

МПС СССР

ДНЕПРОПЕТРОВСКИЙ ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

На правах рукописи

Г. Н. ЯКОВЛЕВ

кандидат технических наук, доцент

**ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ
НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ И НЕКОТОРЫЕ
ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
АРЧНЫХ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ**

**Автореферат
диссертации на соискание ученой степени
доктора технических наук**

**г. Днепропетровск
1966**

Публичная защита диссертации состоится на заседании Ученого совета в январе 1967 г.

Просим Вас и сотрудников Вашего учреждения, интересующихся темой диссертации, принять участие в заседании Ученого совета или прислать свои отзывы о работе по адресу: г. Днепропетровск, 10, Университетская, 2, Днепропетровский институт инженеров железнодорожного транспорта.

Дата отправки автореферата « 10 » декабря 1966 г.

МПС СССР

ДНЕПРОПЕТРОВСКИЙ ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

Г. Н. ЯКОВЛЕВ

кандидат технических наук, доцент

ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ
НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ И НЕКОТОРЫЕ
ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
АРЧНЫХ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

Автореферат
диссертации на соискание ученой степени
доктора технических наук

г. Днепропетровск
1966

2913e

ВВЕДЕНИЕ

За последние два десятилетия на железных дорогах построено значительное количество арочных мостов. До настоящего времени арочные системы в области железобетона являются на железных дорогах основным видом конструкций для перекрытия средних и больших пролетов. В СССР построены крупнейшие в мире железобетонные арочные железнодорожные мосты с пролетами до 228 м.

Новая большая программа транспортного строительства, установленная Директивами XXIII съезда КПСС потребует сооружения большого количества новых мостов на железных и автомобильных дорогах. Несомненно, что наряду с развитием новых комбинированных систем будут в значительном количестве строиться и арочные мосты, особенно на железных дорогах.

Все это говорит об актуальности задачи дальнейшего совершенствования конструкции и методов расчета арочных железобетонных мостов.

Исследованию работы арок и арочных мостов посвящена обширная литература. Арочными мостами занимались Г. П. Передерий, Г. К. Евграфов, Е. Е. Гибшман, А. Н. Динник, К. С. Завриев, В. К. Качурин, К. К. Якобсон, К. Г. Протасов, П. С. Морозов, П. Н. Поликарпов, А. И. Виноградов, А. П. Филин, Л. П. Поляков, Н. Г. Бондарь, А. А. Петропавловский, М. А. Якубович, Н. И. Поливанов, А. Б. Моргаевский, Г. Л. Павленко, В. В. Григорьев, В. П. Устинов, Н. И. Воронков, Е. В. Дорошенко, Ю. В. Кротов, Ю. П. Белогорцев, С. М. Мулин, Г. Н. Карцивадзе, И. Е. Бюс, В. С. Еременко, Б. М. Вейнблат, С. И. Конашенко, Н. Ф. Никонов, Н. В. Перепечин, Штрасснер, Л. Эстлунд, Гавранек, В. Франчози, Л. Н. Лебединец, З. Г. Ройтбурд и др.

Статическая работа арочных систем изучена весьма подробно. Однако и в этой области еще имеются вопросы, требующие дальнейшего уточнения. К ним можно отнести: выбор очертания оси сводов больших пролетов, где особенно сущест-

венно влияние постоянной нагрузки, выбор рациональных размеров сечений коробчатых железобетонных сводов и арок, исследование влияния поперечной нагрузки на напряженное состояние арок и сводов, влияние местной устойчивости на размеры стенок коробчатых сводов и др. вопросы. Наряду с разработанными точными методами расчета пространственной устойчивости арочных систем, представленными в работах А. Н. Динника, А. Б. Моргаевского, Л. Г. Павленко, А. А. Петропавловского, Ю. В. Кротова, Л. Эстлунда, М. С. Торняка, В. С. Еременко и др. в практике проектирования весьма полезно иметь простые приближенные формулы для предварительной и контрольной оценки пространственной устойчивости арочных пролетных строений.

В случае простых систем приближенные формулы могут быть успешно применены и при детальном проектировании, особенно учитывая неизбежную приближенность ряда исходных параметров в условиях железобетона. Это позволит более производительнее использовать современную вычислительную технику при проектировании более сложных объектов.

Широкое внедрение на железнодорожном транспорте новых видов тяги, большегрузных вагонов и высоких скоростей движения поездов выдвинуло в качестве одной из актуальных задач исследование пространственной жесткости пролетных строений железнодорожных мостов.

Наименее изученной областью в этом отношении являются арочные железобетонные мосты. Если работа арочных мостов в вертикальной плоскости на статическую и динамическую нагрузку за последние годы исследована весьма подробно, то в отношении обеспечения пространственной жесткости в действующих технических условиях имеется единственное указание, чтобы расстояние между осями арок назначалось не менее $1/20$ пролета арок. Между тем, как показано в настоящей работе, для пролетных строений, имеющих арки с поперечными распорками, такой критерий отнюдь не является достаточным. В условиях работы железнодорожных мостов на гяжелую динамическую нагрузку, несомненно, нужны более совершенные критерии оценки пространственной жесткости.

Не исследован вопрос пространственной динамики арочных железнодорожных мостов. Не установлены величины горизонтальных поперечных нагрузок, воздействующих на арочных пролетные строения при проходе поездов, отсутствует методика определения амплитуд вынужденных пространствен-

ных колебаний под воздействием горизонтальных нагрузок, не выяснено влияние пространственных колебаний на напряженное состояние арочной конструкции, отсутствуют критерии допустимых амплитуд пространственных колебаний и т. д.

Кроме того, при расчетах мостов до последнего времени подвижной состав рассматривался лишь как внешняя нагрузка, воздействующая на сооружение. Обратное же воздействие колебаний пролетного строения на движение поездной нагрузки при проектировании сооружений не учитывалось.

Такое положение удовлетворяло условиям практики при относительно невысоких скоростях движения. В современных же условиях движения поездов с большими скоростями уже нельзя ограничиваться односторонним решением вопроса прочности и устойчивости только самого проектируемого сооружения. Назрела настоятельная необходимость изучения взаимодействия подвижного состава с пролетным строением и особенно при пространственных колебаниях. Значительные горизонтальные колебания пролетного строения могут привести к большим амплитудам угла боковой качки экипажей и создать условия для недопустимого обезгруживания колес.

При движении по пролетному строению железнодорожных поездов, особенно тяжеловесных с большим количеством вагонов, возникают вертикальные периодические силы (например, от ударов в стыках рельсов), действующие довольно продолжительное время. В связи с этим возникает необходимость исследования вопроса о возможности потери динамической пространственной устойчивости арочных пролетных строений.

Исследованию всех этих вопросов и посвящено основное содержание настоящей работы. Работа состоит из трех разделов и приложений. В первом разделе рассмотрены некоторые вопросы проектирования и статической работы арочных мостов. Второй раздел посвящен исследованию свободных и вынужденных пространственных колебаний арочных пролетных строений и их динамической пространственной устойчивости. В третьем разделе рассмотрены вопросы взаимодействия подвижного состава с арочным пролетным строением при пространственных колебаниях, а также вопрос влияния пространственных колебаний на напряженное состояние арок. В приложениях приведены результаты применения разработанной методики к исследованию пространственной жесткости пролетного строения одного из построенных мостов.

