

УДК 624.21.001.2:656.2.022.846

Круглов Валерий Михайлович

ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет путей сообщения»
Россия, Москва¹

Проректор по научной работе, профессор, заведующий кафедрой «Мосты и тоннели»
Доктор технических наук, профессор
E-mail: kruglov@niit-miit.ru

Ашпиз Евгений Самуилович

ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет путей сообщения»
Россия, Москва

Профессор, заведующий кафедрой «Путь и путевое хозяйство»
Доктор технических наук, профессор
E-mail: geonika@inbox.ru

О проектировании мостов на высокоскоростных железнодорожных магистралях России

¹ 127994, Москва, ГСП-4, ул. Образцова, д. 9, стр. 9

Аннотация. Определены основные технические требования к искусственным сооружениям в плане и профиле пути высокоскоростных железнодорожных магистралей. Непогашенное поперечное ускорение в кривых на буксе при максимальной скорости движения по условиям комфорта для пассажиров не должно превышать плюс 0,4 м/с². Возвышение наружного рельса в кривой не должно быть более 150 мм. Таким образом, при максимальной скорости 350 км/ч радиус круговой кривой на мостах и эстакадах должен быть более 10 000 м.

Наибольший уклон продольного профиля при проектировании искусственных сооружений не более 24 ‰. В особо трудных условиях допускается увеличение уклона до 36 ‰.

При сопряжении уклонов смежных прямолинейных участков с алгебраической разностью углов более 1‰ необходимо сопряжение вертикальной кривой.

Конструкции мостов и эстакад на высокоскоростных магистралях практически не отличаются от традиционных решений. Материалы конструкций: железобетон (в том числе предварительно напряженный), металл, сталежелезобетон. Мосты малых пролетов рекомендуется принимать в однопролетном исполнении. Для средних и больших мостов – однопролетные и двухпролетные неразрезные системы. В русловых пролетах – сквозные решетчатые фермы или комбинированные системы высокой вертикальной и горизонтальной жесткости. Пролетные строения рекомендуется проектировать двухпутными. Габарит приближения строений С 400 с расстоянием междупутья (по осям путей) в диапазоне от 4,1 до 5,0 м. Вертикальные упругие прогибы от нормативной подвижной нагрузки не более $L/1600$ (где L – расчетный пролет, м).

Основные расчеты элементов мостовых конструкций выполняются в соответствии с действующими нормативными документами и рекомендациями по двум группам предельных состояний.

При взаимодействии высокоскоростного подвижного состава и пролетных строений мостов должно быть оценено появление резонанса. Опыт применения сталежелезобетонных балок пролетных строений показывает, что их небольшой вес и, как следствие, низкие демпфирующие характеристики приводят к возможности появления резонанса при скоростях более 300 км/ч.

Ключевые слова: высокоскоростной железнодорожный транспорт; план и профиль пути; искусственные сооружения; конструкция пролетных строений; поперечное ускорение; мосты и эстакады; подвижной состав; малые, средние и большие пролеты; сталежелезобетонные балки; резонанс.

Свод правил СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» [1], базирующийся на актуализированной редакции СНиП 2.05.03-84* [2], формулирует лишь общие требования к проектированию мостов на железных дорогах общего пользования. Эти требования имеют ограниченное применение к расположению и расчету мостов на железных дорогах общего пользования. По этой причине они не могут быть распространены на мосты для высокоскоростного железнодорожного транспорта (для скоростей движения до 400 км/ч).

Основные проблемы проектирования мостов были рассмотрены в работе авторов [3]. Данная публикация дополнена новыми сведениями теоретического и экспериментального характера, дающими новые знания о взаимодействии конструкций мостов и подвижного состава. Определены направления дальнейших исследований для искусственных сооружений в области высоких скоростей движения поездов.

Технические требования к плану пути:

- непогашенное поперечное ускорение на буксе при максимальной скорости движения по условиям комфорта для пассажиров не должно превышать плюс 0,4 м/с²;
- возвышение наружного рельса в кривой не должно быть более 150 мм.

