

## ПРОБЛЕМЫ ДИНАМИЧЕСКОГО РАСЧЕТА И ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЫНОСЛИВОСТИ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

**Саламахин П.М.**

*Государственный транспортный университет (МАДИ), Москва, Россия*

---

В настоящее время в соответствии с действующими нормами (СНиП 2.05.03.04-84\*) оценка динамического воздействия транспортных средств на автодорожные и городские мосты производится с помощью динамических коэффициентов, определяемых для разрезных и неразрезных пролетных строений по следующим формулам:

$$1+\mu=1+\frac{15}{37.5+\lambda} \quad (1)$$

для стальных и сталежелезобетонных пролетных строений,

$$1+\mu=1+\frac{45-\lambda}{135} \quad (2)$$

для железобетонных пролетных строений.

В этих формулах  $\lambda$  – величина пролетов для разрезных пролетных строений, что не вызывает сомнений. Для неразрезных пролетных строений  $\lambda$  – длина загружаемых однозначных участков линии влияния вместе с разделяющими их участками, что вызывает сомнения.

Чтобы объяснить сомнение, заметим вначале, что величина пролета оказывает наибольшее влияние на частоту  $f$ , собственных изгибных колебаний пролетных строений, вычисляемую по формуле

$$f = \frac{\alpha\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (3)$$

где  $EI$  – изгибная жесткость пролетного строения;

$m$  – погонная масса пролетного строения;

$L$  – величина пролета в м;

$\alpha$  – коэффициент, учитывающий схему балочных пролетных строений: для разрезных пролетных строений  $\alpha = 1$ , для неразрезных  $\alpha = 1.1 \div 1.2$  и более.

Заметим далее, что с увеличением величины пролета частота собственных колебаний разрезных пролетных строений уменьшается в соответствии с формулой (3), а динамический коэффициент уменьшается в соответствии с формулами (1) и (2). Это полностью соответствуют известному из динамики сооружений положению о роли жесткости и частоты собственных колебаний конструкции на степень динамического воздействия на неё нагрузки.

Заметим далее, что использование длин однозначных участков линий влияния силовых факторов, возникающих в поперечных сечениях неразрезных пролетных строений правомерно при вычислении численных значений этих факторов от равномерно распределенной нагрузки.

Численное же значение динамического коэффициента определяется частотой собственных колебаний пролетного строения, которая зависит от схемы пролетного строения, а не длины однозначных участков линий влияния в случае неразрезных пролетных строений.

Подстановка в формулы (1) и (2) при вычислении динамического коэффициента для неразрезных пролетных строений не величины пролета, а длин однозначных участков линий влияния вместе с разделяющих их полосами равнозначна тому, что неразрезное пролетное строение приводится к разрезному с пролетом, существенно превышающим длину даже суммы его пролетов. При использовании формул (1) и (2) это приводит к существенному уменьшению динамического коэффициента, что имеет место при уменьшении частоты собственных колебаний. Но частота собственных колебаний неразрезного пролетного строения по сравнению с разрезным такого же пролета не уменьшается, а увеличивается на 10-20 процентов, что должно вызвать увеличение, а не уменьшение динамического коэффициента.

Следует заметить, что в нормах проектирования автодорожных мостов Китая, Японии и ряда других стран при вычислении динамических коэффициентов используются численные значения величин пролетов. При этом при вычислении динамического коэффициента, используемого для вычисления расчетного значения изгибающего момента в сечениях на промежуточных опорах, в качестве приведенного пролета используется полусумма примыкающих к опоре пролетов, что полностью соответствует известному из динамики сооружений правилу вычисления частоты собственных колебаний неразрезного пролетного строения по одной из важных форм колебаний.

С учетом приведенной выше информации можно рекомендовать для временного использования ниже приведенное правило вычисления динамического коэффициента для неразрезных пролетных строений автодорожных и городских мостов с использованием формул (1) и (2). **При вычислении динамического коэффициента, используемого для вычисления расчетных силовых факторов, возникающих в сечениях над промежуточными опорами, в качестве  $\lambda$  использовать полусумму примыкающих к опоре пролетов, а для сечений в середине их пролетов в качестве  $\lambda$  использовать 0.85 величины соответствующего пролета.**

Это правило учтет возрастание частоты собственных колебаний неразрезных пролетных строений по сравнению с разрезными и приведет к вполне оправданному для них увеличению динамического коэффициента.

