

Шмуклер В.С., Краснов С.Н.

## ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МОДУЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПЕШЕХОДНЫХ МОСТОВ

*Приводится конструкция сталежелезобетонного модуля пролетного строения пешеходного моста, выполненного в виде пространственной стержневой системы и возможность его использования при строительстве комбинированных систем пешеходных мостов. Уделено внимание анализу полученных экспериментальных данных при статическом и динамическом испытании конструкции пролетного строения с теоретическими расчетами, выполненными на базе построенной конечно-элементной модели.*

**Ключевые слова:** модульный элемент, пролетное строение, пешеходный мост, статические и динамические испытания, конечно-элементная модель.

**Введение.** В связи с постоянно увеличивающейся диспропорцией между приростом числа автомобилей и приростом протяженности улично-дорожной сети, не рассчитанной на современные транспортные потоки. . особую остроту проблема аварийности на автотранспорте. В связи с чем, актуальным вопросом является разработка и создание новых систем пешеходных мостов с использованием модульных элементов, позволяющих возводить конструкции в условиях трудной доступности и над существующими автомобильными и железными дорогами без остановки движения. К таким системам можно отнести вантовые и висячие мосты, балка жесткости которых, выполнена из отдельных элементов-модулей.

Для изготовления таких элементов представляется возможным применение пространственных конструкций типа структур [1-3], выполненных из одинаковых по величине и характеристикам компоновочных модулей.

**Анализ публикаций.** Вопросу проектирования новых типов сталежелезобетонных конструкций, как в области мостостроения [2-5], так и в области промышленного и гражданского строительства, уделяется особое внимание [1, 6, 7]. Учитывая накопленные опытные данные, теоретические исследования и наблюдения за работой пешеходных мостов можно констатировать, что при движении большого количества людей возникают колебания со значительными амплитудами, которые представляют опасность для нормальной эксплуатации мостовых сооружений [8-10]. Данное обстоятельство фундаментурует основу поиска новых конструктивных решений и методов проектирования систем пролетных строений пешеходных мостов, оказывающих значительное сопротивление статическим и динамическим воздействиям. Определенный интерес представляют исследования, связанные с возможностью управления амплитудно-частотными характеристиками пролетных строений путем прямого определения конструкционных параметров системы.

**Цель и постановка задачи.** Целью данного исследования является: - экспериментальная оценка совместной работы железобетонной плиты с металлической стержневой системой модульного элемента моста на всем диапазоне его статического и динамического нагружения; - обоснование, на основе анализа данных эксперимента, возможности использования построенной конечно-элементной модели для теоретических расчетов.

**Объект исследования.** Объектом исследования является модульный элемент сталежелезобетонного пролетного строения пешеходного моста, с расчетным пролетом 6 м, общей длиной 7 м, шириной 2 м и высотой конструкции 0,5 м (рис.1). Конструкция создана на основе энергетических принципов прямого проектирования [1-3], и возводилась из плоских ферм с параллельными поясами, установленными под углом 45° к горизонту. Пояса выполнены из равнополочных уголков 32х3мм, а раскосы из квадратной трубы 25×2мм. Фермы соединены между собой в каждом узле при помощи двух равнобоких уголков со срезанными полками, которые одновременно являются связями сдвига между железобетонной и металлической частями [11]. Железобетонная плита, толщиной 100 мм, выполнена из тяжелого бетона. Так как пространственная стальная решетка имеет довольно сложную конфигурацию, бетонирование плиты выполняется в перевернутом состоянии [6]. Применение вышеупомянутого способа позволяет облегчить процесс бетонирования плиты, возможность внедрения в среднюю часть тела плиты пустотообразующих вкладышей из легкого и недорогого материала, и как следствие регулировать основные геометрические характеристики конструкции (момент инерции, частоту собственных колебаний и т.д.) не изменяя ее массы и размеров. Основные прочностные характеристики материалов были получены в результате испытания стандартных образцов стали и бетона. Прочность бетона, полученная в результате испытания образцов, соответствует классу В25 (С12/15) с удельным весом  $\gamma=2,4\text{т/м}^3$  [12]. Плита армирована сеткой из арматуры  $\varnothing 3$  мм класса Вр-I. Расчетное сопротивление металла поясов (уголков) соответствует марке стали С235 с  $R_y=230$  МПа, расчетное сопротивление металла раскосов -  $R_y=185$  МПа.