Содержание разделов работы

В главе I рассмотрены некоторые вопросы проектирования сводов и арок больших пролетов.

В практике проектирования известен ряд способов выбора очертания оси бесшарнирных сводов, предложенных разными авторами (Легей, Штрасснер, Морозов П. С., Качурин В. К., Завриев К. С., Воронков Н. И., Маннинг и др.). Полученные при этом уравнения имеют общие свойства: они все двучленной формы и определяются одним параметром кривизны. Таким образом, уравнения оси или соответствуют определенному отношению нагрузок в пяте и замке или фиксируют одну дополнительную точку кривой давления в четверти пролета.

В случае сводов и арок больших пролетов, работающих в основном на постоянную нагрузку, целесообразно уточнить очертание оси, чтобы уменьшить моменты от постоянной нагрузки в промежуточных сечениях. Поскольку моменты в четверти пролета обычно меньше, чем в других сечениях свода, фиксировать ось свода по ординате кривой давления в четверти пролета не эффективно.

Удовлетворительное решение может быть получено [2] путем применения уравнения оси трехчленной формы (см. выводы, п. 1). В частном случае возможно применение уравнения и двучленной формы. Вопрос о выборе формы уравнения оси должен решаться на основе анализа эпюры постоянной нагрузки.

Трехчленная форма уравнения арочной оси позднее была предложена также Н. Ф. Никоновым*) при иных исходных предпосылках, но с фиксированием, по-прежнему, одной промежуточной точки оси в полупролете.

В работе дано также обобщение известной формулы Риттера для закона изменения моментов инерции сечений сводов. Для случая больших пролетов вместо одного параметра предлагается введение двух параметров, определяемых по трем заданным значениям моментов инерции сечений: в замке, четверти и пяте.

При проектировании мостов больших пролетов важно правильно назначить предварительные размеры свода (арки). Вопросу выбора закона изменения сечений сводов посвящен ряд работ (Передерий Г. П., Протасов К. Г., Виноградов А. И.,

*) Никонов Н. Ф. Расчет упругих бесшарнирных симметричных сводов. Труды НИИЖТ, № 27, Новосибирск, 1962.

Филин А. П., Валетт и др.). В настоящей работе предлагается решение задачи выбора оптимальных размеров сводов коробчатого сечения [1, 3] с использованием известных (Штраксер, Морозов П. С., Завриев К. С.) способов ускоренного расчета бесшарнирных сводов.

Задача решается приближенно в упругой стадии работы свода. Получены формулы для определения оптимальной высоты свода в замке, площади сечения свода в замке и размеров коробчатого сечения в зависимости от заданных параметров проектирования.

В главе дается также сравнение экономичности различных типов поперечного сечения коробчатых сводов и арок, рассмотрено влияние местной устойчивости на толщину стенок коробчатого сечения (см. выводы, п. 3).

В главе II рассмотрены некоторые вопросы расчета арочных пролетных строений на статическую горизонтальную нагрузку. Вопросами расчета сводов и арок на поперечную нагрузку занимались: Гастев В. А., Назаров А. Г., Бовин В. А., Бондарь Н. Г., Пастернак П. Л., Нинуа Н. А., Устинов В. П., Поливанов Н. И., Гавранек и др. В настоящей работе [4] рассмотрены симметричные коробчатые своды больших пролетов находящиеся под действием симметричной поперечной нагрузки, несимметричного нагружения вертикальной нагрузки и неравномерного нагрева в поперечном направлении. В работе приводятся основные расчетные формулы и на конкретных примерах показано, что влияние поперечной нагрузки на напряженное состояние коробчатых сводов не велико. Рассмотрена также методика расчета на поперечную нагрузку арок с распорками с использованием моделирующих машин. Показано, что в арках и распорках могут возникать от поперечной нагрузки значительные напряжения.

В главе III изложены приближенные способы расчета арок с поперечными распорками на пространственную статическую устойчивость.

Полагая, что при расчете на пространственную устойчивость параллельных арок с поперечными распорками наряду с применением точных методов целесообразно также использование приближенных способов расчета, дается решение на основе энергетического метода. Приведены формулы (см. выводы, п. 4) критических нормальных сил и критической равномерной и неравномерной нагрузки для бесшарнирных и двухшарнирных арок с поперечными распорками. Показано влияние расположения распорок на устойчивость арочной си-

стемы, сделано обобщение расчетных формул на случай одиночного бесшарнирного свода. В заключение главы III дается сравнение результатов расчета (см. табл. I) пространствен-

Таблица I

Авторы примеров	Тип сечения арок	Критические нагрузки					Расхождение с экспериментом в %
		раз- мер- ность	данные авторов примеров		энергетиче- ский метод		
			тео- рия	экспе- ри- мент	по крити- ческой нор- мальн. силе	по крити- ческой на- грузке	
В. Франчози .	Посто- янное	$\frac{\text{т}}{\text{м}}$	50,5	—	53,2	48,2	-4,5 x)
Л. Эстлунд .	"	кг	130,0	133,0	153,0	143,0	+7,5
М. С. Торяник .	"	$\frac{\text{кг}}{\text{м}}$	124,4	118,0	151,0	131,5	+11,0
Ю. В. Кротов .	Пере- менное	кг	4700,0	2800,0	—	4550,0	-3x)

*) К теоретическим значениям

ной устойчивости по формулам автора с экспериментальными данными и расчетами других исследователей (В. Франчози, Л. Эстлунд, М. С. Торяник, Ю. В. Кротов). Приведенные данные показывают, что формулы энергетического метода для рассмотренной задачи дают удовлетворительную точность и могут быть использованы в практике проектирования.

В главе III также показано, что критерий действующих технических условий о минимальном расстоянии между осями арок в $1/20$ пролета не является удовлетворительным для оценки пространственной устойчивости и жесткости арочных пролетных строений.

Более точная оценка статической пространственной устойчивости может быть выполнена по приведенным в главе III формулам. Критерии для оценки динамической пространственной жесткости получены ниже на основе исследований работы арочных мостов на горизонтальные нагрузки, выполненных во II и III разделах работы.

Второй раздел работы начинается с главы IV. В этой гла-

ве рассмотрены свободные пространственные колебания арочных пролетных строений.

Как показали экспериментальные исследования на мостах, амплитуды пространственных колебаний сравнительно малы. В связи с этим были рассмотрены только первые горизонтальные формы пространственных колебаний, считая, что высшие формы по малости амплитуд практически не будут оказывать существенного влияния на напряженные состояния арок и устойчивость движения подвижного состава.

В главе IV разработаны способы приближенного определения частот свободных пространственных колебаний. Показано, что в случае пролетных строений с одиночными сводами частоты пространственных колебаний могут определяться [10] по формулам парциальных частот. Для этого случая приводятся формулы для определения приведенной массы [10] свода, приведенной массы надарочного строения [11] и единичных перемещений [12].

Для пролетных строений, имеющих параллельные арки с поперечными распорками, разработаны формулы [9] частот свободных горизонтальных колебаний на основе энергетического метода (см. выводы, п. 13). Рассмотрен вопрос о возможности применения формул энергетического метода также для пролетных строений с бесшарнирными сводами. Исследование показало, что формулы частот энергетического метода могут быть распространены на случай пролетных строений с бесшарнирными одиночными сводами с введением корректирующего множителя, полученного из сравнения с экспериментальными данными (см. выводы, п. 13).

