

## РАСЧЕТ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТА ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК

*Кулмаматов Р. Ж*

*ассистент Термизиский инженерно-технологический институт*

*Бекмуродов Умид Бекмуродович*

*ассистент Термизиский инженерно-технологический институт*

На кафедре «Транспортные сооружения и автомобильные дороги» Термизиского инженерно-технологического института разработана методика расчета прочности железобетонных изгибаемых балок пролетных строений автодорожных мостов и путепроводов [1]. На основе разработанного метода проанализируем поведения главных балок пролетных строений реального моста.

Пролетное строение с габаритом 10 м и двумя тротуарами по 1,5 м комплектуется из 7 балок, изготовленных в опалубке для балок по типовому проекту № 3.503.1-81 (выпуски 5-7), и объединенных между собой монолитной железобетонной плитой толщиной 15 см находится на категории дороги – III (рис.1). Расстояние между осями главных балок составляет 190 см. Тротуары устроены монолитными на консолях плиты, отделяя их от проезжей части барьерным ограждением высотой 75 см. Для расчета выберем наиболее нагруженную 1-ю балку, и загрузим ее нагрузкой умноженную на соответствующие значения КПУ, полученных по линиям влияния сил на главные балки с учетом коэффициента динамичности [2, 3] (рис.2).

