

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ПРОЛЁТНОГО СТРОЕНИЯ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

В статье рассматривается напряженное состояние предварительно напряженной железобетонной балки типового пролетного строения эксплуатируемого на железной дороге, описаны результаты исследования напряженного состояния железобетонной балки с применением смешанного армирования и с изменением формы поперечного сечения.

Ключевые слова: железобетон, предварительно напряженное состояние, балка, пролётное строение, изополя напряжений, натяжение, локальные (местные) напряжения, высокопрочная арматура, стержневая арматура, анкер, метод конечных элементов МКЭ, трещиностойкость, раскрытие трещин, главные растягивающие (сжимающие) напряжения

На протяжении ряда лет проектирование предварительно напряженных железобетонных конструкций ориентировалось на полное предварительное напряжение, при котором не возникает растягивающих напряжений от эксплуатационных нагрузок. Такой путь развития железобетонных конструкций приводил к неоправданным расходам арматурной стали. В предварительно напряженных железобетонных элементах усложняется размещение предварительно напряженной арматуры согласно эпюрам материалов, т.е. тяжело практически выполнить обрыв арматур по длине конструкции. Вторым важным недостатком «чисто» предварительно напряженных железобетонных конструкций является необходимость прикладывания больших усилий на силовые формы при натяжении арматур и обжима бетона при передаче усилий из упоров на бетон.

Усовершенствование конструктивных форм и армирование железобетонных предварительно напряженных пролётных строений идет следующими направлениями [1]:

- определение активного предварительного натяжения высокопрочной арматуры (полное или частичное натяжение);
- переход от двутаврового сечения к простому тавровому;
- усовершенствование конструкции пучков высокопрочной арматуры;
- применение смешанного армирования и прочее.

Для настоящего исследования принято предварительно-напряженное железобетонное пролётное строение двутаврового сечения полной длиной 18,7 м с расчетным пролётом 18,0 м

согласно типового проекта Инв. № 556/13-2 «Сборные пролетные строения из предварительно-напряженного железобетона длиной 16,5...27,6 м. для железнодорожных мостов» (рис. 1). Балка армирована высокопрочной проволочной арматурой класса В-II, пучок состоит из 24 проволок диаметром 5 мм, класс бетона В40. Каждый пучок, согласно эпюры материалов, крепится в бетоне конструкции с помощью каркасно-стержневых анкерных устройств.

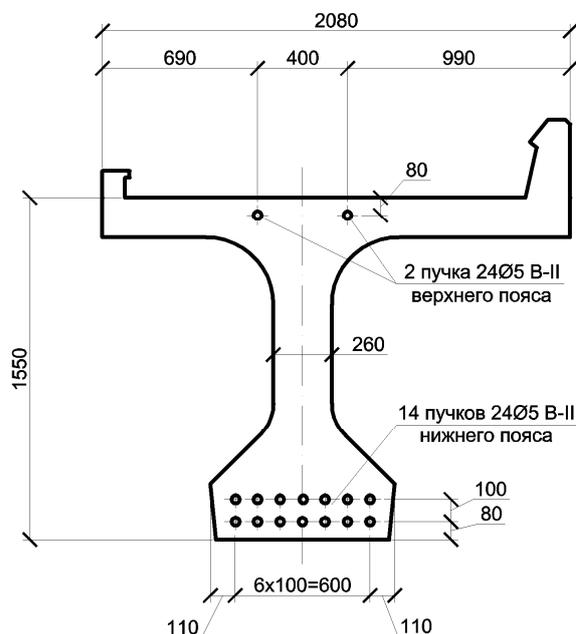


Рис. 1. Поперечное сечение балки в середине пролета

Изначально для более детального изучения напряженного состояния предварительно-напряженной балки в программном комплексе ЛИРА была создана и в дальнейшем загружена компьютерная конечно-элементная модель

блока пролетного строения. Акцент был сделан на работу балки в стадии эксплуатации, поэтому нагрузки от внешних сил были заданы соответственно для этой стадии, напряжения в пучках рабочей арматуры задавались с учетом всех потерь, хотя анализ балки в стадии монтажа не был исключен. Для демонстрации полученных результатов на рис. 2 показаны изополя нормальных напряжений блока пролетного строения в плане (вид сверху), в продольном разрезе по оси балки и в поперечных сечениях. По изополям видно, что балка полностью обжата. Этим подтверждается аналитический расчет.

