

МИНИСТЕРСТВО ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ
ДНЕПРОПЕТРОВСКИЙ
ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО
ТРАНСПОРТА

Доцент А.А. ХОХЛОВ

ИССЛЕДОВАНИЕ ДИНАМИЧЕСКОЙ РАБОТЫ
СОВМЕЩЕННЫХ МОСТОВ

Автореферат
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Днепропетровск
1964

Работа выполнена в Днепропетровском институте инженеров железнодорожного транспорта. Динамические испытания мостов проведены мостоиспытательной лабораторией ДИИТа при непосредственном участии автора.

Автореферат разослан

«18» февраля

1964 г.

Публичная защита диссертации состоится на заседании Ученого совета по строительно-эксплуатационным специальностям.

«24» марта

1964 г.

Отзывы по настоящему автореферату просьба направлять по адресу:

г. Днепропетровск, 10, Севастопольская 15, ДИИТ, Ученому секретарю Совета

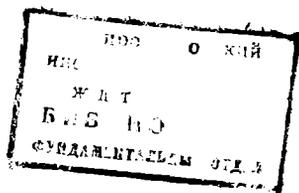
МИНИСТЕРСТВО ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ
ДНЕПРОПЕТРОВСКИЙ
ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО
ТРАНСПОРТА

Доцент А. А. ХОХЛОВ

ИССЛЕДОВАНИЕ ДИНАМИЧЕСКОЙ РАБОТЫ
СОВМЕЩЕННЫХ МОСТОВ

Автореферат
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель — доктор
технических наук, профессор
Н. Г. Бондарь.



Днепропетровск
1964

2282a

Введение

Совмещенные мосты, рассчитанные на одновременный пропуск железнодорожной и автомобильной нагрузок, имеют ряд преимуществ перед отдельными мостами. Строительная стоимость их значительно ниже общей стоимости отдельных мостов.

Вместе с этим, такие мосты требуют меньших эксплуатационных расходов.

В области динамики мостов проведены большие экспериментальные и теоретические исследования, но они касаются только железнодорожных или автомобильных мостов. Особенно обширные исследования выполнены по железнодорожным мостам.

Специфика же динамической работы совмещенных мостов до настоящего времени не изучалась. Вследствие этого, динамическое воздействие железнодорожных и автомобильных нагрузок на совмещенные мосты учитывается сейчас в тех же размерах, что и для обычных железнодорожных и автомобильных мостов.

Однако пролетные строения совмещенных мостов по конструкции существенно отличаются от соответствующих пролетных строений железнодорожных или автомобильных мостов.

В силу иных распределений масс и соотношений жесткостей они имеют другие динамические характеристики.

Поэтому нельзя считать правильным распространение на совмещенные мосты ряда практических рекомендаций по определению динамических характеристик, установленных для железнодорожных и автомобильных мостов.

Необходимость изучения динамической работы совмещенных мостов вызывается еще и следующим обстоятельством. В последние годы обращающиеся автомобильные нагрузки значительно возросли и по некоторым совмещенным мостам они уже часто превышают расчетные. Эксплуатация таких мостов затруднена, так как приходится принимать специальные меры, обеспечивающиехождение на мосту нагрузки не более проектной. Это в известной степени снижает пропускную способность автодороги.

В связи с этим, назрела настоятельная необходимость уточнения грузоподъемности таких мостов. Одним же из факторов, определяю-

щих грузоподъемность моста, является степень динамического воздействия подвижной нагрузки, т. е. величина динамического коэффициента.

Вопрос разработки методов учета динамического воздействия железнодорожных нагрузок на пролетные строения совмещенных мостов входит в планы научно-исследовательских работ ОСЖД (тема V А 26 — 1/1960, раздел IV /12) и Министерства Путей Сообщения (приказы МПС № 1-Ц от 12/1-1962 г. и № 4-Ц от 22/1-63 г.).

Настоящая работа выполнена в соответствии с указанными планами и посвящена изучению динамической работы совмещенных мостов балочной системы с разрезными металлическими пролетными строениями, как наиболее распространенных в нашей стране.