Для проверки разработанных приближенных формул было проведено экспериментальное определение частот [9] свободных горизонтальных колебаний на моделях и натуральных объектах. В таблице 2 приведены результаты испытания металлических моделей арок с распорками. Теоретические значения вычислялись по формулам энергетического метода. Экспериментальные значения частот устанавливались по записям колебаний на пленку осциллографа МПО-2. Частоты определялись для свободных арок с распорками и арок с дополнительными грузами в замке. Пролет арок равнялся 100 см. Арки имели постоянные сечения $30 \times 1 \text{ мм}^2$, распорки имели сечение $20 \times 0,6 \text{ мм}^2$ и длину 15 см.

В таблице 3 приведены результаты сравнения теоретических частот, вычисленных по формулам энергетического метода, с экспериментальными, полученными для пролетных стро-

Частоты, горизонтальных колебаний металлических моделей в герцах

Нагрузка	$\alpha = 1/6$			$\alpha = 1/4$			$\alpha = 1/3$			$\alpha = 1/2$		
	теория	эксперимент	расхождение в %	теория	эксперимент	расхождение в %	теория	эксперимент	расхождение в %	теория	эксперимент	расхождение в %

Бесшарнирные арки

Без груза.	5,55	4,90	+13	5,12	5,00	+2,5	4,52	4,33	+4,5	3,73	3,68	+1,5
Груз 1 кг.	2,41	2,15	+12	2,37	2,33	+2	2,07	2,00	+3,5	1,78	1,74	+2
Груз 2 кг.	1,79	1,45	+24	1,78	2,00	-12	1,55	1,40	+11	1,34	1,20	+12

Двухшарнирные арки

Без груза.	4,10	4,20	-3	3,52	3,54	-0,5	3,24	3,33	-2,7	2,68	2,60	+3,0
Груз 0,5 кг	2,52	2,50	+0,6	2,28	2,27	+0,5	2,08	2,08	0	1,77	1,64	+8,0
Груз 1 кг.	1,97	1,84	+7,0	1,82	1,75	+4,0	1,65	1,76	-6,0	1,41	1,25	+13,0
Груз 1,5 кг	—	—	—	1,55	1,48	+5,0	—	—	—	—	—	—
Груз 2 кг.	—	—	—	1,37	1,27	+8,0	—	—	—	—	—	—

Таблица 3

Способ определения	Частоты горизонтальных колебаний пролетных строений пролетами в м									
	52		53		55		106		150	
	1/сек	гц	1/сек	гц	1/сек	гц	1/сек	гц	1/сек	гц
Теория (энергетический метод)...	12,6	2,00	6,6	1,05	9,1	1,45	5,1	0,82	4,9	0,79
Эксперимент	11,9	1,89	7,0	1,10	8,8	1,40	5,5	0,88	4,2	0,66

ений реальных мостов. Пролетные строения имели параллельные арки с поперечными распорками.

В таблице 4 приведены результаты испытаний моделей металлических и одной железобетонной бесшарнирных арок

Таблица 4

Частоты колебаний бесшарнирных арок.

№ п/п	Стрела f м	$\alpha = \frac{f}{l}$	Теоретические частоты до направления ν_1 гц	Экспериментальные частоты ν_3 гц	Отношение $\frac{\nu_1}{\nu_3}$	Корректирующий множитель $\frac{1}{1+\alpha}$	Теоретические исправленные частоты ν_1' гц	Отношение $\frac{\nu_1'}{\nu_3}$	Примечания
1	60	1:2	6,60	4,2	1,57	1:1,5	4,40	1,05	Бесшарнирные арки из стальной проволоки с пролетом 120 см
2	40	1:3	9,35	6,7	1,40	1:1,33	7,03	1,05	
3	30	1:4	11,00	8,5	1,30	1:1,25	8,80	1,04	
4	24	1:5	12,00	9,8	1,23	1:1,20	10,00	1,02	
5	20	1:6	12,60	10,7	1,18	1:1,167	10,80	1,01	
6	15	1:8	13,40	12,2	1,10	1:1,125	11,90	0,98	
7	325	1:4	3,05	2,2	1,39	1:1,25	2,44	1,11	Железобетонная модель $l = 13$ м
8	46	1:4	35,6	27,1	1,30	1:1,25	28,50	1,04	Металлическая модель $l = 1,85$ м

(без распорок). Теоретические частоты определялись по формулам энергетического метода дважды: без корректирующего множителя и с введением корректирующего множителя.

В таблице 5 даны теоретические и экспериментальные значения частот свободных горизонтальных колебаний пролетных строений с коробчатыми сводами больших пролетов.

Т а б л и ц а 5

Частоты горизонтальных колебаний пролетных строений со сводами

Способ определения	Пролеты в м			
	140		228	
	1/сек	гц	1/сек	гц
По полной формуле частот без учета надарочного строения	10,7	1,71	5,2	0,83
По приближенной формуле:				
$\omega = \sqrt{\frac{1}{M \delta_{zz}}}$ а) без учета надарочного строения	10,8	1,72	5,07	0,81
б) с учетом надарочного строения	7,2	1,15	3,7	0,59
По формуле энергетического метода:				
а) без учета надарочного строения	10,1	1,61	4,43	0,71
б) с учетом надарочного строения	6,75	1,08	3,19	0,51
Экспериментальное значение	6,3	1,0	—	—

Как видно из приведенных данных, предложенные приближенные формулы частот горизонтальных (поперечных) колебаний дают хорошее приближение к экспериментальным значениям.

В главе IV разработана также методика определения единичных горизонтальных перемещений замка арок пролетных строений, имеющих параллельные арки с поперечными распорками. Даны приближенные формулы на основе энергетического метода, рассмотрено определение единичных переме-

щений на моделирующих машинах типа ЭМСС-7м и точным методом перемещений с использованием для решения уравнений ЭЦВМ.

В главе V рассмотрены вынужденные пространственные колебания под воздействием горизонтальных нагрузок. Исследовано [16] воздействие на пролетное строение подвижных горизонтальных сил, что имеет место, например, для мостов на кривых. На основе решения дифференциального уравнения колебаний показано, что динамическое воздействие горизонтальных сил существенно зависит от поперечной жесткости надарочного строения (см. выводы, п. 14).

Рассмотрено [17] воздействие на пролетное строение подвижных горизонтальных пульсирующих сил. Дана формула соответствующего динамического коэффициента; показано, что и в этом случае динамическое воздействие зависит от поперечной жесткости надарочного строения.

На основе теоретических и экспериментальных исследований [17] получена формула для определения приведенной к замку горизонтальной силы $Q(t)$ от суммарного воздействия на пролетное строение движущегося подвижного состава:

$$Q(t) = 0,7 \cdot 10^{-4} \cdot L \cdot v^2 \cdot \sin \omega t, \quad (1)$$

где L — пролет в метрах, v — критическая скорость в м/сек, ω — частота приведенной возмущающей силы.

Показано, что частота (в 1/сек.) возмущающего воздействия ω при электровозной и тепловозной тяге может быть выражена зависимостью $\omega = 0,4 v \div 0,5 v$, где v — скорость движения в м/сек.

