

Сравнивая обе конструктивные схемы, можно отметить, что конструкция с применением фермы больше обеспечивает совместную работу всех элементов конструкции покрытия. Об этом говорит тот факт, что некоторое уменьшение усилий в элементах фермы сказывается на возрастании усилий в элементах структуры.

Вывод. Конструкция СК в г. Гродно является усовершенствованной, о чем говорит расход стали, где масса арок (со связевыми фермами, затяжкой и подвесками) составляет – 102т, масса фермы – 48т, вес 1м² структурной плиты для г. Бреста – 43,6кг, для г. Гродно – 48кг (данные по г. Гродно даны для архитектурного проекта).

Применение большепролетной пространственной фермы с балластным шарниром в конструкции покрытия дало ряд преимуществ перед обычными тяжелыми фермами:

- Элементы не имеют мощных и переменных сеченых, а все стержни выполнены из труб, что дало экономию материала 20-25%;
- Узлы запроектированы без применения большого количества высокопрочных болтов, закреплены лишь одним крепежным элементом;

- Все узловые сопряжения обеспечивают герметизацию внутренней полости, чтобы предотвратить возникновения там коррозии;
- Экономия также достигается за счет уменьшения числа «лишних» деталей и уменьшения размеров фасонки.

Приведенные эпюры перемещений, зависимость перемещений в середине пролета от величины усилий, возникающих в элементах ферм и арок, позволяют говорить о большой прочности и достаточной жесткости обеих конструкций покрытий, а также подтверждают надежную работу комбинированного покрытия при действии проектных нагрузок.

Запроектировано новое конструктивное решение покрытия, которое обеспечивает восприятие проектных нагрузок и воздействий с близкими значениями характеристик напряженно – деформированного состояния, как в СК «Виктория» в г. Бресте.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. В.И. Драган, А.Б. Шурин. Конструкции арок комбинированного покрытия универсального спортивного комплекса в г. Бресте. //Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. -2006. -№1.
2. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85/ Госстрой СССР. – М.: ЦИПТ Госстроя СССР, 1988. – 36с.

Материал поступил в редакцию 14.01.09

DRAGAN V.I., MORILOVA N.L. Specificities of industrial design and estimate span roofing of a sport complex in Grodno

In the article analysis mode of deformation of the wide – span roofing of a sport complex in Grodno are investigated. Industrial design and finite element model are described, comparison mode of deformation condition of construction's of the sports complex in Grodno and in Brest. New industrial design of roofing are design, which error – proof perception design loads and actions with close rating mode of deformation condition, such as in sport complex "Victoria" in Brest. Results of diagram displacement, relation of force value, incipient in elements of girder and arch's, allow pronounced about large durability and sufficient stiffness of both roofing construction, and also corroborate dependable performance wide – span roofing at action of design load. Analysis prove the effectiveness application wide – span composite structure of roof for all – service building.

УДК 624.014.2

Малиновский В.Н., Шалобьта Н.Н., Кривицкий П.В.

ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКАХ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПОЛОГО ОТОГНУТОЙ АРМАТУРОЙ

Введение. Материал железобетонных балок, армированных отогнутой арматурой, находится в сложном напряженном состоянии. Экспериментальное определение особенностей напряженно-деформированного состояния как бетона, так и арматуры по длине балки требует больших трудо- и материальных затрат, поэтому целесообразным в их изучении является численное моделирование, в частности, с использованием конечно-элементных моделей (КЭ-модели) [1]. Одним из недостатков использования существующих вычислительных комплексов для определения напряженно-деформированного состояния железобетонных балок является нечеткость моделирования сути преднапряжения и невозможность учета такой важной особенности железобетона, как сцепление арматуры с бетоном. Разработанные авторами алгоритм и на его основе программа расчета позволили компенсировать в расчетной схеме неучитываемые при КЭ-моделировании особенности железобетонной балки с преднапряженной полого отогнутой арматурой; произвести сравнение полученных результатов расчетов по двум расчетным моделям и установить отличительные особенности в напряженно-деформированном состоянии балок.