**Система нагружения.** Во время проведения эксперимента нагружение образца пролетного строения

выполнялось в два этапа. На первом этапе производилось статическое нагружение конструкции при помощи гидростатического воздействия [13]. Во время статических испытаний были предусмотрены три схемы нагружения: - четверть, половина и все пролетное строение. При этом для каждой схемы нагрузка циклически увеличивалась на величину равную 1 кПа. Максимальная величина давления составила 8 кПа. На втором этапе эксперимента производилось динамическое нагружение конструкции. Для экспериментальной оценки частот собственных колебаний пролетное строение подвергалось импульсному воздействию, вызванному сбрасыванием груза массой 31 кг с различной высоты от 60 до 250 мм. Определение частот вынужденных колебаний пролетного строения производилось путем динамического воздействия пешеходов в количестве от 4 до 24 человек. Движение пешеходов осуществлялось по различным схемам: движение «вперед», «назад», «марш на месте», «навстречу друг - другу» а также «прыжки в центре» (рис. 2).

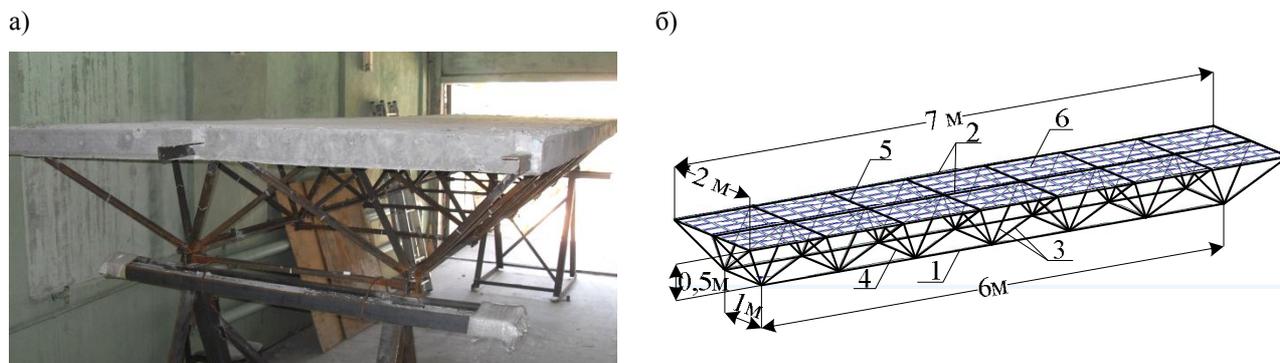


Рис. 1. Общий вид конструкции модуля пролетного строения: а – модуль пролетного строения до испытания; б – расчетная схема (1 – нижний пояс, 2 – верхний пояс, 3 – раскосы, 4 и 5 – соответственно нижние и верхние поперечные связи, 6 – железобетонная плита).



Рис. 2. Динамические испытания сталежелезобетонного модуля пролетного строения

**Система измерения.** Измерительную базу для данного эксперимента на первом (статическом) этапе составили: - 78 тензодатчиков, установленных на всех элементах металлической решетки для регистрации перемещений элементов; - 13 прогибомеров Максимова, установленных во всех узлах конструкции для определения вертикальных перемещений; - 6 механических тензометров, установленных в середине нижних поясов и в опорных раскосах; - 4 индукционных датчика перемещения (ДПИ), установленных в центральных узлах для фиксации вертикальных перемещений; - 4 индикатора часового типа, установленных в торцах конструкции для измерения возможного сдвига между бетонной плитой и металлическим верхним поясом; - 2 индикатора часового типа, установленных на наиболее нагруженном раскосе для определения величины продольного изгиба. Для регистрации виброграмм вертикальных динамических колебаний на втором этапе были применены: - самопишущий механический виброграф Гейгера, - 4 электронных датчика ускорения ММА7260Q, - радарная система «Радар IPS-154 Green Line».

**Результаты исследований.** Проведению экспериментальных исследований предшествовало моделирование изучаемых процессов на базе построенной конечно-элементной модели пролетного строения при помощи программного комплекса «ЛИРА» (ПК «ЛИРА», версия 9.6, лицензия №3д/773). При формировании конструкции балочного пролетного строения пешеходного моста в виде пространственной стержневой системы, верхний пояс которой объединен с железобетонной плитой настила моста, лежат

энергетические принципы, предложенные Г.В. Васильковым и развитые в работах В.С. Шмуклера [14, 1]. В частности, предлагается выбирать из всего множества возможных значений искомых параметров такие, при которых, потенциальная энергия деформаций (ПЭД) достигает нижней грани на рациональном сочетании величин геометрических параметров, то есть:

$$U = \inf U \left\{ \alpha^k \right\} \quad k = 1, 2, \dots, \infty, \quad (1)$$

где  $U$  – потенциальная энергия деформации системы;  $k$  – номер варианта сравнения;  $\alpha \in Q$ ,  $Q$  – множество допустимых значений внешних геометрических параметров, в качестве внешних параметров, уместно принять высоту структуры и, как следствие, углы наклонов раскосов конструкции и координаты узлов.