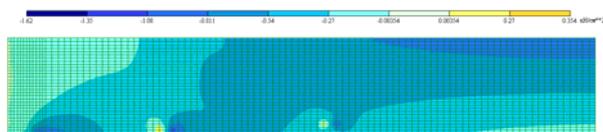


Рис. 2. Изополя нормальных напряжений блока пролетного строения (продольный разрез по оси блока)

В отличие от приопорного участка в середине балки за счет несимметричности сечения и сил предварительного обжатия возникает поворот изополей нормальных напряжений (рис. 3), что не свойственно для существующих алгоритмов расчетов (рис. 4).

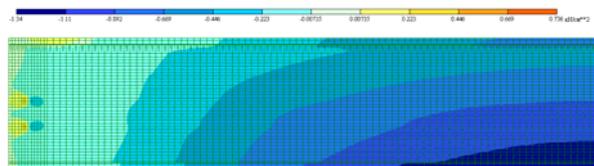


Рис. 3. Изополя нормальных напряжений блока пролетного строения в плане

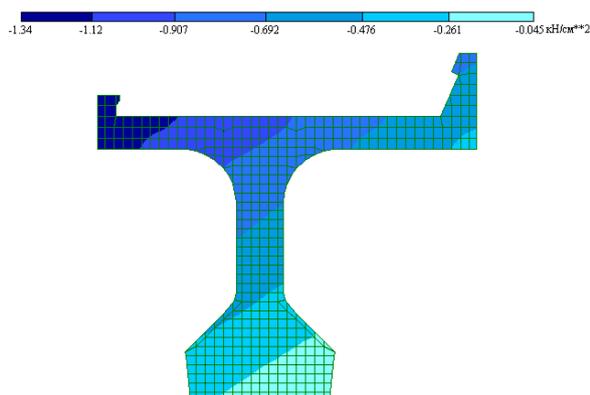


Рис. 4. Изополя нормальных напряжений блока пролетного строения в середине пролёта

Основным недостатком предварительного обжатия является появление локальных сжи-

мающих и локальных растягивающих напряжений в зоне анкеровки пучка (рис. 4).

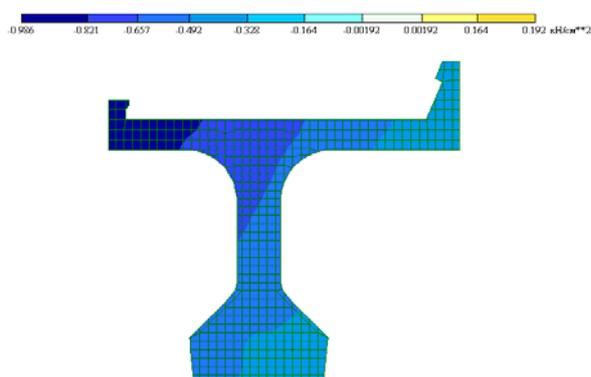


Рис. 5. Изополя нормальных напряжений в сечении блока пролётного строения по анкеру напряженной арматуры

Далее на рис. 5 показано, что растягивающие напряжения за анкерами действительно возникают и их величина варьируется от 0,2 до 11,8 МПа, что значительно превышает расчетное сопротивление бетона растяжению и приводит к его разрушению в этих местах.

Максимальные сжимающие напряжения в бетоне перед анкерами составляют 14,8 МПа, что приемлемо для работы бетона, так как расчетное сопротивление бетона класса В40 на сжатие – 20,5 МПа.