В результате исследования вынужденных пространственных колебаний арочных пролетных строений под воздействием горизонтальных нагрузок получена [17] обобщенная экспериментально-теоретическая формула для определения ожидаемых максимальных амплитуд горизонтальных колебаний пролетного строения (см. выводы п. 8). Формула позволяет сделать предварительный прогноз ожидаемых максимальных величин амплитуд горизонтальных колебаний по известным характеристикам пролетного строения.

В таблице 6 приведены результаты определения максимальных теоретических амплитуд по этой формуле и экспериментальные значения наибольших зафиксированных в натуре амплитуд горизонтальных колебаний.

Обозначение параметров приведено в выводах (см. п. 8).

Амплитуды горизонтальных

Пролет в м	β	A	θ 1/сек	$v_{кр}$ км/ч	δ_{zz} м/г
52	1,00	1,0	11,90	95	$1,7 \cdot 10^{-4}$
53	1,00	1,0	6,23	56,5	$9,0 \cdot 10^{-4}$
55	1,00	0,55	8,80	82	$5,1 \cdot 10^{-4}$
140	1,25	1,0	6,28	56,5	$0,42 \cdot 10^{-4}$

Дополнительно в таблице обозначено: t_1 — время прохождения локомотивом пролета, t_2 — время прохождения пролета испытательным поездом.

Как видно из таблицы 6, экспериментальные значения везде располагаются внутри интервала времени $t_1 < t < t_2$. Полученные данные в целом свидетельствуют об удовлетворительном соответствии обобщенной формулы опытным данным. Разумеется, ожидать здесь полного совпадения результатов теоретических расчетов с экспериментальными данными не приходится.

Полученная формула может быть положена в основу оценки динамической пространственной жесткости арочных пролетных строений (см. главы X, XI, а также выводы, п. 7).

Далее в главе V исследован вопрос о динамических коэффициентах [18; 22] для арок от влияния пространственных колебаний. Дана формула динамического коэффициента (см. выводы п. 12), основанная на экспериментально-теоретических данных. Сравнение теоретических и экспериментальных значений динамических коэффициентов от влияния пространственных колебаний приведено в таблице 7.

Т а б л и ц а 7

Способ определения	Динамические коэффициенты при пролетах в метрах				
	52	55	106	140	150
$\frac{1}{600}$ (770—L)	1,195	1,190	1,106	1,050	1,035
Эксперимент	1,171	1,211	1,085	—	—

Таблица 6

колебаний

ε 1/сек	Время движения в сек			Теоретические амплитуды в мм при времени			Экспериментальные амплитуды мм
	t ₁	t ₂	t ₃	t ₁	t ₂	t ₃	
0,17	2,0	10,0	∞	2,13	6,25	7,56	2,83
0,15	3,4	16,0	∞	3,45	7,84	8,65	5,00
0,21	2,4	11,0	∞	6,12	13,95	15,5	7,10
0,071	9,0	22,0	∞	1,33	2,21	2,80	2,14

В главе VI изложены методика и результаты экспериментальных работ [13, 14, 15] по исследованию пространственных колебаний арочных пролетных строений на натуральных объектах. Исследования проводились на мостах пролетами: 52, 53, 55, 106, 140 и 150 м. Пролетные строения с ездой поверху пролетами 52, 53 и 55 м имели параллельные арки, связанные поперечными распорками. Пролетные строения пролетами 106 и 150 м — с ездой по середине; пролетное строение пролетом 140 м — с ездой поверху со сводом коробчатого сечения и двухъярусной ездой.

Пространственные колебания исследовались под действием проходящих поездов с тепловозной и электровозной тягой, опытных поездов с тепловозной и электровозной тягой и шестиосными и четырехосными вагонами, а также одиночных электровозов и тепловозов.

Изучение пространственных колебаний предусматривало: а) определение частот свободных колебаний; б) определение логарифмических декрементов затухания; в) измерение горизонтальных амплитуд вынужденных колебаний; г) измерение напряжений в арках от влияния пространственных колебаний.

Измерение амплитуд горизонтальных колебаний пролетных строений производилось при помощи инерционных маятников, оборудованных индуктивными датчиками перемещений. Запись горизонтальных колебаний производилась на ленте осциллографа ОТ-24. Напряжения в арматуре арок измерялись с помощью проволочных датчиков сопротивления и

записывались также на ленте осциллографов ОТ-24 или Н-700.

Движение опытных поездов и одиночных опытных локомотивов производилось со скоростями от 5 км/час до максимальной возможной (100 км/час.).

Полученные значения частот свободных колебаний, логарифмических декрементов затухания и максимальных амплитуд горизонтальных колебаний приведены в пункте 6 выводов. В работе приводятся графики изменения амплитуд горизонтальных колебаний в зависимости от скорости движения опытных и проходящих поездов. Из графиков усматриваются резонансные режимы при определенных скоростях движения.

Максимальная зафиксированная амплитуда горизонтальных колебаний равна 7,1 мм (пролет 55 м), что составляет около 1/7800 пролета арок.

Экспериментальные значения напряжений в арматуре арок от влияния пространственных колебаний получены для пролетных строений пролетами 52, 55 и 106 м. В работе приводятся таблицы напряжений в функции от амплитуд горизонтальных колебаний замка пролетных строений.

На основе измеренных напряжений были вычислены значения динамических добавок от влияния пространственных колебаний, отнесенных к напряжениям от вертикальной временной нагрузки. Получена обобщенная формула динамических добавок (см. выводы, п. 12) от горизонтальных колебаний, дано сравнение динамических коэффициентов от горизонтальных колебаний с динамическими коэффициентами от вертикальной нагрузки, установленными СН 200—62 и СНИП II—Д 7—62. Показано, что при определенных условиях величина расчетного динамического коэффициента должна ограничиваться величиной динамического коэффициента от пространственных колебаний. Максимальные значения экспериментальных динамических добавок от пространственных колебаний приведены выше в таблице 7.

Установленные экспериментальные значения максимальных амплитуд горизонтальных колебаний позволяют определить условные эквивалентные нагрузки от воздействия горизонтальных ударов подвижного состава. Как видно из таблицы 8 величина эквивалентной приведенной нагрузки от горизонтальных ударов в среднем составляет 0,07 от соответствующей вертикальной нагрузки (см. выводы, п. 11).

Глава VII второго раздела посвящена исследованию динамической пространственной устойчивости арочных пролетных

строений под воздействием периодических вертикальных ударов колес подвижного состава.

На основе общей методики исследования динамической устойчивости упругих систем, разработанной В. В. Болотиным*) и работы Н. Г. Бондаря**) по исследованию устойчивости пространственных колебаний металлических балочных мостов, получены уравнения критических частот для арочных пролетных строений под воздействием вертикальной и следящей пульсирующей нагрузки от ударов колес подвижного состава. Полученные уравнения использованы для исследования динамической устойчивости пролетных строений пролетами 55 и 140 м. При определении коэффициентов возбуждения от поездной нагрузки использованы данные об ударных импульсах, полученные И. И. Казеем***).

В результате выполненного исследования показано, что потеря динамической пространственной устойчивости от воздействия периодических ударов колес подвижного состава не может иметь место и пространственные (горизонтальные) колебания пролетных строений являются устойчивыми.

Отсюда следует, что возникающие при проходе поездов пространственные колебания пролетных строений являются вынужденными колебаниями, вызванными горизонтальными нагрузками.

