

МИНИСТЕРСТВО ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ
ДНЕПРОПЕТРОВСКИЙ
ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО
ТРАНСПОРТА

Инженер ТАРАСЕНКО В. П.

**ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОЛЕБАНИЯ И ЖЕСТКОСТЬ
МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИИ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ**

Автореферат
диссертации, представленной на соискание
ученой степени кандидата технических наук

Днепропетровск
1964

НТБ
ДНУЖТ

Работа выполнена в Днепропетровском институте инженеров железнодорожного транспорта. Статические и динамические испытания мостов проведены мостоиспытательной лабораторией ДНИТ'а при непосредственном участии автора.

Автореферат разослан «18» апреля 1964 г.

Публичная защита диссертации состоится на заседании Ученого совета по строительно-эксплуатационным специальностям 6 мая 1964 г.

Отзывы по настоящему автореферату просьба направлять по адресу: Днепропетровск, 10, Университетская, 2, ДНИТ, Ученому секретарю совета.

НТБ
ДНУЖТ

Введение

В новой Программе КПСС, принятой XXII съездом партии, поставлены грандиозные задачи создания материально-технической базы коммунизма в нашей стране. Большие планы намечены в области развития всех видов транспорта. Увеличится общий объем железнодорожного строительства, в том числе по путевому хозяйству и искусственным сооружениям. Перед научными работниками и проектировщиками стоят большие задачи в деле уточнения расчетов и создания более совершенных и экономичных конструкций мостов.

В связи с ростом железнодорожных нагрузок, повышением скоростей движения поездов, применением новых материалов и типов конструкций железнодорожных мостов уже в настоящее время назрела необходимость более полного изучения динамического воздействия нагрузки на пролетные строения и изучения взаимодействия пролетных строений и подвижного состава при проходе его по мосту, а также разработки обоснованных норм вертикальной и горизонтальной жесткости пролетных строений.

Техническими условиями проектирования мостов устанавливаются нормы вертикальных прогибов пролетных строений в зависимости от величины пролета.

Эти нормы были получены эмпирически в результате обобщения данных эксплуатации и практики проектирования мостов и не вызвали раньше затруднений при проектировании. Применение новых материалов (низколегированных сталей, алюминиевых сплавов и др.) для изготовления пролетных строений приводит к уменьшению их жесткости. Прогибы таких пролетных строений часто превышают нормы, установленные техническими условиями, и поэтому для пролетных строений из новых материалов определяющим может оказаться не расчет на прочность, а расчет на жесткость.

Горизонтальная жесткость пролетных строений в настоящее время непосредственно не нормируется. Техническими условиями проектирования мостов устанавливается только ограничение величины периода горизонтальных колебаний металлических разрезных пролетных строений.

Применение существующих норм жесткости пролетных строений тормозит внедрение новых материалов в мостостроение. Поэтому уже в настоящее время имеется настоятельная необходимость уточнения этих норм.

Проблема нормирования жесткости пролетных строений является весьма сложной и многосторонней. При установлении норм жесткости пролетных строений одним из главных требований является выяснение характера взаимодействия пролетных строений и подвижного состава и обеспечение безопасности движения поездов.

В настоящее время исследования по разработке норм горизонтальной и вертикальной жесткости металлических пролетных строений в соответствии с программой работ, рассмотренной в порядке координации исследований и согласованной Научно-техническим советом МПС, проводятся в ДИИТе, в НИИ мостов ЛИИЖТа и в ряде других организаций.

Настоящая работа является составной частью этих исследований.

В работе дан краткий исторический очерк развития отечественных и зарубежных исследований динамического воздействия железнодорожных нагрузок на балочные мосты и взаимодействия пролетных строений и подвижного состава. Изложены методика и результаты экспериментальных исследований пространственной жесткости и пространственных колебаний пролетных строений, а также совместных колебаний пролетных строений и подвижного состава.

Проведены теоретические исследования пространственной работы пролетных строений под действием различных статических нагрузок. Исследованы свободные пространственные колебания незагруженных и загруженных пролетных строений и вынужденные колебания пролетных строений и подвижного состава, вызванные влиянием последнего.

В результате проведенных исследований установлены величины наибольших допускаемых амплитуд горизонтальных колебаний пролетных строений различных пролетов.

I. Экспериментальные исследования

Экспериментальные исследования проводились на ряде эксплуатируемых мостов Приднепровской, Донецкой, Одесско-Кишиневской и Западно-Сибирской железных дорог.

