

УДК 624.21.072/624.042.8

В. В. Кондратов, В. А. Петров, С. С. Ковалинский**РАСЧЁТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ
ДИНАМИЧЕСКОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ПРОЛЁТНОГО СТРОЕНИЯ
И ОПОР ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО МОСТА**

Дата поступления: 27.05.2016

Решение о публикации: 10.07.2016

Цель: Исследовать перемещения массивных опор железнодорожного моста при воздействии поездной нагрузки, чтобы подтвердить гипотезу о демпфировании колебаний железнодорожных мостов вследствие взаимодействия опор с грунтом основания. **Методы:** Рассматривались особенности динамического воздействия поездной нагрузки на мост с учетом взаимодействия опор с грунтом основания на основе численных экспериментов. Расчетная оценка динамических процессов в системе «поезд – мост – основание» выполнена на основе плоской конечно-элементной модели с помощью программного комплекса Midas/Civil. **Результаты:** Сравнение расчетных амплитуд колебаний пролетного строения и опор с экспериментальными значениями, измеренными при оценке технического состояния эксплуатируемого железнодорожного моста, показало, что расчетная величина коэффициента динамики к поездной нагрузке для пролетного строения не превышает нормативного значения. Выяснено, что для опор эта величина превышает единицу, т. е. больше нормативного значения, и свидетельствует о динамическом взаимодействии опор моста с грунтом основания. Показана целесообразность проведения дополнительных исследований колебаний массивных опор мостов на относительно слабых грунтах при воздействии нагрузки от поезда. **Практическая значимость:** Результаты работы подтверждают корректность предлагаемой динамической модели системы «поезд – мост – основание» и показывают возможность моделирования демпфирования колебаний мостовых конструкций на основе динамического взаимодействия опор с грунтом основания.

Железнодорожный мост, поезд, основание опоры, конечный элемент, частота колебаний, шаг интегрирования, демпфирование колебаний, динамический коэффициент.

***Valeriy V. Kondratov**, Cand. Sci. (Eng.), associate professor, director general, imostov@yandex.ru (Bridge Structures and Track research and development centre LLC); **Vadim A. Petrov**, Cand. Sci. (Eng.), senior researcher, chief specialist, vpetrov345@yandex.ru; **Sergey S. Kovalinskiy**, team leader, artkovs@mai.ru (Geo-Proyekt LLC) CALCULATIONAL AND EXPERIMENTAL STUDIES FOR DYNAMIC INTERACTION OF RAIL BRIDGE SPANS AND ABUTMENTS

Objective: To study displacement of a rail bridge's plate piers under the influence of train load in order to confirm a hypothesis on damping vibrations of rail bridges due to soil-structure interaction. **Methods:** Specific features of dynamic influence of train load on a bridge were considered taking into account interaction of abutments with foundation soil on the basis of numerical experiments. Calculation evaluation of dynamic processes in the “train – bridge – foundation” system was conducted with the use of horizontal finite-element model on the Midas/Civil software system. **Results:** Comparison between calculated amplitude of oscillations of spans and abutments and experimental values measured in the course of evaluation of technical condition of an operated rail bridge has indicated that the calculated value of coefficient of dynamic to train load for rail bridge span does not exceed the regulatory value. It

was also established that for abutments the value exceeds one, i. e. it is over the regulatory value, and constitutes evidence of dynamic interaction between bridge abutments and foundation soil. Practicability of conducting additional studies of vibrations of bridges' plate piers in relatively soft soils under the influence of train loads was shown. **Practical importance:** Study results confirm that the proposed dynamic “train – bridge – foundation” system model is correct, and show that it is possible to simulate damping vibrations of bridge structures on the basis of dynamic interaction of abutments with foundation soil.

Rail bridge, train, pier footing, finite element, vibration frequency, integration step, vibration damping, dynamic coefficient.

Динамическое воздействие поездной нагрузки на мосты обычно либо сводится к анализу колебаний пролетных строений, либо рассматривается как динамическое взаимодействие пролетных строений с экипажами поезда [1, 5, 7, 8]. Характеристики опор железнодорожных мостов при построении модели «мост – поезд» практически не принимаются во внимание. Считается, что при воздействии поезда опоры не совершают колебаний, а коэффициент динамики к поездной нагрузке при расчете опор в нормативных документах рекомендуется принимать равным 1. Однако анализ причин демпфирования колебаний стальных пролетных строений железнодорожных мостов, а также измерения вертикальных перемещений пролетных строений и опор при воздействии поезда показали, что при анализе динамических процессов в системе «мост – поезд» колебания опор следует учитывать.