Описание численных расчетных моделей железобетонной балки с полого отогнутой арматурой. С применением вычисли-

тельного пакета «MSC.visualNastran for Windows» [1] разработана КЭ-модель железобетонной балки с предварительно напряженной полого отогнутой арматурой. Для построения конечно-элементной трехмерной модели применено твердотельное моделирование с использованием конечных элементов «Solid» (твердотельные пространственные пяти- и шестигранные элементы типа «Brick» («Брус») и «Wedge» («Клин»). Схема разбиения бетона и арматуры балки на конечные элементы в виде горизонтальных слоев (рисунок 1) выбрана в связи с предполагаемой незначительной разницы в напряжениях внутри армирующего стержня при изгибе рассматриваемых балок. Данное предположение впоследствии подтверждено проведенными расчетами, согласно которым уровни напряжений в центрах объемов элементов и в их вершинах как для арматуры, так и для бетона отличаются незначительно (на доли процента).

В расчетной модели с использованием вычислительного комплекса [1] создание предварительного напряжения в балках обеспечивается путем введения отрицательной разности температур материалов – арматуры и бетона [2]. Необходимый уровень температуры подбирался с использованием экспериментальных данных [3] и контролировался исходя по значению максимального выгиба моделируемой балки после создания в ней преднапряжения. Сопряжение арматуры и бетона в представленной расчетной модели задавалось

Малиновский Василий Николаевич, кандидат технических наук, доцент, профессор кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Шалобьта Николай Николаевич, старший преподаватель кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Кривицкий Павел Васильевич, студент строительного факультета Брестского государственного технического университета Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