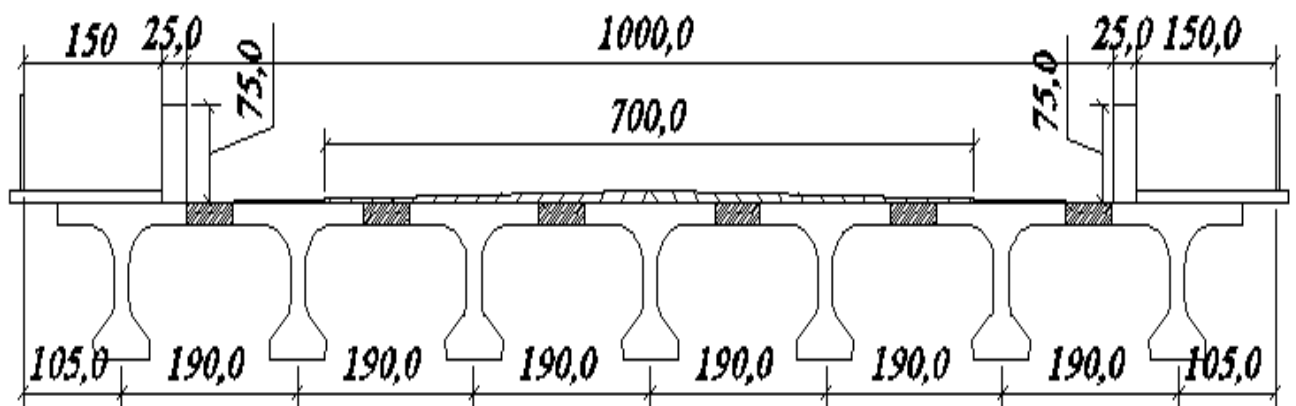


Рис.1. Поперечное сечение пролетного строения

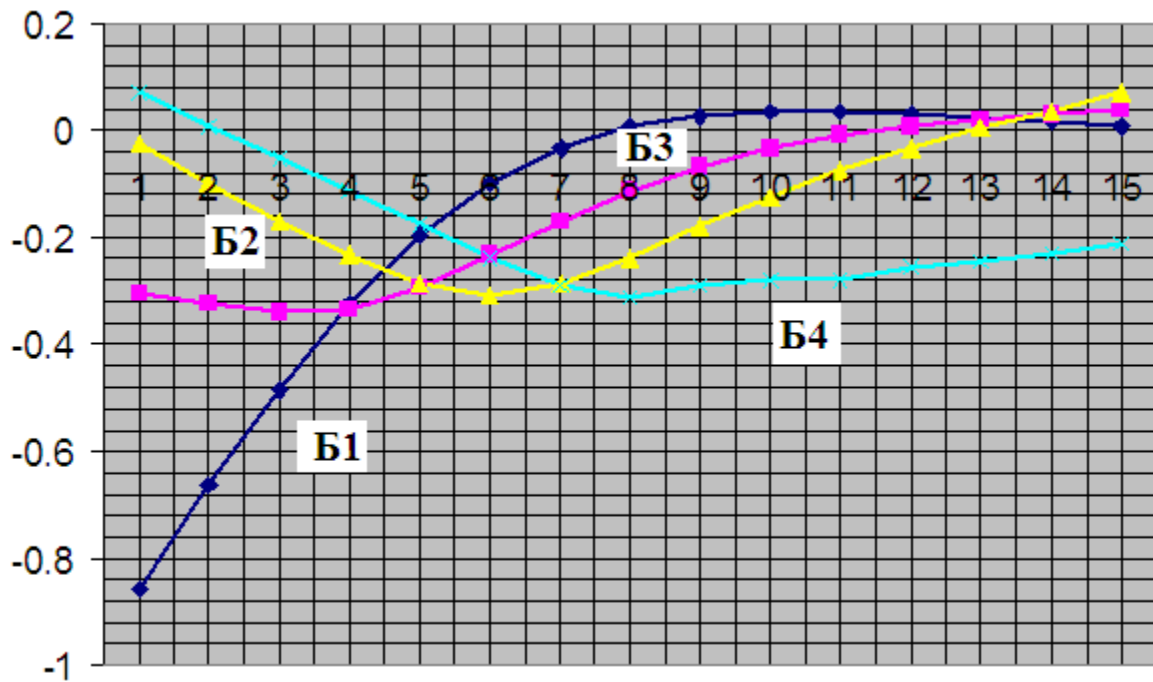


Рис.2. Линии влияния сил на главные балки

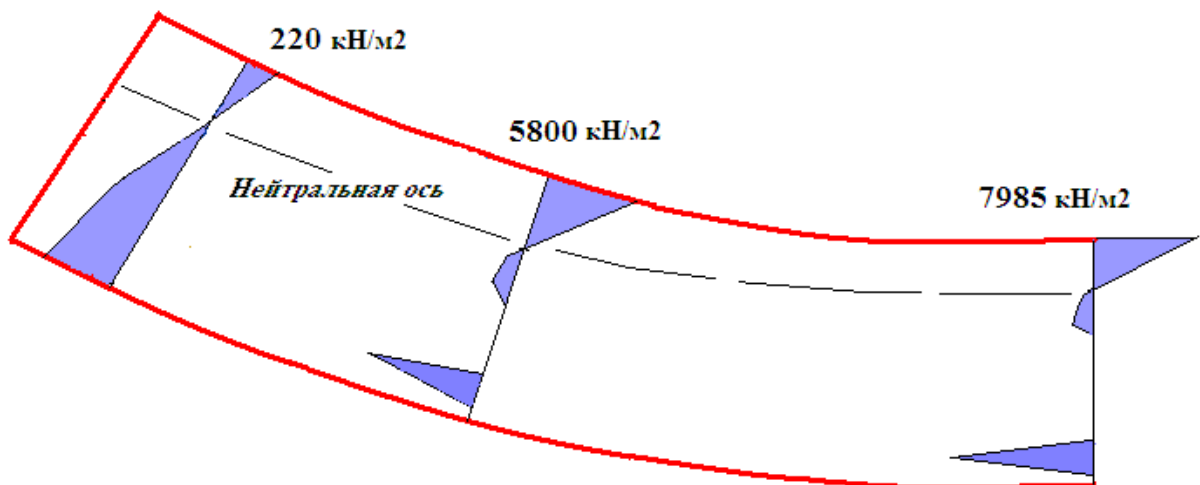


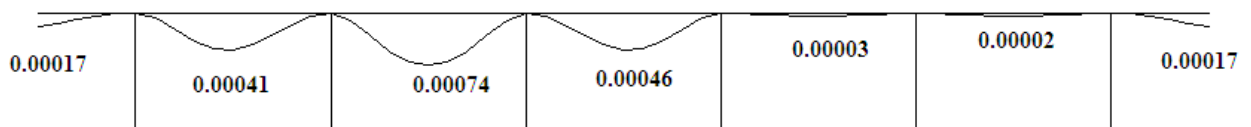
Рис. 3. Распределение напряжений по высоте нормальных сечений при деформировании (симметричная сторона от длины балки)

На рис.3 приведена картина деформирования балки с учетом распределения напряжений по высоте нормальных сечений при, где показана симметричная сторона от длины балки. Расчеты показали, что при воздействии нагрузки А14 балка пролетного строения деформируется на 10% больше чем при воздействии колесной нагрузки НК-100.