Результаты экспериментальных исследований вертикальных колебаний пролетного строения и опор железнодорожного моста

В работах [14, 15] показано, что в определённых случаях необходимо учитывать динамическое взаимодействие моста с грунтом основания, при этом основной причиной демпфирования колебаний стальных пролётных строений мостов является рассеивание энергии в грунт основания сооружения. Результаты расчетов, приведенные в [6], косвенно подтверждены экспериментальными ис-

следованиями на основе сравнения расчетных и измеренных параметров демпфирования пролетных строений. Экспериментальные исследования, подтверждающие факт совместных колебаний пролётных строений и опор моста и взаимодействие последних с грунтом основания при воздействии поездных нагрузок, в нашей стране до недавнего времени не проводились.

В процессе диагностики опор эксплуатируемого железнодорожного моста через р. Большая Ижора и измерений динамических характеристик мостового сооружения, выполненных сотрудниками Петербургского государственного архитектурно-строительного университета, подтверждено динамическое взаимодействие мостового сооружения с грунтом основания [11]. Измерялись вертикальные ускорения на устоях и в середине пролетного строения при проходе поездов по испытываемому мосту и по такому же мосту под второй путь, расположенному на расстоянии 10 м от первого. Результаты экспериментальной оценки относительных динамических перемещений конструкций моста представлены на рис. 1а, где стрелками в масштабе показаны направление и относительные перемещения опор и пролетного строения при доминирующей частоте 8 Гц в низкочастотной области. При этом динамическим воздействием на мост являлся проход грузового поезда по соседнему мосту.

Величина перемещений опор и пролетного строения существенно меняется при проходе поезда по испытываемому мосту (рис. 1б). Относительные перемещения опор возрас-