Третий раздел начинается с главы VIII. В этой главе изложена разработанная методика [20] исследования совместных пространственных колебаний пролетного строения с движущимся локомотивом.

Задача представлена в виде системы двух дифференциальных уравнений второго порядка с переменными коэффициентами. За основные неизвестные приняты горизонтальное перемещение замка пролетного строения и угол боковой качки локомотива.

В главе представлено приближенное аналитическое решение системы дифференциальных уравнений, полученное на основе метода переменного масштаба, предложенного для ре-

*) Болотин В. В. — Динамическая устойчивость упругих систем, Гостехиздат., М., 1956.

**) Бондарь Н. Г. — Устойчивость пространственных колебаний балочных пролетных строений железнодорожных мостов. Труды ДИИТ, вып. 32, Днепропетровск, 1961.

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

Таблица 8

Элементы	Нагрузка	Размер- ность	Пролеты в м		
			52	55	140
f_{\max}	ВЛ-23 ТЭ-3	мм —	2,83 —	— 7,1	2,14 —
δ_{zz}	—	м/т	$1,76 \cdot 10^{-4}$	$5,1 \cdot 10^{-4}$	$0,42 \cdot 10^{-4}$
$2 \frac{1}{\delta_{zz} \cdot L}$	—	т/м ²	219	71,2	340
$P_r = \frac{2}{\delta_{zz} \cdot L} f_{\max}$	ВЛ-23 ТЭ-3	т/м т/м	0,620 —	— 0,505	0,728 —
Вертикаль- ная наг- рузка К	ВЛ-23	»	8,0	—	8,0
	ТЭ-3	»	—	7,4	—
Отношение $\beta = \frac{P_r}{k}$	ВЛ-23	—	0,0775	—	0,0727
	ТЭ-3	—	—	0,0683	—

шения задач динамики Н. Г. Бондарем*). В качестве возмущающего воздействия принято влияние движущегося локомотива. В результате решения получены формулы, определяющие амплитуду горизонтальных колебаний замка арок пролетного строения и угол боковой качки локомотива. Эти перемещения определяют напряженное состояние арок, вызванное горизонтальными нагрузками и степень обезгруживания колес подвижного состава от боковой качки.

Некоторые предельные значения этих перемещений могут быть приняты в качестве критериев, характеризующих пространственную жесткость пролетного строения.

Для оценки точности полученного приближенного решения было проведено дополнительно решение системы дифференциальных уравнений задачи численным методом Рунге-Кутты. В качестве контрольной задачи рассмотрено движение локомотива серии ВЛ-23 по пролетному строению пролетом 52 м.

*) Бондарь Н. Г. и др. — Динамика железнодорожных мостов. Транспорт, М., 1965.

Сравнение показало достаточную практическую точность приближенного решения.

В главе IX изложены результаты решения задачи взаимодействия движущегося локомотива с пролетным строением на электронных машинах.

Решение на машинах вызывалось необходимостью исследования большого количества различных вариантов задачи взаимодействия. Сочетание рассмотренных параметров представлено в таблице 9.

Таблица 9.

Элементы	Размерность	Пролеты в м			
		52	53	55	140
Стрела арки	м	13,0	22	13,5	28,0
Тип конструкции пролетного строения		Монолитное	сборные		Монолитное
Тип локомотива	—	ВЛ-23 и ТЭ-3			
Скорость движения	км/час	От 20 до 200 км/час (через 20 км/час)			
Частота возмущающего воздействия	1/сек	$\omega = 0,4v$ и $\omega = 0,5v$			
Амплитуда возмущающего воздействия	мм	$a_0 = 5$			

Всего было рассмотрено свыше 160 вариантов задачи. Решение уравнений проводилось на двух спаренных моделирующих электронных машинах типа ЛМУ-1 и МН-7.

В результате обработки данных, полученных решением на машине, были построены графики зависимости амплитуд колебаний замка пролетных строений y_1 и углов боковой качки локомотивов φ от скорости движения.

Установлено, что при определенных скоростях имеют место резонансные пики амплитуд y_1 и φ . Величины ординат колебаний при других скоростях оказываются значительно меньше резонансных.

В таблицах 10 и 11 приведены полученные значения максимальных (резонансных) и средних амплитуд колебаний пролетных строений и локомотивов. В таблице 10 даны также экспериментальные значения амплитуд колебаний замка, полученные в натуре.

Таблица 10.

Пролеты в м	Амплитуды колебаний замка пролетного строения y_1 в мм				Экспериментальные амплитуды в мм
	максимальные		средние		
	ВЛ-23	ТЭ-3	ВЛ-23	ТЭ-3	
52	4,8	8,0	3,0	3,5	2,83
53	13,0	12,3	4,5	5,5	5,00
55	11,7	14,5	5,0	6,0	7,10
140	3,5	3,5	1,0	1,0	2,14

Таблица 11.

Пролеты в м	Амплитуды угла боковой качки локомотива φ в рад. 10^3			
	максимальные		средние	
	ВЛ-23	ТЭ-3	ВЛ-23	ТЭ-3
52	13,5	16,0	6,0	7,0
53	8,5	13,2	6,0	7,5
55	11,4	11,0	6,0	7,0
140	15,7	26,0	6,5	7,5

Учитывая неизбежную приближенность ряда исходных параметров, можно считать, что экспериментальные данные соответствуют средним значениям амплитуд колебаний пролетных строений, полученным решением на машине. Что касается резонансных величин амплитуд, то их следует рассматривать как некоторые предельные теоретические значения, которые в натуре не будут иметь места. Этот вывод подтверждается и экспериментальными данными, полученными на натурных объектах. На экспериментальных графиках (глава VI) зависимости амплитуд колебаний замка от скорости движения поездов хотя и наблюдается увеличение амплитуд при некоторых (резонансных) скоростях, но резко выраженные резонансные пики отсутствуют.

В таблице 12 приведено сопоставление максимальных амплитуд колебаний пролетных строений, полученных на машине, и экспериментальных с предельными значениями согласно

установленных ниже (см. главы X и XI) критериев оценки пространственной жесткости арочных пролетных строений (см. выводы, п. 7).

Таблица 12.

Элементы	Размерность	Пролеты в м			
		52	53	55	140
Максимальные теоретические амплитуды (машинное решение)	мм	8,0	13,0	14,5	3,5
Максимальные экспериментальные амплитуды	мм	2,8	5,0	7,1	2,1
$f=1/3000 L$	мм	17,3	17,7	18,3	46,7
$f=3,4-0,018 L$	мм	24,6	24,5	24,1	8,8

Как видно из приведенных данных, даже максимальные теоретические пики амплитуд колебаний пролетных строений удовлетворяют критериям предельных значений, определяемых условиями напряженного состояния арок (глава XI) и допустимого процента обезгруживания колес подвижного состава (глава X).

При решении на машине исследовалось влияние кориолисова и относительного составляющих ускорения движущейся массы на точность решения. Анализ показал, что при скоростях движения до 200 км/час влияние этих составляющих невелико.

Аналитическое решение дифференциальных уравнений колебаний методом переменного масштаба было проведено также для пролетного строения пролетом 140 м при движении локомотива серии ВЛ-23. В таблице 13 приведены максимальные амплитуды колебаний замка пролетного строения пролетом 140 м, полученные аналитически, решением на машине и из натурной осциллограммы.

Таблица 13.