Вызывает сомнение и правомерность формулы (2) для железобетонных пролетных строений. При пролетах более 45 м динамический коэффициент по этой формуле равен единице, что не согласуется с экспериментальными данными.

Чтобы более основательно устранить отмеченные недостатки формул (2) и (1) при вычислении динамических коэффициентов для железобетонных пролетных строений и для неразрезных стальных пролетных строений и учесть более полно все факторы, определяющие динамический коэффициент для любых систем пролетных строений из любых материалов, представляется целесообразным и необходимым использовать в дальнейшем нижеприведенную фундаментальную закономерность из классической динамики сооружений, полученную для любой динамической системы с демпфированием С.П. Тимошенко[1] еще в начале прошлого века.

$$1 + \mu = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\theta}{\omega}\right)^2\right]^2 + \left(\frac{\theta}{\omega}\right)^2 \left(\frac{2\varepsilon}{\omega}\right)^2}} \quad (4)$$

В ней численное значение  $1+\mu$  связано с двумя безразмерными параметрами  $\theta/\omega$  и  $\varepsilon/\omega$ , что обеспечивает получение строгого его значения для любой динамической системы при условии использования точных значений её безразмерных параметров.

Применительно к пролетным строениям мостов в формуле (4):

$\omega$  – частота собственных колебаний пролетных строений,

$\theta$  – частота изменения нагрузки, возбуждающей колебания пролетного строения;

$\varepsilon$  – частота сил, демпфирующих колебания.

Частота собственных колебаний любых балочных пролетных строений может быть вычислена по точной формуле (3) с учетом всех определяющих её факторов.

Частота изменения нагрузки, возбуждающей колебания пролетного строения, может быть в первом приближении принята частоте колебаний кузова с грузом, которая в свою очередь строго может быть определена с учетом следующих факторов:

- массы транспортного строения и распределения её по его осям,
- массы кузова с грузом,
- жесткости рессор кузова,
- жесткости колес транспортного средства,
- скорости движения транспортного средства по пролетному строению,
- степени неровности проезжей части.

Частота сил, демпфирующих колебания, зависит от конструктивной схемы пролетного строения и применяемого в нем материала.

Заметим, что применительно к пролетным строениям мостов безразмерный параметр  $\varepsilon/\omega$  – коэффициент демпфирования равен декременту колебаний, который определяется в ходе динамических испытаний пролетных строений различных систем из различных материалов.

В таблице приведены значения  $1+\mu$  функции безразмерных параметров  $\theta/\omega$  и  $\varepsilon/\omega$ , полученные с использованием формулы (4). Численные значения безразмерного параметра  $\theta/\omega$  изменялись в практически важном диапазоне от 0 до 1,5. Для коэффициента затухания колебаний использованы три значения: 0; 0,125; 0,25. Таблица имеет известную резонансную, а также пред- и после-резонансные зоны, которые следует избегать при проектировании.

$\theta/\omega$	$\varepsilon/\omega$		
	0	0.125	0.25
0	1	1	1
0.05	1.0025	1.0024	1.0021
0.1	1.010	1.0097	1.0088
0.15	1.023	1.0222	1.0200
0.2	1.041	1.040	1.0360
0.25	1.066	1.064	1.0573
0.3	1.098	1.095	1.0842
0.35	1.139	1.133	1.1175
0.4	1.190	1.182	1.1581
0.45	1.253	1.241	1.2068

Конец табл.

$\theta/\omega$	$\varepsilon/\omega$		
	0	0.125	0.25
0.5	1.333	1.315	1.2649
0.55	1.433	1.406	1.333
0.6	1.562	1.521	1.414
0.65	1.731	1.666	1.509
0.7	1.960	1.854	1.616
0.75	2.285	2.100	1.735
Пред	резонансная	зона	
Опасная	резонансная	зона	
После	резонансная	зона	
1.2	2.272	1.877	1.344
1.25	1.777	1.554	1.189
1.3	1.449	1.311	1.05
1.35	1.21	1.124	1
1.4	1.041	1	1
1.45	1	1	1

При обоснованно принятых значениях безразмерных параметров  $\theta/\omega$  и  $\varepsilon/\omega$  представляется возможным получить (с использованием приведенных выше формулы (4) или таблицы) значения динамических коэффициентов для пролетных строений различных систем из любых материалов.

