

ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ НАГРУЗКИ LM1 ПО ЕВРОКОДУ 1 В УСЛОВИЯХ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Гусев Д.Е., канд. техн. наук

ООО «ЭКОМОСТ»

(г. Минск, Республика Беларусь)

После введения в 2010 г. в Республике Беларусь Еврокодов, встала проблема применения приведенных в нем транспортных нагрузок при проектировании новых сооружений мостового типа.

Национальным приложением к ТКП EN 1991-2 определено, что в качестве нагрузки LM3 допускается применение нагрузки A14 для сооружений, не входящих в систему трансъевропейских транспортных коридоров 2 и 9. Однако, нагрузка A14 не совсем подходит под определение нагрузки LM3, которое предусматривает совокупность осевых нагрузок, представляющих специальные транспортные средства, которые могут перемещаться по маршрутам, разрешенным для сверхнормативных нагрузок. Под это определение подходят нагрузки типа НК 112 и АБ по СНиП 2.05.03-84*, но никак не нагрузка АК, которая имеет в своем составе равномерно-распределенную часть и предназначена для проектирования мостов на дорогах общего пользования.

Еврокодом предлагается ранжировать величину весовых параметров нагрузки LM1 путем применения понижающих коэффициентов α не менее 0,8 в зависимости от напряженности движения по магистралям. В условиях Беларуси более правильным было бы ввести данные коэффициенты в зависимости от категории дороги и привести их в п.4.3.2 Еврокода, а нагрузку АК на территории Беларуси отменить. Это позволило бы избежать путаницы и неопределенности в применении временных нагрузок при проектировании новых мостов. Более того, Еврокодом негласно допускается

применение коэффициентов α и менее 0,8, который можно было бы применить на дорогах низких категорий, однако в этом случае движение по данным мостам должно быть ограничено знаками.

Нагрузка НК 112 в одном из пунктов национального приложения допускается как одна из схем LM3, но в ТКП EN 1991-2 (приложение А) имеется набор из 8 специальных средств класса от 600/15 до 3600/240. В национальном приложении достаточно было бы лишь установить, на каких категориях дорог необходимо принятие того или иного класса.

Использование нагрузок АК и НК112 может быть оправдано только в период адаптации Еврокодов в Беларуси.

Исследуем степень изменения усилий от нагрузки LM1 по сравнению с нагрузками по СНиП 2.05.03-84. Нагрузка LM1 представляет собой систему из тандемов (TS) и полос равномерно распределенной по площади нагрузки (UDL). Очевидно, что весовые параметры значительно превосходят нагрузку A14 введенную в Республике Беларусь изменениями № 3 к СНиП 2.05.03-84*. Однако, превышение значений усилий от нагрузки LM1 по сравнению с A14 для каждого сооружения может быть разным. Параметры и правила установки нагрузки LM1 приводятся в ТКП 1991 (часть 2), а частные коэффициенты для временных и постоянных нагрузок – в СТБ EN 1990 (в применении к мостам – изменение № 1, приложение А).

Однозначно сравнить нормативные значения усилий от временных нагрузок LM1 и A14 не представляется возможным, так как в весовых параметрах нагрузки LM1 уже учтено динамическое дополнение, которое влияет на величину нормативных усилий. Динамический же коэффициент для нагрузки A14 учитывается только при определении расчетных усилий по первой группе предельных состояний. Поэтому, произведем сравнение только расчетных значений от временных нагрузок. Более того, доля составляющей от временной подвижной нагрузки LM1 зависит от варианта сочетания временных и постоянных нагрузок, которое регламентируется поправочными коэффициентами ξ и ψ . Поэтому полноценное сравнение воздействия временных нагрузок без учета влияния постоянной нагрузки будет некорректным.

Проанализируем степень воздействия нагрузки LM1 в сравнении с нагрузкой A14 на примере двух типов сооружений. В качестве первого типа выбрано разрезное балочное пролетное строение длиной 6 м выполненное из сборных плит на шпоночном стыке. Второй тип – пролетное строение из преднапряженных двутавровых

балок пролетом 33 м. Для обоих типов исследовались варианты мостов с габаритом ездового полотна шириной 8 м при двухполосном движении с двумя тротуарами шириной по 1 м и вариант с габаритом 16,5 м для четырех полос движения с двумя тротуарами шириной по 3 м. Конструкция мостового полотна принята типичной для установившейся на сегодняшний момент практики проектирования в Республике Беларусь. В качестве расчетных во всех вариантах выбраны крайняя и наиболее загруженная средняя балки.