Способ определения	Аналитическое решение	Машинное решение	Натуральный эксперимент
Амплитуда в мм	0,71	0,68	0,61

Этот случай особенно интересен тем, что здесь в максимальной степени теоретические предпосылки (движение сосредоточенной массы локомотива) приближаются к условиям натурального эксперимента. Как видно, из таблицы 13, получено хорошее соответствие теоретических расчетов с экспериментальным значением.

Сравнение результатов решения на машинах с экспериментальными данными позволяет сделать вывод, что положенная в основу решения задачи взаимодействия гипотеза удовлетворительно отвечает натурным условиям.

Контрольной задачей при решении уравнений на машинах служило решение, выполненное численным интегрированием методом Рунге-Кутты для случая движения локомотива серии ВЛ-23 по пролетному строению пролетом 52 м (см. главу VIII). Сопоставление теоретических ординат колебаний, полученных численным интегрированием, с машинными осциллограммами показало хорошее соответствие результатов.

В главе X исследованы боковые колебания вагонов, движущихся по пролетным строениям, введенным в пространственные колебания головной частью поезда. В качестве критерия устойчивости движения вагонов принята степень обезгруживания колес вагонов от влияния боковой качки.

Задача представлена дифференциальным уравнением второго порядка с постоянными коэффициентами. Из анализа решения дифференциального уравнения получен критерий отсутствия резонансных условий для колебаний боковой качки вагонов в виде неравенств:

$$0,5 \text{ сек} > T \quad \text{или} \quad T > 1,5 \text{ сек},$$

где T — период свободных горизонтальных колебаний пролетного строения.

Как видно из таблицы 14 для большинства пролетных строений эти неравенства не удовлетворяются. В связи с этим были рассмотрены колебания вагонов при резонансных условиях.

Таблица 14

Пролет в м	52	55	140	228
Период свободных колебаний T в секундах	0,53	0,71	1,0	1,7

Таблица 15.

Вид напряжений	Пролеты и методы расчета	Обозначения	Размерность	55			52			53	
				энергетический	на машине ЭМСС—7М	метод перемещений с учетом норм. сил	энергетический	на машине ЭМСС—7М	метод перемещений с учетом норм. сил	энергетический	на машине ЭМСС—7М
От моментов в безраскосной ферме	σ_M	Мн/м ² кг/см ²	1,485	1,590	1,360	0,960	1,120	0,958	1,260	1,335	
			14,85	15,90	13,60	9,60	11,20	9,58	12,60	13,35	
От нормальных сил в безраскосной ферме	$\sigma_{НГ}$	Мн/м ² кг/см ²	0,435	—	0,284	0,57	—	0,356	0,237	—	
			4,35	—	2,84	5,70	—	3,56	2,37	—	
От нормальных сил, вызванных вертикальным моментом	σ_{NB}	Мн/м ² кг/см ²	0,325	—	—	0,384	—	—	0,292	—	
			3,25	—	—	3,84	—	—	2,92	—	
Суммарные от нормальных сил	σ_N	Мн/м ² кг/см ²	0,760	—	—	0,954	—	—	0,529	—	
			7,60	—	—	9,54	—	—	5,29	—	
Суммарные от пространственных колебаний	σ	Мн/м ² кг/см ²	2,245	—	—	1,914	—	—	1,789	—	
			22,45	—	—	19,14	—	—	17,89	—	
Множитель (максимальная амплитуда колебаний замка)	—	мм	f			f			f		
			f			f			f		

Из решений основного дифференциального уравнения при резонансных условиях были получены формулы предельных амплитуд горизонтальных колебаний пролетных строений при которых обезгруживание колес вагонов не превышает 40%.

На основе анализа полученных решений в работе представлена обобщенная формула для приближенной оценки допустимых амплитуд горизонтальных колебаний пролетных строений (см. выводы, п. 7) по условиям обезгруживания колес подвижного состава.

В главе XI исследовано влияние пространственных колебаний на напряженное состояние арок. Рассмотрены пролетные строения, имеющие параллельные арки с поперечными распорками. Дается способ приближенного определения напряжений в пятах арок от влияния пространственных колебаний, разработанный на основе энергетического метода. Представлено решение этой задачи с использованием моделирующих электрических машин типа ЭМСС-7М, разработана методика определения напряжений точным методом перемещений с применением ЭЦВМ.

На основе разработанной методики, определены напряжения от влияния пространственных колебаний в арматуре арок нескольких пролетных строений (таблица 15). Произведено сравнение результатов теоретических расчетов с экспериментальными напряжениями, полученными на натуральных объектах. Сравнение показало удовлетворительное соответствие теоретических и экспериментальных данных. Некоторые значения напряжений в арматуре арок от влияния пространственных колебаний, соответствующие максимальным замеренным амплитудам колебаний замка приведены в таблице 16

Таблица 16.

Пролеты в м	Максимальное перемещение замка в мм	Напряжения в арматуре арок	
		Мн/м ²	кн/см ²
52	2,83	5,4	54,0
55	7,10	15,95	159,5
106	4,28	1,35	13,5

Установленные теоретические и экспериментальные зависимости напряжений в арках от перемещений замка арок позволили получить критерий для определения предельных амплитуд горизонтальных колебаний по условиям напряженного состояния арок.

Исходя из условия, чтобы дополнительные напряжения в арках от пространственных колебаний не превышали 20% от расчетного сопротивления арматурной стали, была получена зависимость, что амплитуда горизонтальных колебаний не должна превышать 1/3000 пролета арок (см. выводы, п. 7).

В приложениях показано применение разработанной методики для оценки пространственной жесткости и устойчивости пролетных строений одного из построенных железнодорожных виадуков. Работа была выполнена по просьбе проектной организации.

В период проектирования и строительства виадука по разработанным формулам были вычислены величины ожидаемых амплитуд и частот горизонтальных (поперечных) колебаний арочного пролетного строения пролетом 53 м. При испытании моста были получены соответствующие экспериментальные данные. Полученные результаты представлены в таблице 17.

На основе выполненных расчетов были сделаны практические рекомендации по улучшению конструкции пролетного строения.

Таблица 17.

Элементы	Частоты свободных колебаний	Максимальные амплитуды колебаний замка арок		Скорость движения при максимальной амплитуде
		по формуле (5)	по формулам главы VIII	
Размерность	гц	мм		км/час
Теория	1,0	7,9	8,2	56,5
Эксперимент	1,1	5,0		57,0

Выводы:

1. Выбор формы уравнения оси сводов и арок должен производиться на основе анализа эпюры постоянной нагруз-

ки. Для сводов и арок больших пролетов со значительным удельным весом постоянной нагрузки целесообразно применение уравнений в трехчленной форме вида:

$$y = f [\alpha \xi^2 + \beta \xi^3 + (1 - \alpha - \beta) \xi^4]. \quad (2)$$

2. Рациональная относительная высота свода зависит от пролета, пологости, температурных условий и других особенностей проектирования. Приближенное значение оптимальной высоты свода может быть получено по приведенным в работе формулам.

3. Толщина стенок сводов коробчатого сечения по условиям местной устойчивости должна назначаться не менее 1/30 их высоты.

4. Критерий действующих технических условий о минимальном расстоянии между осями арок в 1/20 пролета не является удовлетворительным. Расстояние между осями арок и размеры распорок должны назначаться с учетом обеспечения пространственной устойчивости и пространственной динамической жесткости пролетного строения. В случае параллельных арок с распорками, пространственная статическая устойчивость может проверяться по разработанным приближенным формулам.