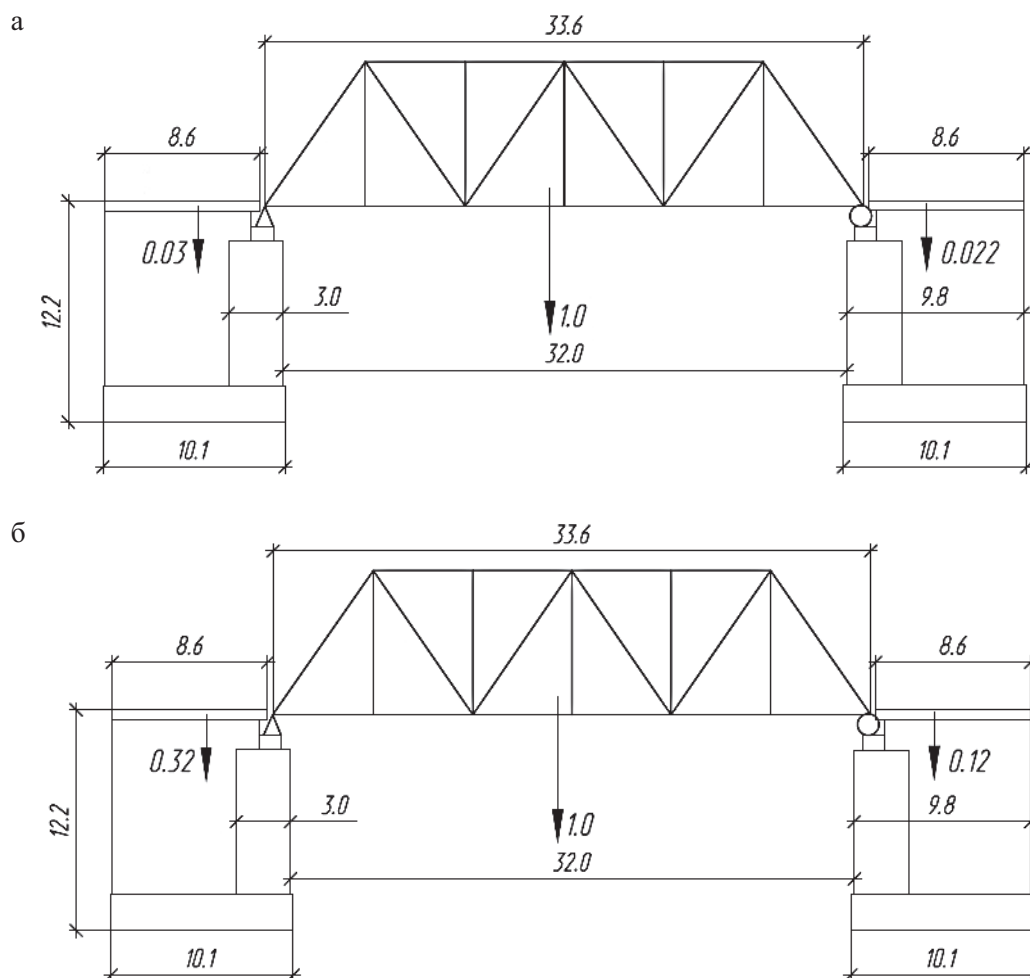


Рис. 1. Измеренные относительные перемещения опор и пролетного строения при проходе грузового поезда по соседнему (а) и по испытываемому (б) мосту

тают на порядок по сравнению с их перемещениями при проходе поезда по соседнему пути.

Расчетная оценка вертикальных колебаний пролетного строения и опор железнодорожного моста при воздействии экипажей поезда

Для анализа динамических перемещений опор железнодорожного моста была разработана плоская конечно-элементная модель фермы, работающей совместно с опорами в соответствии с техническими характеристиками испытанного моста через р. Большая Ижора (рис. 2).

Расчётные исследования динамического взаимодействия фермы с опорами выполнены с помощью программного комплекса Midas/Civil производства Южной Кореи. Программный комплекс ориентирован на расчёт мостовых сооружений и позволяет решать задачи, связанные с высокочастотными вынужденными колебаниями конструкций под действием повторяющихся ударных нагрузок. Модель включает 830 узлов и 1311 конечных элементов, в том числе 612 двухузловых балочных элементов, 390 четырёхузловых элементов плоской деформации, 83 элемента двухузловых упругих связей, 64 одноузловых элемента упругих опор и 162 одноузловых элемента сосредоточенных масс.

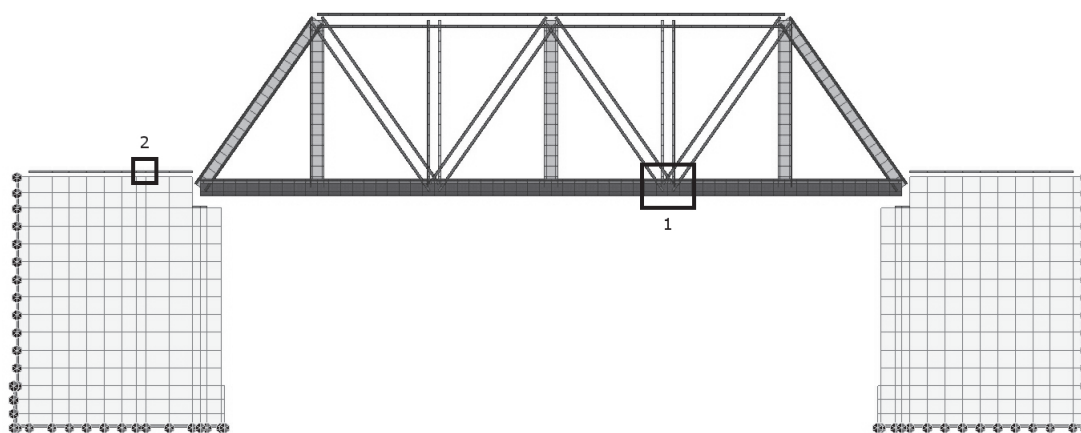


Рис. 2. Конечно-элементная расчётная модель системы «мост – грунтовое основание». Цифрами показаны номера точек наблюдения

Пролётное строение схематизировано балочными элементами, опоры – элементами плоской деформации, грунтовое основание – элементами упругих опор. Модель учитывает инерционные характеристики подрессоренных и непрессоренных частей подвижного состава. Инерция непрессоренных частей представлена с помощью элементов сосредоточенных масс, размещённых в узлах продольных балок фермы. Инерция подрессоренных частей учтена с помощью масс, связанных с продольными балками элементами упругих связей, имеющими жёсткость рессор.

Рассматривался установившийся процесс динамического взаимодействия грузового поезда с мостом. Инерционные характеристики подвижного состава не изменялись в течение рассматриваемого периода. Модель поезда состояла из четырехосных наливных цистерн длиной по осям автосцепок 12,0 м с погонной массой 6,8 т [3, 10].