Для экспериментальных исследований пространственной жесткости пролетных строений были выбраны мосты, расположенные на двухпутных участках с одинаковыми пролетными строениями под каждым из путей. Экспериментальному изучению было подвергнуто 12 различных типов пролетных строений с ездой поверху и понизу

пролетами от 33 до 88 м. При испытаниях посередине пролета между пролетными строениями соседних путей с помощью гидравлического домкрата грузоподъемностью 15 т создавалось определенное силовое воздействие (распор) и при помощи индикаторов (мессур) с ценою деления 0,01 мм определялось изменение расстояния между пролетными строениями в характерных точках в уровне верхнего и нижнего поясов пролетных строений. Величины создаваемых усилий замерялись с помощью специально изготовленных динамометров.

Обработка результатов опытов заключалась в определении величин измеренных перемещений от заданной нагрузки и последующем пересчете этих перемещений на условную величину силового воздействия в 10 т и определении средних значений перемещений из ряда опытов.

Следует отметить, что аналогичные опыты для типовых пролетных строений Проектстальконструкции (ПСК) были проведены ранее ЦНИИС'ом *) Однако в этих опытах нагрузка прикладывалась только в уровне нижнего пояса, а величины усилий, развиваемых домкратами, не измерялись.

В настоящих опытах, благодаря определению с помощью динамометров величин создаваемых усилий, удалось количественно оценить величину пространственной жесткости пролетных строений при действии горизонтальных сил. По полученным данным были построены кривые горизонтальных перемещений верхнего и нижнего поясов пролетных строений, а также подсчитаны отношения прогибов верхней и нижней ветровых ферм пролетных строений от горизонтальных нагрузок, приложенных в уровне верхнего и нижнего поясов.

В результате анализа полученных данных установлено, что под действием горизонтальных нагрузок ветровые фермы пролетных строений работают неодинаково. Нижняя ветровая ферма изгибается как простая балка на двух опорах. Верхняя ветровая ферма под действием горизонтальных сил смещается за счет податливости порталов, изгибаясь значительно меньше нижней. При этом деформируется контур поперечных сечений и пролетные строения работают на горизонтальную нагрузку, приложенную в плоскости одной из ветровых ферм, как пространственные системы. Степень участия верхней ветровой фермы в работе пролетного строения на горизонтальную нагрузку зависит от жесткости порталов и поперечных связей и с возрастанием пролета повышается.

Установлено, что кривые горизонтальных прогибов верхней и нижней ветровых ферм практически симметричны относительно середины пролетных строений. То обстоятельство, что пролетные

*) Лесохин Б. Ф., Мельников Ю. А., Польвеко В. П., Хромец Ю. Н. Металлические мосты. Труды ЦНИИС'а, вып. 29. Трансжелдориздат, 1959.

строения имеют на одной из опор шарнирно неподвижные опорные части, а на другой — шарнирно подвижные, оказывается, не вносит существенной разницы в характер опирания ветровых ферм в горизонтальной плоскости, что объясняется, повидимому, податливостью решетки ветровых ферм.

На указанных выше мостах, кроме статических испытаний по определению пространственной жесткости пролетных строений, проводились также динамические испытания с целью изучения пространственных колебаний пролетных строений под действием подвижной нагрузки (проходящих и специально сформированных испытательных поездов).

Для измерения перемещений при колебаниях пролетных строений от динамического действия нагрузки были использованы электрические прогибомеры, разработанные в ДИИТе инж. Дорошенко.

Запись всех измеряемых величин производилась в большинстве случаев на два осциллографа типа МПО-2 (отдельно для пролетных строений левого и правого путей).

Во время испытаний на пленку осциллографов одновременно записывались следующие процессы: вертикальные перемещения (прогибы) средних узлов обеих ферм, горизонтальные перемещения пролетных строений в уровне верхнего и нижнего поясов, отметки прохода колесных пар подвижного состава через специальные педали, установленные на одном из рельсов в начале или конце пролета, и отметки времени. Кроме горизонтальных перемещений в середине пролета, на некоторых пролетных строениях записывались также горизонтальные перемещения верхней ветровой фермы в четвертях или на опорах.

Масштабы записей перемещений определялись по тарировке прогибомеров на месте установки.

На каждом из мостов, кроме записи колебаний пролетных строений под действием проходящих поездов, проводилось по 20 — 30 заездов испытательного поезда со скоростями от 5 — 10 км/час до максимально возможной. Испытательные поезда состояли из десяти груженных полувагонов и двух локомотивов, расположенных в голове и хвосте поезда, что позволяло развивать высокие скорости движения в обоих направлениях.

За время динамических испытаний было записано в общей сложности свыше 800 опытов. При расшифровке полученных осциллограмм определялись вертикальные прогибы, амплитуды горизонтальных колебаний пролетных строений, величины динамических коэффициентов, частоты и формы свободных вертикальных и пространственных колебаний пролетных строений. Некоторые данные, полученные при испытаниях, приведены в таблице 1.