Для бесшарнирных арок с распорками формула равномерно распределенной критической нагрузки имеет вид:

$$P_{кр} = \frac{300 \left[(J_s + J_n) + \frac{\beta l}{\pi^2} \sum_{i=1}^n m_i \sin^2 \left(\frac{2\pi x_i}{L} \right) \right]}{\frac{\beta^3}{\alpha} \cdot l}, \quad (3)$$

где l — пролет арки;

J_s и J_n — моменты инерции сечений арки в замке и пяте относительно вертикальной оси; L — длина дуги арки, $\beta = \frac{L}{l}$

$\alpha = \frac{f}{l}$; m_i — коэффициент относительной жесткости распорок; x_i — расстояния распорок от пяты вдоль оси арки; n — количество распорок на полупролете.

Минимальное расстояние между осями бесшарнирных арок с поперечными распорками может быть доведено до 1/25 пролета. В случае шарнирных арок указание технических условий о расстоянии между осями арок в 1/20 пролета следует сохранить. При этом из конструктивных и производственных соображений минимальное расстояние между осями таких арок (для небольших пролетов) следует ограничить величиной 2,6 м, а при подъемности более 1/3—3 м.

5. Напряжения в одиночных коробчатых сводах от поперечной нагрузки (ветровой, неравномерного поперечного нагрева, загрузки одного пути при двухпутных мостах) невелики. Напряжения в спаренных арках с распорками от поперечной нагрузки могут достигать значительной величины. При расчете на поперечную нагрузку арок с распорками целесообразно использование моделирующих машин типа ЭМСС-7 м.

6. Пространственные колебания исследованных арочных пролетных строений характеризуются следующими экспериментальными данными (таблица 18).

Таблица 18.

Про- лет	Поло- гость α	Частоты свободных горизон- тальных колебаний	Логариф- мический декремент затухания	Максим. амплиту- да гори- зонт. ко- лебаний	Тип пролетного строения
м	—	гц	—	мм	—
52	0,250	1,89	0,0920	2,83	Монолитное
53	0,415	1,10	—	5,00	Сборное
55	0,245	1,40	0,1520	7,10	Сборное
106	0,325	0,88	0,0658	4,28	Монолитное
140	0,200	1,00	0,0712	2,14	Монолитное
150	0,267	0,66	0,1160	2,01	Сборное

7. Пространственная динамическая жесткость пролетных строений может оцениваться величиной амплитуды поперечных колебаний, которая не должна превосходить 1/3000 расчетного пролета арок и величины, определяемой формулой:

$$\text{Макс. } f \leq m (3,4 - 0,018 L) \quad , \quad (4)$$

где: Макс. f — максимальная амплитуда в см;

- L — пролет арки в м, удовлетворяющий условию $50 \leq L \leq 140$;
- m — коэффициент условий работы ($m \leq 1$), учитывающий влияние вертикальных колебаний и колебаний опор.

В тех случаях, когда первый критерий ($1/3000 L$) не удовлетворяется, вопрос о возможности допущения больших амплитуд по условиям напряженного состояния арок может быть решен путем более детального исследования напряжений от горизонтальных нагрузок. При этом могут быть использованы формулы, разработанные в главе XI.

В случае высоких суммарных напряжений от горизонтальных и вертикальных нагрузок, уменьшение напряжений может быть достигнуто также путем некоторого увеличения армирования арок. Окончательное решение в этом случае может быть принято на основе соответствующего экономического сравнения.

8. Ожидаемая величина максимальной амплитуды поперечных колебаний замка арок пролетных строений с ездой поверху от поездной нагрузки (стационарный режим) может быть определена по экспериментально-теоретической формуле:

$$f = 0,7 \cdot 10^{-4} \cdot L \cdot v^2 \cdot \frac{\Theta}{2\varepsilon} \left(1 - \frac{1}{2} A\right) \left(1 - e^{-\varepsilon t}\right) \cdot \delta_{zz} \quad (5)$$

где: L — пролет арки в м; v — скорость движения поезда (критическая) в м/сек; Θ — частота свободных поперечных колебаний пролетного строения в 1/сек; ε — коэффициент затухания в 1/сек; A — коэффициент относительной жесткости проезжей части; δ_{zz} — единичное горизонтальное перемещение замка пролетного строения; t — время движения поезда в сек; f — амплитуда в м.

Ожидаемые максимальные амплитуды колебаний замка при движении локомотива (нестационарный режим) могут быть вычислены по формулам главы VIII.

9. Исследование взаимодействия арочных пролетных строений с движущимся локомотивом, выполненное на электронных машинах, показало, что в самом неблагоприятном случае резонансного режима обезгруживание колес от пространственных колебаний не превышает 40—50% и амплитуды горизонтальных колебаний пролетных строений невелики.

10. Дополнительные напряжения в арматуре арок от влияния пространственных колебаний могут достигать 8—10% рас-

четного сопротивления арматурной стали. Приближенная оценка этих напряжений может быть сделана по формуле:

$$\sigma = \frac{1100}{L} f , \quad (6)$$

где: σ — напряжения в кг/см²; f — горизонтальная амплитуда в мм; L — пролет арки в м.

Более точные значения напряжений от пространственных колебаний могут быть вычислены по приведенным в работе формулам или получены путем расчета на моделирующей машине типа ЭМСС-7М.

11. Горизонтальная эквивалентная нагрузка от ударов колес подвижного состава по экспериментальным данным выражается формулой:

$$p_r = 0,07 \cdot K \left(\frac{m}{m} \right) , \quad (7)$$

где K — класс вертикальной подвижной нагрузки.

При проектировании арочных мостов под нагрузку класса С14 до получения экспериментальных данных о динамической жесткости таких пролетных строений для горизонтальной нагрузки может быть оставлена формула, рекомендуемая СН-200-62:

$$p_r = 0,06 \cdot K \left(\frac{m}{m} \right) , \quad (8)$$

12. Средняя величина динамического коэффициента от влияния пространственных колебаний оценивается формулой

$$1 + \mu_r = \frac{1}{600} (770 - L) , \quad (9)$$

где L — пролет арки в м ($50 \leq L \leq 150$).

В связи с этим, принимаемое в расчет значение динамического коэффициента для железобетонных арок и сводов (см. СНиП II-Д. 7—62) должно быть не меньше вычисленного по этой формуле.

13. Частоты свободных горизонтальных (поперечных) колебаний арочных пролетных строений, имеющих параллельные арки с поперечными распорками, могут определяться по

приведенным в работе приближенным формулам энергетического метода.

В случае бесшарнирных арок с ездой поверху формула частоты (в 1/сек) свободных горизонтальных колебаний имеет вид.

$$\omega^2 = \frac{2E\pi^4(0,565J_3 + 0,435J_n) + 2\pi^2L \sum_1^n m_i^0 \text{Sin}^2\left(\frac{2\pi x_i}{L}\right) + \frac{1}{2}L^4(0,172m_n + 0,578m_s) + \frac{1}{210}\pi^2b^3L \sum_1^n m_{pi} \text{Sin}^2\left(\frac{2\pi x_i}{L}\right) + \frac{1}{2}L^3 \sum_1^n M_{pi} \left[1 - \text{Cos}\left(\frac{2\pi x_i}{L}\right)\right]^2 + L^3M_n}{(0,172m_n + 0,578m_s)L^4 + 2L^3M_n} \quad (10)$$

где L — длина дуги арки; J_3 и J_n — моменты инерции сечений арки в замке и пяте относительно вертикальной оси; m_3 и m_n — погонные массы арки в замке и пяте; b — расстояние между осями арок; m_{pi} — погонная масса i -ой распорки; M_{pi} — масса половины i -ой распорки; M_n — приведенная масса проезжей части, приложенная в замке.

