

**ИСПЫТАНИЕ МОСТА ЧЕРЕЗ РЕКУ НАРЫН
НА 318 КМ АВТОМОБИЛЬНОЙ ДОРОГИ БИШКЕК-ОШ
ДЛЯ ПЕРЕВОЗКИ СВЕРХНОРМАТИВНОГО ГРУЗА**

**TEST OF THE BRIDGE THROUGH THE RIVER NARYN
ON 318 KM HIGHWAYS BISHKEK-OSH
FOR TRANSPORTATION OF EXCESS FREIGHT**

Макалада Камбар-Ата-2 ГЭСине нормадан жогорку жүктү жеткирүү үчүн Бишкек-Ош автомобиль жолунун 318 кмдеги Нарын дарыясы аркылуу өткөн көпүрөнү изилдөөнүн жана текшерүүнүн жыйынтыктары камтылган.

Ачкыч сөздөр: көпүрөлөр, түркүктөр, түркүктүн бөлүктөрү, прогибомер, осциллограф, бетондун классы, катуулук.

В статье приведены результаты обследования и испытания моста через реку Нарын на 318 км автомобильной дороги Бишкек-Ош для перевозки сверхнормативного груза общим весом 129 т на ГЭС Камбар-Ата-2.

Ключевые слова: пролетные строения, опоры, опорные части, прогибомер, осциллограф, класс бетона, жесткость.

Results of inspection and testing of bridge through the river Naryn on 318 km on highway Bishkek-Osh, for transportation of cargo above permitted standard in gross weight 129t on Hydroelectric power station Kambar-Ata 2.

Keywords: span structures, supports, bearings, deflector, oscilloscope, concrete class rigidity.

Испытание моста через реку Нарын на 318км автодороги Бишкек – Ош произведена авторами этой статьи.

Цель испытания – определение грузоподъемности моста для перевозки по мосту рабочего колеса для ГЭС Камбар-Ата-2, общим весом вместе с трейлером и тягачом 129 т.

Для решения поставленной цели были решены следующие задачи:

- 1) визуальное обследование моста;
- 2) статическое испытание моста;
- 3) динамическое испытание моста;
- 4) выводы и техническое заключение.

При обследовании моста выполнялись требования СНиП 3.06.07-86 [1].

Обследование проведено после усиления и уширения моста в 2000-2001 гг.

Общий вид и конструкции моста показаны на рис.1. Мост шестипролетный, разрезные пролетные строения из железобетона, длина моста 206,8 м.

Береговые пролеты длиной 16,76м - балки таврового сечения из обычного железобетона.

Промежуточные пролеты длиной 43,2 м - балки таврового сечения из составных блоков, натянутые из предварительно напряженной арматуры В-II.

Габарит моста - 9 м с двумя служебными проходами по 1,0 м.

По краям проезжей части моста на плите усиления с обеих сторон установлено бордюрное ограждение высотой 40 см и шириной 25 см. По верху бордюра предусмотрены закладные детали для крепления стоек, выполненных из спаренных швеллеров, к которым крепится металлическое бордюрное ограждение на накладных болтах (планки).

По верху стоек устраивается поручень из трубы 76x4мм и ниже привариваются стержни диаметром 25 мм.

Фундаменты береговых опор монолитные на естественном основании, промежуточные опоры - на опускных колодцах. Тело опор сборное, железобетонное, армированное предварительно напряженной арматурой - пучками высокопрочной проволоки В-П.

Схема моста 16,76+4·43,2+16,76, береговые пролетные строения моста из Т-образных балок по 5 шт. в каждом пролете, промежуточные пролетные балки из таврового сечения из составных блоков, предварительно напряженных высокопрочной проволокой ВП. Количество балок по 4 шт. в каждом промежуточном пролете.

По проекту должен быть деформационный шов в каждом пролете балок, расположенный в уровне плиты проезжей части шириной от 60 до 70мм. В момент обследования деформационные швы отсутствуют.