Таблица 1.

Расчетный пролет (м)	Пространственные колебания			Вертикальн. колебания	
	наибольшие амплитуды горизон- тальных ко- лебаний (мм)	частоты свободных колебаний (гц)		наибольшие динамичес- кие коэф- фициенты	частоты свободных колебаний (гц)
		1-я форма	2-я форма		
33,12	4,6	3,13	—	1,21	7,50
33,6	6,0	3,60	7,10	1,15	10,00
33,6	4,1	3,23	6,81	1,16	6,53
33,6	8,2	3,40	—	1,15	6,80
44,0	5,4	2,71	5,47	1,19	6,66
45,0	5,0	2,74	5,13	1,19	6,62
45,0	4,1	2,51	4,95	1,21	6,62
45,0	6,0	2,90	5,76	1,21	5,50
55,0	4,2	2,10	4,58	1,10	4,75
55,0	5,8	2,10	4,45	1,12	4,70
66,0	6,4	1,77	3,86	1,15	3,87
77,0	4,8	1,56	3,60	1,14	4,82
87,6	4,1	1,35	2,87	1,24	3,62
88,0	6,2	1,38	2,45	1,08	3,47

Свободные колебания пролетных строений наблюдались после прохода нагрузки по мосту и записаны на «хвостах» осциллограмм. Для некоторых пролетных строений свободные колебания возбуждались также ударами.

При обработке осциллограмм свободных колебаний определены частоты основных форм колебаний пролетных строений.

Было замечено, что при свободных пространственных колебаниях с низшей частотой горизонтальные перемещения верхней и нижней ветровых ферм пролетных строений происходят в одном направлении, а при колебаниях со второй частотой — в противоположных направлениях. Амплитуды колебаний во втором случае были значительно меньшими.

Экспериментальные исследования совместных пространственных колебаний пролетных строений и подвижного состава производились с целью получения основных динамических характеристик загруженных пролетных строений, определения наибольших амплитуд горизонтальных колебаний пролетных строений при проходе нагрузки по мосту и проверки основных теоретических предпосылок. Исследования проводились в натурных условиях на эксплуатируемых мостах. Были проведены испытания на пяти пролетных строе-

ниях различной конструкции пролетами от 44 до 109,2 м. Программой испытаний предусматривалось выполнение экспериментальных работ в два этапа. На первом этапе испытаний во время закрытия перегона на пролетном строении устанавливался испытательный поезд и производилось возбуждение совместных пространственных колебаний пролетных строений и подвижного состава. Во время испытаний записывались вертикальные и горизонтальные колебания пролетных строений и колебания вагонов относительно пролетных строений. На втором этапе испытаний записывались вертикальные и горизонтальные колебания пролетных строений от воздействия проходящих поездов и специальных испытательных поездов, которые пропускались по мосту с различными скоростями.

Запись всех указанных процессов производилась на светочувствительную ленту шириною 200 мм тензометрической установки ОТ24-51.

Значения низших частот свободных горизонтальных колебаний незагруженных пролетных строений, а также величины наибольших амплитуд вынужденных горизонтальных колебаний приведены в табл. 2, а частоты совместных колебаний пролетных строений и подвижного состава приведены ниже в табл. 4.

Таблица 2.

Величина	Пролетные строения				
	I	II	III	IV	V
Расчетный пролет (м)	44,0	55,0	55,0	80,42	109,2
Частоты свободных горизонтальных колебаний (гц)	2,27	1,830	1,840	1,550	1,075
Максимальные амплитуды (мм)	4,3	5,7	4,8	4,2	3,7

II. Теоретические исследования пространственной жесткости пролетных строений

Как показали экспериментальные исследования, при действии на пролетное строение горизонтальных поперечных нагрузок, а также вертикальных нагрузок с эксцентриситетом, оно работает как пространственная система. Работа пролетных строений металлических балочных мостов при односторонней вертикальной нагрузке без учета деформации поперечных связей и порталов была рассмотрена проф. С. А. Бернштейном *)

*) Бернштейн С. А. Теория боковой качки железных мостов. Труды ЦНИУ НКПС, вып. 110. Транспечать, 1930.

Между тем податливость поперечных связей и порталов оказывает, как показали экспериментальные исследования, существенное влияние на распределение усилий между главными и ветровыми фермами, особенно для мостов с ездой понизу.