Динамическое воздействие подвижного состава на пролётное строение и опоры моделировалось ударными нагрузками, обусловленными взаимодействием ходовых частей экипажей и пути на мосту, и представляло собой совокупность ударных воздействий от колёсных пар вагонов в зонах расположения рельсовых стыков. Рельсовые стыки находились на пролётном строении и на левой опоре на расстоянии 25 м друг от друга (точки № 1 и

2 на рис. 2). Время «запаздывания» каждого удара определялось расстояниями между осями вагонов и скоростью поезда. Общее число учитываемых ударов 60.

Величина ударной нагрузки от одного колеса принята равной 22 тс, продолжительность удара 40 мс при скорости 50 км/ч и 20 мс – при скорости 100 км/ч [6, 9]. Изменение нагрузки во времени принято по экспоненциальному закону.

Задача о вынужденных колебаниях системы «мост – поезд – основание» решалась в линейной постановке методом разложения решения по формам собственных колебаний. Учитывалось 108 собственных форм, перекрывающих частотный диапазон до 150 Гц. Для улучшения сходимости решения по формам использован специальный алгоритм, реализованный в программном комплексе Midas/Civil. Алгоритм связан с включением вектора статического решения задачи в состав базисных собственных векторов.

При динамическом модуле упругости глинистого основания, равном 60,0 МПа, частота собственных колебаний, соответствующая первой изгибной собственной форме пролётного строения, составила 8,008 Гц, что вполне удовлетворительно согласуется с экспериментальными данными.

При моделировании скорости движения поезда 50 км/ч шаг интегрирования по вре-

мени принят равным 1 мс, время анализа 7,5 с, для скорости 100 км/ч шаг интегрирования по времени принят равным 0,5 мс, время анализа 3,75 с, шаг интегрирования по времени 0,001 с, число точек выдачи – 7500. Число учитываемых собственных форм составило 120. На рис. 3 показаны первая изгибная и одна из высших форм собственных колебаний системы.

Вязкое демпфирование в системе задано в долях от критического по каждой из учитываемых форм колебаний. В зависимости от характера собственной формы приняты различные величины демпфирования в диапазоне от 2 до 40 %. Максимальные значения демпфирования соответствуют собственным формам, связанным с колебаниями подрессоренных частей подвижного состава. Для форм, связанных с колебаниями опор на грунтовом основании, значения демпфиро-

вания приняты равными 20 % от критического. Минимальные величины демпфирования соответствуют колебаниям конструктивных элементов пролётного строения.

В результате расчётов получены хронограммы вертикальных перемещений и ускорений в зонах рельсовых стыков. Анализ частотного состава хронограмм выполнен по спектрам действия для каждой хронограммы. На рис. 4 приведены хронограммы вертикальных перемещений точек наблюдения для скоростей движения поезда 50 и 100 км/ч.

Расчетное соотношение вертикальных перемещений опор и пролётного строения при $V = 50$ км/ч составляет 0,30, что удовлетворительно согласуется с экспериментальными данными.

Оценена величина динамического коэффициента к поездной нагрузке для рассматриваемого типа массивных опор и пролетного