В работе дан обзор выполненных исследований, как отечественных, так и зарубежных, в области динамики мостов. Изложены методика и результаты проведенных экспериментальных исследований совмещенных мостов. Проведены теоретические исследования свободных колебаний пролетных строений. Дана статистическая обработка опытных данных по динамическим коэффициентам. В конечном итоге установлены динамические характеристики пролетных строений совмещенных мостов и рекомендованы нормы по учету динамического воздействия временной нагрузки. На основе рекомендованных норм динамического коэффициента уточнена грузоподъемность существующих совмещенных мостов.

Результаты исследований получили внедрение на одной из железных дорог, где была повышена грузоподъемность совмещенных мостов и отменены ограничения в пропуске автонагрузки.

I. Методика экспериментальных исследований

Экспериментальными исследованиями охвачены все металлические совмещенные мосты с разрезными пролетными строениями, существующие на сети железных дорог нашей страны.

Всего исследовано шесть типов пролетных строений с диапазоном пролетов от 23,0 до 109,6 м. Основные данные по ним приведены в таблице I.

Все рассматриваемые пролетные строения с железнодорожной ездой понизу. Автопроезд на пролетных строениях I, II и V-б расположен поверху, на пролетных строениях III и IV — на консолях в уровне нижних поясов, а на пролетном строении V-а — внутри пролетного строения примерно посередине высоты главных ферм.

Динамические испытания проводились под различными видами железнодорожных и автомобильных нагрузок. В числе железнодорожных нагрузок были поезда различных типов, как проходящие, так и специально сформированные, а также отдельные локомотивы (паровозы ФД, СО, ЭР, С^У, тепловозы ТЭ-3 и электровозы ВЛ-22 ВЛ-23) Автомобильные нагрузки были в виде колонн и отдель-

ных тяжелых автомашин. Наряду с этим, проводились испытания при совместном загрузении пролетных строений железнодорожной и автомобильной нагрузками. Специальные испытательные поезда состояли из группы груженых шестисосных вагонов с тепловозами ТЭ-3 в голове и хвосте поезда. Они пропускались по мостам в закрытый перегон с различными скоростями, начиная от проползания—5 км/час и кончая максимально возможными по местным условиям—99 км/час. Особое внимание уделялось опытам, в которых поезда проходили с критическими скоростями.

Таблица 1.

Данные	Пролетные строения мостов					
	I	II	III	IV	V—а	V—б
1. Расчетный пролет в м	82,2	86,0	87,6	66,0	109,6	23,0
2 Высота главных ферм в м	12,14	12,14	15,0	12,0	16,0	8,0
3 Расстояние между осями главных ферм в м	5,78	5,78	5,80	5,80	8,40	5,60
4 Ширина проезжей части автодороги в м	13,6	7,0	2x3,8	2x4,5	7,0	7,0
5 Расчетные нагрузки						
а) железнодорожная	H-8	H-8	ФД+ 7,2 т/м	H-8	H-8	H-8
б) автомобильная	H-13	H-10	H-8	H-13	H-18	H-18
в) гусеничная	HГ-60	HГ-60	HГ-60	HГ-60	HГ-60	HГ-60
г) трамвайная	T-13	нет	нет	нет	нет	нет

По каждому из мостов проведено свыше 200 опытов.

Кроме этого, проведено динамическое испытание моста III гусеничной нагрузкой в виде двух самоходных единиц весом 36 т каждая, а моста I — толпой.

Под проходящей временной нагрузкой записывались следующие динамические процессы:

1. вертикальные прогибы нижних поясов обеих главных ферм в середине и четверти пролета;
2. вертикальные прогибы консолей автопоезда в середине пролета;
3. горизонтальные колебания пролетного строения по верхнему и нижнему поясам в середине пролета;
4. напряжения в верхних и нижних поясах и в элементах решетчатых главных ферм;
5. продольные перемещения подвижных концов пролетных строений и ряд других процессов.