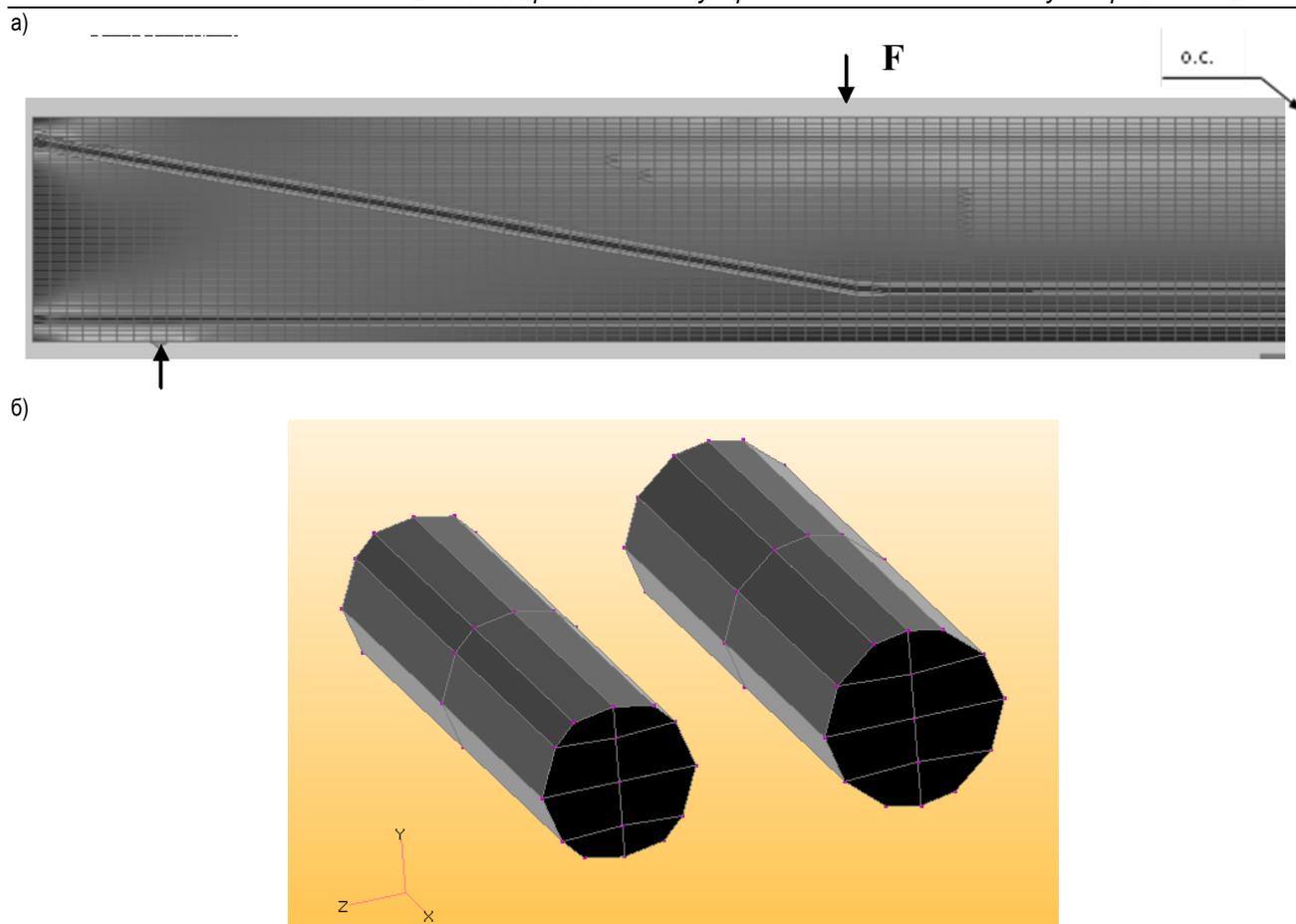


Рис. 1. Конечно-элементная модель железобетонной балки, принятая для вычислительного пакета «MSC.visualNastran for Windows»
 а) КЭ-модель балки; б) КЭ-модель стержня

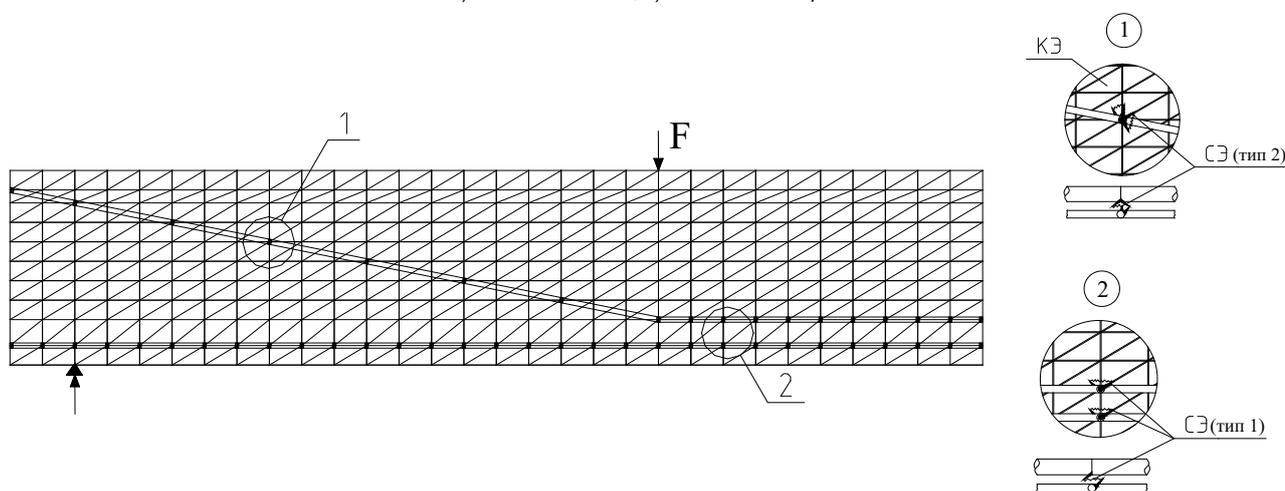


Рис. 2. Расчетная конечно-элементная модель балки, принятая в разработанной программе

из условия совместности деформирования бетона и арматуры по поверхности контакта. Полученные расчетные компоненты напряженного состояния в бетоне и арматуре [2] вполне удовлетворительно согласуются с данными экспериментальных исследований [3].