В качестве постоянной нагрузки в обоих расчетах применена нагрузка от собственного веса конструкций и нагрузка от стандартной конструкции мостового полотна толщиной 15 см. Расчет для вариантов с узким габаритом выполнен как для моста на дорогах общего пользования, а для вариантов с широким габаритом – как для городского моста. Коэффициенты надежности для определения усилий от элементов постоянной нагрузки приняты по СНиП 2.05.03-84* при расчете совместно с нагрузкой А14. Частный коэффициент безопасности для всех постоянных нагрузок при учете их совместно с нагрузкой LM1 принят в соответствии с таблицей А.2.4(В) дополнения № 1 к СТБ ЕН 1990. Понижающие коэффициенты α для параметров нагрузки LM1 не вводились, так как ранжирование его в существующей версии национального приложения отсутствует.

В качестве усилия принят изгибающий момент в середине пролета балок, так как в большинстве случаев именно это усилие и в этом сечении является определяющим для грузоподъемности пролетного строения в целом.

Результаты сравнительного расчета приведены в таблице 1 и на рис. 1.

Таблица 1

Расчетные изгибающие моменты (КН м) в середине пролета
главных балок (плит), определенных по СНиП 2.05.03-84*
и ТКП EN 1991-2 и СТБ EN 1990

Нагрузка или сочетание		Плитное пролетное строение длиной 6м				Балочное пролетное строение длиной 33м			
		габарит 8м		габарит 16.5м		габарит 8м		габарит 16.5м	
		крайняя	промеж.	крайняя	промеж.	крайняя	промеж.	крайняя	промеж.
СНиП 2.05.03- 84*	Посто янная	56	45	78	47	4840	4330	580 0	4330
	A14	117	184	56	220	2460	2770	132 0	2640
	Сумма	173	229	134	267	7300	7100	712 0	6970
ТКП EN 1991-2 СТБ 1990	Пос- тоянна я	65	51	92	48	5697	4955	634 5	4590
	LM1	183	256	101	250	4960	5100	266 0	5200
	Сумма по форму ле 6.10	249	307	192	298	10657	1005 5	900 5	9790
	Сумма по форму ле 6.10a	239	299	179	290	9802	9311	805 3	9102
	Сумма по форму ле 6.10б	197	234	164	226	8757	8101	798 6	7798

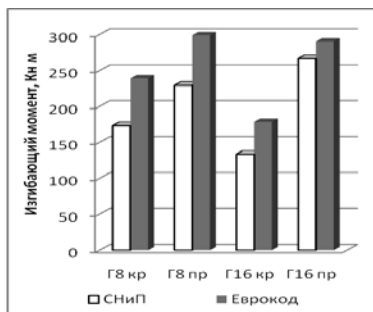
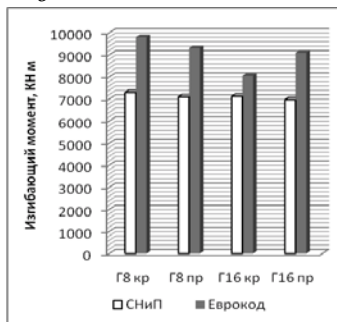
а*б*

Рис. 1. Диаграммы сравнения изгибающих моментов в середине пролетов главных балок (плит) пролетных строений, вычисленных по нормам СНиП 2.05.03-84* и ТКП EN 1991-2; *а* - для плитных пролетных строений длиной 6 м, *б* – для балочных пролетных строений длиной 33 м

Для удобства анализа построена диаграмма (рис. 2), на которой показано превышение расчетных значений усилий в главных балках (плитах) по Еврокоду в сравнении с максимальной расчетной нагрузкой, полученной по СНиП 2.05.03-84*.