Чтобы воспользоваться ними для какого-либо конкретного пролетного строения и конкретного транспортного средства, необходимо предварительно определить отношения  $\theta/\omega$  и  $\varepsilon/\omega$ . Уже отмечалось, что численное значение параметра  $\varepsilon/\omega$  следует принимать равным декременту колебаний для рассматриваемого пролетного строения.

Определение частоты  $\omega$  собственных колебаний балочных пролетных строений различных систем не вызывает трудностей, для их вычисления имеются известные готовые формулы.

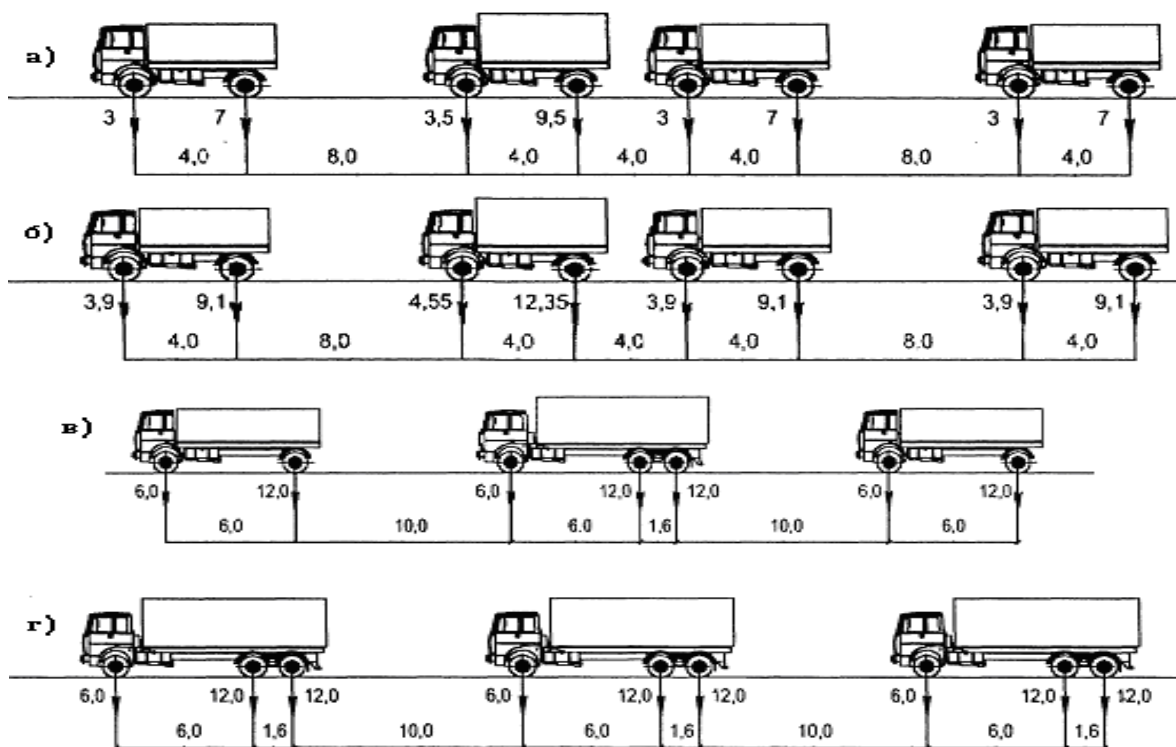
Для определения частоты  $\theta$  возбуждающей колебания нагрузки необходимы реальные данные о транспортных средствах, проезжающих по мостам: о массах и распределении их по осям, о жесткостных характеристиках рессор и колес автомобилей, о показателях неровности проезжей части мостов. Получение и обобщение этой информации позволит определить спектр  $\theta$ .

В итоге после получения точных численных значений безразмерных параметров для рассматриваемого конкретного случая представляется возможным вполне обоснованно определять значение динамического коэффициента по таблицам, аналогичным приведенной, или по графикам, построенным, по данным этих таблиц.

Особенно важно то, что эти таблицы и графики, в силу их автомодельности [2], будут пригодными для любых транспортных средств и пролетных строений как современных, так и перспективных.

Однако, для получения численного значения  $\theta$  необходима перечисленная выше информация о транспортных средствах. В действующих нормах на проектирование мостов этой информации о временных нагрузках нет. В полном объеме нужной информации о транспортных средствах не было и в предшествующих нормах на проектирование мостов.