Опорные части береговых пролетов – тангенциального типа, у промежуточных опор - валковые и тангенциальные. Под каждой балкой по две опорные части (подвижные и неподвижные) расположены симметрично к поперечной оси главной балки. Температурное перемещение пролетного строения обеспечивается качением подвижной опорной части относительно опоры. Применение такой конструкции опорной части обеспечивает сейсмостойкость моста за счет сейсмоизоляции моста в целом при продольном горизонтальном сейсмическом воздействии во время землетрясения.



а)



б)



в)

г)

Рис.1. Общий вид и конструкции моста:

- а) общий вид моста, б) промежуточная опора и пролетное строение снизу, в) общий вид опоры и опорной части в первой опоре, г) общий вид опоры и опорной части

в третьей опоре

Район расположения моста относится к сейсмически опасным районам. Сейсмостойкость района, где расположен мост, 9 баллов, категория грунта II по сейсмическим свойствам [2]. Мост эксплуатируется с 1975г. Перильные ограждения проезжей части с бордюром высотой 1,250м. Покрытие моста асфальтобетонное, ширина проезжей части 9 метров, ширина служебных проходов 1,0м.

Береговые пролетные строения моста состоят из пяти главных балок, а промежуточные - из четырех балок таврового сечения. Балки работают на пролете совместно, так как они объединены в плите. На береговых пролетных строениях происходят выщелачивание и коррозия бетона с оголением арматуры в некоторых местах, есть вертикальные и наклонные трещины от 0,1 до 0,25мм. При выполнении усиления моста производилось сверление плит \varnothing 40мм для анкеровки плиты усиления и были разрушены части плит, видны арматуры плит. В балках береговых пролетов, особенно у крайних балок, видны микротрещины через каждые за 35-50см. Ширина раскрытия трещин 0,1-0,2мм.

Обследование дефектов производилось визуально с использованием инструментов и приборов методом неразрушающего контроля. Класс бетона пролетного строения по прочности определялся молотком Кашкарова и равен В35 для крайних балок, В45 - для промежуточных пролетов.

Ширина раскрытия трещины измерялась микроскопом, и они колеблются в пределах от 0,05 до 0,2мм. Рабочая арматура в крайних пролетах периодического профиля Ст3 [3].

Под мостом на торце плиты усиления в некоторых местах пролетного строения обнаружены выщелачивание и коррозия бетона. Это связано с плохой гидроизоляцией тротуарного покрытия. Между плитами усиления омоноличенной части видны арматуры бетона на 6-м пролете. Промежуточные пролеты в хорошем состоянии. Трещины отсутствуют.

Проезжая часть, перильные ограждения, ограждающий металлический брус, разделительная полоса проезжей части (бордюрные блоки) на момент обследования находятся в хорошем состоянии. На проезжей части отсутствуют водоотводные трубки. Водоотвод производится неорганизованно, и поверхностная вода, растекаясь по мостовому полотну, затекает на конструкции балок и опор. На проезжей части в одном месте имеется яма размером 20x15см. До перевозки груза яму необходимо заасфальтировать.

Крайние опоры в большей степени подвержены коррозии. Подферменные площадки, прокладной ряд подвержены выщелачиванию. Молотком Кашкарова определен класс бетона крайних опор. Он равен В40. Несмотря на вышеотмеченные дефекты, в целом крайние опоры в удовлетворительном состоянии.

В связи с отсутствием деформационных швов в пролетном строении на оголовки опоры попадают вода и влага. От переменного замерзания и оттаивания и под действием динамической нагрузки в подферменных плитах, где установлены неподвижные опорные части, есть разрушение в виде вертикальных и наклонных трещин. Требуется установить деформационные швы, усилить подферменные плиты арматурными сетками и забетонировать. Промежуточные опоры в хорошем состоянии. Класс бетона по прочности В45.

Мост расположен в сейсмически опасном районе, при землетрясении подвижная валковая опорная часть изолирует сейсмическое воздействие на опоры и пролетные строения в горизонтальном продольном направлении. Верхний и нижний корпус опорной части шарнирно соединены с пролетными строениями и опорой соответственно. Подвижные опорные части в хорошем состоянии, а подферменные плиты, где установлены неподвижные опорные части, частично разрушены вследствие попадания воды, влаги и воздействия динамической нагрузки.