В настоящем исследовании рассмотрена пространственная работа пролетных строений под действием различных (сосредоточенных и распределенных) горизонтальных и односторонних вертикальных нагрузок с учетом податливости поперечных связей и порталов. При загрузении пролетного строения сосредоточенными нагрузками, приложенными посередине пролета в плоскости ветровых или одной из главных ферм, рассмотрены расчетные схемы с поперечными связями, расположенными в шести промежуточных сечениях. Учитывая двойную симметрию пролетного строения (относительно его середины и средней продольной вертикальной плоскости), можно воспользоваться основной системой с тремя лишними неизвестными, в качестве которых принимались силы, возникающие в поперечных связях пролетного строения. После определения лишних неизвестных были найдены горизонтальные и вертикальные перемещения среднего сечения пролетного строения от действия единичных сил, т. е. коэффициенты влияния в таком виде:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= r_1 (1 - 2f_2) + \frac{h^2}{b^3} \Omega f_3 - \frac{b^2}{h^2} \cdot \frac{r_1^2}{\Omega} f_1; \quad \delta_{12} = \frac{b^2}{h^2} \cdot \frac{r_1 r_2}{\Omega} f_1 + r_2 f_2; \\ \delta_{13} &= -\frac{b}{h} \cdot \frac{r_1 r_3}{\Omega} f_1 - \frac{h}{b} r_3 f_2; \quad \delta_{22} = r_2 - \frac{b^2}{h^2} \cdot \frac{r_2^2}{\Omega} f_1 \\ \delta_{23} &= -\frac{b}{h} \cdot \frac{r_2 r_3}{\Omega} f_1; \quad \delta_{33} = r_3 - \frac{r_3^2}{\Omega} f_1 \quad \delta_{34} = \frac{r_3^2}{\Omega} f_1 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где обозначено:

$$\Omega = 2r_3 + \frac{b^2}{h^2} (r_1 + r_2)$$

r_1 , r_2 и r_3 — прогибы верхней и нижней ветровых и главных ферм от единичных сил, приложенных в середине пролета $\left(r_i = \frac{l^3}{48 E J_i} \right)$

h и b — высота и ширина поперечного сечения пролетных строений; f_1 , f_2 и f_3 — функции, зависящие от податливости порталов (r_0) и поперечных связей (δ_{11}).

Аналогичные формулы получены для перемещений порталов.

Была рассмотрена также расчетная схема с непрерывным распределением жесткости поперечных связей. В этом случае для перемещений ветровых ферм (Y_1 и Y_2) и перемещений главных ферм (Y_3 и Y_4) была получена следующая система дифференциальных уравнений:

$$EJ_1 Y_1^{IV} = -\frac{b}{h} q; EJ_2 Y_2^{IV} = \frac{b}{h} q; EJ_3 Y_3^{IV} = -q; EJ_4 Y_4^{IV} = q \quad (2)$$

где q — усилия, возникающие в поперечных связях при одностороннем нагружении пролетного строения, равные

$$q = c \left[\frac{b}{h} (Y_1 - Y_2) + (Y_3 - Y_4) \right]$$

где c — погонная жесткость поперечных связей.

Характер внешней нагрузки учитывается при составлении граничных условий для ветровых и главных ферм.

В результате решения системы уравнений (2) получены зависимости для перемещений $Y_i(x)$ и коэффициенты влияния. Характерно, что и в этом случае коэффициенты влияния δ_{ik} определяются по формулам (1). Только значения функций f_1, f_2 и f_3 в этом случае, естественно, будут другими.

При вычислении коэффициентов влияния по указанным расчетным схемам разница не превышает $5 \div 9\%$.

Для большинства коэффициентов влияния получено довольно близкое совпадение их расчетных и экспериментальных значений.

При рассмотрении пространственной работы пролетных строений под действием распределенных односторонних вертикальных и горизонтальных нагрузок получены уравнения для прогибов ветровых и главных ферм пролетных строений, а также выяснен характер распределения этих нагрузок между главными и ветровыми фермами и степень нагружения поперечных связей. Так, при нагружении пролетного строения горизонтальной распределенной нагрузкой P_1 , приложенной в уровне верхней ветровой фермы, нагрузка, воспринимаемая поперечными связями, определяется по формуле

$$q = \frac{N_1 p_1}{2x_1} \left\{ 1 - \frac{\left(1 - 2\delta_1 \frac{N_2 + 2N_3}{N_1} x^4 \right) \left(\frac{ch \beta x \cdot \cos \beta x}{ch \alpha \cdot \cos \alpha} + \frac{th^2 \alpha \cdot tq^2 \alpha \cdot \frac{sh \beta x \cdot \sin \beta x}{sh \alpha \cdot \sin \alpha}}{th \alpha \cdot tq \alpha (th \alpha - tq \alpha)} \right)}{(1 + th^2 \alpha \cdot tq^2 \alpha) + \delta_1 \alpha^3 [(th \alpha + tq \alpha) - th \alpha \cdot tq \alpha (th \alpha - tq \alpha)]} \right\}$$

где обозначено:

$$\alpha_1 = \frac{b}{h}; \quad \alpha = \sqrt[4]{\frac{I^3 c}{32 E J_3 N}}; \quad \beta = \frac{2 \alpha}{l}; \quad \delta_1 = \frac{8 E J_1 N_1}{l^3}$$

$$N_1 = \alpha_1^2 \frac{2 r_1}{\Omega}; \quad N_2 = \alpha_1^2 \frac{2 r_2}{\Omega}; \quad N_3 = \frac{2 r_3}{\Omega}$$

δ — податливость порталов.