Нормативные временные вертикальные нагрузки от подвижного состава на автомобильных дорогах изменяются во времени с тенденцией постоянного их возрастания. Их изменение в России за период с 1931 по 1962 год приведено на рис. 1.



*а – нормы 1931 г; б – нормы 1938 г; в – нормы 1953 г; г – нормы 1962 г*

*Рис. 1. К эволюции схем временных нагрузок для автодорожных и городских мостов*

В начале XX века в качестве временной нагрузки принимались колонны реальных автомобилей с устанавливаемыми между ними расстояниями и указанием положения осей автомобилей и нагрузок на них в тс.

На рис.1, а приведена нагрузка типа Н-10 с двухосными грузовиками общей массой 10 т, введенная в 1931 году. В её составе имелся один утяжеленный двухосный грузовик с общей массой 13 т.

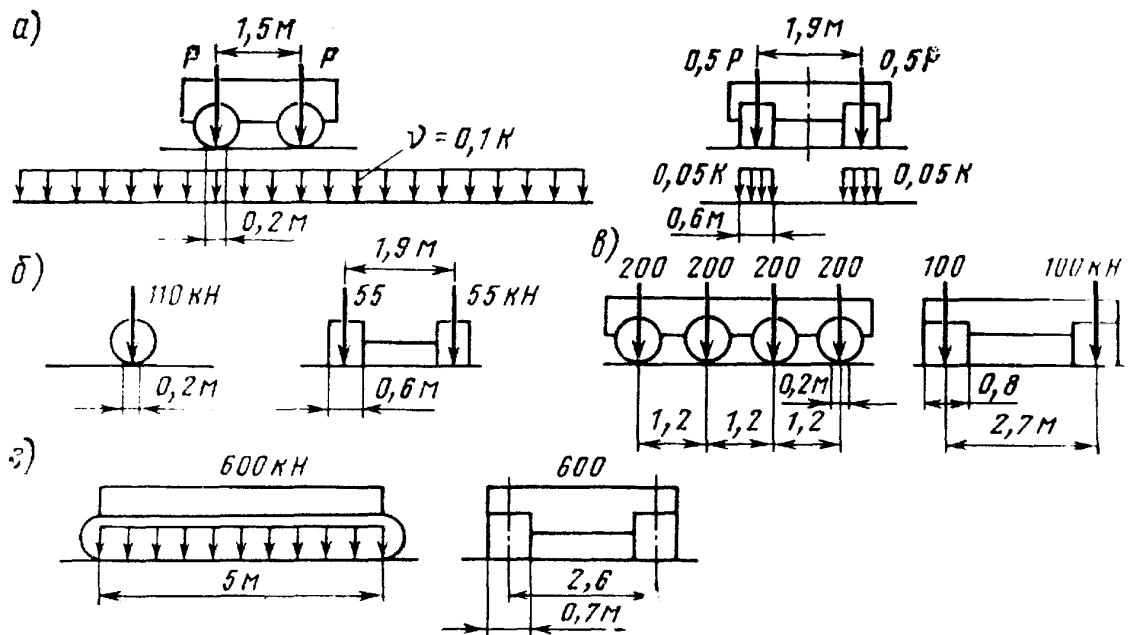
В 1938 г. возникла необходимость введения нагрузки Н-13 (рис. 1, б) из двухосных грузовиков общей массой 13 т с одним утяжеленным грузовиком массой 16,9 т. Кроме того, была введена гусеничная нагрузка НГ- 60, сохранившаяся до 2008 года.

В 1953 г. ввели нагрузку Н-18 (рис. 1, в) из двухосных грузовиков с общей массой 18 и с одним утяжеленным трехосным грузовиком массой 30 т. Одновременно была введена одиночная нагрузка НК-80, действовавшая до 2008 года.

В 1962 г. введена автомобильная нагрузка Н-30 (рис. 1, з) с трехосными грузовиками общей массой 30 т с сохранением одиночных колесной нагрузки НК-80 и гусеничной НГ-60.

С января 1986 г. при вводе в действие СНиП 2.05.-3-84 «Мосты и трубы» установлены временные нагрузки в виде условны полос нагрузки АК (рис 2, а), каждая из которых включала одну двухосную тележку с нагрузкой на ось  $P$ , равной  $9,81K$ , кН и равномерно распределенную нагрузку интенсивностью  $v$  (на обе колеи), равной  $0,98 K$ , кН/м.