При бесшарнирных сводах можно пользоваться формулами парциальных частот. Возможно также использование формулы энергетического метода вида:

$$\omega^2 = \frac{4\pi^2 E(0,565J_3 + 0,435J_n)}{(0,172m_n + 0,578m_s)L^4 + 2L^3M_n} \cdot \frac{1}{(1+\alpha)^2} \quad (11)$$

где: $\alpha = f/l$; L — длина дуги свода; l — пролет свода.

В работе приведены необходимые формулы для определения приведенной массы свода и приведенной массы пролетного строения.

14. В арочных пролетных строениях с ездой поверху сопряжение проезжей части с опорами следует, предпочтительно, выполнять с устройством жестких в поперечном направлении стенок или непосредственно опирать на опору. В мостах на кривой это условие следует считать обязательным.

15. Потеря динамической устойчивости арочных пролетных строений под воздействием периодической вертикальной

нагрузки от ударов колес подвижного состава в стыках рельсов не может иметь места, т. е. возникающие от поездной нагрузки пространственные колебания являются устойчивыми.

16. Произведенные аналитические расчеты, исследования на электронных машинах и экспериментальные измерения на натуральных объектах показали, что амплитуды пространственных колебаний исследованных арочных пролетных строений сравнительно невелики, удовлетворяют указанным выше критериям и, следовательно, не представляют опасности с точки зрения напряженного состояния арок и устойчивости движения поездов со скоростями до 200 км/час.

Выполненное исследование, разумеется, не является исчерпывающим решением поставленной проблемы. Некоторые вопросы требуют дальнейшего развития и уточнения.

Необходимо продолжать накапливать экспериментальный материал по пространственным колебаниям арочных мостов различной конструкции, в частности мостов на высоких опорах.

В теоретическом направлении желательно продолжить изучение вопроса о взаимодействии арочных пролетных строений с подвижным составом, а также подробнее исследовать пространственные колебания пролетных строений мостов с ездой понизу и посередине и неразрезных мостов.

Содержание диссертации изложено на 507 страницах машинописного текста с 220 иллюстрациями.

Работа докладывалась на Семинаре механики при кафедре Строительной механики ДИИТа, на секции Динамики мостов Всесоюзной конференции по некоторым проблемам динамики сооружений и машин в 1965 г. и на Мостовой комиссии НТС МПС в 1966 г.

Основное содержание диссертации опубликовано в приведенных ниже статьях:

1. Яковлев Г. Н. — Выбор рациональных размеров поперечных сечений коробчатых железобетонных сводов. Труды МИИТ, № 69, 1946.
2. Яковлев Г. Н. — К вопросу расчета бесшарнирных симметричных мостовых сводов больших пролетов. Труды ДИИТ, вып. 23, Трансжелдориздат, М., 1953.
3. Яковлев Г. Н. — Некоторые вопросы проектирования железобетонных мостов больших пролетов с коробчатыми сводами. Труды ДИИТ, вып. 27, Трансжелдориздат, М., 1958.

4. Яковлев Г. Н. — Расчет коробчатых железобетонных сводов на поперечную нагрузку. Труды ДИИТ, вып. 23, Трансжелдориздат, М., 1953.
5. Яковлев Г. Н. — Приближенный способ расчета арок на устойчивость в поперечном направлении, «Автомобильные дороги», № 3, 1957.
6. Яковлев Г. Н. — Пространственная устойчивость арок с распорками. Труды ДИИТ, Днепропетровск, № 31, 1961.
7. Яковлев Г. Н. — О наименьшей ширине бесшарнирного железобетонного свода. «Автомобильные дороги», № 7, 1959.
8. Яковлев Г. Н. — Мост из пустотелых арок, «Автомобильные дороги», № 10, 1956.
9. Яковлев Г. Н. — Определение частот свободных пространственных колебаний арочных мостов. Труды ДИИТ, вып. 32, 1961.
10. Яковлев Г. Н. — К вопросу о пространственных колебаниях арочных мостов. Труды ДИИТ, вып. 38, Днепропетровск, 1962.
11. Яковлев Г. Н. — Коэффициент приведения массы проезжей части при пространственных колебаниях арочных мостов. Труды ДИИТ, вып. 38, Днепропетровск, 1962.
12. Яковлев Г. Н. — К вопросу определения пространственных перемещений сводов. Труды ДИИТ, вып. 38, Днепропетровск, 1962.
13. Яковлев Г. Н. и Дорошенко Е. В. — Исследования пространственных колебаний железобетонных арочных железнодорожных мостов. Труды ДИИТ, вып. 49, Транспорт, М., 1965.
14. Дорошенко Е. В., Тарасенко В. П., Яковлев Г. Н. — Экспериментальные исследования динамического воздействия подвижной нагрузки на арочные железнодорожные мосты. Труды ДИИТ, вып. 38. Днепропетровск, 1962.
15. Бондарь Н. Г., Яковлев Г. Н., Дорошенко Е. В., Тарасенко В. П. — Динамическое воздействие новых типов железнодорожных нагрузок на железобетонные арочные мосты. Труды ДИИТ, вып. 49, Транспорт, М., 1965.
16. Яковлев Г. Н. — Динамическое воздействие подвижных горизонтальных сил на арочные пролетные строения железнодорожных мостов. Труды ДИИТ, вып. 49, Транспорт, М., 1965.
17. Яковлев Г. Н. — Динамическое воздействие подвижных горизонтальных пульсирующих сил на арочные пролетные строения железнодорожных мостов. Труды ДИИТ, вып. 49, Транспорт, М., 1965.
18. Яковлев Г. Н. — Динамические добавки для железобетонных арок и сводов железнодорожных мостов от влияния пространственных колебаний. Труды ДИИТ, вып. 49, Транспорт, М., 1965.
19. Яковлев Г. Н. — К вопросу взаимодействия подвижного состава с железнодорожными арочными пролетными строениями. Труды ДИИТ, вып. 49, Транспорт, М., 1964.

20. Яковлев Г. Н. — Применение метода переменного масштаба времени к решению задачи о взаимодействии одиночного движущегося локомотива с арочным пролетным строением. Труды ДИИТ, вып. 56. Транспорт, М., 1966.

21. Яковлев Г. Н. — Боковые колебания вагонов на арочных пролетных строениях. Труды ДИИТа, вып. 56, Транспорт, М., 1966.

22. Некоторые вопросы диссертации опубликованы в монографии: Бондарь Н. Г. и др. «Динамика железнодорожных мостов», Транспорт, М., 1965.

БТ 09465. Областная книжная типография
Днепропетровского областного управления по печати,
г. Днепропетровск, ул. Серова, 7.
Заказ № 3805-м. Тираж 200. Объем 2.25 п. л. Подписано к печ. 28XI-66 г.

Сканировала Камянская Н.А.