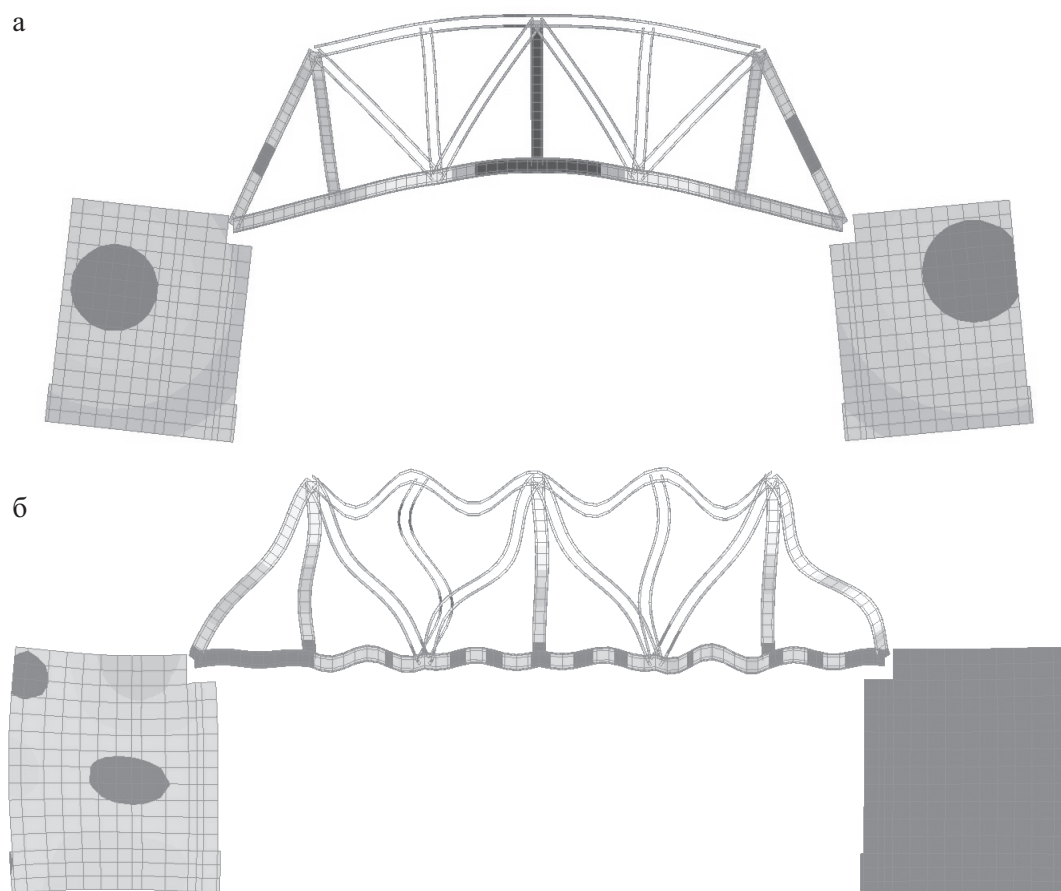


Рис. 3. Форма собственных колебаний № 21 (а) и № 107 (б)