Действующим по настоящее время СНиП 2.05.-3-84 «Мосты и трубы» класс нагрузки на мосты принят равным 11

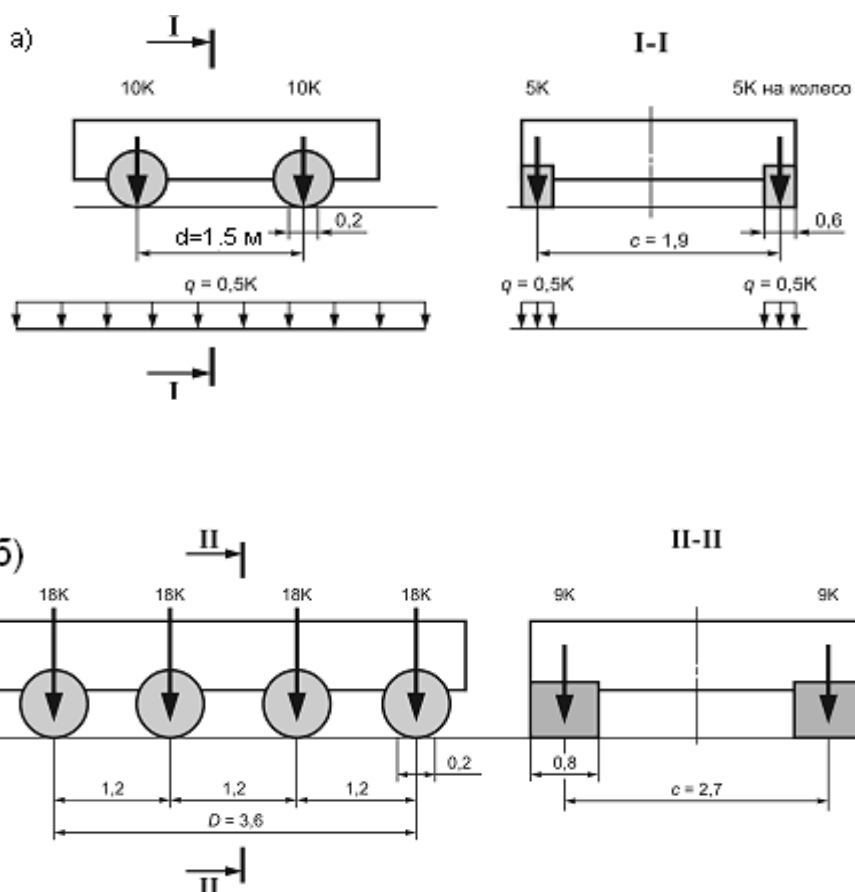


а – автомобильная нагрузка АК; б – одиночная ось для проверки элементов проезжей части; в – НК-80; г – НГ 60

Рис. 2. Современные схемы временных нагрузок для расчета автодорожных и городских мостов

В январе 2008 года национальным стандартом РФ ГОСТ Р52748-2007 в России введена новая нормативная нагрузка, общая для автомобильных дорог и мостовых сооружений на них. Применительно к мостовым сооружениям она содержит:

- а. нормативную нагрузку АК (рис. 2, а), включающую равномерно распределенную нагрузку интенсивностью  $K$  (кН/м) и одну двухосную тележку с нагрузкой на ось, равной  $10 K$  (кН),
- б. нормативную нагрузку НК (рис. 2, б) в виде одиночной четырехосной тележки с нагрузкой на каждую ось  $18 K$  (кН).



*а – нагрузка АК; б – тяжелая одиночная автомобильная нагрузка НК*

*Рис. 3. Схемы нормативных временных нагрузок для расчета мостовых сооружений, введенных национальным стандартом РФ ГОСТ Р 52748 -2007 в январе 2008 года*

Класс К для обеих нормативных нагрузок (АК и НК) для расчета стальных и железобетонных мостовых сооружений на дорогах всех категорий установлен равным 14, а для деревянных мостов – 11.

Национальным стандартом предусмотрена также необходимость проверки мостовых конструкций на воздействие сдвоенных нагрузок НК, устанавливаемых на расстоянии 12 м (между последней осью первой и передней осью второй нагрузки) с учетом понижающего коэффициента, равного 0,75.

