

ВЛИЯНИЕ ГРАНИЧНЫХ УСЛОВИЙ НА ДИНАМИКУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОСТА И ЛОКОМОТИВА

В роботі досліджено вплив граничних умов на динамічну роботу залізобетонної прогонової будови під час руху одиночного локомотива. Встановлено критичні швидкості руху навантаження при вертикальних та поздовжніх коливаннях конструкції.

Ключові слова: граничні умови, динамічна робота залізобетонної прогонової будови, рух локомотива, критичні швидкості при вертикальних та поздовжніх коливаннях конструкції

В работе исследовано влияние граничных условий на динамическую работу железобетонного пролетного строения при движении одиночного локомотива. Установлены критические скорости движения нагрузки при вертикальных и продольных колебаниях конструкции.

Ключевые слова: граничные условия, динамическая работа железобетонного пролетного строения, движение локомотива, критические скорости при вертикальных и продольных колебаниях конструкции

In this article the effect of boundary conditions on dynamic performance of reinforced concrete span during the motion of a locomotive is studied. The critical speeds of a load motion under vertical and longitudinal construction vibrations are determined.

Keywords: boundary conditions, dynamic performance of reinforced concrete span, locomotive motion, critical speeds under vertical and longitudinal construction vibrations

Как правило, балочные железобетонные пролетные строения длиной до 33,0 м укладываются на опорные части тангенциального или каткового типа, которые обеспечивают продольные и угловые перемещения [1, 2]. Из опыта эксплуатации таких конструкций отмечается тенденция к ухудшению состояния опорных частей вследствие коррозионных процессов, выхода из строя шарнирных элементов, креплений, засорения опорных участков и т.п. Эти и другие факторы приводят к отклонению точки передачи опорного усилия от проектного по-

ложения и даже изменению расчетной схемы сооружения в целом, что подтверждается рядом динамических испытаний. При этом жесткость пролетного строения, определенная экспериментально, из-за недостаточной подвижности опорных частей часто оказывается выше проектной [3].

Для определения влияния указанных факторов на динамическую работу железобетонного пролетного строения рассмотрим возможные варианты изменения граничных условий в его расчетной схеме (рис. 1).

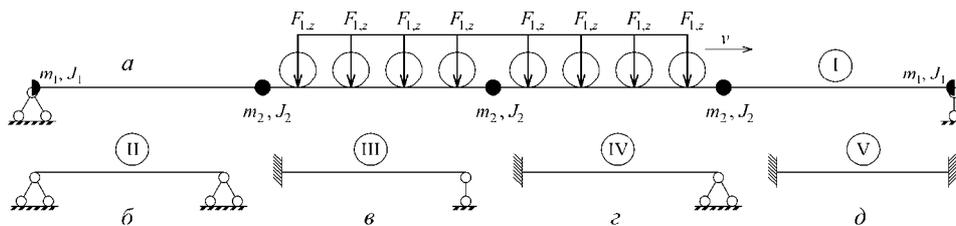


Рис. 1. Расчетные схемы пролетного строения 22,9 м:
а – проектная схема (I); б–д – измененные схемы (II–V)

Исходная модель пролетного строения (рис. 1, а) представляет собой однопролетную балку расчетной длиной $l = 22,9$ м, инерционные характеристики которой учитываются пятью сосредоточенными массами m_i и соответствующими моментами инерции массы J_i . Жесткостные характеристики приведенного сечения балки следующие (в единицах системы СИ): на растяжение-сжатие $EA = 9,1 \times 10^{10}$; на изгиб $EJ_y = 4,3 \times 10^{10}$, $EJ_z = 7,8 \times 10^{10}$; на кру-

чение $GJ = 2,1 \times 10^9$. Модель имеет 21 степень свободы. Подвижная нагрузка на пролетное строение принята в виде одиночного локомотива, модель которого представлена в работе [4]. Математическая модель вынужденных колебаний пролетного строения основана на нелинейных уравнениях движения Ньютона-Эйлера с применением метода конечных элементов [5].