Минимальный радиус кривой при превышении непогашенного ускорения более 0,4 м/с² предлагается определять по формуле

$$R = \frac{12,5V_{\text{пс}}^2}{150 + \Delta h_{\text{пс}}}, \quad (1)$$

где R – радиус кривой, м;

V – максимальная скорость высокоскоростного поезда в данной кривой, км/ч;

$\Delta h_{\text{пс}}$ – величина недостаточного возвышения наружного рельса в данной кривой, мм;

12,5 – переводной коэффициент, учитывающий в том числе и размерность.

Величина $\Delta h_{\text{пс}}$ определяется формулой

$$\Delta h_{\text{пс}} = \frac{s}{g} a_{\text{н(пс)}}. \quad (2)$$

Здесь s – расстояние между осями головок наружного и внутреннего рельсов – 160 мм; g – ускорение свободного падения 9,81 м/с²; $a_{\text{н(пс)}}$ – принятая (допустимая) величина непогашенного поперечного ускорения на буксе при следовании высокоскоростного поезда по данной кривой, м/с².

Исходя из изложенного выше при максимальной скорости 350 км/ч радиус круговой кривой на мостах и эстакадах должен быть более 10 000 м.

Основные требования к профилю

Величина наибольшего уклона продольного профиля при проектировании искусственных сооружений не должна превышать 24‰. В особо трудных условиях при необходимом технико-экономическом обосновании и согласовании допускается увеличивать уклон до 36‰.

При алгебраической разности уклонов смежных прямолинейных участков продольного профиля более 1‰ эти участки необходимо сопрягать вертикальной кривой. Радиус кривой рассчитывают исходя из ограничения нормального ускорения при следовании подвижного состава по этой кривой с учетом комфортного проезда пассажиров. На выпуклых переломах

профиля центробежное ускорение принимают не более $0,3 \text{ м/с}^2$, а на вогнутых – центростремительное не более $0,4 \text{ м/с}^2$.

Радиус вертикальной кривой вычисляется по формуле

$$R_B = \frac{V_{max}^2}{12,96a_B}, \quad (3)$$

где R_B – радиус вертикальной кривой, м;

V_{max} – расчетная скорость высокоскоростного поезда в данной кривой, км/ч;

a_B – наибольшая величина нормального ускорения.

Нормативные требования к мостам. Конструкции пролетных строений

Как показывает опыт мировой практики в проектировании и строительстве мостов на высокоскоростных железнодорожных магистралях, конструкции пролетных строений практически не отличаются от традиционных решений.

Материалы конструкций:

- железобетон, в том числе предварительно напряженный;
- металл;
- сталежелезобетон.

В конструкциях мостов малых пролетов целесообразнее принимать балочные решения в однопролетном исполнении.

Для средних и больших мостов – однопролетные и двухпролетные неразрезные системы. В русловых пролетах рекомендуется использовать сквозные фермы или комбинированные системы высокой вертикальной и горизонтальной жесткости.

Специальными техническими условиями пролетные строения рекомендуется проектировать, как правило, двухпутными.

Габарит при этом должен соответствовать габариту приближения строений С 400 с расстоянием междупутья (по осям путей) в диапазоне от 4,1 до 5,0 м в зависимости от скорости подвижного состава.

Нормативную временную вертикальную регулярно обращающуюся нагрузку от высокоскоростного подвижного состава следует принимать в виде отдельных групп сосредоточенных грузов в соответствии с заданием на проектирование моста.

Коэффициент надежности по нагрузке установлен $\gamma_f=1,2$.

Для всех конструкций пролетных строений должны быть обеспечены вертикальные упругие прогибы от нормативной подвижной нагрузки при коэффициенте нагрузки $\gamma_f=1,0$ не более $L/1600$ (где L – расчётный пролет, м).

Стрела строительного подъема после учета вертикальных перемещений от постоянной нагрузки должна быть равна 50% упругого прогиба пролетного строения от нормативной нагрузки высокоскоростных поездов (при $\gamma_f=1,0$ и динамическом коэффициенте $(1+\mu)=1,0$).

Если обратиться к более глубокому анализу нормирования упругих прогибов пролетных строений от действия подвижной нагрузки, то необходимо учитывать динамическое взаимодействие подвижного состава и пролетных строений разной длины при различной скорости движения.

В предлагаемой ниже таблице приводятся максимально допустимые дифференцированные значения вертикальных прогибов железобетонных разрезных пролетных строений двухпутных мостов с пролетами до 96 м [4].