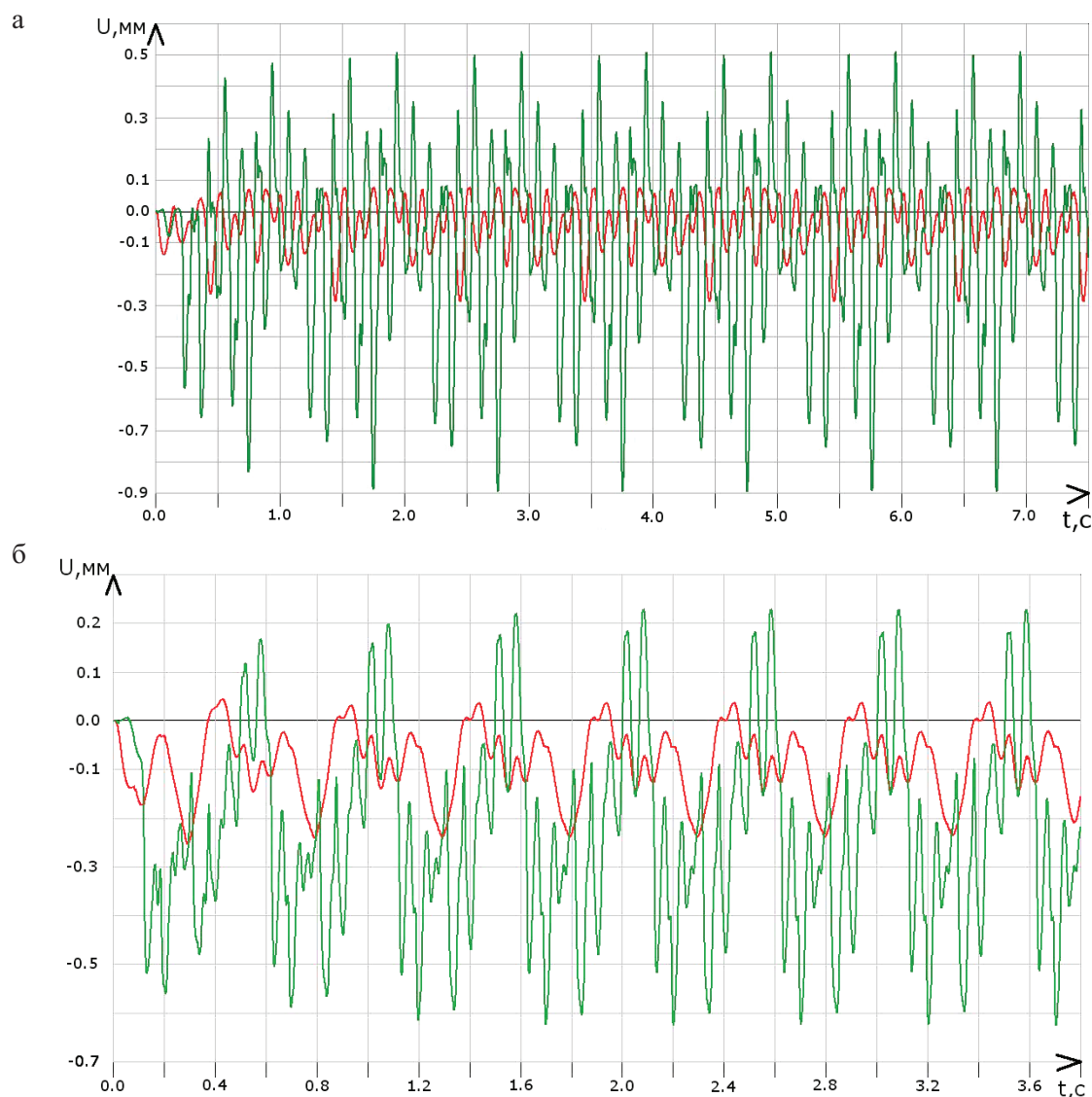


Рис. 4. Хронограммы вертикальных перемещений точек наблюдения (мм) при скорости поезда 50 км/ч (а) и 100 км/ч (б). Зелёный цвет – точка 1, красный – точка 2

строения. Статические перемещения опоры и пролетного строения определены на базе расчетной схемы системы, приведенной на рис. 5.

Здесь m_1 и m_2 – соответственно, приведенные массы опор и пролетного строения; c_1 и c_2 – приведенные жесткости грунтового основания и пролетного строения. Вертикальная жесткость основания c_1 была принята в соответствии с рекомендациями О. А. Савинова и В. И. Ильичева [4, 13] и вычислялась по формуле

$$c_1 = c_z F,$$

где c_z – коэффициент упругого равномерного сжатия; F – площадь подошвы фундамента.

Величина c_z в соответствии с рекомендациями [13] определялась по формуле

$$c_z = \chi_z \frac{E}{1 - \mu^2} \frac{1}{\sqrt{F}},$$

где $\chi_z = 1,152$ – коэффициент, зависящий от соотношения сторон подошвы фундамента и принимаемый по таблице 6.5 [13]. При $F > 10 \text{ м}^2$ принимается $F = 10 \text{ м}^2$.

Статический модуль деформации E суглинистого основания принят равным 15,0 МПа.

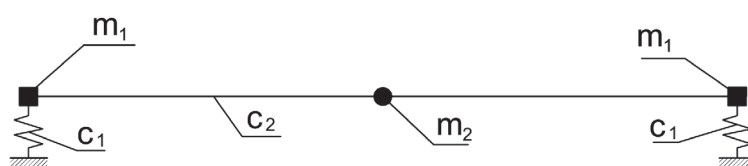


Рис. 5. Модель системы «пролётное строение – опоры – основание»

При $F = 64 \text{ м}^2$ жесткость c_1 равна 384,6 МН/м. Погонный вес грузового поезда составляет 6,8 тс/м. Деформация основания под действием веса поезда, действующего на одну опору, будет равна

$$\Delta = Mg/c_1 = 6,8 \cdot 25,7 \cdot 9,81/384\,600 = 0,0045 \text{ м} = 4,5 \text{ мм}$$

При скорости 50 км/ч размах колебаний опоры составляет 0,36 мм, амплитуда – 0,18 мм, при скорости 100 км/ч – соответственно, 0,30 мм и 0,15 мм. Таким образом, коэффициент динамики опоры при $V = 50 \text{ км/ч}$ равен 1,04, при $V = 100 \text{ км/ч}$ – 1,033. В Своде правил [12] коэффициент динамики при расчете массивных опор рекомендуется принимать равным 1,0.

Для сравнения оценен коэффициент динамики пролетного строения. Приведенная жесткость пролетного строения c_2 принята в соответствии с зависимостью [2]

$$c_2 = 4\pi^2 m_2 / T^2,$$

где T – период колебаний пролетного строения; m_2 – приведенная масса пролетного строения, равная в данном случае 67,2 т.

При $T = 0,125 \text{ с}$ жесткость c_2 будет равна 170 000 тс/с², а статический прогиб пролетного строения от поездной нагрузки составит 6,6 мм. Полученная амплитуда колебаний пролетного строения при скорости движения поезда $V = 50 \text{ км/ч}$ равна 0,7 мм, коэффициент динамики 1,106. Амплитуда колебаний пролетного строения при $V = 100 \text{ км/ч}$ составляет 0,43 мм, коэффициент динамики 1,065, что меньше нормативного значения 1,28. Амплитуда колебаний пролетного строения при

скорости движения поезда 50 км/ч превышает соответствующее значение при скорости 100 км/ч, поскольку частота ударных воздействий при проходе тележками вагонов рельсовых стыков при меньшей скорости равна 7,5 Гц, что составляет 94 % от 8 Гц.