Сначала рассмотрим вертикальные изгибные колебания пролетного строения в плоскости xz , возбуждаемые группой сил $F_{1,z}$. Такому

виду колебаний будут соответствовать схемы I, III, V, для которых на рис. 2 показаны графики максимальных перемещений пролетного строения $uz(t)$ при различных скоростях движения

локомотива v . Для осреднения значений выборки (пунктирные линии) используется метод полиномиальной регрессии.

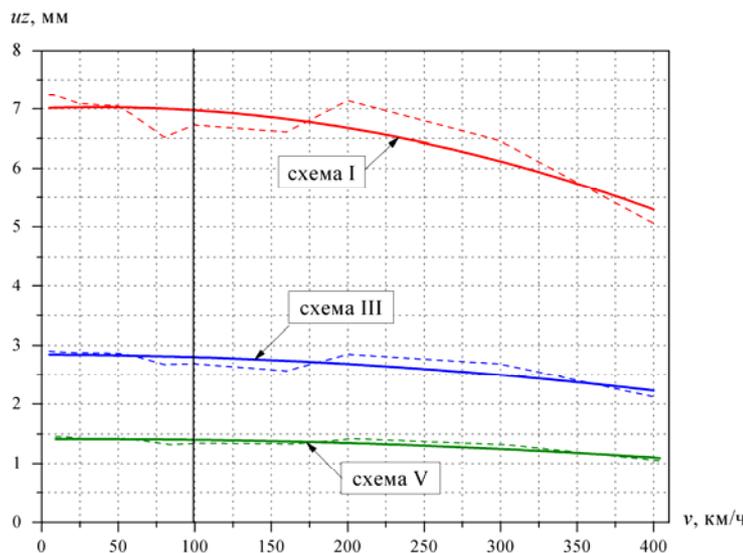


Рис. 2. Графики максимальных перемещений $uz(v)$ пролетного строения 22,9 м

Как видно из рис. 2, с увеличением скорости движения локомотива по пролетному строению вертикальные перемещения имеют тенденцию к убыванию для всех рассмотренных схем I, III, V. В диапазоне скоростей от 0 до 50 км/ч убывание прогибов носит монотонный характер, который несколько усиливается в диапазоне $v = 50 \dots 100$ км/ч. Значения прогибов, соответствующие скорости движения локомотива $v = 100 \dots 160$ км/ч также монотонно убывают, однако в диапазоне $v = 160 \dots 200$ км/ч наблюдается резкое увеличение перемещений, характерное для всех расчетных схем. Скорость движения локомотива $v = 200$ км/ч, соответствующая пиковому значению вертикальных перемещений пролетного строения, может считаться критической для данного класса конструкций. Дальнейшее увеличение скорости движения (до 400 км/ч) сопровождается убыванием прогибов.

Согласно нормам проектирования [6], расчетная величина упругого прогиба для разрезных пролетных строений железнодорожных мостов при основном сочетании нагрузок определяется с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ_f и динамического коэффициента $1 + \mu$. Для типового железобетонного пролетного строения величина прогиба в середине пролета определяется формулой [7]:

$$\Delta_z = \frac{5(q + v)l^4}{384EJ_{y,red}} =$$

$$= \frac{5(120,9 + 263,8)22,9^4}{384 \cdot 4,3 \times 10^7} = 3,2 \text{ см}, \quad (1)$$

где интенсивность постоянной нагрузки от собственного веса пролетного строения и балластного мостового полотна q равна 120,9 кН/м; интенсивность временной нагрузки от подвижного состава $v = 263,8$ кН/м.

Суммируя величину статического прогиба пролетного строения от собственного веса с величиной наибольшего прогиба от внешней нагрузки, имеем

$$z' = 1,88 \text{ см}. \quad (2)$$

Как видим, величины перемещений (1), (2) отличаются в 1,7 раза. Ввиду того, что локомотив ВЛ8 является одной из самых тяжелых единиц подвижного состава, обращающегося на железных дорогах Украины, очевидно, нормативная методика дает несколько завышенные значения коэффициентов $\gamma_f, 1 + \mu$. Для более высоких скоростей движения нагрузки различие будет увеличиваться.