Таблица

Максимально допустимые дифференцированные значения вертикальных прогибов железобетонных разрезных пролетных строений двухпутных мостов с пролетами до 96 м

| Расчетная скорость, км/ч | Диапазон длин пролетов, м | | |
|-----------------------------|---------------------------|------------------|-----------|
| | $L \leq 40$ | $40 < L \leq 80$ | $L > 80$ |
| 250 | $L/1,400$ | $L/1,400$ | $L/1,000$ |
| 300 | $L/1,500$ | $L/1,600$ | $L/1,100$ |
| 350 | $L/1,600$ | $L/1,900$ | $L/1,500$ |

Для наших условий требуется проведение дополнительных исследований для введения дифференцированной шкалы допускаемых вертикальных прогибов.

Основные расчёты элементов мостовых конструкций выполняются в соответствии с действующими нормативными документами и рекомендациями по двум группам предельных состояний.

Взаимодействие высокоскоростного подвижного состава и пролётных строений

Опубликованные за последнее десятилетие результаты теоретических и экспериментальных исследований позволяют сформулировать основные особенности воздействия высокоскоростных поездов на конструкции мостов и оценить наиболее существенные факторы, влияющие на их динамическое поведение под подвижной нагрузкой.

Для современного подвижного состава с расчетным интервалом скорости поезда 300-350 км/ч характерны частоты вынужденных колебаний 3,5-6,5 Гц; в данном диапазоне возможно возникновение эффекта резонанса при соответствующих собственных частотах пролетных строений. Согласно известным данным [5] экспериментально было определено, что железобетонные пролетные строения имеют собственную частоту основного тона выше 5 Гц. Металлические пролетные строения с ездой понизу – 3-7 Гц, металлические балки с ездой на поперечинах – выше 6 Гц, а сталежелезобетонные конструкции – 3-12 Гц (рис. 1).

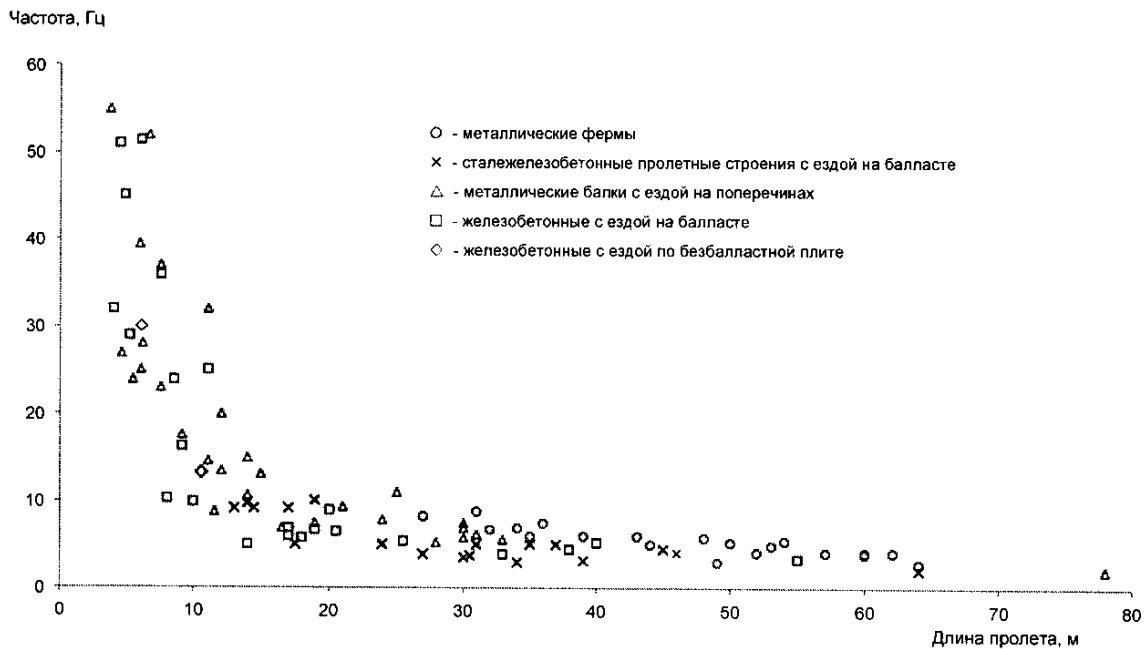


Рис. 1. Собственные частоты пролетных строений в ортогональной системе координат (составлено автором)

Эти результаты хорошо коррелируются с исследованиями Н.Г. Бондаря, И.И. Казея, Б.Ф. Лесохина, Ю.Г. Козьмина [6], которые также отражены на рис. 1.

