

И. Г. ГАНИЕВ (Джизакский политехнический институт, Узбекистан)

## РЕЗУЛЬТАТЫ ОБСЛЕДОВАНИЯ И ИСПЫТАНИЯ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

Статтю присвячено результатам обстеження і випробування залізничних мостів Державно-акціонерної залізничної компанії «Узбекистон темир йуллари» («Узбецькі залізниці»). Вказано, що в існуючих нормах по визначенню вантажопідйомності мостів рекомендації по обліку впливу накопиченого прогину до моменту технічної діагностики прогонових будов на вантажопідйомність відсутні. Автор указує на необхідність розробки методу визначення зносу прогонових будов по обмеженню залишкового прогину в плитах проїзної частини.

Статья посвящена результатам обследования и испытания железнодорожных мостов Государственно-акционерной железнодорожной компании «Узбекистон темир йуллари» («Узбекские железные дороги»). Указано, что в существующих нормах по определению грузоподъемности мостов рекомендации по учету влияния накопленного прогиба к моменту технической диагностики пролетных строений на грузоподъемность отсутствуют. Автор указывает на необходимость разработки метода определения износа пролетных строений по ограничению остаточного прогиба в плитах проезжей части.

The article is devoted to the survey and testing of railway bridges by the State Joint-Stock Railway Company «Uzbekiston Temir Yollari» («Uzbekistan Railways»). It is stated that in the existing rules on determination of the capacity of bridges the recommendations on taking into account the cumulative deflection to the moment of technical diagnostics of spans on the bridge capacity are absent. The author states on the need to develop a method for determining the wear of spans on restriction of the residual deflection in the bridge floor slabs.

За годы независимости в Узбекистане сделаны достаточно весомые шаги по формированию единой сети железных дорог – сданы в эксплуатацию железнодорожные линии Навои – Учкудук – Нукус, Ташгузар – Бойсун – Кумкурган, электрифицированы линии Ташкент – Самарканд, Ташкент – Ходжикент, продолжается электрификация линии Тукимачи – Ангрен, построен совмещенный железнодорожно-автомобильный мост через реку Амударья, организовано движение скоростных поездов повышенной комфортности «Регистан» (Ташкент – Самарканд), «Шарк» (Ташкент – Бухара) и «Насаф» (Ташкент – Карши). Общая протяженность сети железных дорог составляет более 6020 км, в том числе общего пользования – 4230 км, двухпутных участков – 392 км, однопутных – 3838 км, электрифицированных участков – 589 км и ведомственных железнодорожных путей – 1790 км. Доля железных дорог в общем объеме грузооборота всех видов транспорта составляет 54 %, в пассажирообороте – 4,2 %. В 2008 г. размеры отправления грузов на железных дорогах достигли 62,9 млн тонн, грузооборот – 23,5 млрд. т-км. К 2013 г. объем погрузки грузов с учетом ее оптимального роста превысит 74 млн тонн, грузооборот – 26,6 млрд т-км. В 2008 г. перевезено 14,2 млн

пассажиров. К 2013 году объем пассажирооборота вырастет на 15,4 % [1].

Особое внимание уделяется дальнейшему развитию железнодорожных коммуникаций, на модернизацию которых намечено направить в 2010 г. более 105 млн долл. США. Завершаются строительства, включая объекты инфраструктуры, железнодорожной линии Ташгузар – Бойсун – Кумкурган, продолжается строительство электрифицированных железнодорожных линий Янгиер – Джизак и Янгиер – Фархад [2]. Но, несмотря на рост строительства новых железных дорог, до сегодняшнего дня не удается полностью избавиться от аварийных мостов, большой процент сооружений имеет недопустимый износ и продолжает оставаться в неудовлетворительном состоянии.

В существующих нормах по определению грузоподъемности мостов рекомендации по учету влияния накопленного прогиба к моменту технической диагностики пролетных строений на грузоподъемность отсутствуют.

Как показано в работах [3–6], накопление значительных остаточных прогибов может являться одним из признаков снижения грузоподъемности пролетных строений.

