_k$  ( $k=0, 1, 2, \dots$ ) вычисляются по формулам Эйлера:

$$a_k = \frac{2}{T} \int_0^T f(x) \cos i \omega x dx \quad (5)$$

$$b_k = \frac{2}{T} \int_0^T f(x) \sin i \omega x dx \quad (6)$$

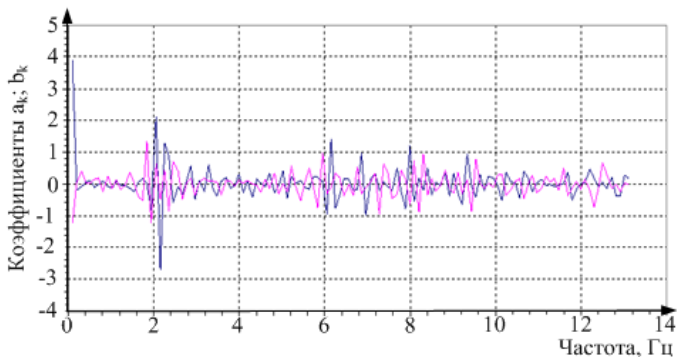


Рис. 6. Спектральная характеристика колебаний, приведенных на рис. 5

Анализ спектральной характеристики колебаний системы (рис. 6) свидетельствует о том, что максимальная амплитуда достигается при частоте вынужденных колебаний 2,2 Гц, которая, в свою очередь, возникает в системе при движении пешеходов и ее величина экспериментально зафиксирована на рис. 5. Следует отметить, что частота вынужденных колебаний 2,2 Гц отвечает характерному для пешеходов периоду собственных колебаний 0,45...0,4 с.

Следует отметить, что на экспериментально полученной виброграмме колебаний при «марше на месте» в центре пролета 18-ти человек в течении 45 секунд не зафиксирован рост амплитуды колебаний системы при частоте вынужденных колебаний 2,2 Гц. Виброграммы колебаний при «марше на месте» в центре пролета, зафиксированная механическим вибрографом Гейгера и электронным лазерным дальномером, приведены на рис. 7 и 8, соответственно.

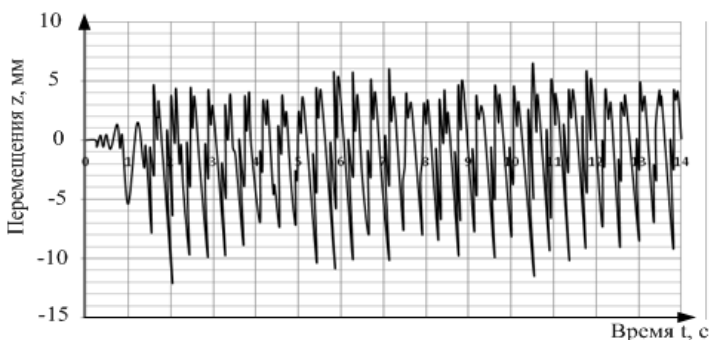


Рис. 7. Виброграмма колебаний при «марше на месте» в центре пролета (виброграф Гейгера)

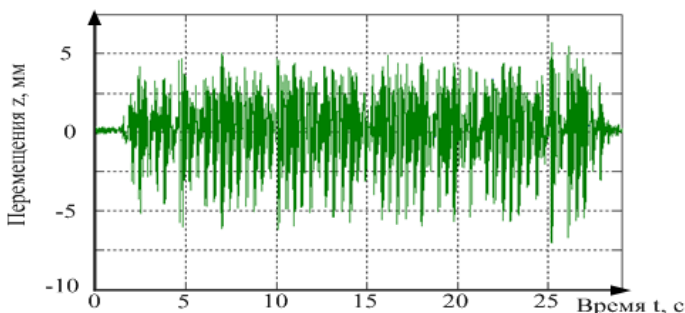


Рис. 8. Виброграмма колебаний при «марше на месте» в центре пролета (электронный «Радар IPS-154 - Green Line»)

## ВЫВОДЫ

Приведенные результаты теоретических и экспериментальных динамических исследований модуля пролетного строения пешеходного моста свидетельствуют о том, что:

- значения частот вынужденных колебаний, полученные от различных сочетаний нагрузок (эксперимент) не совпадают ни с одной из теоретически полученных частот 10-ти форм собственных колебаний. Таким образом, период собственных колебаний конструкции (модуля), не попадает в запрещенный для пешеходных мостов диапазон  $(0,45 \dots 0,6)$  [10], и, как следствие, исключена возможность возникновения резонансных явлений рассматриваемой системы, конструкция которой прошла экспериментальную проверку, а разброс теоретических, и соответствующих им, экспериментальных значений исследуемых величин не превышал 11 %.