Случаи воздействия новых нагрузок АК и НК и схемы загрузки ими пролетных строений остались такими же, какие были для прежних нагрузок АК и НК-80.

Следует отметить, что временные нагрузки типа АК оказались весьма удобными для проектировщиков, так как равномерно распределенной нагрузкой легче загружать линии влияния силовых факторов для разрезных и неразрезных пролетных строений.

Но следует также отметить, что установленные национальным стандартом РФ ГОСТ Р 52748-2007 новые нормативные нагрузки АК, как и предыдущие, являются весьма условными. Они получены на основе классификации воздействия разнообразных условных современных отечественных и зарубежных транспортных средств на пролетные строения

в широком диапазоне пролетов. Получаемый при этом максимальный класс нагрузки, строго соответствующий какому-то одному критическому пролету, распространен на весь возможный диапазон пролетов, и поэтому подчас с весьма большим запасом учитывает статическое действие учтенных при этом транспортных средств. В широком диапазоне пролетов этот запас может перекрывать и влияние динамического воздействия. Но запас этот остается неизвестным для всех пролетов.

Для определения истинного значения динамического коэффициента, как это было уже отмечено выше, требуется информация для определения частоты изменения нагрузки, создаваемой разными видами транспортных средств.

Отсутствие в нормах на временные нагрузки этой информации не дает возможности вычислить значение динамического коэффициента по приведенной выше формуле (4). Кроме того, и это очень важно, отсутствие указанной информации в нормах не дает возможности выполнять строгие исследования динамического взаимодействия транспортных средств и пролетных строений с использованием современных вычислительных средств, так как не представляется возможным строго записать правую часть дифференциальных уравнений.

Для получения значений расчетных нагрузок необходимо иметь и научно обоснованные значения коэффициентов надежности для установленных национальным стандартом нормативных нагрузок. Численные значения этих коэффициентов, имеющиеся в действующем СНиП, вызывают вопросы. При разработке новой редакции СНиП 2.05.03-84\*\* эти вопросы должны быть сняты.

Далее рассмотрим проблему определения исчерпанного и остаточного ресурсов пролетных строений автодорожных мостов от воздействия прежних, существующих и перспективных транспортных средств и методически тесно связанной с ней проблеме расчета пролетных строений мостов на выносливость.

Следует иметь в виду, что пролетные строения автодорожных мостов, которые будут запроектированы под новые весьма условные нагрузки, будут работать под воздействием реальных и разнообразных нагрузок, что будет вызывать в элементах пролетных строений реальный размах напряжений, оказывающий влияние на выносливость сооружения, на исчерпание ресурса моста и его работоспособность во времени, то есть на срок службы моста.

Расчеты на выносливость пролетных строений и определение их исчерпанных и остаточных ресурсов на основе линейной теории накопления повреждений могут давать удовлетворительные результаты только в случае, если при расчетах будут использоваться расчетные нагрузки, весьма близкие к реально проходящим по мостам. В идеале это должен быть поезд транспортных средств, состоящий из особо тяжелых, тяжелых, средних и легких нагрузок. Каждый вид этих нагрузок вызывает в пролетных строениях различный уровень напряженного состояния, что определяет разную интенсивность израсходования ими ресурса мостов. В связи с этим важно также для разных периодов времени эксплуатации мостов определить скорости движения этого поезда транспортных средств по мостам и процентное содержание в нем транспортных средств различной интенсивности воздействия.

Наличие такой информации в нормах проектирования мостов позволило бы выполнять ориентировочные расчеты выносливости мостов, а также определять исчерпанные и остаточные их ресурсы при условии использования удовлетворительных по достоверности усталостных кривых для мостового сооружения.



В заключение отметим, что на автомобильных дорогах и автодорожных мостах реально обращаются одинаковые нагрузки, поэтому введение в нормы временных нагрузок, в большей мере адекватных их реальному статическому и динамическому воздействию, важно не только для расчета мостов, но в равной мере и для расчета дорог, поскольку расчет образования колеи на дорогах может быть надежно выполнен только с учетом воздействия реальной нагрузки.

### **Литература**

1. С.П. Тимошенко. Колебания в инженерном деле. Государственное издательство физико-математической литературы. 1959 г., 439 стр.
2. Л.И. Седов. Методы подобия и размерности в механике. Главная редакция физико-математической литературы изд-ва «Наука». 1967 г., 428 стр.