Поскольку связь между потенциальной энергией деформации  $U$ , высотой конструкции  $h$  и, как следствие, углами наклонов раскосов конструкции, представляет собой достаточно сложные выражения, и кроме того, заведомо не известен факт существования аналитического минимума, считается целесообразным построение численного решения. Для реализации поставленной задачи, в соответствии с критериями (1) и  $e \rightarrow e_n$ , (где  $e$  – плотность потенциальной энергии деформаций (ПЭД),  $e_n$  – предельное значение ПЭД), последовательно менялась строительная высота моста  $h$  с шагом 0,1 м с определением координат всех узлов.

Потенциальная энергия деформации получена по выражению:

$$U = \sum_{i=1}^k \frac{N_i^2 \cdot L_i}{2 \cdot E_i \cdot A_i}, \quad (2)$$

где  $N_i$  – усилие в  $i$ -м стержне;

$L_i$  – длина стержня;

$E_i$  – модуль деформации первого рода материала стержня;

$A_i$  – площадь сечения стержня;

$k$  – количество стержней в системе.

Площадь сечений стержней определяется по формуле:

$$A_{s,i} = \frac{N_i}{\varphi \cdot R_y}, \quad (3)$$

где  $A_{s,i}$  – требуемая площадь сечения;

$R_y$  – предел прочности материала на растяжение или сжатие;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба.

Результаты теоретических расчетов и экспериментальных данных, полученных при статическом нагружении конструкции (I этап) приведены на рис. 3 – 8. Анализ результатов свидетельствует об адекватности принятой конечно-элементной модели пролетного строения. Погрешность данных теоретических расчетов и эксперимента составляет не более 15%. На основании чего можно сделать вывод о том, что разработанная конечно-элементная модель может быть использована для выполнения теоретических расчетов по рационализации структурных конструкций модульных элементов различной длины (табл. 1).



Рис. 3. Деформации середины пролета (загружение четверти пролета)

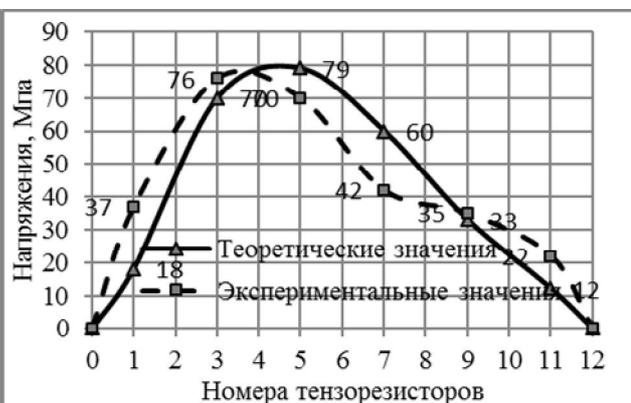


Рис. 4. Напряжения в нижнем поясе (загружение четверти пролета)



Рис. 5. Деформации середины пролета (загружение половины пролета)



Рис. 6. Напряжения в нижнем поясе (загружение половины пролета): 1-теоретические и 2-экспериментальные значения нагруженного пояса; 3-теоретические и 4-экспериментальные значения ненагруженного пояса



Рис. 7. Деформации середины пролета (загружение всего пролета)



Рис. 8. Напряжения в нижнем поясе (загружение всего пролета):

Таблица 1

Значения рациональной строительной высоты, углов наклона и сечений основных элементов конструкции

Пролет $L$ , м	Высота $h$ , м	Углы наклона раскосов, °		Сечения элементов, мм	
		$\alpha$	$\beta$	нижний пояс	раскосы
6,0	0,50	33,7	50,23	2L 32 × 3	□ 25 × 2
9,0	0,70	43,0	53,83	2L 45 × 4	□ 25 × 2
12,0	0,95	51,7	58,22	2L 50 × 5	□ 25 × 3
15,0	1,20	58,0	62,08	2L 56 × 5	□ 30 × 2
18,0	1,45	63,0	65,32	2L 63 × 6	□ 30 × 3
21,0	1,65	65,6	67,52	2L 75 × 6	□ 35 × 3
24,0	1,9	68,5	69,84	2L 100 × 10	□ 40 × 2
33,0	2,60	74,0	74,51	2L 150 × 10	□ 60 × 3

Основным критерием при разработке новых конструктивных решений пешеходных мостов являются ограничения, установленные современными нормами [15], для периодов собственных колебаний: – время одного вертикального полного колебания не должно быть в интервале 0,45–0,6 с, а горизонтального - 0,9–1,2 с.