Запись процессов производилась тензометрическими установками ОТ 24-51 на бумажную фотоленту шириной 200 мм.

Вертикальные колебания записывались с помощью электрических прогибомеров в масштабе от 3:1 до 5:1. Горизонтальные колебания — специально разработанными маятниками инерционного типа. Напряжения в элементах записывались посредством проводочных датчиков сопротивления. Масштабы записей — от 2-х до 6-ти кг/см² в одном миллиметре перемещения светового луча на фотоленте.

Регистрация моментов прохода железнодорожной нагрузки производилась с помощью рельсовых педалей контактного типа, установленных по концам пролетного строения и включенных в тензометрическую установку. Проход автомобильной нагрузки регистрировался электрогидравлическими педалями, включенными в ту же тензометрическую установку.

В результате проведенных испытаний получено около 20 тысяч осциллографических записей динамических процессов в элементах пролетных строений.

II. Результаты экспериментальных исследований

В результате обработки осциллограмм получены данные, характеризующие динамическую работу пролетных строений совмещенных мостов. Данные по собственным колебаниям приведены в таблице 2.

Таблица 2

Динамическая характеристика	Пролетные строения мостов				
	I	II	III	IV	V
А. Вертикальные колебания					
1 Частота колебаний в гц:					
1-я форма	2,18	2,56	2,94	2,86	1,96
2-я форма	—	—	—	—	4,75
2 Логарифмический декремент затухания:					
1-я форма	0,051	0,063	0,046	0,037	0,110
Б. Пространственные колебания					
3 Частота колебаний в гц:					
1-я форма	0,74	1,05	1,37	2,56	0,89
2-я форма	2,00	2,22	2,32	2,94	—
4 Логарифмический декремент затухания:					
1-я форма	—	—	0,072	0,036	0,120
2-я форма	0,045	0,046	0,021	0,028	—

Вертикальные колебания пролетных строений происходят по первой форме (основному тону). И лишь для пролетного строения $l_p = 109,6$ м (мост V-а) в нескольких опытах была выявлена вторая форма колебаний.

В пределах исследованного диапазона пролетов от 20 до 110 м зависимость периода колебаний от пролета на основании экспериментальных данных может быть выражена в следующем виде

$$T = (8 + 0,39l) \cdot 10^{-2} \text{ сек.} \quad (1)$$

Указанную формулу нельзя считать точной, так как она не отражает конструктивные особенности пролетных строений, однако для ориентировочного определения периодов ею можно пользоваться. Следует отметить, что аналогичного вида зависимость T от l установлена проф. С. А. Бернштейном для железнодорожных мостов.

Анализ осциллографических записей собственных колебаний пролетных строений свидетельствует о том, что на значении декремента затухания существенно сказывается влияние сил трения в элементах автомобильной проезжей части, в элементах верхнего строения железнодорожного пути на пролетном строении и прилегающих к нему подходах, а также в опорных частях.

Динамические коэффициенты по прогибам середины главных ферм очень мало отличаются от динамических коэффициентов по напряжениям в поясах. Наблюдающееся в ряде опытов превышение динамического коэффициента по напряжениям против определенного по прогибам весьма незначительно (не более 2%) и практического значения не имеет.

При изучении динамического воздействия подвижных нагрузок на пролетные строения совмещенных мостов практический интерес представляет лишь железнодорожная нагрузка, составляющая около половины полной расчетной нагрузки. Автомобильная же нагрузка составляет всего 5—8%, а динамическая добавка от нее не превышает 1% от полной расчетной нагрузки. В этом случае уточнение динамического коэффициента от автонагрузки не имеет практического смысла. Было установлено, что динамическое воздействие автомобильной нагрузки не превышает расчетного и поэтому задача дальнейшего уточнения динамического коэффициента от автонагрузки не ставилась.

Характерно, что для всех видов железнодорожных нагрузок динамические коэффициенты оказались значительно ниже расчетных (табл. 3).

Таблица 3.