При переходе от ортогональной к логарифмической системе координат линейная регрессионная зависимость в полной мере отражает характеристики собственных частот в диапазоне длин различных типов пролетных строений до 200 м (рис. 2), что позволяет назначить оптимальные пролеты при пересечении рек.

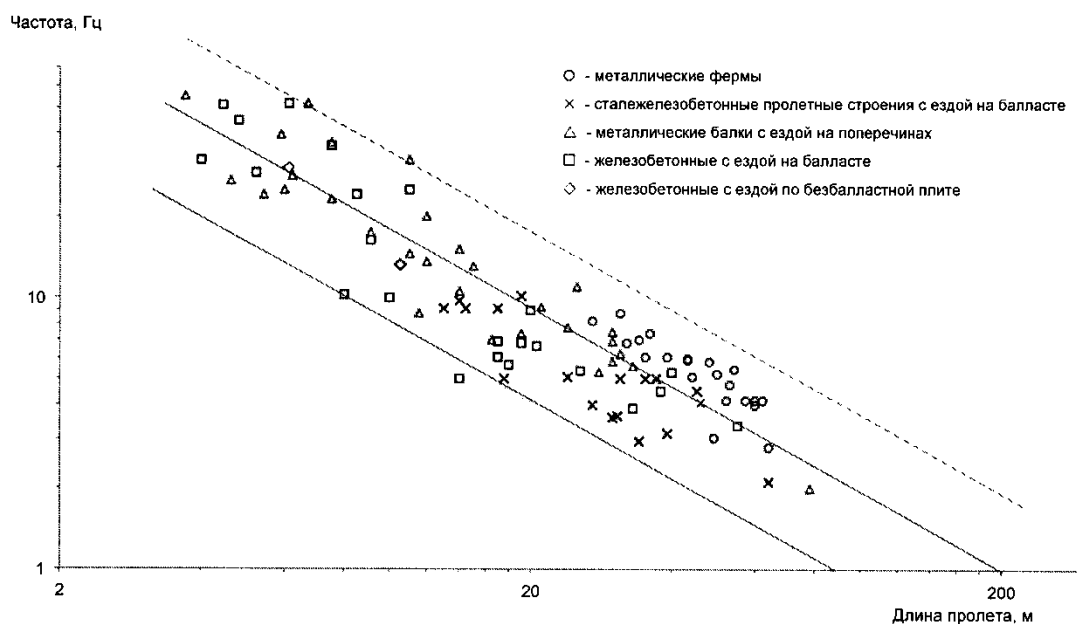


Рис. 2. Собственные частоты пролетных строений в логарифмической системе координат (составлено автором)

Следует подчеркнуть, что длины типовых пролетных строений для железнодорожных мостов полностью попадают в данный частотный диапазон.

Применение железобетонных пролетных строений для малых и средних пролетов позволяет избежать резонансного режима, поскольку конструкция работает в диапазоне частот, превышающем «запретный» резонансный интервал.

Для металлических пролетных строений больших пролетов существует возможность близости значений собственной частоты первых основных тонов, однако значительная масса конструкции создает благоприятные условия для снижения амплитуд ускорений.

Очевидным является применимость балочных конструкций пролетных строений – как разрезных, так и неразрезных. Так, неразрезные конструкции имеют определенные преимущества, обладая повышенной вертикальной и горизонтальной жесткостью, что повышает собственные частоты конструкции, «уводя» ее от резонанса в области расчетного диапазона скоростей подвижного состава.

Кроме того, разрезные балочные пролетные строения создают опасность возникновения дополнительных неровностей пути над опорами при вертикальном действии поезда в движении. По этой причине должны быть нормированы углы поворотов концов пролетных строений, что требует их сопряжения вертикальными кривыми. Высокоскоростные железные дороги (ВСЖД) требуют более внимательного отношения к плавности пути в кривых и вертикальном профиле для обеспечения безопасности и комфорта при движении с высокой скоростью.