Полученные результаты в дальнейшем используются при исследовании пространственных колебаний пролетных строений, а также могут быть использованы при пространственном расчете пролетных строений с целью определения усилий в элементах ветровых и поперечных связей при действии односторонних вертикальных нагрузок (двухпутные пролетные строения) и горизонтальных нагрузок (ветровая нагрузка, горизонтальные удары колес подвижного состава и т. п.).

III. Свободные пространственные колебания металлических пролетных строений железнодорожных балочных мостов

В большинстве исследований пространственных колебаний пролетных строений или совсем не учитывается деформация контура поперечных сечений или не учитывается деформация порталов (работы Е. Е. Гибшмана, С. А. Бернштейна, А. А. Романова, К. Е. Китаева, С. С. Норейко и др.) В настоящей работе рассмотрены пространственные колебания сквозных пролетных строений балочных мостов с учетом податливости поперечных связей и порталов. Рассмотрены расчетные схемы в виде дискретных систем с приведенными массами и систем с распределенными параметрами.

При изучении свободных пространственных колебаний приведенные массы сосредотачивались в середине пролета в пяти точках (по углам поперечного сечения и по оси пролетного строения в уровне проезжей части).

Пренебрегая продольными абсолютными деформациями стоек главных ферм, распорок ветровых ферм и поперечных балок, величины которых незначительны по сравнению с общими вертикальными и горизонтальными прогибами пролетных строений, переходим к системе с пятью степенями свободы. Свободные колебания ее описываются системой уравнений вида

$$q_i = - \sum_{k=1}^5 \delta_{ik} m_k q_k \quad (i = 1, 2, \dots, 5) \quad (3)$$

где q_{ik} — перемещения точек, в которых сосредоточены приведенные массы m_k , δ_{ik} коэффициенты влияния.

В результате решения уравнений (3) для пространственных колебаний получено следующее уравнение частот:

$$\alpha^3 - (h_{11} + h_{22} + h_{33} - h_{34}) \alpha^2 - [(h_{11} + h_{22})(h_{33} - h_{34}) + (h_{11}h_{22} - h_{12}^2) - 2(h_{13}^2 + h_{23}^2)] \alpha - [(h_{11}h_{22} - h_{12}^2)(h_{33} - h_{34}) - 2(h_{11}h_{23}^2 + h_{22}h_{13}^2) + 4h_{12}h_{23}h_{13}] = 0,$$

где

$$\alpha = 1/\theta^2 \quad (\theta \text{ круговая частота}); \quad h_{ik} = h_{ki} = \delta_{ik} \frac{m_i}{m_k}$$

Частоты вертикальных колебаний (при отсутствии деформации балок проезжей части) определяются уравнением

$$\alpha - (h_{33} + h_{34}) \left(1 - \frac{m_3}{2m_3} \right) = 0$$

Значения коэффициентов влияния δ_{ik} вычислялись по формулам, полученным при рассмотрении пространственной жесткости пролетных строений. Для определения приведенных масс нижней ветровой фермы m_2 , главных ферм m_3 и проезжей части m_4 коэффициенты приведения принимались равными половине как для простых балок. Для верхней ветровой фермы величина коэффициента приведения масс, определенная энергетическим методом, вследствие опирания ее на упруго податливые порталы оказывается больше половины.

Расчетные и экспериментальные значения частот пространственных и вертикальных колебаний для некоторых пролетных строений приведены в табл. 3. Сравнение этих данных показывает, что полученные формулы обеспечивают необходимую для практических целей точность.

Исследованием форм пространственных колебаний установлено, что при колебаниях по первой форме происходят преимущественно горизонтальные перемещения верхней и нижней ветровых ферм с незначительным закручиванием поперечного сечения. Вторая форма — преимущественно крутильные колебания (с искажением контура поперечных сечений). При колебаниях по третьей форме происходит более сложная деформация контура.

Как показали экспериментальные исследования, наиболее легко возбуждаются колебания по первой форме; реже наблюдаются колебания по второй форме. Колебания по третьей форме практически не улавливаются.

Таблица 3.