Практически любая колебательная система пролетных строений мостов, при динамическом возбуждении начинает совершать затухающие колебательные движения описываемые формулой:

$$y(t) = A_0 e^{-\delta t} \sin(2\pi f t), \quad (4)$$

где:  $y(t)$  – величина перемещения колеблющегося тела;  $A_0$  – начальная амплитуда колебаний;  $f$  – частота колебаний;  $\delta$  – коэффициент затухания.

Важной характеристикой при расчете пролетных строений является коэффициент затухания. Физический смысл коэффициента затухания – это величина, обратная времени, в течение которого амплитуда колебаний уменьшается в  $e$  раз. Коэффициент затухания не дает полного представления об интенсивности затухания. Поэтому для характеристики интенсивности затухания вводят понятие логарифмического декремента затухания:

$$d = \ln \frac{A_n}{A_{n+1}}, \quad (5)$$

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

Из (4) и (5) получаем связь логарифмического декремента с коэффициентом затухания:

$$\delta = d \cdot f = \frac{d}{T}. \quad (6)$$

Коэффициент затухания связан с амплитудно-частотной характеристикой колебательной системы формулой:

$$\delta = \pi \Delta f, \quad (7)$$

где:  $\Delta f$  - полоса пропускания колебательной системы на уровне 0,707 от максимума.

Из (6) и (7) получаем:

$$d = \pi \frac{\Delta f}{f}. \quad (8)$$

Во время экспериментального определения собственных частот колебаний были получены характерные виброграммы (рис. 9) и, соответствующие им частотные характеристики (рис. 10).

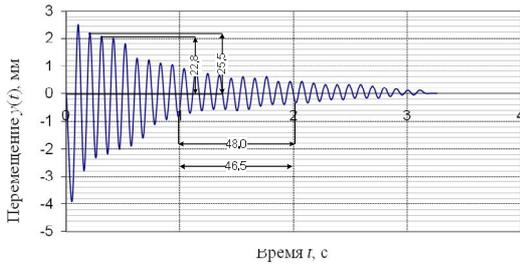


Рис. 9. Виброграмма, полученная с вибрографа Гейгера при  $h_3 = 200$  мм (Схема 9, частота  $f = 9,7$  Гц)

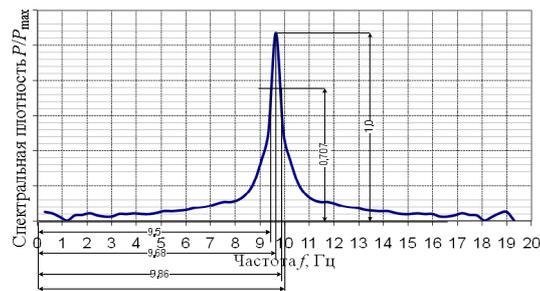


Рис. 10. Частотная характеристика, полученная с вибрографа Гейгера при  $h_3 = 200$  мм (Схема 9, частота  $f = 9,68$  Гц)

В результате обработки результатов эксперимента (рис. 9) получены:

- частота колебаний

$$f = \frac{n}{t} = \frac{46,5}{48} = 9,68 \text{ Гц},$$

- период собственных колебаний

$$T = \frac{1}{f} = \frac{1}{9,68} = 0,103 \text{ с},$$

- декремент затухания

$$d = \ln \frac{A_n}{A_{n+1}} = \ln \frac{25,5}{22,8} = 0,112,$$

- коэффициент затухания

$$\delta = \frac{d}{T} = \frac{0,112}{0,103} = 1,09.$$

Используя частотную характеристику (рис. 10), соответствующую виброграмме (рис. 9) получаем:

- декремент затухания

$$d = \pi \frac{f_2 - f_1}{f_{\max}} = 3,14 \frac{9,86 - 9,5}{9,68} = 0,117,$$

- коэффициент затухания

$$\delta = d \cdot f = 0,117 \cdot 9,68 = 1,134.$$

Расхождение в вычислениях декремента затухания составили:

$$\Delta = \frac{d_1 - d_2}{d_2} = \frac{0,117 - 0,112}{0,117} = 4,27\%.$$

Расхождение в вычислениях коэффициента затухания составили:

$$\Delta = \frac{\delta_1 - \delta_2}{\delta_2} = \frac{1,134 - 1,09}{1,134} = 4,34\%.$$

Теоретические значения частот собственных колебаний, полученные на базе построенной конечно-элементной модели пролетного строения при помощи программного комплекса «ЛИРА», составили для первой формы  $f = 9,76$  Гц, с соответствующим периодом  $T = 0,102$  с.