Применение неразрезных систем приводит к увеличению времени воздействия на конструкцию каждого пролетного строения, поскольку способствует распространению волн вдоль конструкции моста, даже когда поезд уже не находится в этом пролете. Причем распространяются волны широкого диапазона длины, а динамическое воздействие с высокой частотой негативно влияет на состояние соединений и верхнего строения пути [7, 8].

Результаты экспериментальных исследований показывают, что при движении скоростных поездов из-за высокого уровня вибраций наблюдается дестабилизация балласта пути в широком частотном диапазоне [9, 10]. По этой причине целесообразно использовать безбалластное мостовое полотно. С помощью такого подхода может быть обеспечена температурно-неразрезная конструкция верхнего строения пути. Данное решение позволяет перекрывать деформационные швы между однопролетными балками на опорах, а также в других местах их устройства.

Опыт применения сталежелезобетонных балок пролетных строений показывает, что их небольшой вес и, как следствие, низкие демпфирующие характеристики приводят к возможности появления резонанса при скоростях более 300 км/ч [4]. Резонансные явления характеризуются возрастанием амплитуд перемещений и ускорений при определенных скоростях, связанных с периодичностью набегания колесных пар. Подобное увеличение динамического коэффициента (рис. 3) теоретически обосновано исследованиями профессора И.И. Иванченко [11, 12].

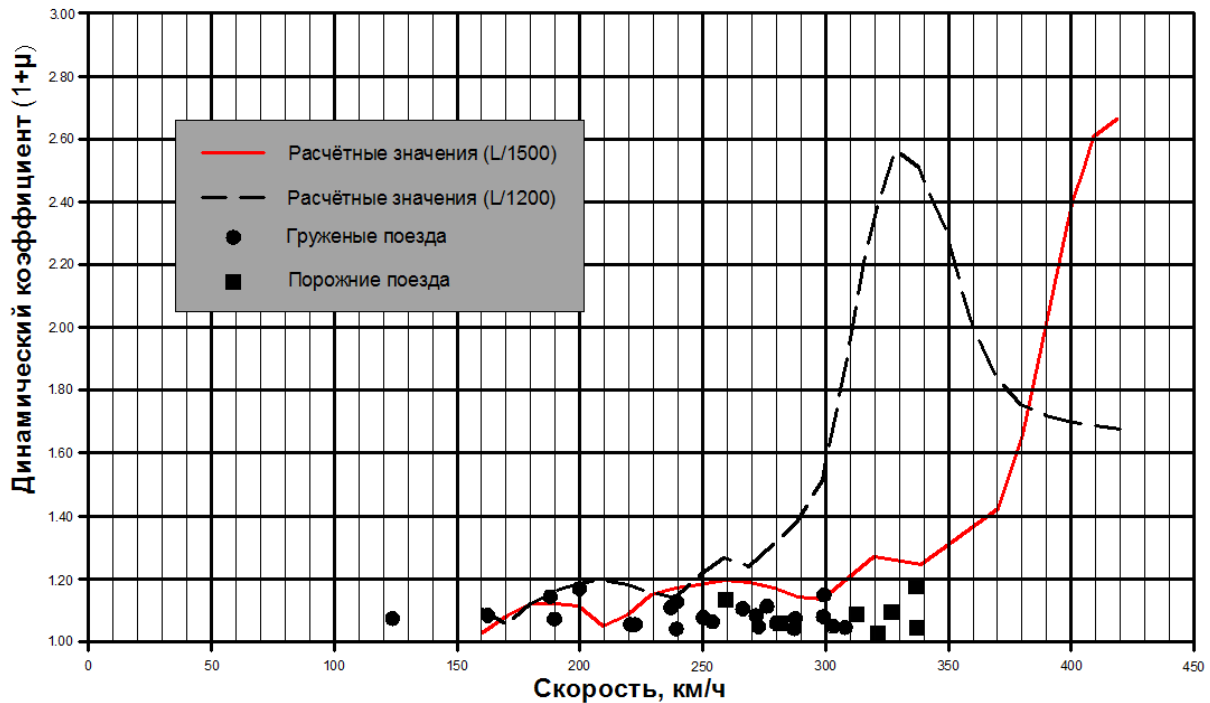


Рис. 3. Расчетные значения динамического коэффициента в зависимости от жесткости пролетных строений (составлено автором)

Таким образом, в области средних пролетов предпочтительными являются конструкции двухпутных железобетонных балок с ездой поверху коробчатого или другого сечения с высокой крутильной жесткостью, объединенных в неразрезную двухпролетную систему.