Динамическая добавка μ	Пролетные строения мостов					
	I	II	III	IV	V—a	V—б
Максимальное опытное значение $\mu_{оп}$	0,125	0,089	0,119	0,091	0,089	0,170
Принятое в расчете значение $\mu_{расч}$	0,241	0,233	0,230	0,281	0,194	0,510
$\frac{\mu_{оп}}{\mu_{расч}}$	0,52	0,38	0,52	0,32	0,46	0,33

III. Теоретические исследования свободных колебаний

Целью теоретических исследований являлось выяснение частотных характеристик пролетных строений совмещенных мостов, т. е. установление спектра частот колебаний, определяющих зоны резонансной работы пролетных строений под временной нагрузкой.

Вместе с этим, предстояло установить наиболее рациональную методику определения частот свободных колебаний применительно пролетным строениям совмещенных мостов.

Для определения частоты вертикальных колебаний не только основного тона, но и нескольких обертонов использован метод спектральной функции, предложенный проф. С. А. Бернштейном*).

При этом рассматривались динамически эквивалентные схемы для прямо-и кососимметричных форм колебаний. Выбор динамически эквивалентных схем определялся соответствующими граничными условиями. Масса пролетного строения сосредотачивалась в узлах главных ферм.

Полученные значения частот (табл. 4) достаточно хорошо согласуются с опытными данными.

Таблица 4.

Формы вертикальных колебаний	Частоты колебаний в гц для пролетных строений мостов				
	I	II	III	IV	V—a
1-я форма	2,15	2,40	2,74	2,78	1,85
2-я	5,40	6,37	6,25	7,54	4,40
3-я	7,53	9,23	8,91	10,33	6,53
4-я	8,93	10,68	10,87	12,13	8,23

Характер спектра частот колебаний ферм совершенно иной, чем для балок. Если для балок коэффициент отношения второй частоты к первой равен 4, то для пролетных строений совмещенных мостов он составляет около 2,5.

*) Бернштейн С. А., Керопян К. К. Определение частот колебаний стержневых систем методом спектральной функции. Госстройиздат, 1960.

Первая частота, представляющая наибольший практический интерес, была определена также известными приближенными способами — из рассмотрения динамически эквивалентной балки с приведенной жесткостью, с приведенной массой и по формуле, предложенной И. И. Казеем *) для периода свободных колебаний:

$$T = \alpha \sqrt{\frac{\sigma_p}{E} \frac{l}{\sqrt{h}}} \quad (2)$$

Все эти способы дали вполне удовлетворительное совпадение с опытными данными.

Установлено, что опытное значение коэффициента α в формуле (2) для пролетных строений совмещенных мостов близко к 0,9 т. е. соответствует железнодорожным пролетным строениям.

Частоты свободных пространственных колебаний определялись из рассмотрения дискретной схемы с четырьмя степенями свободы, подобно тому, как это сделано В. П. Тарасенко для пролетных строений железнодорожных мостов**).

Масса пролетного строения принята сосредоточенной по поясам главных ферм в середине пролета.

При этом учитывалась податливость всех видов связей.

Дифференциальные уравнения колебаний на основании принципа Даламбера записываются в следующем виде:

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= -m_1 \ddot{X}_1 \delta_{11} - m_2 \ddot{X}_2 \delta_{12} - m_3 \ddot{X}_3 \delta_{13} - m_4 \ddot{X}_4 \delta_{14} \\ X_2 &= -m_1 \ddot{X}_1 \delta_{21} - m_2 \ddot{X}_2 \delta_{22} - m_3 \ddot{X}_3 \delta_{23} - m_4 \ddot{X}_4 \delta_{24} \\ X_3 &= -m_1 \ddot{X}_1 \delta_{31} - m_2 \ddot{X}_2 \delta_{32} - m_3 \ddot{X}_3 \delta_{33} - m_4 \ddot{X}_4 \delta_{34} \\ X_4 &= -m_1 \ddot{X}_1 \delta_{41} - m_2 \ddot{X}_2 \delta_{42} - m_3 \ddot{X}_3 \delta_{43} - m_4 \ddot{X}_4 \delta_{44} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