Как уже было сказано выше, в современных нормах введены ограничения для периода собственных колебаний в балочных разрезных пролетных строениях пешеходных мостов. Это ограничение связано с тем, что именно при приведенных выше значениях периода собственных колебаний мост может раскачиваться колонной марширующих людей, то есть присутствует угроза возникновения резонанса. Следует отметить, что в условиях резонанса амплитуда колебаний моста может возрасти до опасных пределов, тем самым затрудняя

движение пешеходов по мосту и, в случае сверхвысоких амплитуд колебаний, вызвать разрушение сооружения. В связи с чем, можно констатировать, что определенный интерес представляют исследования, связанные с анализом динамики движения человека и его воздействием на пролетное строение моста.

Вынужденные колебания сталежелезобетонного пролетного строения, возникающие при движении пешеходов и их частотная характеристика, приведены на рис. 11, 12.

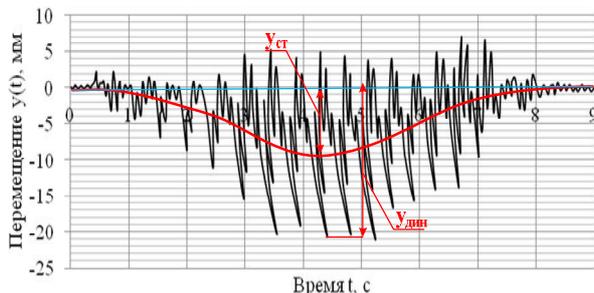


Рис. 11. Виброграмма испытания пролетного строения при движении 18 человек

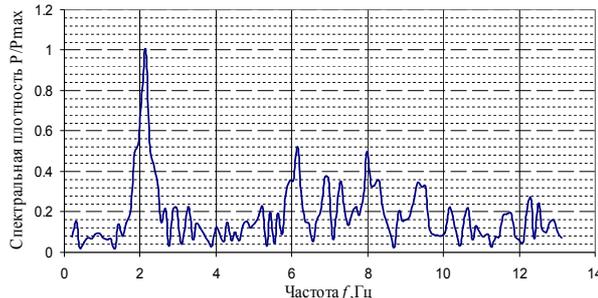


Рис. 12. Спектральная характеристика колебаний пролетного строения при движении 18 человек

Анализ данных вынужденных колебаний, полученных в результате эксперимента, и их спектральная оценка, подтверждает тот факт, что при частоте близкой к  $\theta = 2,1$  Гц, в конструкции имеют место максимальные деформации. Сравнивая частоты собственных  $f = 10,1$  Гц и вынужденных колебаний  $\theta \approx 2,1$  Гц, установлено отсутствие возникновения резонанса в предложенной, рационализированной конструкции пролетного строения.

Для экспериментального определения динамического коэффициента при проходе нагрузки по мосту с помощью вибрографа были зафиксированы вынужденные колебания пролетных строений (рис. 11). Выделяя статический прогиб как среднюю величину по записанным амплитудам, определяется, помимо периода вынужденных колебаний, также и динамический коэффициент воздействия движущихся по мосту пешеходов.

$$(1 + \mu) = \frac{Y_{\text{д}}}{Y_{\text{ст}}}, \quad (9)$$

где  $Y_{\text{д}}$  – наибольший динамический прогиб на виброграмме;  $Y_{\text{ст}}$  – максимальный статический прогиб (рис. 11).

Таким образом, в соответствии с (9), значения динамического коэффициента для наиболее характерных виброграмм, полученных при испытаниях пролетного строения на динамическое воздействие от пешеходов по различным схемам загрузки, находятся в пределах от  $(1 + \mu) = 1,94$  до  $(1 + \mu) = 2,22$ . Среднее значение динамического коэффициента  $(1 + \mu) = 2,04$ . Расхождение составляет 12 %.

Адекватность полученных теоретических и экспериментальных результатов частот собственных колебаний пролетного строения позволяет использовать принятую конечно-элементную модель (среда ПК «Лира»), для расчета пролетных строений на динамические воздействия от пешеходов. Результаты расчета пролетных строений в бреде ПК «Лира», и, как следствие, полученные значения динамического коэффициента, представлены на рис. 13 – 18.