В металлических решетчатых конструкциях с ездой понизу, перекрывающих большие пролеты, двухпутные мосты имеют довольно большое расстояние между главными фермами. Данное решение приводит к необходимости резкого увеличения поперечных сечений верхних пролетных продольных связей между фермами. Кроме того, при взаимодействии вихревых воздушных потоков (встречное движение поездов, ветровые потоки вдоль рек, пульсационный след за кормовой секцией подвижного состава при его движении внутри фермы) не исследованы вопросы динамического поведения гибких элементов пролетных строений при эксплуатации, а также влияния поперечных нагрузок. Для эффективного решения этой проблемы предлагается применять трехплоскостную конструкцию ферм с расположением третьей плоскости в междупутье.

В заключение следует отметить, что рассмотренные в данной статье вопросы не решают всех проблем, особенно в области аэродинамического взаимодействия пролетных строений мостов и высокоскоростного подвижного состава. Для этой цели должны быть продолжены теоретические и экспериментальные исследования с разработкой необходимых рекомендаций.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 35.13330.2011 Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84* / Министерство регионального развития Российской Федерации. – М., 2011.
2. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы / Госстрой СССР. – М., 1985. – 200 с.
3. Круглов, В. М. Проблемы проектирования мостов на высокоскоростных железнодорожных магистралях / В. М. Круглов, Е. С. Ашпиз, А. А. Шейкин, А. Г. Смолянин // Транспортное строительство, 2014. – №11. – С.
4. Zhou Y.E., Hu S/, Ke Z., Niu B. Consideration for development of high speed rail – bridge design standards. AREMA 2012 annual conference proceedings, September 16-19, 2012. Gh: Cado, IL, 2012.
5. Fryba L. Dynamics of railway bridges. – London: Thomas Telford, 1996. –330 p.
6. Бондарь, Н. Г. Динамика железнодорожных мостов / Н. Г. Бондарь, И. И. Казей, Б. Ф. Лесохин, Ю. Г. Козьмин. – М. : Транспорт, 1965. – 412 с.
7. Yang Y., Yau D., Wu Y. Vehicle-Bridge Interaction Dynamics. With Applications to High-speed Railways // World Scientific, 2004. – 530 p.
8. UIC CODE 776-2. Design requirements for rail bridges based on interaction phenomena between train, track and bridge. 2-nd edition, June 2009 / International Union of Railways (UIC). – Paris, 2009. – 44 p.
9. Zacher M., Baessler M. Dynamic behavior of ballast on railway bridges. In Proceedings of Advanced Course «Dynamics of high speed railway bridges». – Porto, Portugal, 20-23 Sept., 2005. – pp. 125-14.
10. Vega, J., Hermanns, L., Alarcon, E., Fraile, A. Measuring dynamic effects on underpasses of high-speed railway lines // Structure and Infrastructure Engineering, 2014, vol. 10, № 1. – pp. 41-56.
11. Иванченко, И. И. К формированию норм для мостов на высокоскоростных магистралях железных дорог // Транспортное строительство, 2014. – № 1. – С. 22-25.
12. Иванченко, И. И. Динамика транспортных сооружений (высокоскоростные подвижные, сейсмические и упругие нагрузки). – М. : Наука, 2011.

Рецензент: Овчинников Игорь Георгиевич, Заместитель Председателя Поволжского отделения Российской академии транспорта, академик РАТ, доктор технических наук, профессор.

Valery Kruglov

Moscow State University of Railway Transport
Moscow, Russia
E-mail: kruglov@niit-miit.ru

Evgeny Ashpiz

Moscow State University of Railway Transport
Moscow, Russia
geonika@inbox.ru

About designing bridges to high-speed railway Russia

Abstract. The main technical requirements to artificial structures in terms of horizontal and vertical track profile of high-speed railway lines are determined. The unkill lateral acceleration at the curves on axle box at top speed should not exceed $+0.4\text{m/sec}^2$ as far as the comfort for passengers is concerned. The elevation of outer rail should not exceed 150 mm. Thus, the curve body radius on bridges and overhead crossings at top speed of 350 km/h should not exceed 10,000m.