При обозначении $U_{ik} = \delta_{ik} \sqrt{m_i m_k}$ и $\beta = \frac{1}{\Theta^2}$

(Θ — частота колебаний) получены основные уравнения колебаний:

$$\left. \begin{aligned} (U_{11} - \beta)A_1 + U_{12}A_2 + U_{13}A_3 + U_{14}A_4 &= 0 \\ U_{21}A_1 + (U_{22} - \beta)A_2 + U_{23}A_3 + U_{24}A_4 &= 0 \\ U_{31}A_1 + U_{32}A_2 + (U_{33} - \beta)A_3 + U_{34}A_4 &= 0 \\ U_{41}A_1 + U_{42}A_2 + U_{43}A_3 + (U_{44} - \beta)A_4 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

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

**) Тарасенко В. П. Свободные пространственные колебания и жесткость балочных пролетных строений металлических мостов. Труды ДИИТа, вып. 32. Трансжелдориздат, 1961.

Коэффициент приведения масс по вертикальным перемещениям, а также нижних масс по горизонтальным принят равным 0,5.

Для верхних масс по горизонтальным перемещениям, в связи с некоторой податливостью порталов, этот коэффициент находится в пределах от 0,5 до 1,0 и определяется энергетическим методом.

В результате решения системы (4) получены четыре частоты (табл. 5), в том числе одна по вертикальным колебаниям.

Таблица 5.

Формы пространственных колебаний	Частота в гц для пролетных строений мостов			
	I	II	III	IV
1-я форма	0,68	0,85	1,80	2,61
2-я форма	1,73	1,67	2,73	3,10
3-я форма	3,74	4,23	5,47	4,96
вертикальные колебания	2,00	2,34	2,48	3,04

Система уравнений (4) позволила определить формы колебаний. Известно, что отношения амплитуд, соответствующих определенному значению β_k равны отношению миноров элементов одной из строк определителя системы (4).

Для несимметризованной системы это условие записывается в таком виде:

$$A_1:A_2:A_3:A_4 = \frac{D_1(\beta_k)}{\sqrt{m_1}} : \frac{D_2(\beta_k)}{\sqrt{m_2}} : \frac{D_3(\beta_k)}{\sqrt{m_3}} : \frac{D_4(\beta_k)}{\sqrt{m_4}}$$

Из рассмотрения состава миноров можно установить, что формы колебаний зависят только от физического характера колеблющейся материальной системы и не зависят от начальных условий.

Анализ форм пространственных колебаний показывает, что первая форма представляет собой преимущественно горизонтальные перемещения верхней и нижней ветровых ферм с незначительным поворотом поперечного сечения, т. е. приближается к колебаниям типа «балдахин»*).

Вторая форма — преимущественно крутильные колебания типа боковой качки**) с некоторой деформацией поперечного сечения. Третья форма наиболее сложная по виду, с деформацией верти-

*) Гибшман Е. Е. О горизонтальных поперечных колебаниях пролетных строений, XXI сборник трудов НТК НКПС, вып. 88, Транспечать, 1929.

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

кальных и горизонтальных ферм при существенном искажении поперечного сечения.

Установлено, что первую частоту горизонтальных колебаний можно определять в предположении колебаний типа «балдахин» по формуле:

$$\alpha_1^2 = \frac{1}{2(1-\alpha^2)} \left[(n_v^2 + n_n^2) - \sqrt{(n_v^2 + n_n^2)^2 - 4(1-\alpha^2)n_v^2 n_n^2} \right], \quad (5)$$

где n_v и n_n — парциальные частоты системы, определяемые через приведенные массы и соответствующие коэффициенты влияния перемещений;

$$\alpha = \frac{\delta_{nn}^2}{\delta_{vv} \delta_{nn}} \quad \text{коэффициент связи.}$$

IV. Статистическая обработка опытных данных по динамическим коэффициентам

В силу целого ряда факторов, носящих в большинстве своем случайный характер зависимость между $(1+\mu)$ и V не может быть функциональной. Наблюдается разброс точек и зависимость является корреляционной.