Статическое испытание производилось для определения прогибов и ширины раскрытия трещины пролетного строения. Для определения прогибов применялись прогибомеры Максимова, а для определения ширины раскрытия трещины использован микроскоп. Для проверки и уточнения данных прогибомеров и осадок фундаментов производились нивелирования покрытия моста до загрузки, во время загрузки и после снятия загрузки.

Рассматривались 3 вида загрузки испытательной нагрузкой для промежуточных пролетов, а для береговых – 2 вида загрузки. 1 загрузка одним автомобилем; 2-двумя автомобилями; 3-тремя автомобилями.

По испытательной нагрузке определены изгибающие моменты в середине пролета для каждой балки по линии влияния.

$$M = M_p + M_q = \sum p_i \cdot y_i + q \cdot \omega,$$

(1)

где p_i - осевые нагрузки автомобилей (т); y_i - ординаты линии влияния момента в середине пролета; q - расчетная постоянная нагрузка (т/м); ω - площадь линии влияния момента в середине пролета (м²); M_p – момент от сил p_i в середине пролета; M_q – момент от постоянных нагрузок q в середине пролета.

По формуле (1) определены максимальные моменты для каждого пролета с учетом коэффициента поперечной установки, а это значит - для одной балки.

Для первого пролета длиной 16,76м - $M_{\max} = 139,71 \text{ т} \cdot \text{м}$; для второго и третьего пролетов длиной 43,2м - $M_{\max} = 1322,08 \text{ т} \cdot \text{м}$; для четвертого пролета длиной 43,2м - $M_{\max} = 1327,723 \text{ т} \cdot \text{м}$; для пятого пролета длиной 43,2 м - $M_{\max} = 1326,566 \text{ т} \cdot \text{м}$; для шестого пролета длиной 16,76м - $M_{\max} = 139,79 \text{ т} \cdot \text{м}$.

В процессе загрузки определены прогибы балок в середине пролета для каждого пролета. В табл.1 представлены прогибы балок от испытательных нагрузок, обработанные в результате измерения прогибомером и нивелиром.

Таблица 1-Прогибы балок от испытательных нагрузок

№ загрузки	Прогибы в середине пролетов (мм)						Вертикальные перемещения опор (мм)						
	1 пролет	2 пролет	3 пролет	4 пролет	5 пролет	6 пролет	опора 1	опора 2	опора 3	опора 4	опора 5	опора 6	опора 7
1.	2,7	10,4 0	11,0 2	10,4 3	10,7 2	2,80	0,54	0,40	0,41	0,38	0,41	0,50	0,55
2.	4,1	22,4 0	23,0 1	24,1 2	24,4 4	4,50	0,79	0,80	0,79	0,81	0,80	0,89	0,81
3.		29,2 2	29,6 8	31,7 1	32,7 5			1,30	1,32	1,33	1,29	1,34	

Из таблицы видно, что максимально вертикальное перемещение опор при третьем нагружении колеблется от 1,30 до 1,34мм. Это говорит о том, что фундаменты опор опираются на плотные грунты. После проведения испытания произвели нивелировку проезжей части по оси моста. Остаточные перемещения опор и прогибы балок практически не наблюдались (превышение было 0,5-1мм в пределах точности нивелира), а это значит грунты основания работали в упругой стадии.

По загрузкам определены теоретические прогибы балок в середине пролета для каждого нагружения. Приравнивая теоретические прогибы к экспериментальным прогибам из табл.1, определены приведенные средние жесткости EJ для каждой балки.

Для балки 43,2м теоретическая жесткость $EJ_{II} = 51519,11 \cdot 10^9 \text{ кгс} \cdot \text{см}^2$, а экспериментальная $EJ'_{II} = 46560,62 \cdot 10^9 \text{ кгс} \cdot \text{см}^2$.

Для балки длиной 16,76м теоретическая жесткость $EJ_{II} = 15562,31 \text{ кгс} \cdot \text{см}^2$, а экспериментальная $EJ'_{II} = 12799,76 \text{ кгс} \cdot \text{см}^2$. Меньшее значение действительной жесткости пролетного строения на 10,6 % в первом случае и 12 % во втором случае объясняется старением материала и наличием трещин в пролетном строении.