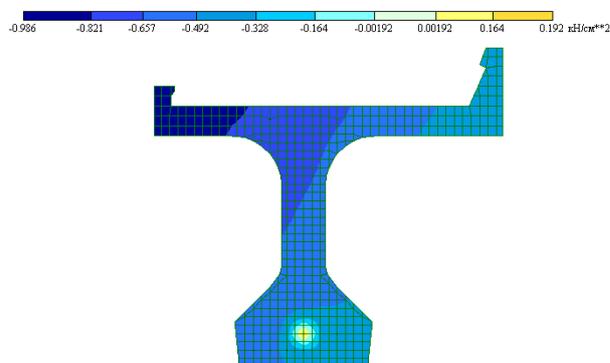


Рис. 6. Изополя нормальных напряжений в сечениях блока пролётного строения расположенных за анкером

Задача стояла в уменьшении таких опасных зон, то есть в уменьшении количества напряженных пучков высокопрочной арматуры. Это достигалось путем применения смешанного армирования при замене допустимого числа высокопрочных пучков на обычную стержневую арматуру. Элементы со смешанным армированием имеют преимущества перед «чисто» предварительно напряженными. Использование ненапряженной арматуры в предварительно

напряженных железобетонных конструкциях уменьшает потери предварительного напряжения в арматуре от ползучести бетона, что положительно сказывается на работе конструкций.

Изначально для расчетов была взята арматура класса А-III с расчетным сопротивлением растяжению 330 МПа, но результаты показали, что применение этого класса не логично, потому что необходимо относительно большое её количество, что с конструктивной и экономической стороны не целесообразно. Поэтому дальнейшие расчеты велись с использованием арматуры класса А-IV, которую разрешается применять в железобетонных конструкциях со смешанным армированием.

Изначальной задачей была замена верхнего ряда пучков предварительно напряженной арматуры на стержневую арматуру с дальнейшим отгибом её по эпюре материалов в сжатую зону бетона. То есть последовательно проводилась замена одного, двух, трех пучков и так до замены всех пучков верхнего ряда напряженной арматуры. Каждое сечение подвергалось проверкам согласно ДБН В.2.3-14:2006 [2] по первой и второй группе предельных состояний. Результаты расчетов были подтверждены МКЭ. По результатам исследования получили четыре графика, приведенные на рис. 6, 7, 8 и 9.

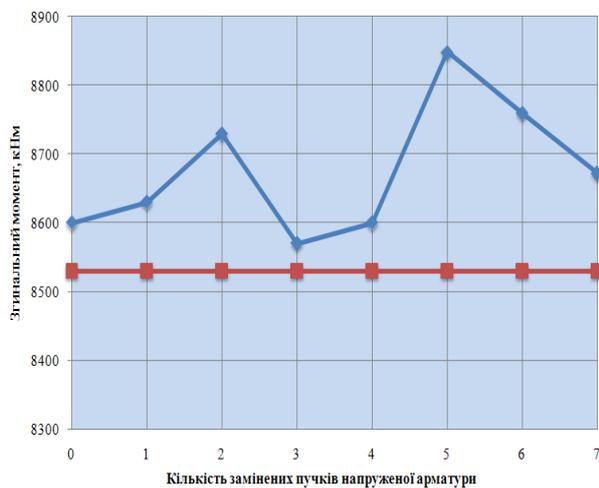


Рис. 7. График зависимости величины изгибаемого момента в середине пролета от количества замененных пучков

На графике (см. рис. 6) видно, что замена любого количества пучков не оказывает влияния на несущую способность балки по изгибающему моменту. Красная линия – максималь-

ный изгибающий момент в середине балки от расчетных нагрузок.

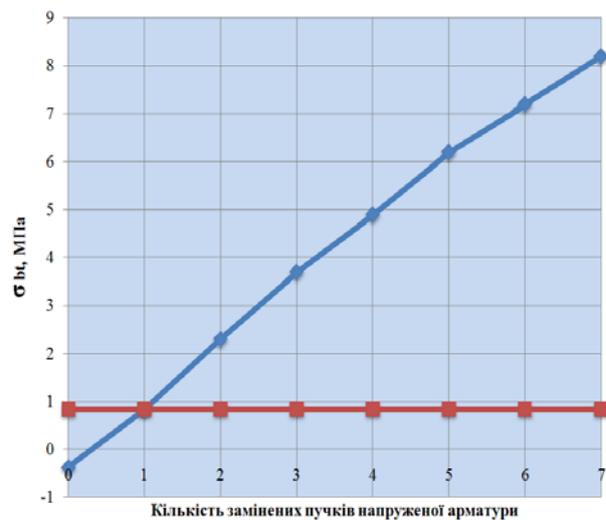


Рис. 8. График зависимости растягивающих напряжений в середине пролета от количества замененных пучков

На графике (см. рис. 7) видно, что растягивающие напряжения при замене двух и более пучков имеют значения больше граничных (красная линия на графике), которые составляют $0,4R_{bt,ser} = 0,84$ МПа. Следовательно, возможна замена одного пучка.