Заключение

Приведенные результаты показывают, что при сооружении массивных опор железнодорожных мостов на естественном основании на глинистых и суглинистых грунтах коэффициент динамики при расчете опор и оснований следует принимать больше 1,0. Для оценки величины коэффициента динамики опор железнодорожных мостов необходимо провести дополнительные исследования.

Библиографический список

1. Бондарь Н. Г. Взаимодействие железнодорожных мостов с подвижным составом / Н. Г. Бондарь, Ю. Г. Козьмин, З. Г. Ройтбурд и др. – М. : Транспорт, 1984. – 272 с.
2. Бондарь Н. Г. Динамика железнодорожных мостов / Н. Г. Бондарь, И. Н. Казей, Б. Ф. Лесохин, Ю. Г. Козьмин. – М. : Транспорт, 1965. – 411 с.
3. Грузовые вагоны колеи 520 мм железных дорог СССР : альбом. – М. : Транспорт, 1982. – 112 с.
4. Ильичев В. А. О динамическом расчете фундаментов / В. А. Ильичев // Труды НИИОСП. – 1967. – Вып. 67. – С. 3–26.
5. Индейкин А. В. Вынужденные и параметрические колебания железнодорожных мостов со сквозными фермами при высокоскоростном движении / А. В. Индейкин, И. А. Федотова, В. А. Пе-

тров // Сб. докл. IV европейской конф. по динамике сооружений, Балкема, Роттердам, 1999. – Роттердам, 1999. – С. 663–668.

6. Коган А. Я. Динамика пути и его взаимодействие с подвижным составом / А. Я. Коган. – М. : Транспорт, 1997. – 325 с.

7. Козьмин Ю. Г. Особенности динамического воздействия на мосты поездов, сформированных из однотипных вагонов / Ю. Г. Козьмин, В. В. Кондратов // Вопросы статической и динамической работы, оценки грузоподъемности и эксплуатационной надежности мостов : межвуз. сб. научн. трудов. – Днепропетровск, 1988. – С. 167–173.

8. Кондратов В. В. Особенности динамической работы пролетных строений разводных мостов раскрывающейся системы / В. В. Кондратов, Г. И. Богданов // Изв. ПГУПС. – 2013. – Вып. 1 (34). – С. 100–108.

9. Мелентьев Л. П. О типах и нормах содержания рельсов на направлениях с максимальными скоростями движения грузовых поездов / Л. П. Мелентьев // Работа железнодорожного пути при обращении грузовых поездов со скоростями 90–100 км/час / Труды ВНИИЖТ. – 1979. – Вып. 614. – С. 75–81.

10. Руководство по пропуску подвижного состава по железнодорожным мостам. – М. : Транспорт, 1993. – 366 с.

11. Сауц А. В. Применение конечно-элементного анализа при техническом обследовании железнодорожного моста / А. В. Сауц, С. Н. Савин // Современные научные исследования и инновации. – 2013. – № 4.

12. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*.

13. Справочник по динамике сооружений / под ред. Б. Г. Коренева, И. М. Рабиновича. – М. : Стройиздат, 1972. – 513 с.

14. Уздин А. М. Учет взаимодействия сооружения с грунтом при расчете металлических пролетных строений мостов на вертикальные сейсмические воздействия / А. М. Уздин, В. В. Кондратов // Сейсмостойкое строительство. – 1982. – Вып. 4. – С. 18–23.

15. Уздин А. М. Учет демпфирования при расчете металлических пролетных строений мостов на сейсмические воздействия / А. М. Уздин, В. В. Кон-

дратов // Сейсмостойкое строительство. – 1980. – Вып. 2. – С. 5–8.

References

1. Bondar N.G., Kozmin Yu.G., Roytburd Z.G., Tarasenko V.P. & Yakovlev G.N. Vzaimodeystviye zheleznodorozhnykh mostov s podvizhnym sostavom [Interaction of Rail Bridges with Rolling Stock]. Moscow, Transport, 1984. 272 p.