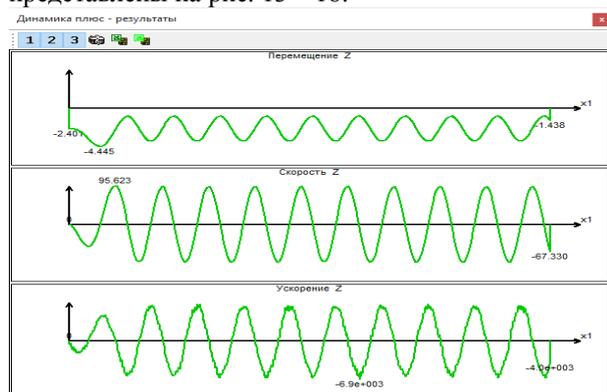


Рис. 13. Результаты динамического расчета пролетного строения длиной L=6 м

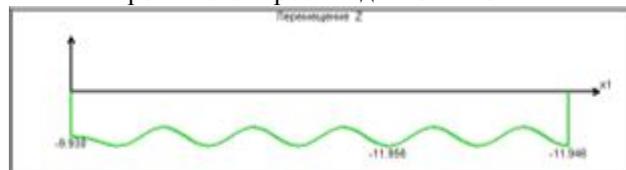


Рис. 16. Результаты динамического расчета пролетного строения длиной L=24 м

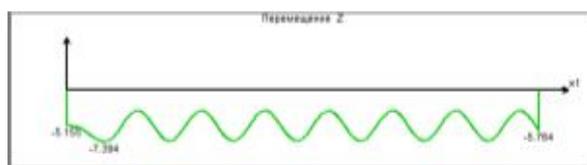


Рис. 14. Результаты динамического расчета пролетного строения длиной L=12 м

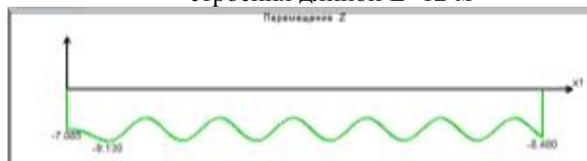


Рис. 15. Результаты динамического расчета пролетного строения длиной L=18 м

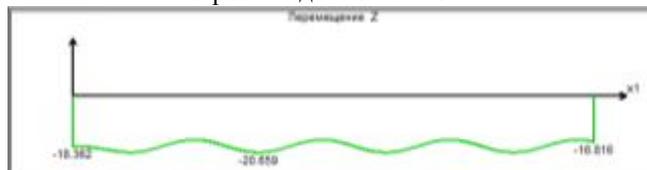


Рис. 17. Результаты динамического расчета пролетного строения длиной L=33 м

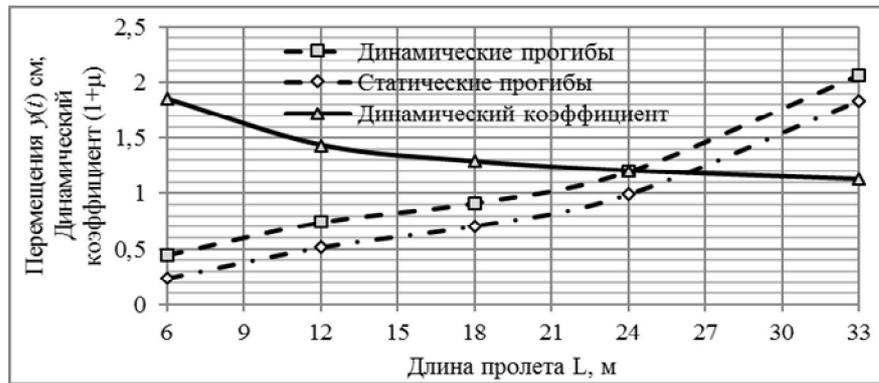


Рис. 18. Теоретические значения динамического коэффициента

Как видно (рис. 17), результаты теоретических вычислений динамического коэффициента в среде ПК «Лира»  $(1 + \mu) = 1,85$ , и экспериментальные данные  $(1 + \mu) = 2,04$ , полученные для испытуемого образца-представителя пролетного строения длиной 6 м, свидетельствуют об адекватности принятых расчетных схем. Расхождения не превышают 10 %.

Перечисленное дает основание для учета динамического коэффициента при расчете пешеходных мостов. Однако необходимо подчеркнуть, что при  $(1 + \mu) > 1$  следует учитывать только часть максимальной массы пешеходов при их свободном движении, которая, как свидетельствуют известные исследования, а также результаты полученные авторами данной работы составляет 40 % от величины нагрузки установленной нормами [15].