Цель расчета прогибов железобетонных пролетных строений состоит в ограничении деформаций до допускаемых пределов  $f \leq f_u$ ,

где  $f$  – прогиб от нормативных нагрузок;  $f_u$  – допустимый нормами предельный прогиб.

Предельные прогибы для железобетонных конструкций установлены нормами с учетом технологических, конструктивных и эстетических требований. Для конструкций, не предусмотренных в указанных нормах, допустимые прогибы не должны превышать  $1/150$  длины пролета и  $1/75$  вылета консоли. Кроме этого, для пролетных строений мостов по нормам [7–10] установлены предельные упругие прогибы из условия обеспечения плавности движения транспортных средств.

При этом вертикальные упругие прогибы пролетных строений, вычисленные при действии подвижной временной вертикальной нагрузки (при  $\gamma_f = 1$  и динамическом коэффициенте  $1 + \mu = 1$ ) не должны превышать: для железнодорожных мостов –  $\frac{1}{800 - 1,25\ell} \ell$ , но не

более  $\frac{1}{600} \ell$ ; для городских и автодорожных мостов с балочными пролетными строениями –  $\frac{1}{400} \ell$ , где  $\ell$  – расчетный пролет, м.

Для балочных железнодорожных пролетных строений мостов предусматривается строительный подъем по плавной кривой, стрела которой после учета деформаций от постоянной нагрузки равна 40 % упругого прогиба пролетного строения от подвижной временной вертикальной нагрузки ( $\gamma_f = 1$ ;  $1 + \mu = 1$ ).

Для автодорожных и городских мостов строительный подъем и очертание профиля железобетонных пролетных строений предусматриваются так, чтобы после проявления деформаций от ползучести и усадки бетона углы перелома продольного профиля по осям полос движения в местах сопряжения пролетных строений между собой и при отсутствии на мосту подвижной временной вертикальной нагрузки не превышали 8 ‰ при расчетной скорости 150...100 км/час и 17 ‰ при скорости 40 км/час; при загрузке моста подвижной временной вертикальной нагрузкой по осям полос движения – 24 ‰ для нагрузки АК и 13 ‰ для нагрузок НК800 и НГ600.

Как видно из приведенных данных, к деформациям конструкций в стадии проектирования предъявляются довольно жесткие требования.

В работе [11] исследовано влияние остаточного прогиба главных балок на эксплуатацион-

ную надежность. По полученным результатам разработаны рекомендации по учету вышеотмеченного в расчетах грузоподъемности автодорожных мостов [12, 13]. До настоящего времени отсутствуют подобные предложения для железнодорожных пролетных строений.

Для решения поставленных задач автором обработаны результаты обследования и испытания железнодорожных мостов.

В испытаниях железнодорожных пролетных строений общего назначения (табл. 1) использовалась обращающаяся нагрузка 2ТЭ10 и 6-осные думпкары и 8-осные нефтеналивные вагоны с нагрузкой на ось 34 тс.

Результаты анализа данных табл. 1 показывают, что остаточный прогиб главных балок после 50...90 лет эксплуатации доходит до 3,5 см, что значительно меньше допустимых 10,5 см. Максимальные упругие прогибы от испытательной железнодорожной нагрузки 1,6 см значительно меньше допустимых величин

$$\frac{1}{800 - 1,25\ell} \ell = \frac{1}{800 - 1,25 \cdot 15,8} 15,8 = 2,0 \text{ см.}$$

Отмеченное показывает, что железнодорожные пролетные строения запроектированы со значительными запасами жесткости за счет повышенной высоты главных балок. В пролетных строениях моста, построенного в 1915 году, остаточные и упругие прогибы не превышают допустимых величин.

Обследования показали, что в пролетных строениях в наихудшем состоянии находятся внешние консоли крайних балок (табл. 2).

Установлено, что основными причинами развития недопустимых прогибов консоли плиты являются постоянное увеличение нагрузок на консоль плиты и потеря прочности бетона в результате попадания влаги в плиту из-за неисправности водоотводных устройств.