На основе полученных в результате испытаний многочисленных данных по динамическим коэффициентам с помощью известных методов математической статистики определены математическое ожидание и вероятное наибольшее значение $(1+\mu)$ для каждого разряда скорости при вероятностях $\alpha_1 = 0,999$ и $\alpha_2 = 0,99$.

Расчетная вероятность α_1 , соответствует совместному наступлению следующих независимых событий (один раз в 150 лет при нормальной эксплуатации моста)

- событие А — по мосту проходит максимальная (проектная) железнодорожная нагрузка;
- событие Б — по мосту проходит максимальная (проектная) автомобильная нагрузка;
- событие В — железнодорожная нагрузка оказывает максимальное динамическое воздействие;
- событие Г — автомобильная нагрузка оказывает максимальное динамическое воздействие.

Сравнением эмпирических асимметрии и эксцесса с их средними квадратическими отклонениями установлено, что закон распределения случайной величины $(1+\mu)$ близок к нормальному.

Корреляционные таблицы составлены с разрядными интервалами $(1+\mu) = 0,01$ и скорости 5—8 км/час.

Доверительные границы математического ожидания $(1+\mu)$ для каждого разряда скорости определялись известными методами математической статистики.

Принимая за математическое ожидание $M(x)$ среднее арифметическое из n опытов, определялась величина допущенной при этом ошибки для принятой вероятности α :

$$|\bar{X} - M(x)| < \varepsilon$$

Для этого использован прием перехода к другой случайной величине T

$$T = \frac{\bar{X} - M(x)}{S^*},$$

где

$$S^* = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{(n-1)n}}.$$

Случайная величина T подчиняется закону распределения Стьюдента:

$$S_n(t) = \frac{\Gamma\left(\frac{n}{2}\right)}{\sqrt{\pi(n-1)} \Gamma\left(\frac{n-1}{2}\right)} \left(1 + \frac{t^2}{n-1}\right)^{-\frac{n}{2}},$$

где $\Gamma(x)$ — известная гамма-функция.

Вероятность попадания величины T на участок $(-t_\alpha, t_\alpha)$ выражается формулой

$$P(|\bar{X} - M(x)| < \varepsilon = t_\alpha S^*) = \int_{-t_\alpha}^{t_\alpha} S_n(t) dt. \quad (6)$$

Правая часть формулы (6) табулирована в зависимости от t_α и n . Доверительный интервал, за пределы которого с вероятностью α не выйдет величина $M(x)$, будет:

$$M(x) = \bar{X} \pm \varepsilon.$$

Доверительные границы $(1 \pm \mu)$, для которых с вероятностью α можно было бы утверждать, что значение $(1 \pm \mu)$ не выйдет за их пределы, определены с помощью функции Лапласа.

Вероятность нахождения случайной величины X в интервале (X_1, X_2) выражается формулой:

$$P(X_1 < X < X_2) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \int_{X_1}^{X_2} e^{-\frac{(X-a)^2}{2\sigma^2}} dx \quad (7)$$

Для вычисления интеграла (7) используется функция Лапласа.

Характеристикой рассеяния опытных данных в этом случае является среднее квадратическое отклонение σ .

В табл. 6 приведены верхние доверительные границы математического ожидания $(1+\mu)$ и вероятного наибольшего значения $(1+\mu)$ для разряда скорости, которому соответствуют максимальные опытные значения $(1+\mu)$.

Таблица 6.