2. Bondar N.G., Kazey I.N., Lesokhin B.F. & Kozmin Yu.G. Dinamika zheleznodorozhnykh mostov [Rail Bridge Dynamics]. Moscow, Transport, 1965. 411 p.

3. Gruzovyye vagony kolei 1520 mm zheleznykh dorog SSSR: albom [Freight Cars of 1520 mm Gauge in the Railways of the USSR: An Album]. Moscow, Transport, 1982. 112 p.

4. Ilyichev V.A. O dinamicheskom raschete fundamentov [On Dynamic Calculation of Foundations]. *Trudy NIIOSP – Proc. of NIIOSP*, 1967, Is. 67, pp. 3-26.

5. Indeykin A. V., Fedotova I. A. & Petrov V. A. Vynuzhdennyye i parametricheskiye kolebaniya zheleznodorozhnykh mostov so skvoznyimi fermami pri vysokoskorostnom dvizhenii [Forced and Parametric Oscillations of Truss-Span Rail Bridges on High-Speed Lines]. *Sbornik dokladov IV yevropeyskoy konferentsii po dinamike sooruzheniy [Coll. Papers of the 4th European Conference on Structure Dynamics]*, Balkema, Rotterdam, 1999. Pp. 663-668.

6. Kogan A.Ya. Dinamika puti i yego vzaimodeystviye s podvizhnym sostavom [Track Dynamics and its Interaction with Rolling Stock]. Moscow, Transport, 1997. 325 p.

7. Kozmin Yu. G. & Kondratov V. V. Osobennosti dinamicheskogo vozdeystviya na mosty poyezdov, sformirovannykh iz odnotipnykh vagonov [Specific Features of Dynamic Influence of Trains Formed from Carriages of the Same Type on Bridges]. *Voprosy staticheskoy i dinamicheskoy raboty, otsenki gruzopodnyemnosti i ekspluatatsionnoy nadezhnosti mostov. Mezhevuzovskiy sbornik nauchnykh trudov [Questions of Static and Dynamic Operation, Capacity Estimation and Performance Reliability of Bridges. Inter-University Coll. of Papers]*. Dnepropetrovsk, 1988. Pp. 167-173.

8. Kondratov V.V. & Bogdanov G.I. *Izvestiya PGUPS – Proc. Petersburg Transp. Univ.*, 2013, Is. 1 (34), pp. 100-108.
9. Melentyev L.P. O tipakh i normakh soderzhaniya relsov na napravleniyakh s maksimalnymi skorostyami dvizheniya gruzovykh poyezdov [On Rail Types and Maintenance Norms in Directions with Maximum Speeds of Freight Train Movement]. *Rabota zheleznodorozhnogo puti pri obrashchenii gruzovykh poyezdov so skorostyami 90-100 km/chas. Trudy VNIIZhT. [Operation of Rail Track on which Freight Trains Circulate at the Speeds of 90–100 km/h. Proc. of VNIIZhT]*, 1979, Is. 614. Pp. 75-81.
10. Rukovodstvo po propusku podvizhnogo sostava po zheleznodorozhnym mostam [Guidelines for Passage of Rolling Stock on Rail Bridges]. Moscow, Transport, 1993. 366 p.
11. Sauts A. V. & Savin S. N. *Sovremennyye nauchnyye issledovaniya i innovatsii – Modern Scientific Studies and Innovations*, 2013, no. 4.
12. Set of Rules SP 35.13330.2011. Mosty i truby [Bridges and Pipes]. Updated Edition of SNiP 2.05.03-84*.
13. Spravochnik po dinamike sooruzheniy [Structure Dynamics Reference Book]; ed. B. G. Korenev & I. M. Rabonovich. Moscow, Stroyizdat, 1972. 513 p.
14. Uzdin A. M. & Kondratov V. V. *Seysmostoykoye stroitelstvo – Antiseismic Construction*, 1982, Is. 4, pp. 18-23.
15. Uzdin A. M. & Kondratov V. V. *Seysmostoykoye stroitelstvo – Antiseismic Construction*, 1980, Is. 2, pp. 5-8.

*КОНДРАТОВ Валерий Владимирович – канд. техн. наук, доцент, генеральный директор, imostov@yandex.ru (ООО «НИЦ “Мостовые сооружения и путь”»); ПЕТРОВ Вадим Александрович – канд. техн. наук, старший научный сотрудник, главный специалист, vpetrov345@yandex.ru; КОВАЛИНСКИЙ Сергей Сергеевич – руководитель группы, artkovs@mai.ru (ООО «ГЕО-ПРОЕКТ»).