Следует отметить, что при движении марширующих пешеходов (с постоянной частотой «в ногу») экспериментально установлены значения динамического коэффициента, не учитываемого в [10], которые достигают  $(1+\mu)=1,7 \dots 1,9$  (рис. 5).

Полученные результаты свидетельствуют о возможности применения легких пластинчато-стержневых сталежелезобетонных конструкций для строительства пролетных строений пешеходных мостов, длиной от 6 м до 33 м.



## ЛИТЕРАТУРА

1. Ефимов П.П. Проектирование мостов / П.П. Ефимов. – Омск: Дантея, 2006. – 111 с.
2. Мости: Конструкції та надійність: підручник / [Й.Й. Лучко, П.М. Коваль, М.М. Корнієв та ін. за ред. В. В. Панасюка і Й. Й. Лучка]. – Л.: Каменярь, 2005. – 989 с.
3. Шмуклер В.С. Каркасные системы облегченного типа / В.С. Шмуклер, Ю.А. Климов, Н.П. Бурак. – Х.: Золотые страницы, 2008. – 336 с.
4. Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні структурні конструкції: монографія / Л.І. Стороженко, В.М. Тимошенко, О.В. Нижник – Полтава: ПолтНТУ, 2006. – 146 с.
5. Семко О.В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій / О.В. Семко. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 309 с.
6. De Silva S. Vibration characteristics of concrete-steel composite floor structures / De Silva S., D.P. Thambiratham // *ACI Structural Journal*. – USA: American Concrete Institute, November–December 2011. – Vol. 108, No. 6.
7. Ватуля Г.Л. Определение частот и форм свободных колебаний пешеходного моста / Г.Л. Ватуля // науч.-техн. сб. Укр ГАЖТ – Х.: 2010. – Вып. 112. – С. 60–63.
8. Хазанов М.Л. Оценка влияния резонансных явлений от подвижной нагрузки на пролетные строения мостовых конструкций / М.Л. Хазанов // Исследование мостовых и тоннельных сооружений: сборник научных трудов МАДИ (ГТУ) – М.: – 2006. – С. 101–111.
9. Пат. 78056 Украина, МПК Е 04D 3/24. Металлобетонное пространственное перекрытие / Шмуклер В.С., Краснова К.С., Краснов С.М. и др.; заявитель и патентообладатель Шмуклер В.С. – № и 201209097; заявл. 24.07.12; опубл. 11.03.13, Бюл. №5. – 4 с.
10. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування: ДБН В.2.3 – 22:2009. – [Чинний від 2009-11-11]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 73с.

## REFERENTS

1. Yefimov P. Designing bridges / P. Yefimov. - Omsk: Dantaya, 2006. - 111 p.
2. Bridges: Konstructions and reliability: the textbook / [J.J. Lucko, P.Koval, M. Korniev and other of Ed. V. Panasyuk i J. Luka]. - L. : Kamenyar, 2005. - 989 p.
3. Shmukler V. Skeletal system facilitated type / V. Shmukler, Y. Klimov, N. Burak. - H.: Golden Pages, 2008. - 336 p.
4. Storozhenko L. Reinforce-concrete structure constructions: monografiya / L.Storozhenko, V. Tymoshenko, O. Nizhnik. - Poltava: PoltNTU, 2006. - 146 p.
5. Syemko A. Probabilistic aspects calculating reinforce-concrete structures / A.Syemko. - Poltava: PoltNTU, 2004. - 309 p.
6. De Silva, S. Vibration characteristics of concrete-steel composite floor structures / De Silva, S., D.P. Thambiratham // ACI Structural Journal. – USA: American Concrete Institute, November–December, 2011 – Vol. 108, No. 6.
7. Vatulya G. Determination of natural frequencies and modes of free oscillations Khodnev pedestrians-bridge / G. Vatulya // Scientific and engineering. collection of the State Academy of Railway Transport – H.: 2010. - Issue. 112 - p. 60-63.
8. Khazanov M. Assessing the impact of resonance phenomena of the moving load on the spans of bridge structures / M. Khazanov // Study of bridge and tunnel constructions: Proceedings of the MARI (STU). - M. : - 2006. - P.101-111.
9. Pat. 78056 Ukraine, IPC E 04D 3/24. Metallobetonnoe space-vennoe overlap / Shmukler VS, KS Krasnov, S. Krasnov and etc.; applicant and patentee Shmukler VS - № u 201209097; appl. 24.07.12; publ. 03.11.13, Bul. №5. - 4.
10. Transport facilities. Bridges and pipes. Basic design requirements: DBN B.2.3 - 22: 2009. – [Effective as of 2009-11-11]. - K.: Minregionstroy Ukraine, 2009. – 73p.

Статья поступила в редакцию 05.08.2015 г.