На рис. 3 показаны графики максимальных продольных перемещений пролетного строения при тех же условиях. Скорость нагрузки задана в диапазоне $v = 10 \dots 100$ км/ч. Сглаживание выборки выполнено с помощью функции Больцмана (нелинейная сигмоидальная кривая, математический пакет *Origin*).

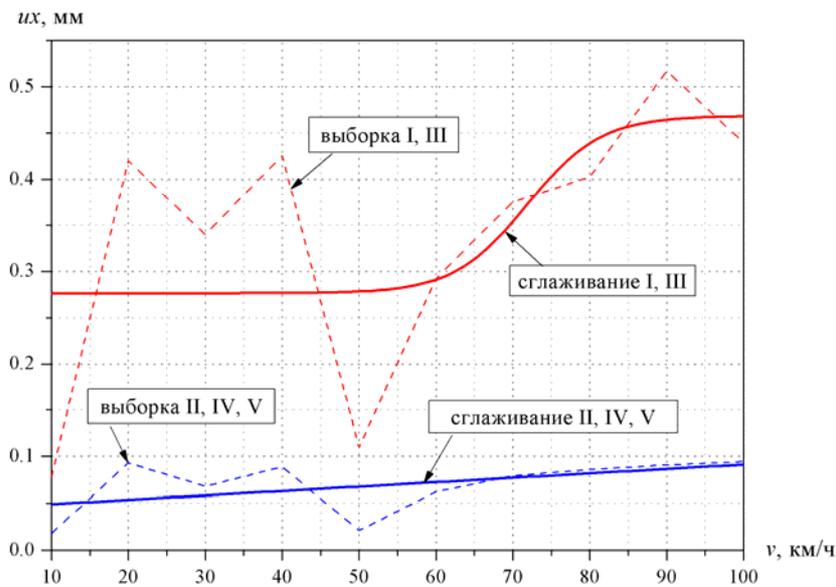


Рис. 3. Графики максимальных перемещений $u_x(v)$ для схем I–V

По результатам данной группы расчетов (рис. 3) можно сделать следующие выводы. При совместном учете контактных сил $F_{1,x}, F_{1,z}$ [4] существенного взаимного влияния между вертикальными изгибными и продольными колебаниями пролетного строения не обнаружено. В этих условиях вертикальные и продольные перемещения пролетного строения для схем I–V (рис. 1) определяется следующими зависимостями:

$$u_{xI} = u_{xIII}; \quad u_{xII} = u_{xIV} = u_{xV};$$

$$u_{zI} = u_{zII}; \quad u_{zIII} = u_{zIV}. \quad (3)$$

По всем пяти схемам продольные перемещения пролетного строения увеличиваются с ростом скорости движения нагрузки. Небольшие величины $u_x = 0,05 \dots 0,11$ мм соответствуют скорости движения локомотива $v = 50$ км/ч, а скорость локомотива $v = 90$ км/ч можно считать «критической», с точки зрения увеличения перемещений, для данного пролетного строения моста (продольные перемещения составляют около 0,5 мм).