#### Литература

1. Шмуклер В.С. Каркасные системы облегченного типа / В.С. Шмуклер, Ю.А. Климов, Н.П. Бурак. – Харьков: Золотые страницы, 2008. – 336с.
2. Шмуклер В.С. Об одном подходе формирования пролетного строения пешеходного моста / В.С. Шмуклер, С.Н. Краснова, Е.С. Краснова // Зб. наук. праць «Будівельні конструкції». – К., 2012. – Вип. 76. – С. 580–588.
3. Краснова Е.С. Системы пролетных строений пешеходных мостов с рациональными параметрами / Краснова Е.С., Краснов С.Н. // Матеріали 78-ї науково-технічної та науково-методичної конференції університету – Харків. ХНАДУ, 2014 – С.132–137.
4. Ефимов П.П. Проектирование мостов / Павел Петрович Ефимов. – Омск: ООО«Дантея», 2006. – 111 с.
5. Бычковский Н.Н. Металлические мосты, часть 1 / Н.Н. Бычковский, А.Ф. Данковцев. - Саратовский государственный технический университет, 2005. – 364с.
6. Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні структурні конструкції / Л.І. Стороженко, В.М. Тимошенко, О.В. Нижник. - Полтава: «Гадяч», 2006. – 143с.
7. Стороженко Л.І. Створення нових типів сталезалізобетонних конструкцій // Збірник наукових статей «Сталезалізобетонні конструкції». - Кривий Ріг, 2011. - Вип. 9. - С.175-180.
8. Парфененко Е.Д. Вынужденные колебания пешеходного моста / Е.Д. Парфененко, З.Г. Ройтбурд // Исследование статике, динамики и грузоподъемности мостов: Межвуз. сб. науч. тр. ДГТУЖТ. – 1997. – С. 98–104.
9. Ватуля Г.Л. Определение частот форм свободных колебаний пешеходного моста / Г.Л. Ватуля // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – 2010. – Вип. 33. – С. 60–63.
10. Овчинников И.Г. Пешеходные мосты: конструкция, строительство, архитектура: учебное пособие / И.Г. Овчинников, Г.С. Дядченко. – Саратов, 2005. – 222 с.
11. Пат. 78056 Україна, МПК Е 04D 3/24. Металобетонне просторове перекриття / Шмуклер В.С., Краснова К.С., Краснов С.М. та ін.; заявник і патентовласник Шмуклер В.С. – № u 201209097; заявл. 24.07.12; опубл. 11.03.13, Бюл. №5.
12. Краснов С.М. Дослідження розрахункових характеристик матеріалів пішохідного мосту нового типу / С.М. Краснов, К.С. Краснова, М.А. Борисенко, В.Ю. Роменський // Зб. наук. праць «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди». – Рівне, 2013. – Вип. 25. – С. 555–563.
13. Абаси Р. Метод натурных испытаний плит и оболочек. Диссертация на соискание ученой степени кандидата тех. наук: 05.23.01 / Рамин Абаси. - Харьков, 2010. – 175с.
14. Васильков Г.В. Эволюционные задачи строительной механики. Синергетическая парадигма / Васильков Г.В. – Ростов-на-Дону: Инфо Сервис, 2003. – 179 с.
15. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2 – 15:2009. – [Чинний від 2009-11-11]. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 66с. – (Державні будівельні норми України).