Данные	Пролетные строения мостов					
	I	II	III	IV	V	V б
Верхняя доверительная граница математического ожидания $(1-\mu)$						
при $\alpha_1 = 0,999$	1,071	1,038	1,083	1,088	1,045	1,16
при $\alpha_2 = 0,99$	1,067	1,036	1,079	1,080	1,040	1,15
Верхняя доверительная граница (вероятное наибольшее значение) динамического коэффициента:						
при $\alpha_1 = 0,999$	1,134	1,091	1,138	1,124	1,105	1,22
при $\alpha_2 = 0,99$	1,116	1,078	1,123	1,111	1,088	1,20

Следует отметить, что доверительные границы $(1-\mu)$, определенные через другую характеристику рассеяния — размах ряда распределения, очень мало отличаются от определенных указанным выше способом.

V. Нормы динамических коэффициентов и грузоподъемность существующих совмещенных мостов

Опытные данные по динамическим коэффициентам и их статистический анализ свидетельствуют о том, что железнодорожная нагрузка оказывает меньшее динамическое воздействие на пролетные строения совмещенных мостов, чем оно предусматривается существующими нормами.

На основании проведенных исследований представляется возможным рекомендовать следующую формулу динамического коэффициента для металлических пролетных строений совмещенных мостов:

$$1+\mu=1 \frac{14}{30+\lambda} \quad \text{но не менее } 1,10 \quad (8)$$

где λ — длина загрузки линии влияния в м.

Сохранение в данном случае зависимости $(1 + \mu)$ только от длины загрузки линии влияния, как это принято и в действующих технических условиях СН 200-62, целесообразно по условию удобства и простоты практических расчетов.

Предлагаемая формула распространяется как на железнодорожные, так и на автомобильные нагрузки. Тем самым исключается существующая до настоящего времени нелогичность, когда при одновременном нагружении железнодорожной и автомобильной нагрузками одного и того же пролетного строения для каждого элемента в расчет вводятся два различных динамических коэффициента.

Проведенные испытания, в частности данные по динамическим коэффициентам для подвесок, с учетом исследований НИИ мостов по динамике проезжей части железнодорожных мостов дают основание распространить эту формулу и на железнодорожную проезжую часть.

По предлагаемой формуле динамические коэффициенты для железнодорожных нагрузок снижаются как против существовавших ранее норм, по которым рассчитывались исследуемые пролетные строения (ТУПМ-47), так и против действующих в настоящее время (СН 200—62), а для автомобильных остаются, практически, в прежних размерах.

Возможность снижения динамического коэффициента от железнодорожной нагрузки позволяет повысить расчетный класс нагрузки существующих совмещенных мостов при сохранении прежней величины общей расчетной нагрузки. В диссертационной работе не ставилась задача проведения подробной классификации пролетных строений. Рассмотрен только вопрос о возможном повышении их грузоподъемности, связанный с изменением норм динамического коэффициента. Все прочие факторы, влияющие на грузоподъемность пролетных строений, полагались соответствующими нормам проектирования.

Первоочередной практический интерес представляет возможное повышение класса автонагрузки, т. к. обращающиеся в настоящее время по исследуемым мостам железнодорожные нагрузки по своему классу не превосходят расчетных, а автомобильные по некоторым из этих мостов уже их превосшли.

На основании проведенных расчетов установлен следующий допускаемый класс автомобильной нагрузки при сохранении проектного класса железнодорожной (табл. 7):

Таблица 7.

Класс нагрузки	Пролетные строения мостов					
	I	II	III	IV	V-a	V-b
Проектный	H-13	H-10	H-8	H-13	H-18	H-18
допускаемый	H-30	H-18	H-13	H-30	H-30	H-30

Проверочным расчетом установлено, что элементы автопроезда (продольные и поперечные балки, плита), работающие только на местную нагрузку, в данном случае не лимитируют грузоподъемности пролетных строений в указанных в табл. 7 пределах, так как эти элементы рассчитаны еще и на пропуск гусеничной нагрузки НГ-60, оказывающей большее силовое воздействие, чем автомобиль.

Возрастание нагрузки на опоры, в связи с повышением класса автомобильной нагрузки, весьма мало — не превышает 4%, что можно считать вполне допустимым.

Таким образом, опоры также не лимитируют грузоподъемности моста в целом.