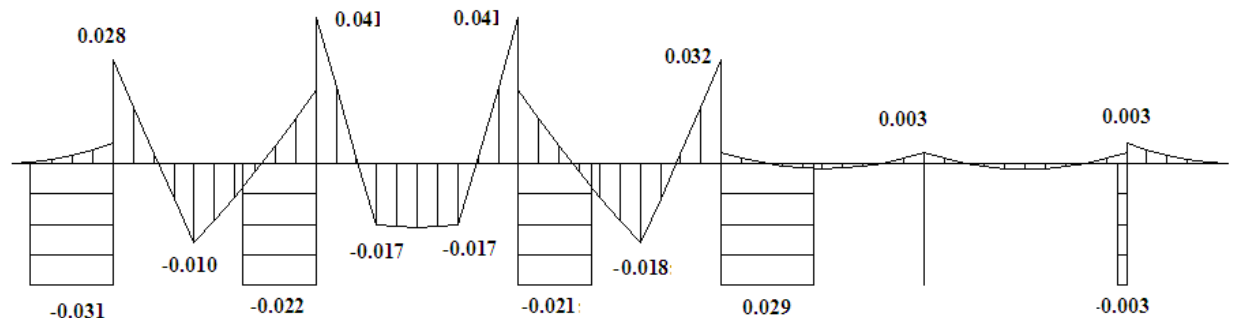
В растягивающей зоне арматура работает еще упруго, однако в сжатой зоне бетон деформируется нелинейно, но деформации и напряжения не

достигли их предельных значений. Анализ полученных данных показал, что невыгодной для сооружения является нагрузка А14 с толпой. Исходя из этого на рис. 4 приведены полученные из расчета картина деформирования пролетного строения моста в результате изгиба и растяжения-сжатия плитной части балок, а также соответствующие эпюры моментов, поперечных и продольных сил.

а)



б)



в)

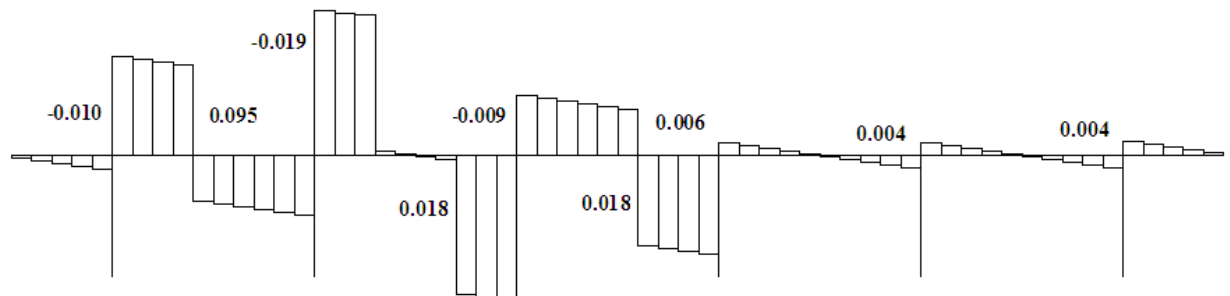
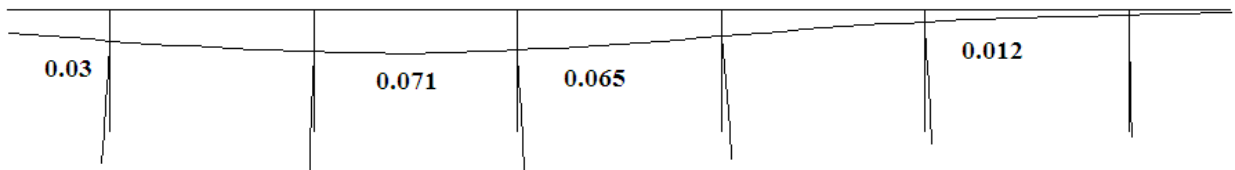


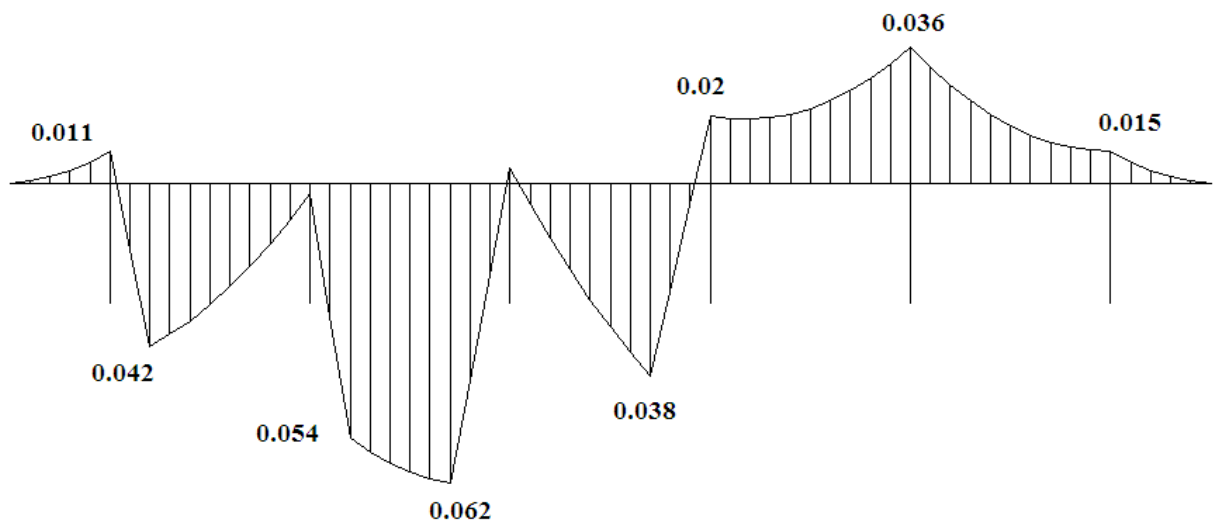
Рис.4. Полученные из расчета пролетного строения на нагрузку А14: а) прогибы от деформирования сечений (м), б) эпюры внутренних моментов в сечениях (МПа·м), в) эпюры внутренних поперечных сил (МПа)