При динамическом испытании использованы следующие приборы: сейсмоприемник СМ-3 (динамический датчик); гальванометры ГБ-IV; шунтовая коробка ШК-2; осциллограф НО41.

В комплекте эти приборы записывают динамические колебания пролетного строения моста в середине пролета.

По записям приборов определены периоды свободного колебания (частоты), коэффициент затухания и динамический коэффициент пролетных строений моста, которые в дальнейшем используются при расчете мостов на динамические нагрузки.

Перед началом регистрации колебания пролетного строения проводилась проверка на идентичность каналов.

Питание осциллографа осуществляется от сети постоянного тока напряжением 24-27В. Сейсмометры соединяются гальванометрами через ШК-2 кабелем, и запись производится на фотобумаге в осциллографе НО41. Схема расположения измерительных точек на пролетном строении моста показана на рис.2.

Для проявления полученных записей использован фотобачок, предназначенный для выездных экспериментальных исследований. Увеличение прибора $V=6000$.

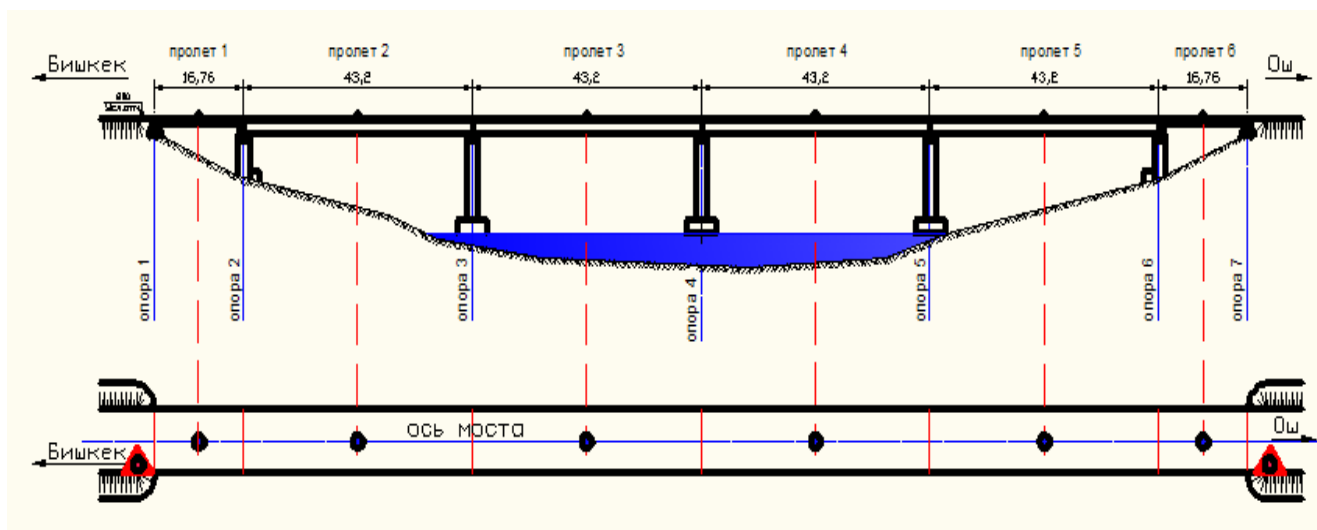


Рис.2. Схема размещения динамических датчиков:

● сейсмоприемники СМ-3;

△ регистрационный пункт (пульт управления)

Сейсмоприемники установлены на середине пролета. При движении автомобиля различной скоростью от 10 до 20 км/ч регистрировались колебания пролетного строения на середине каждого пролета.

По записям определены динамические параметры пролетных строений;

$$f_{0_1}, f_{0_2}, \alpha_1, \alpha_2, 1 + \mu_1; 1 + \mu_2; f_1; f_2,$$

где f_{0_1} – частота свободного колебания пролетного строения длиной 16,76 м; f_{0_2} – частота свободного колебания пролетного строения длиной 43,2м; α_1, α_2 – коэффициенты затухания пролетных строений длиной 16,76м и 43,2м соответственно; f_1, f_2 – частота вынужденных колебаний пролетных строений длиной 16,76м и 43,2м соответственно; $1 + \mu_1, 1 + \mu_2$ – динамический коэффициент пролетных строений длиной 16,76м и 43,2м соответственно.