Указанное возможное повышение класса автонагрузки полностью решает проблему пропуска обращающихся нагрузок по рассмотренным совмещенным мостам без каких-либо материальных затрат на их усиление или реконструкцию

Выводы

1. В отношении вертикальных колебаний наблюдается большое сходство в характере работы пролетных строений совмещенных мостов с железнодорожными. Колебания осуществляются, как правило, по первой основной форме.

Иное распределение масс, а также конструктивные особенности этих пролетных строений приводят лишь к другим значениям частот, декрементов затухания и других динамических характеристик по сравнению с железнодорожными пролетными строениями таких же пролетов.

2. В практических инженерных расчетах период свободных вертикальных колебаний по основной форме можно определять по формуле (2). Для ориентировочных расчетов в диапазоне пролетов от 20 до 110 м можно пользоваться эмпирической формулой (1).

3. Для определения высших частот свободных вертикальных колебаний целесообразно применение метода спектральной функции

При этом, замена действительной схемы пролетного строения на динамически эквивалентные в несколько раз сокращает объем вычислительной работы и позволяет определить с вполне достаточной точностью по крайней мере четыре первых частоты. Более высокие частоты практического интереса не представляют.

4. В пространственной работе пролетных строений совмещенных мостов наблюдается принципиальное отличие от железнодорожных пролетных строений.

Существенное влияние на характер пространственных колебаний оказывает автопоезжая часть, в несколько раз увеличивающая жесткость соответствующих ветровых ферм. Основной формой пространственных колебаний являются горизонтальные типа «балдахин».

5. Спектр частот пространственных колебаний можно определять указанным выше методом. Первую частоту пространственных колебаний, представляющую наибольший практический интерес, допустимо определять по теории колебаний типа «балдахин».

6. Железнодорожная нагрузка на совмещенные мосты оказывает меньшее динамическое воздействие, чем на обычные железнодорожные. Динамический коэффициент для металлических пролетных строений совмещенных мостов рекомендуется определять по формуле:

$$1+\mu=1+\frac{14}{30+\lambda}$$

7. Существующие совмещенные мосты имеют определенный резерв грузоподъемности.

В связи с этим представляется возможным пропускать по этим мостам автонагрузки повышенного класса против проектного (в пределах, указанных в табл. 7) без какого-либо усиления мостов. Отпадает необходимость в специальном регулировании автомобильного движения на мостах, связанного с пропуском автонагрузки выше проектного класса, что имеет место в настоящее время на отдельных мостах.

Повышение расчетного класса автонагрузки для совмещенных мостов увеличивает пропускную способность автопоезда и исключает большие непроизводительные потери из-за простоев авто-транспорта.

Диссертация изложена на 228 страницах и содержит 61 рисунок, 37 таблиц в тексте и 25 таблиц в приложениях. Библиография — 174 названия.

Основное содержание работы опубликовано в статьях автора:

1. Х о х л о в А. А. — Исследование свободных колебаний мостов под совмещенную езду. Труды ДИИТ'а, вып. 38, 1962 г.

2. Д о р о ш е н к о Е. В., Х о х л о в А. А. — Экспериментальные исследования динамической работы мостов под совмещенную езду. Труды ДИИТ'а, вып. 38, 1962 г.

3. Х о х л о в А. А. О динамических коэффициентах для пролетных строений мостов под совмещенную езду. Труды ДИИТ'а вып. 45, 1963.

Результаты работы были доложены на IV научно-технической конференции мостостроителей УССР (декабрь 1962 г.), на объединенном заседании научного семинара по механике и кафедры мостов Днепропетровского института инженеров железнодорожного транспорта (ноябрь 1963 г.) и на техническом совещании в Управлении Одесско-Кишиневской железной дороги (февраль 1964 г.).

Сканировала Камьянская Н.А.

Типография Днепропетровского металлургического института,
г. Днепропетровск, пр. Гагарина, 4.

Заказ 315. Тираж 120. Подписано к печати 12.II.64 г. БТ 07633. Объем 1 л. л.