Прогибы внешней консоли главной балки моста на железнодорожной линии Наманган – Андижан доходят до 8 см, что существенно превышает допустимые (рис. 1). Из-за чрезмерного развития прогибов в растянутой зоне бетона появились трещины с раскрытием до 0,7 мм.

Остаточные прогибы консоли во многих случаях превышают рекомендуемые нормами  $\frac{1}{75} \ell$ , где  $\ell$  – длина вылета консоли.

Установлено, что главной причиной этого является постоянное наращивание борта балластного корыта и увеличение толщины балласт-

ного слоя в процессе эксплуатации. В работах [14, 15, 16] приводятся результаты обследования ряда эксплуатируемых пролетных строений, где толщина балластного слоя под шпалой доходила до 120 см, а высоту борта балластной призмы наращивали до 100 см.

Полученные результаты вызывают необходимость разработки метода определения износа пролетных строений по ограничению остаточного прогиба в плитах проезжей части.

Таблица 1

**Результаты определения прогибов элементов железобетонных пролетных строений**

№ п/п	Место расположения сооружений, схема	Год строительства	Номер пролета/балки	Значение прогибов, см				Значения прогибов консоли, см
				Накопленные без временной нагрузки	При воздействии испытательной стационарной нагрузки	При скорости движения временной нагрузки 60 км/час	Суммарное значение прогибов	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Железнодорожная линия Хаваст – Коканд, мост 3178 км 3×16,5 м	1962	1/1	3,7	1,4	1,7	5,4	1,2
			1/2	3,7	1,5	1,7	5,4	1,7
			2/1	2,4	1,1	1,3	3,7	1,6
			2/2	2,9	1,6	1,8	4,7	2,0
2	Железнодорожная линия Алмалык – Свинцовая (АГМК), путепровод 2×16,5	1969	1/1	3,0	0,7	0,8	3,8	1,0
			1/2	2,9	0,9	0,9	3,8	0,4
			2/1	3,5	1,1	1,4	4,9	1,3
			2/2	3,3	1,0	1,4	4,7	1,2
3	Железнодорожная линия Ташкент – Ходжикент, мост 3×11 м	1950	1/2	0,7	0,5	0,5	1,2	2,5
			2/3	-	0,7	0,8	0,7	2,1
			3/4	-	0,6	0,7	0,6	2,0
4	Железнодорожная подъездная дорога «Шуртангаз», путепровод 4×16,5 м	1971	1/1	2,5	0,8	0,8	3,3	0,7
			1/2	2,9	1,0	1,2	4,1	0,1
			2/1	3,2	1,3	1,2	4,4	0,8
			2/2	3,1	1,4	1,4	4,5	1,1
			4/1	3,0	1,7	1,9	4,9	0,9
4/2	3,4	1,8	1,8	5,2	0,9			
5	Железнодорожная линия Наманган – Андижан 94+0,35 км, мост через р. Тешик-Таш-Сай 10,58+18,6+10,58	1915	1/1	2,1	0,9	0,9	3,0	8,0
			1/2	2,6	0,8	0,8	3,4	7,8
			2/1	-	1,1	1,1	1,1	6,0
			2/2	-	1,0	1,0	1,0	6,5
			3/1	2,0	1,1	1,2	3,2	6,0
3/2	1,8	0,8	0,9	2,7	6,9			
6	Железнодорожная линия Андижан-Ош, мост 2,0+9,0+19,0+9,0	1915	2/1	2,0	0,7	0,8	2,8	2,7
			2/2	1,8	0,7	0,8	2,5	2,0
			3/1	-	0,9	1,2	1,2	2,5
			3/2	-	1,1	1,3	1,3	2,3
			4/1	1,0	0,9	1,0	2,0	2,1
4/2	1,2	1,0	1,1	2,3	2,4			