В результате обработки экспериментальных данных получили следующие значения динамических параметров: $f_{0_1} = 0,9 \text{ Гц}$, $f_{0_2} = 1,05 \text{ Гц}$, $\alpha_1 = 0,164 \text{ с}^{-1}$, $\alpha_2 = 0,089 \text{ с}^{-1}$, $1 + \mu_1 = 1,1$, $1 + \mu_2 = 1,06$, а f_1, f_2 колеблется от 2 до 6 Гц. в зависимости от скорости движения автомобиля.

Сравниваем с нормативными значениями динамических коэффициентов для пролета 16,7 м $1 + \mu_1 = 1 + \frac{45 - 16,76}{135} = 1,21$, а по испытанию 1,1 меньше, чем по норме [4].

Для пролета 43,2м $1 + \mu_2 = 1 + \frac{45 - 43,2}{135} = 1,01$; а по испытанию 1,06 больше, чем по норме. Собственная частота $f_{0_1} < f_{0_2}$, а должно быть наоборот. Это объясняется тем, что для пролета 16,76 м меньшее значение частоты собственного колебания связано с наличием многих вертикальных трещин в пролетном строении, а для пролета 43,2 м большое значение связано с отсутствием трещин и наличием предварительного напряжения в пролетном строении, которое увеличивает жесткость конструкции и уменьшает прогибы. Для определения предельных моментов пролетного строения использовались проектные данные из типовых проектов /3, 5/ и экспериментальные данные по классу бетона пролетного строения.

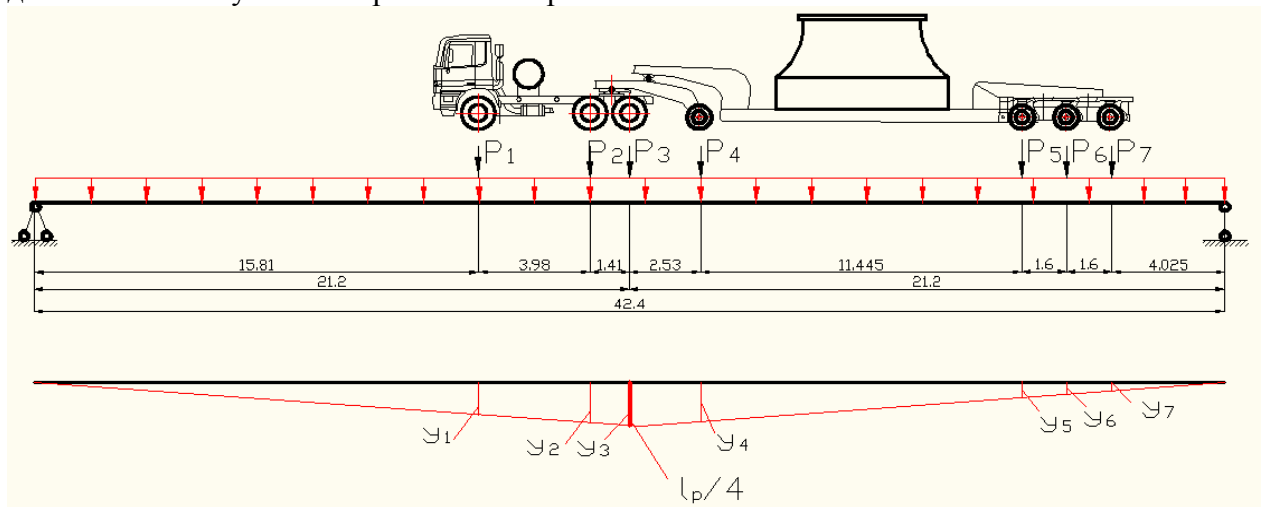


Рис.3. Невыгодное нагружение пролета длиной 43,2м перевозимым грузом для ГЭС Камбар-Ата 2 (общий вес трейлера с тягачом и грузом 129 т)

$$D_1 = D_2 = D_3 = D_4 = D_5 = D_6 = D_7 = 18,4 \delta; M = \sum p_i \cdot y_i + q \cdot \omega = 1331,5 \text{ т} \cdot \text{м};$$

Класс бетона для балки длиной 16,76м и 43,2м составил В35 и В45 соответственно.