The largest profile elevation incline in artificial structure design should not exceed 24‰. The incline can be increased up to 36‰ in rugged environment.

With vertical curvature adjustment of adjacent straight way sections with algebraic difference of angles not exceeding 1‰, rounding off vertical curve is required.

Bridge and overhead crossing structures on high-speed railway lines are practically identical to traditional ones. Construction materials are as follows: reinforced concrete (including pre-stressed one), metal, steel reinforced concrete. Small span bridges are recommended to be commissioned as single-spanned. For medium and big bridges - single-spanned and double-spanned continuous trusses are recommended. While for main spans lattice trusses or integrated systems of high vertical and horizontal stiffness are preferable. Span structures are recommended to be designed as double-track. Structural clearance C400 with inter-track distance (at track centerline) is within 4.1-5 m. Vertical elastic deflections should not exceed $L/1600$ (L - design span, m) from standard rolling load.

Main design of bridge structure components is performed in accordance with current regulatory documents and recommendations concerning two groups of limit states.

Interaction of high-speed rolling-stock with bridge span structures calls for appraisal of resonance occurrence. The experience of application of steel reinforced concrete span trusses proves that their light weight and, consequently low damping characteristics may result in resonance occurrence at speeds over 300 km/h.

Keywords: high-speed rail transport; plan and profile path; artificial structures; construction of superstructures; lateral acceleration; bridges and overpasses; rolling stock; small, medium and large spans; the composite beams; resonance.

REFERENCES

1. SP 35.13330.2011 Mosty i truby. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 2.05.03-84* / Ministerstvo regional'nogo razvitiya Rossiyskoy Federatsii. – M., 2011.
2. SNiP 2.05.03-84*. Mosty i truby / Gosstroy SSSR. – M., 1985. – 200 s.
3. Kruglov, V. M. Problemy proektirovaniya mostov na vysokoskorostnykh zheleznodorozhnykh magistralyakh / V. M. Kruglov, E. S. Ashpiz, A. A. Sheykin, A. G. Smolyanin // Transportnoe stroitel'stvo, 2014. – №11. – S.
4. Zhou Y.E., Hu S/, Ke Z., Niu B. Consideration for development of high speed rail – bridge design standards. AREMA 2012 annual conference proceedings, September 16-19, 2012. Gh: Cado, IL, 2012.
5. Fryba L. Dynamics of railway bridges. – London: Thomas Telford, 1996. –330 p.
6. Bondar', N. G. Dinamika zheleznodorozhnykh mostov / N. G. Bondar', I. I. Kazey, B. F. Lesokhin, Yu. G. Koz'min. – M. : Transport, 1965. – 412 s.
7. Yang Y., Yau D., Wu Y. Vehicle-Bridge Interaction Dynamics. With Applications to High-speed Railways // World Scientific, 2004. – 530 p.
8. UIC CODE 776-2. Design requirements for rail bridges based on interaction phenomena between train, track and bridge. 2-nd edition, June 2009 / International Union of Railways (UIC). – Paris, 2009. – 44 p.
9. Zacher M., Baessler M. Dynamic behavior of ballast on railway bridges. In Proceedings of Advanced Course «Dynamics of high speed railway bridges». – Porto, Portugal, 20-23 Sept., 2005. – pp. 125-14.
10. Vega, J., Hermanns, L., Alarcon, E., Fraile, A. Measuring dynamic effects on underpasses of high-speed railway lines // Structure and Infrastructure Engineering, 2014, vol. 10, № 1. – pp. 41-56.
11. Ivanchenko, I. I. K formirovaniyu norm dlya mostov na vysokoskorostnykh magistralyakh zheleznykh dorog // Transportnoe stroitel'stvo, 2014. – № 1. – S. 22-25.
12. Ivanchenko, I. I. Dinamika transportnykh sooruzheniy (vysokoskorostnye podvizhnye, seysmicheskie i uprugie nagruzki). – M. : Nauka, 2011.