Пролет (м)	Тип про- летных строений	Частоты пространственных колебаний (гц)						Частоты вер- тикальных колебаний (гц)	
		1-я форма		2-я форма		3-я форма		рас- чет	опыт
		рас- чет	опыт	рас- чет	опыт	рас- чет	опыт		
33,0	ПСК	3,86	3,60	6,04	7,10	16,2	—	10,1	10,0
44,0	ПСК	3,03	2,71	4,50	5,47	13,2	—	6,70	6,66
55,0	ПСК	2,50	2,10	3,65	4,58	11,7	—	5,24	4,75
66,0	ПСК	2,01	1,77	2,93	3,86	11,6	—	4,09	3,87
1,2	модель	7,84	7,60	15,2	—	41,3	—	10,18	10,43

При рассмотрении расчетной схемы в виде системы с распределенными параметрами задача сводится к решению системы дифференциальных уравнений в частных производных

$$\left. \begin{aligned} EJ_1 Y_1^{IV} &= -\alpha q - m_1 \ddot{Y}_1 & EJ_2 Y_2^{IV} &= \alpha q - m_2 \ddot{Y}_2 \\ EJ_3 Y_3^{IV} &= -q - m_3 \ddot{Y}_3 & EJ_4 Y_4^{IV} &= q - m_4 \ddot{Y}_4 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

где $\alpha = b/h$ и $q = c[\alpha(Y_1 - Y_2) + (Y_3 - Y_4)]$.

В уравнениях (4) производные по координате x обозначены штрихами, а по t — точками.

В результате решения этих уравнений получены зависимости для форм и частот всего спектра пространственных колебаний пролетных строений. Рассмотрен ряд частных случаев, решения для которых значительно упрощаются.

Для определения периода первой формы пространственных колебаний пролетных строений предложены простые экспериментально-теоретические формулы

$$T_r = \alpha_r \cdot \frac{l}{b} \sqrt{h \frac{[\sigma]}{E} \frac{p}{p+k}} = \alpha_r \cdot \frac{l}{b} \sqrt{h \frac{\sigma_p}{E}} = \alpha_r \cdot \frac{l}{b} \sqrt{\frac{p l^2}{16 E n}},$$

пользуясь которыми можно установить величину периода T_r , если известны основные размеры пролетного строения и нормы проектирования (допускаемое напряжение или расчетное сопротивление, постоянная и временная нагрузки).

В результате анализа большого количества экспериментальных данных (по 76-и пролетным строениям) получены следующие значения коэффициента α_r для пролетных строений с ездой понизу, поверху и открытых мостов:

$$\alpha_{rn} = 1,93 - 0,01 l \quad \alpha_{rs} = \frac{200}{150 + l} \quad \alpha_{ro} = 2,35,$$

где l — величина пролета в метрах ($l = 22 \div 110$ м),

Для вертикальных колебаний аналогичные формулы были получены И. И. Казеем *).

Установлены также простые зависимости между периодами горизонтальных (T_r) и вертикальных (T_v), колебаний пролетных строений с ездой понизу, поверху и открытых мостов:

$$T_{rn} = (2,15 - 0,011 l) \frac{h}{b} T_v \quad T_{rs} = \frac{220}{150 + l} \frac{h}{b} T_v \quad T_{ro} = 2,60 \cdot \frac{h}{b} T_v.$$

IV. Исследование взаимодействия пролетных строений и подвижного состава

Выяснение основных закономерностей пространственных колебаний металлических пролетных строений железнодорожных балочных мостов позволило перейти к изучению взаимодействия пролетных строений и подвижного состава. Как указывалось выше, при пространственных колебаниях пролетных строений по первой форме преобладают горизонтальные перемещения ветровых ферм незначительным закручиванием и деформацией контура поперечных сечений. Поэтому при рассмотрении совместных пространственных колебаний пролетных строений и подвижного состава закручиванием и деформацией контура поперечных сечений пролетных строений можно пренебречь.

Для свободных пространственных (боковых) колебаний нагруженных пролетных строений получена следующая система дифференциальных уравнений в частных производных:

$$\begin{aligned} EJ_1 \nabla^4 v &= -(m_1 \ddot{u} + m_2 \ddot{u}_1 - m_2 h \ddot{\varphi}_1) \\ (k_\varphi - qh) \varphi_1 &= -J \ddot{\varphi}_1 - m_2 h \ddot{u}_1 \end{aligned} \quad (5)$$

*) Казей И. И. Динамический расчет пролетных строений железнодорожных мостов. Трансжелдориздат, 1960.

где Y_1 — горизонтальное перемещение пролетного строения;

EJ_1 — горизонтальная жесткость пролетного строения;

m_1 — погонная масса пролетного строения;

m_0 и m_2 — погонные массы неподдрессоренных и поддрессоренных частей подвижного состава;

φ_1 — угол наклона подвижного состава;

$J = J_0 + m_2 h^2$ — погонный момент инерции поддрессоренных масс подвижного состава;

q — погонный вес поддрессоренных частей подвижного состава;

h — высота центра тяжести поддрессоренных масс над плоскостью осей колесных пар.