Анализ результатов свидетельствует что, максимальные перемещения в основном появляются в ее срединном сечении системы. В срединном сечении пролетного строения по длине моста ребра балки не деформируются. Деформируются в основном только проезжей части пролетного строения плита (рис. 4).

a)



б)



в)

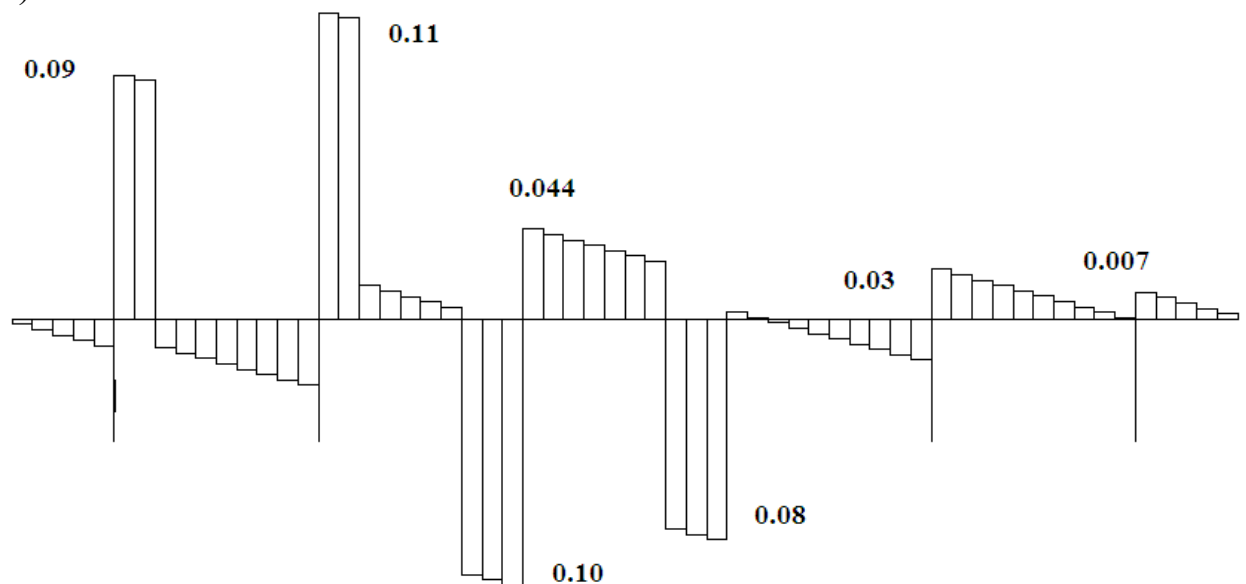


Рис.5. Полученные из расчета пролетного строения на нагрузку НК-100:  
а) прогибы от деформирования сечений (м), б) эпюры внутренних моментов в сечениях (МПа·м), в) эпюры внутренних поперечных сил (МПа)

Список источников:

1. Miralimov M. Improvement of constructive decisions, calculation methods of transport and underground tunnel linings. Dissertation abstract of doctor of sciences (DSc), Ташкент, 2019, 68 с.
2. Новиков Ю. М. Определение давления на балки пролётных строений мостов с использованием ПЭВМ: Методические указания. - Усть-Каменогорск: Изд-во ВКГТУ, 2000.
3. Новиков Ю. М. Применение принципа эквивалентности при расчёте пролётных строений мостов // Тезисы докл. на Междунар. конф. – Усть-Каменогорск: Изд-во ВКГТУ, 2006.