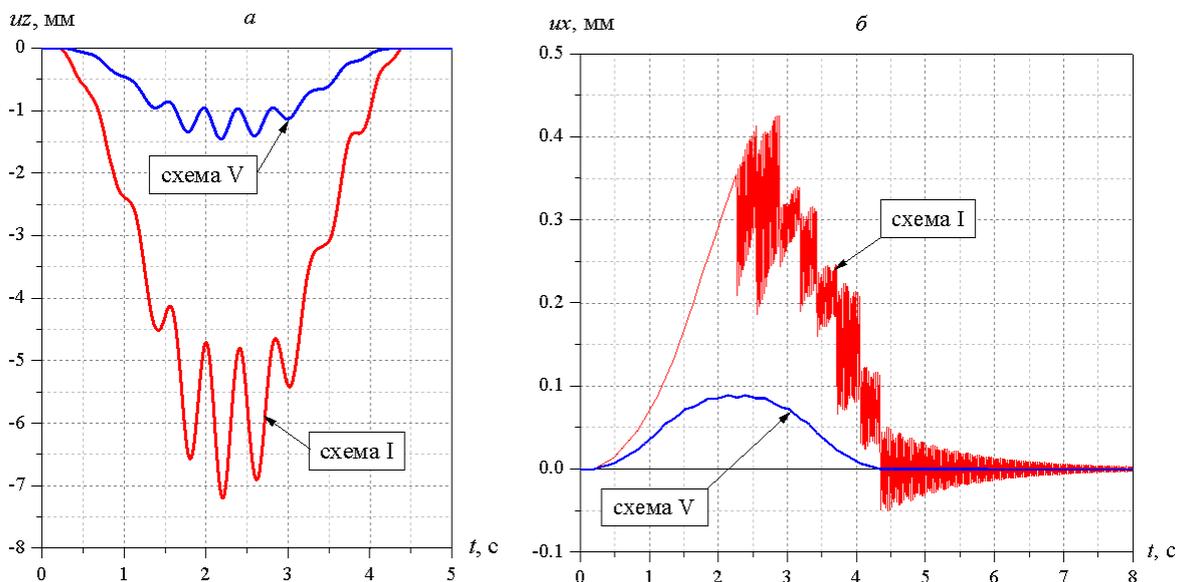


Рис. 4. Графики вертикальных (а) и продольных (б) перемещений

На рис. 4 показаны графики вертикальных и продольных перемещений во времени для схем I, V при скорости движения нагрузки $v = 40$ км/ч. Характерно, что для проектной схемы I начиная с момента времени, когда середи-

на локомотива совпадает с серединой пролетного строения, частота продольных колебаний резко возрастает. В момент времени $t = 4$ с вертикальные колебания практически полностью затухают и пролетное строение совершает

только продольные колебания. В целом, по абсолютной величине продольные перемещения их пролетного строения отличаются на порядок от вертикальных uz .

В некоторых странах величина вертикального ускорения пролетных строений на железнодорожных мостах нормируется, исходя из соображений комфортного передвижения пассажиров [8]. Например, Управлением Скорост-

ных Железных дорог Тайваня (Bureau of Taiwan High Speed Rail) для этой величины установлен порог $0,05g$, или $0,5 \text{ м/с}^2$. На рис. 5 приведены графики ускорений центрального узла пролетного строения при пространственных колебаниях по схеме I. Скорость движения локомотива $v = 100 \text{ км/ч}$.