Значение коэффициента k_z определяется по формуле

$$k_z = \frac{cs^2}{2}$$

где c — погонная жесткость рессор подвижного состава (на одну сторону), s — расстояние между центрами рессорного подвешивания в поперечном направлении.

В результате решения уравнений (5) для спектра частот свободных пространственных (боковых) колебаний загруженных пролетных строений получены следующие зависимости:

$$\theta^2 = \frac{1}{2f} (\theta_0^2 + \theta_n^2) \pm \frac{1}{2f} \sqrt{(\theta_0^2 - \theta_n^2)^2 - 4f\theta_0^2\theta_n^2}$$

где

$$\theta_0^2 = \frac{k^4 \pi^4 EJ_1}{(m_1 + m_0 + m_2) l^4} \quad \theta_n^2 = \frac{k_z + qh}{J}$$

$$f = \frac{m_1 + m_0 + \frac{J_0}{J} m_2}{m_1 + m_0 + m_2}$$

Для некоторых пролетных строений, загруженных четырехосными и шестиосными полувагонами, расчетные и экспериментальные значения низших частот приведены в табл. 4.

Таблица 4.

Расчетный пролет (м)	№ форм ко- лебаний	Частоты свободных колебаний нагруженных пролетных строений (гц)			
		пролетные строения за- гружены 4-х осными полувагонами		пролетные строения загружены 6-ти осными полувагонами	
		расчет	эксперимент	расчет	эксперимент
44,0	1	1,226	1,270	0,871	—
	2	2,71	3,08	2,01	—
55,0	1	1,063	0,961; 0,965	0,809	—
	2	2,55	2,24 2,50	1,756	—
55,0	1	1,065	—	0,945	1,020
	2	2,56	—	1,995	2,67
80,4	1	1,010	1,040; 0,970	0,794	0,820
	2	2,39	1,725	1,612	1,740
109,2	1	0,731	—	0,637	0,695
	2	2,30	—	1,410	1,160

Для форм колебаний установлены следующие соотношения:

$$X_1 = C_4 \sin \frac{n\pi x}{l}$$

$$\varphi = C_4 \frac{\theta^2}{\theta_0^2 - \theta^2} \cdot \frac{h}{h^2 + j_0^2} \sin \frac{n\pi x}{l}$$

и $\sqrt{\frac{J_0}{m_2}}$ — радиус инерции подрессоренных масс.

Было проведено также исследование взаимодействия пролетных строений и подвижного состава при вынужденных колебаниях, вызванных влиянием подвижного состава. Рассмотрен самый неблагоприятный случай, когда сдвиг фаз влияния для различных тележек подвижного состава отсутствует и взаимные перемещения неподрессоренных масс подвижного состава и пролетного строения определяются выражением

$$y = Y(x, t) = a(x) \cos \omega t$$

где $a(x)$ — амплитуды влияния подвижного состава;
частота влияния, равная $\omega = \frac{2\pi v}{L}$ (v — скорость движения поезда; L — длина волны влияния).

Получены решения для максимальных амплитуд колебаний пролетных строений и боковых колебаний подвижного состава при отсутствии сопротивлений колебаниям, а также при наличии сопротивлений, пропорциональных скорости.

В результате исследования форм свободных колебаний и соотношения амплитуд при вынужденных совместных колебаниях пролетных строений и подвижного состава установлены величины предельно допустимых амплитуд $X_{пр}$ горизонтальных колебаний нагруженных пролетных строений

$$X_{пр} = \left(\frac{\Theta_0^2}{\Theta^2} - 1 \right) \frac{h^2 + i_0^2}{h^2} \frac{2h}{S} \Delta_{ст}$$

где $\Delta_{ст} = g \cdot 2c$ — статический прогиб рессор подвижного состава от веса кузова с грузом.

При больших амплитудах колебаний наступает обезгруживание отдельных колес подвижного состава, недопустимое по требованиям безопасности движения.

В результате проведенных подсчетов для пролетных строений различных пролетов и разных типов подвижного состава установлены величины предельных амплитуд, соответствующие резонансу по двум нижшим частотам (при значениях критических скоростей до 160—200 км/час). Величины предельно допустимых амплитуд, соответствующие резонансу по низшей частоте, с возрастанием пролета возрастают, а при резонансе по второй частоте — медленно убывают.