На третьем графике (см. рис. 8) показано, что замена всех пучков верхнего ряда (7 шт) приводит к превышению главных граничных сжимающих напряжений в стенке ребра балки. Согласно рассмотренного графика, допустима замена 6 пучков верхнего ряда.

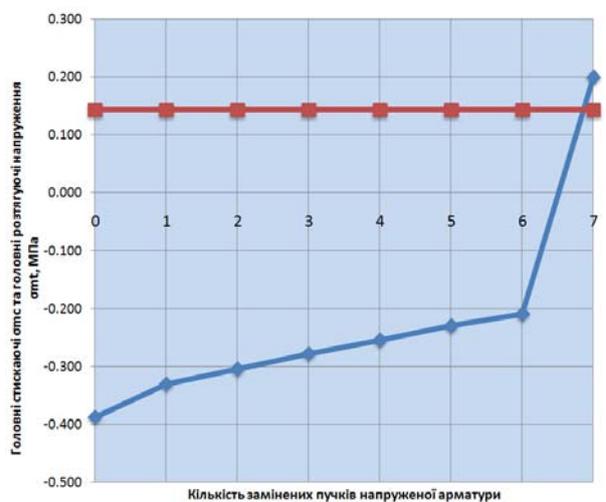


Рис. 9. График зависимости главных растягивающих и главных сжимающих напряжений в ребре балки от количества замененных пучков

Для исследования зависимости раскрытия трещин под нагрузкой от количества замененных пучков построен четвертый график (см. рис. 9), который показывает, что появление трещин при замене одного пучка не происходит. При увеличении количества замененных пучков напрягаемой высокопрочной арматуры на ненапрягаемую стержневую происходит появление трещин, и их раскрытие под нагрузкой возрастает пропорционально количеству установленных стержней. При замене всего верхнего ряда высокопрочной арматуры на стержневую величина раскрытия трещин составляет 0,0123 см. Что согласно ДБН В.2.3-14:2006, допустимо для пролетных строений с применением напрягаемой арматуры из высокопрочных стержней.

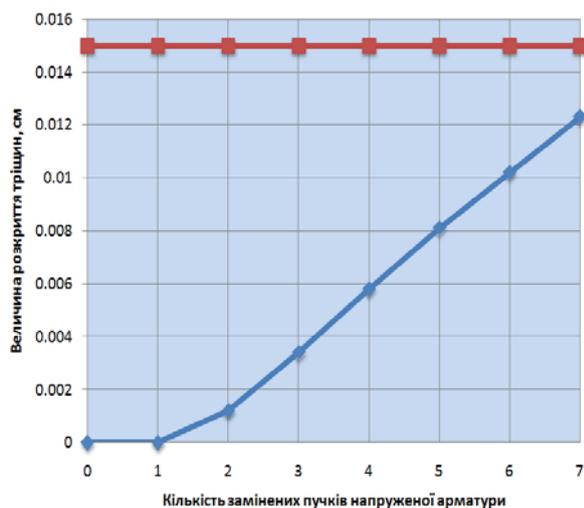


Рис. 10. График зависимости раскрытия трещин от количества замененных пучков

Вторым этапом была замена нижнего ряда пучков напрягаемой арматуры на стержни арматуры класса А-IV. Целью этого расчета было завести стержневую арматуру за места опирания пролетного строения, снять местные напряжения в опорном участке и снизить вероятность коррозии предварительно напрягаемой проволочной арматуры. Замена проводилась последовательно, также как и в первом варианте, но уже для пучков нижнего ряда. Результаты расчетов также были подтверждены МКЭ. Согласно выполненным расчетам, проверка на растягивающие напряжения в нижнем поясе балки также, как и на первом этапе, проходит сечение с одним замененным пучком.