## Сравнение фактических прогибов консоли плиты главных балок с допустимыми

№ п/п	Место расположения	№ пролета/балки	Прогибы консоли плиты	
			фактические	допустимые
1	Железнодорожная линия Алмалык – Свинцовая, путепровод 2×16,5	1/1	1,0	1,4
		1/2	0,4	1,4
		2/1	1,3	1,4
		2/2	1,2	1,4
2	Железнодорожная подъездная дорога «Шуртангаз», путепровод 4×16,5	1/1	0,7	0,9
		1/2	0,1	0,9
		2/1	0,8	0,9
		2/2	1,1	0,9
		4/1	0,9	0,9
		4/2	0,9	0,9
3	Железнодорожная линия Наманган – Андижан 94+035 км, мост через р. Тешик Таш-Сай 10,58+18,6++10,58	1/1	8,0	1,2
		1/2	7,8	1,2
		2/1	6,0	1,2
		2/2	6,5	1,2
		3/1	6,0	1,2
		3/2	6,9	1,2
4	Железнодорожная линия Андижан – Ош, мост 2,0+9,0+19,0++9,0	2/1	2,7	1,2
		2/2	2,0	1,2
		3/1	2,5	1,2
		3/2	2,3	1,2
		4/1	2,1	1,2
		4/2	2,4	1,2



Рис. 1. Железобетонный мост через р. Чартаксай.  
Выщелачивание бетона и коррозия арматуры в плите проезжей части



Рис. 1 (окончание)

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ахмедов, Ч. М. Грузоподъемность железобетонных пролетных строений с учетом трещин [Текст] / Ч. М. Ахмедов // Проблемы механики. – Ташкент, 2002. – № 3. – С. 48-50.
2. Богданов, Н. Н. Установление режима эксплуатации старых железобетонных мостов [Текст] / Н. Н. Богданов, И. А. Сильницкий // Грузоподъемность эксплуатируемых балочных железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов: сб. науч. тр. / ЛИИЖТ. – 1973. – Вып. 356. – С. 87-96.
3. Бондаренко, В. М. Надежность строительных конструкций и мостов [Текст] / В. М. Бондаренко, Л. И. Иосилевский, В. П. Чирков – М.: Изд-во акад. архитектуры и стр. наук, 1996. – 220 с.
4. Брик, А. Л. Эксплуатация искусственных сооружений на железных дорогах [Текст] / А. Л. Брик, В. Г. Давыдов, В. Н. Савельев. – М.: Транспорт, 1990. – 232 с.
5. Методика расчетного прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов [Текст] / ГП РосдорНИИ. – М.: ПО «Верстка», 2001. – 128 с.
6. Методические указания по оценке технического состояния и определению износа искусственных сооружений железных дорог [Текст] / МПС, Гипротранстрой. – М., 1971. – 17 с.
7. Положение по оценке состояния и содержания искусственных сооружений на железных дорогах [Текст] / Главное управление пути МПС. – М.: Транспорт, 1991. – 28 с.
8. Руководство по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов [Текст]. – М.: Транспорт, 1989. – 125 с.
9. Власов, Г. М., К определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений [Текст] / Г. М. Власов, С. А. Бокарев, А. Н. Яшнов // Строительство и архитектура: изв. вузов. – 1988. – № 2. – С. 93-97.
10. Инструкция по диагностике мостовых сооружений на автомобильных дорогах [Текст] // ФДД Минтранса России. – М.: Информавтодор, 1996. – 150 с.
11. Инструкция по определению грузоподъемности железобетонных балочных пролетных строений автодорожных мостов [Текст]: ВСН 32-78. – М.: Транспорт, 1979. – 141 с.
12. Мамажанов, Р. К. Результаты обследования и испытания железобетонных мостов, эксплуатируемых в условиях Средней Азии [Текст] / под ред. В. Г. Орлова // Эксплуатационная надежность искусственных сооружений. – М., 1988. – С. 73-76.
13. Исследование состояния несущей способности железобетонных пролетных строений мостов, эксплуатируемых в условиях Средней Азии [Текст] : отчет о НИР (ДСП) / ТашИИТ, № Г.Р. 01870061772; инв. № 02880031740. – Ташкент, 1987. – 232 с.
14. Результаты обследования и оценки грузоподъемности старых железобетонных мостов [Текст] / Г. М. Власов и др. // Тр. НИИЖТа. – 1984. – С. 5-12.

Поступила в редколлегию 22.03.2010.  
Принята к печати 02.04.2010.