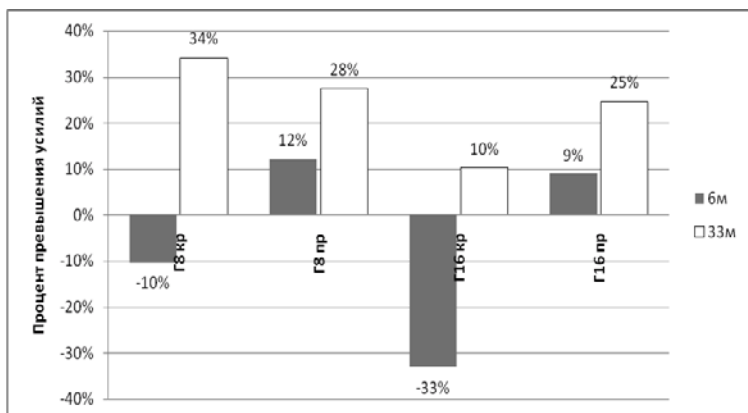


Рис. 2. Диаграмма, показывающая превышение усилий в главных балках (плит) пролетных строений, вычисленных по нормам ТКП EN 1991-2 в сравнении с максимальными усилиями определенными по СНиП 2.05.03-84*

Для пролета длиной 6 м в качестве наиболее загруженной плиты принята промежуточная плита на широком габарите, а для пролета длиной 33 м – крайняя балка на узком габарите. Эти значения с некоторым запасом условно можно принять за предельные, на которые должны быть запроектированы типовые конструкции по СНиП 2.05.03-84*.

Из анализа полученных результатов видно, что для пролетных строений длиной 6 м превышение расчетных усилий определенных по Еврокоду не превышает более чем на 12 % предельные усилия, определенные по СНиП 2.05.03-84* от нагрузки А14 в сочетании с постоянной нагрузкой. При этом усилия в крайних плитах для узких и широких мостов от нагрузок по Еврокоду оказались даже ниже предельных значений. Для пролетов длиной 33 м превышение усилий составит для широких габаритов – 25 %, для узких – 34 %.

Возможные решения для повышения несущей способности железобетонных балочных пролетных строений мостов запроектированных на нагрузку А14 до уровня нагрузки LM1 могут быть основаны на трех вариантах. В первом варианте усиление достигается за счет изменения компоновочной схемы поперечного сечения пролетного строения (уменьшение шага балок, применение разного шага балок). Во втором варианте необходимое усиление может быть достигнуто за счет применения накладной монолитной железобетонной плиты включенной в совместную работу с существующими типовыми балками. Третий вариант – переработка существующих пролетных строений и изменение их конструкции и (или) армирования. Для того, чтобы эти изменения были минимальными необходимо для существующих опалубочных форм подобрать новое армирование, а в случае недостаточности данного шага – увеличить высоту сечения балок.

Учитывая вышесказанное, можно предположить, что увеличение стоимости строительства сооружений, вызванное переходом на нагрузки по ТКП EN 1990-2 не превысит 15 %, а в некоторых случаях увеличения стоимости вообще не произойдет. Все зависит от конкретной категории автодороги, компетентности проектировщиков и оптимальности запроектированной конструкции.

Литература

1. Мосты и трубы : СНиП 2.05.03-84. – Москва : Госстрой СССР: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 200 с.
2. Основы проектирования несущих конструкций : СТБ ЕН 1990-2007. Еврокод. – Минск: Госстандарт, 2008. – 54 с.
3. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 2. Транспортные нагрузки на мосты: ТКП ЕН 1991-2-2009. – Минск : Минстройархитектуры, 2010. – 147 с.

УДК 624. 21.012

НЕКОТОРЫЕ РЕЗЕРВЫ ДЛЯ ПОВЫШЕНИЯ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

**Зиневич С.И., канд. техн. наук, доцент,
Гурбо Н.М., канд. техн. наук, доцент,
Леонович И.И., д-р техн. наук, профессор,
Венцкович В.Б., Соболевская С.Н.**

Белорусский национальный технический университет

(г. Минск, Республика Беларусь)

Введение

Вопросы долговечности железобетонных конструкций, в том числе и транспортных сооружений к которым относятся мосты, эстакады, водопропускные трубы, подпорные стенки и другие сооружения, возводимые на автомобильных дорогах, очень важны. Ежегодное коррозионное разрушение приводит к безвозвратной потере до 2 % железобетона от общего объема его производства [1]. Железобетон, как известно, сложно ремонтировать и, следовательно, ремонтные работы имеют большую стоимость.

Долговечность транспортных сооружений закладывается на стадии проектирования и строительства. Вместе с тем, большое значение на срок их службы имеют работы по содержанию и текущему ремонту, проводимые в период эксплуатации сооружения. Степень влияния таких работ на долговечность в рамках имеющего финансирования, зависит от правильного их планирования. Иными словами, оптимизация планирования работ по содержанию и текущему ремонту может