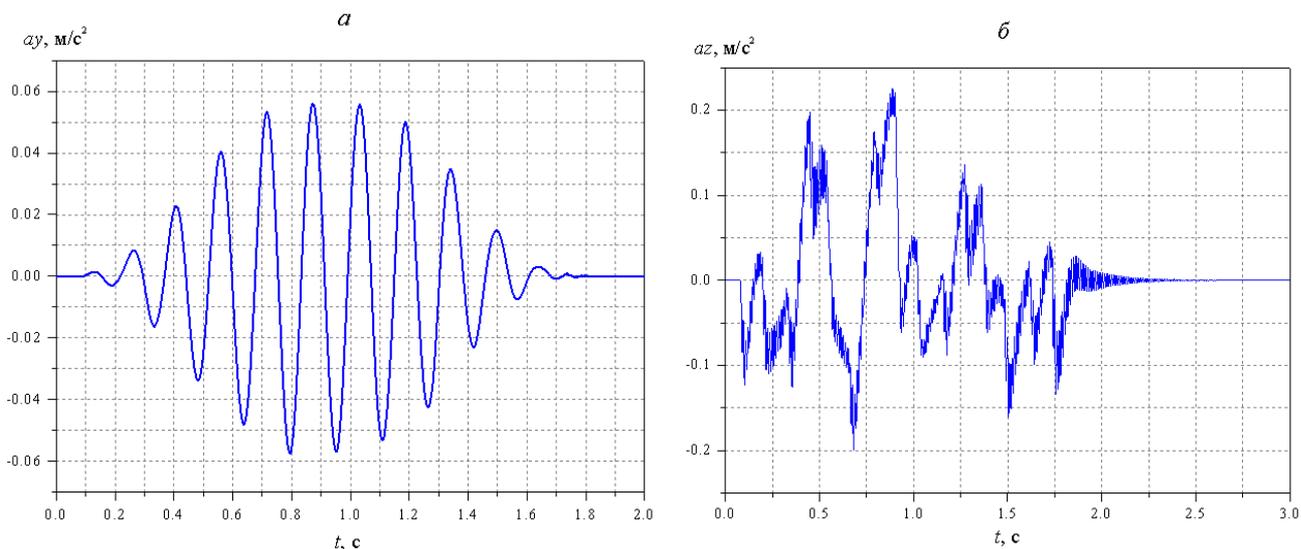


Рис. 5. Ускорения середины пролетного строения: $a - ay(t)$; $b - az(t)$

Как видим, вертикальное ускорение середины пролетного строения не превышает значения $0,03g$, что соответствует условиям для комфортной езды пассажиров.

В качестве выводов можно отметить следующее. Под действием проходящей поезда нагрузки балочное пролетное строение совершает пространственные колебания, в которых доминирует вертикальная составляющая. После схода нагрузки с моста проявляются продольные, а также поперечные горизонтальные колебания. Амплитуда поперечных горизонтальных колебаний на порядок ниже продольных. Критическая скорость движения поезда по балочному пролетному строению близка к величине 200 км/ч . При этом установлено, что степень подвижности элементов опорных частей не оказывает существенного влияния на характер вертикальных изгибных колебаний сооружения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Власов, Г. М. Расчет железобетонных мостов [Текст] / Г. М. Власов, В. П. Устинов. – М.: Транспорт, 1992. – 256 с.
2. Саламахин, П. М. Мосты и сооружения на дорогах [Текст] : учеб. для вузов в 2-х ч. – Ч. 1 / П. М. Саламахин, О. В. Воля, Н. П. Лукин. – М.: Транспорт, 1991. – 344 с.

3. Динамика железнодорожных мостов [Текст] / Н. Г. Бондарь [и др.]. – М.: Транспорт, 1965. – 412 с.
4. Распопов, А. С. Исследование динамической работы железобетонных мостов с эксцентриситетом рельсового пути [Текст] / А. С. Распопов, В. Е. Артемов, С. П. Русу // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. - 2010. - Вип. 35. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2010. – С. 168-171.
5. Распопов, А. С. Воздействие подвижных нагрузок на балочный мост, моделируемый системой дискретных элементов [Текст] / А. С. Распопов, В. Е. Артемов, С. П. Русу // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. тр. Приднепр. гос. акад. стр-ва и архит. – 2008. – Вып. 47. – С. 493-501.
6. ДБН В.2.3.14-2006. Споруди транспорту. Мости та труби: правила проектування [Текст] / Мін-во буд-ва, архіт. та ЖКГ. – К., 2006. – 359 с.
7. Писаренко, Г. С. Опір матеріалів [Текст] : підручник / Г. С. Писаренко, О. Л. Квітка, Е. С. Уманський. – К.: Вища шк., 2004. – 655 с.
8. Yang, Y. B. Vehicle-Bridge Interaction Dynamics: with Applications to High-Speed Railways [Text] / Y. B. Yang, J. D. Yau, Y. S. Wu // World Sci. Publ. Co. Pte. Ltd. – 5 Toh Tuck Link, Singapore. – 2004. – 564 p.

Поступила в редколлегию 16.11.2010.
Принята к печати 25.11.2010.