Третий этап был связан с заменой распределительной арматуры (три стержня диаметром

6 мм) на шесть стержней обычной арматуры диаметром 14 мм с последовательным исключением пучков напрягаемой арматуры. По результатам расчета удалось исключить из работы один пучок № 5, тем самым убрать местные напряжения в бетоне от анкеровки этого пучка.

В продолжении темы усовершенствования предварительно напряженных пролетных строений также были выполнены следующие исследования:

1. Применяв частичное обжатие, а именно уменьшив силы натяжения пучков высокопрочной арматуры при условии, что растягивающие напряжения в нижней грани ребра балки примерно равны $0,4R_{bt,ser}$ согласно условию трещиностойкости, удалось уменьшить местные растягивающие напряжения в бетоне за анкером на 4 МПа, а сжимающие перед анкером на 2,5 МПа.

2. Изменив двутавровое поперечное сечение балки на относительно простое тавровое с наклонными стенками (рис. 10) удалось убрать множество конструктивных и технологических недостатков. Размеры поперечного сечения подбирались с условия расположения 8 пучков по 42 проволоки диаметром 5 мм в каждом. При этом строительная высота балки была сохранена. Такой подход позволит уменьшить расход бетона и облегчить процесс ее изготовления, применив более простую конструкцию опалубки и конструкцию арматурного каркаса.

3. Для таврового поперечного сечения балки рассмотрены два варианта анкеровки пучков преднапрягаемой арматуры. В первом варианте анкеровка пучков напрягаемой арматуры в выполнялась согласно эпюры материалов. Во втором варианте анкеровка выполнялась конструктивно на основании постепенного уменьшения расстояния между анкерами. В результате чего достигнуто оптимальное расположение анкеров с расстоянием 50 см друг от друга. При исследовании на модели данное расположение позволило убрать местные растягивающие напряжения за первыми от середины двумя рядами анкеров и создать в этих зонах незначительные сжимающие напряжения приемлемые для нормальной работы бетона. Также позволило снизить до минимума зону распространения местных растягивающих напряжений под анкерами пучков третьего от середины ряда.



Рис. 11. Замена двотаврового поперечного сечення на таврове с наклонными стенками

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Иосилевский, Л. И. Железобетонные пролётные строения мостов индустриального изготовления [Текст] / Л. И. Иосилевский, А. В. Носарев, В. П. Чирков, О. В. Шепетовский. – 1986
2. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.

Поступила в редколлегию 06.08.2012.
Принята к печати 20.08.2012.

М. М. ПОПОВИЧ, І. В. КЛИМЕНКО (ДІПТ)

ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ З ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ

У статті розглядається напружений стан попередньої напруженої залізобетонної балки типової прогонової будови, яка експлуатується на залізниці, описані результати дослідження напруженого стану залізобетонної балки із застосуванням змішаного армування та зі зміною форми поперечного перерізу.

Ключові слова: залізобетон, попередньо напружений стан, балка, прогонова будова, ізополя напружень, натяг, локальні (місцеві) напруження, високоміцна арматура, стержнева арматура, анкер, метод скінчених елементів МСЕ, тріщиностійкість, розкриття тріщин, головні розтягуючі (стискаючі) напруження

М. М. ПОПОВИЧ, І. В. КЛИМЕНКО (Dnipropetrovsk National University of Railway Transport)

RESEARCH OF STRESS STATE OF THE PRESTRESSED REINFORCED CONCRETE SPAN

State of the prestressed reinforced concrete girder of the typical project of the span that is operating on the railroad is considered. The results of researching the stress state of reinforced concrete girder with the using of mixed reinforcing and with the changing of the cross-section are described.

Keywords: reinforced concrete, prestressed state, girder, span, stress isofields, tensioning, local stresses, high-strength reinforcement, reinforcement rod, anchor, finite element method FEM, crack resistance, crack opening, principal tensile and compressive stresses