Ручные замеры определили, что размеры поперечного сечения балок соответствуют в основном проектным размерам. Расчетный пролет для балок 43,4м равен 42,4м.

На рис.3 представлено самое невыгодное нагружение пролета длиной 43,2 м перевозимым грузом. Максимальный момент по формуле (1) составляет $1331,5 \text{ т} \cdot \text{м}$;

По методам железобетонных конструкций [4,6,7] определены предельные моменты для балок пролетного строения 16,76м и 43,2м. Они были следующими:

- 1) предельный момент для балки длиной 16,76м, $M_{пред} = 206,086 \text{ т} \cdot \text{м}$;
- 2) предельный момент для балки длиной 43,2м. с учетом первых и вторых потерь предварительного напряжения $M_{пред} = 1468,782 \text{ т} \cdot \text{м}$.

Таблица 2-Результаты расчетов по формуле (1) для загрузений

Семы загрузки	Максимальные моменты, ($т \cdot м$). В скобках указан вес груженых автомобилей в тоннах						Предельный момент, ($т \cdot м$)
	1 пролет	2 пролет	3 пролет	4 пролет	5 пролет	6 пролет	
1 загрузка 1 автомобиль	130,12 (38,05)	1212,61 6 (38,05)	1212,61 6 (38,05)	1212,60 (38,05)	1211,57 (37,55)	128,65 (35,2)	1468,782 для пролетов 2-5 206,086 для пролетов 1,6
2 загрузка 2 автомобиля	139,71 (71,863)	1297,91 (71,863)	1280,56 1 (71,863)	1274,04 5 (60,013)	1274,26 (69,013)	139,79 (69,013)	
3 загрузка 3 автомобиля		1322,08 (107,363)	1322,08 (107,363)	1327,72 (107,063)	1326,57 (107,063)		
Теоретическое загрузка перевозимым грузом 129т.	145,44 (73,6)	1331,5 (129)	1331,5 (129)	1331,5 (129)	1331,5 (129)	145,44 (73,4)	

Максимальные моменты в середине пролета от испытаний и перевозимого груза, определяемые по линиям влияния по формуле (1), не превышают предельных моментов для каждой балки. Отсюда следует, что по мосту можно перевести груз общим весом 129 т для ГЭС Камбар-Ата-2. Результаты расчета представленных на таблицах 1 и 2 подтверждены компьютерным расчетам по программе «ЛИРА».

На основании испытания моста пришли к следующему заключению:

1. Предельные моменты для пролетных строений длиной 16,76м и 43,2м больше, чем моменты от расчетных, испытательных и перевозимых сверхнормативных нагрузок (см. табл.2).
2. Выполняется условие прочности по первому предельному состоянию $M_p < M_{пред}$.
3. По мосту можно перевести груз для Камбар-Ата-2 общим весом 129 т.
4. Тягач с трейлером и грузом должен проехать по оси моста со скоростью 15-20 км/ч без остановки.

Список литературы

1. СНиП 3.06.07-86. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний. – М., 1987, С 35-36.
2. СНиП КР 20-02:2004. Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования. – Бишкек, 2004, С 48-50.
3. Типовые проекты «Сборные Т-образные ж/б балки без диафрагм для автодорожных мостов». Выпуск 56. – М.: Союздорпроект, 1962, С 50-51.
4. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы. – М., 1985, С 16-18.

5. Типовые проекты «Сборные составные блоки пролетного строения мостов из предварительно напряженного железобетона длиной 24, 33, 42 метров». Серия 3.503-12, Выпуск 20. – М.: Союздорпроект, 1975, С 24-25.

6. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1978, С 78-79.

7. СНиП 2.03.01- 84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М., 1989, С 13-14.