## Referens

1. Shmukler V.S. Karkasnie sistemi oblegshennogo tipa / V.S. Shmukler, U.A. Klimov, N.P. Burak. – Charkov: Zolotie stranici, 2008. – 336s.
2. Shmukler V.S. Ob odnom podhode formirovaniy prolytnogo stroeniy pechehodnogo mosta / V.S. Shmukler, S.N. Krasnov, E.S. Krasnova // Zb. Nauk. Praz “Budivelni konstrukzii”. K., 2012. – Vip. 76. S. 580-588.
3. Krasnova E.S. Sistemi prolytnih stroeniy pechehodnih mostov s racionalnimi parametrami / Krasnova E.S., Krasnov S.N. // Materiali 78-y naukovno-tehnichnoy ta naukovno-metodichnoy konferenzii universitetu – Charkiv. HNADU, 2014 – S. 132-137.
4. Efimov P.P. Proektirovanie mostov / Pavel Petrovich Efimov. – Omsk: OOO “Dantey”, 2006. – 111s.
5. Bichkovskiy N.N. Metallicheskie mosti, chast 1 / N.N. Bichkovskiy, A.F. Dankovcev. – Saratovskiy gosudarstvenniy tehnicheskiy universitet, 2005. – 364s.
6. Storozenko L.I. Stalezalizobetonni strukturni konstrukzii / L.I. Storozenko, V.M. Timochenko, O.B. Niznik. – Poltava: “Gadych”, 2006. – 143s.
7. Storozenko L.I. Stvorenniy novih tipiv stalezalizobetonnih konstrukziy // Zbirnik naukovih statey “Stalezalizobetonni konstrukzii”. Kriviy Rig, 2011. – Vip. 9. – S. 175-180.
8. Parfenov E.D. Vinugdenniy kolebaniy pechehodnogo mosta / E.D. Parfenov, Z.G. Roytburd // Issledovaniy statiki, dinamiki i gruzopodyomnosti mostov: Megvuz. Sb. Nauchn. Tr. DGTUGT. – 1997. – S. 98-104.
9. Vatuliy G.L. Opredelenie chastot form svobodnih kolebaniy pechehodnogo mosta / G.L. Vatuliy // Visnik Dnipropetrovskogo nazionalnogo universitetu zaliznichnogo transport imeni akademika V. Lazaryna. – 2010. Vip. 33. – S. 60-63.
10. Ovchinnikov I.G. Pechehodnie mosti: konstrukzii, stroitelstvo, arhitektura: uchebnoe posobie / I.G. Ovchinnikov, G.S. Dydchenko. – Saratov, 2055. – 222 s.
11. Pat. 78056 Ukraina, MPK E 04D 3/24. Metalobetonne prostorove perekrittia / Shmukler V.S., Krasnova K.S., Krasnov S.M. ta in.; zayvnik I patentovlasnik Shmukler V.S. - № u 201209097; zayvl. 24.07.12; opubl. 11.03.13, Bul. №5.
12. Krasnov S.M. Doslidgenniy rozrahunkovih harakteristik materialiv pichohidnogo mostu novogo tipu / S.M. Krasnov, K.S. Krasnova, M.A. Borisenko, V.U. Romenskiy // Zb. Nauk. Praz “resursoekonomni materialy, konstrukzii, budivli ta sporudi”. – Rivne, 2013. – Vip. 25. – S. 555-563
13. Abassi R. Metod naturnih ispitaniy plit I obolochek. Lissertaziyy na soiskanie uchonoj stepeni kandidata tehn. Nauk: 05.23.01 / Ramin Abassi. – Harkov, 2010. – 175c
14. Vasilkov G.V. Evolyzionnie zadachi stroitelnoy mehaniki. Sinergeticheskay paradigm / Vasilkov G.V. – Rostov-na-Donu: Info Servis, 2003. – 179 s.
15. Sporudi transport. Mosti I trubi. Navantagenniy I vplivi: DBN V.1.2-15:2009. - [Chinniy vid 2009-11-11]. K.: Minregionbud Ukraini, 2009. – 66 s. – (Dergavni budivelni normi Ukraini).

Шмуклер В.С., Краснов С.М.

### **ВИКОРИСТАННЯ МОДУЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ПІШОХІДНИХ МОСТІВ**

*Наводиться конструкція сталезалізобетонного модуля прогонової будови пішохідного мосту, виконаного у вигляді просторової стрижневої системи і можливість його використання при будівництві комбінованих систем пішохідних мостів. Приділено увагу аналізу отриманих експериментальних даних при статичному і динамічному випробуванні конструкції прогонової будови з теоретичними розрахунками, виконаними на базі побудованої скінченно-елементної моделі.*

**Ключові слова:** Модульний елемент, прогонова будова, пішохідний міст, статичні і динамічні випробування, скінченно-елементна модель.

Shmukler V.S., Krasnov S.N.

### **THE USE OF MODULAR ELEMENTS IN THE CONSTRUCTION OF PEDESTRIAN BRIDGES**

*The design of the steel-fiber concrete module of the span structure of the pedestrian bridge made in the form of a spatial rod system and the possibility of its use in the construction of combined systems of pedestrian bridges is given. Attention is paid to the analysis of the experimental data obtained during the static and dynamic testing of the span structure with theoretical calculations based on the constructed finite-element model.*

**Key words:** Modular element, span structure, pedestrian bridge, static and dynamic tests, finite-element model.

#### **Відомості про авторів:**

**Шмуклер В.С.**, докт. техн. наук, професор Харьковской национальной академии городского хозяйства.  
E-mail: [shmukler@vlink.kharkov.ua](mailto:shmukler@vlink.kharkov.ua)

**Краснов С.Н.**, канд. техн. наук, ст. преподаватель Харьковского национального автомобильно-дорожного университета E-mail: [krasnov56@mail.ua](mailto:krasnov56@mail.ua)