Учитывая некоторый коэффициент запаса, предлагается установить следующее ограничение для величин наибольших амплитуд вынужденных горизонтальных колебаний металлических пролетных строений железнодорожных балочных мостов при проходе временной нагрузки:

$$y_{1max} \leq a_{доп} = 1,5 \text{ см},$$

где $a_{доп}$ — допускаемая амплитуда горизонтальных колебаний. Указанное значение допускаемых амплитуд определяется величинами предельных амплитуд, соответствующими резонансу по второй частоте, когда перемещения пролетных строений и подвижного состава происходят в противоположных направлениях, а величины наибольших перемещений оказываются значительно меньшими чем при резонансе по первой частоте.

В случае резонанса по низшей частоте значения допускаемых амплитуд горизонтальных колебаний нагруженных пролетных строений могут быть повышены до $\frac{1}{2000} l$ где l — величина пролета.

Выводы

В результате проведенных экспериментальных и теоретических исследований пространственных колебаний, жесткости пролетных строений и взаимодействия пролетных строений и подвижного состава можно сделать следующие основные выводы.

1. При разработке норм жесткости пролетных строений железнодорожных балочных мостов в условиях повышенных скоростей движения поездов одним из главных направлений исследований является изучение взаимодействия пролетных строений и подвижного состава с целью выяснения условий, при которых возможно обезгруживание рессор.

2. При изучении горизонтальной жесткости пролетных строений необходимо учитывать их пространственную работу. Полученные сравнительно простые формулы позволяют количественно оценить влияние жесткости отдельных элементов пролетных строений (главных и ветровых ферм, поперечных связей и порталов) на общую пространственную жесткость пролетных строений, а также определить усилия в элементах ветровых и поперечных связей при пространственной работе пролетных строений.

3. Проведенными исследованиями установлены основные закономерности пространственных колебаний пролетных строений, определены их частоты и формы. Установлено, что значения основных динамических характеристик пролетных строений существенно зависят от конструкции пролетных строений и жесткости поперечных связей и порталов. Полученные формулы обеспечивают необходимую для практических задач точность. Для вычисления периода низшей формы пространственных колебаний можно пользоваться предлагаемыми экспериментально-теоретическими формулами.

4. При изучении взаимодействия пролетных строений и подвижного состава при пространственных (боковых) колебаниях пролетное строение можно рассматривать как простую балку на двух опорах. Хорошие результаты при этом дает использование экспериментально-теоретических формул для определения парциальных частот.

5. Исследованием взаимодействия пролетных строений и подвижного состава определены величины предельно допустимых амплитуд горизонтальных колебаний нагруженных пролетных строений различной жесткости.

Величины предельно допустимых амплитуд горизонтальных колебаний для пролетных строений из алюминиевых сплавов пролетами более 40—70 метров выше чем для аналогичных стальных пролетных строений.

В результате проведенных исследований предложены указанные выше нормы наибольших допускаемых амплитуд горизонтальных колебаний металлических пролетных строений железнодорожных балочных мостов.

В заключение следует отметить, что проведенные исследования, разумеется, не охватывают всех сторон рассматриваемой проблемы. В настоящей работе предпринята первая попытка нормирования наибольших амплитуд горизонтальных колебаний пролетных строений. Для совершенствования этих норм необходимо выполнение новых экспериментальных и теоретических исследований в этом направлении.

Диссертация изложена на 170 страницах и содержит 54 рисунка и 24 таблицы. Библиография — 120 названий.

Основное содержание работы опубликовано в статьях:

1. Дорошенко Е. В., Тарасенко В. П. Экспериментальное изучение пространственных колебаний и жесткости металлических пролетных строений железнодорожных мостов. Труды ДИИТ'а, вып. 32, 1961.

2. Тарасенко В. П. Свободные пространственные колебания и жесткость балочных пролетных строений металлических мостов. Там же.

3. Тарасенко В. П. Свободные пространственные колебания строений металлических мостов с распределенной по длине пролета массой. Труды ДИИТ'а, вып. 38, 1962.

4. Тарасенко В. П. Вынужденные пространственные колебания нагруженных балочных мостов под действием влияния подвижного состава. Труды ДИИТ'а, вып. 45, 1963.

Результаты работы были доложены на семинаре по механике при ОТН АН УССР (февраль 1962 г.), на I Всеукраинской конференции по пространственным конструкциям (ноябрь 1962 г.), на IV научно-технической конференции мостостроителей УССР (декабрь 1962 г.), а также на научном семинаре по механике при Днепропетровском институте инженеров железнодорожного транспорта (январь 1964 г.).

Сканировала Юнаковская В. В.

Типография Днепропетровского металлургического института.

г. Днепропетровск, пр. Гагарина, 4.

Заказ 1004. Тираж 120. Подписано к печати 11. IV 64 г. БТ 07788. Объем, 1,25 п. л.