В составленной программе расчета расчетная схема балки представлена в виде совокупности различных конечных элементов (КЭ) – треугольных для бетона и линейных для арматуры (рис. 2). Арматура связана с бетоном при помощи специальных связующих элементов (СЭ), допускающих взаимные сдвиги арматуры относительно бетона, имитирующих сцепление арматуры с бетоном. Принятая модель позволяет связать КЭ бетона и арматуры при различной длине линейного

КЭ арматуры. Длина КЭ прямолинейной не отогнутой напрягаемой и ненапрягаемой арматуры равна размеру треугольного КЭ бетона и связь КЭ осуществляется в каждом узле сетки по длине арматуры. Длина отогнутой части арматуры принята такой, что связь узлов арматуры выполняется через два или три КЭ бетона.

Связующие элементы (СЭ), соединяющие узлы бетона и прямолинейной арматуры, имеют одну податливую связь (тип 1), направленную вдоль арматурного стержня, а СЭ, соединяющие наклонную часть отогнутой арматуры с бетоном (тип 2), имеют две также податливые связи по направлению координатных осей (рис. 2).

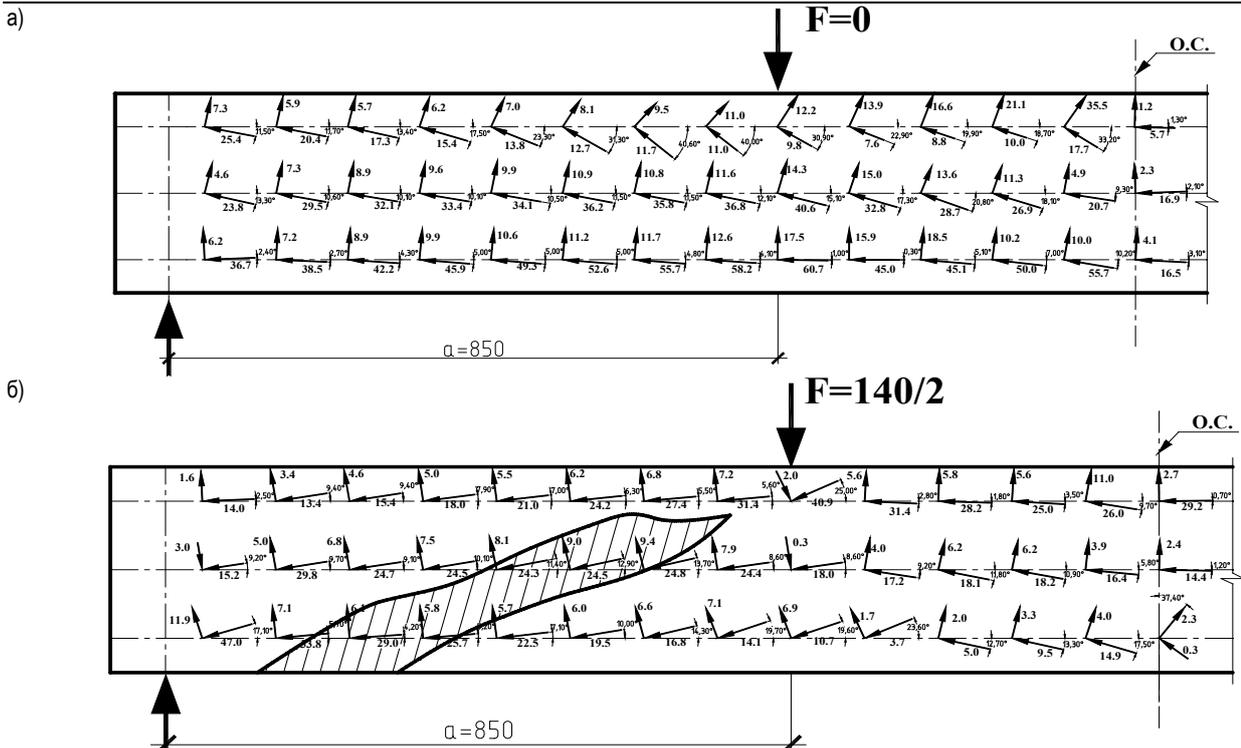


Рис. 3. Направление и величины главных деформаций ($\epsilon_b \cdot 10^{-5}$) в балке с отогнутой арматурой, рассчитанные по разработанной программе: а) на стадии предварительного обжатия бетона; б) на стадии загрузки при совместном действии сил обжатия бетона

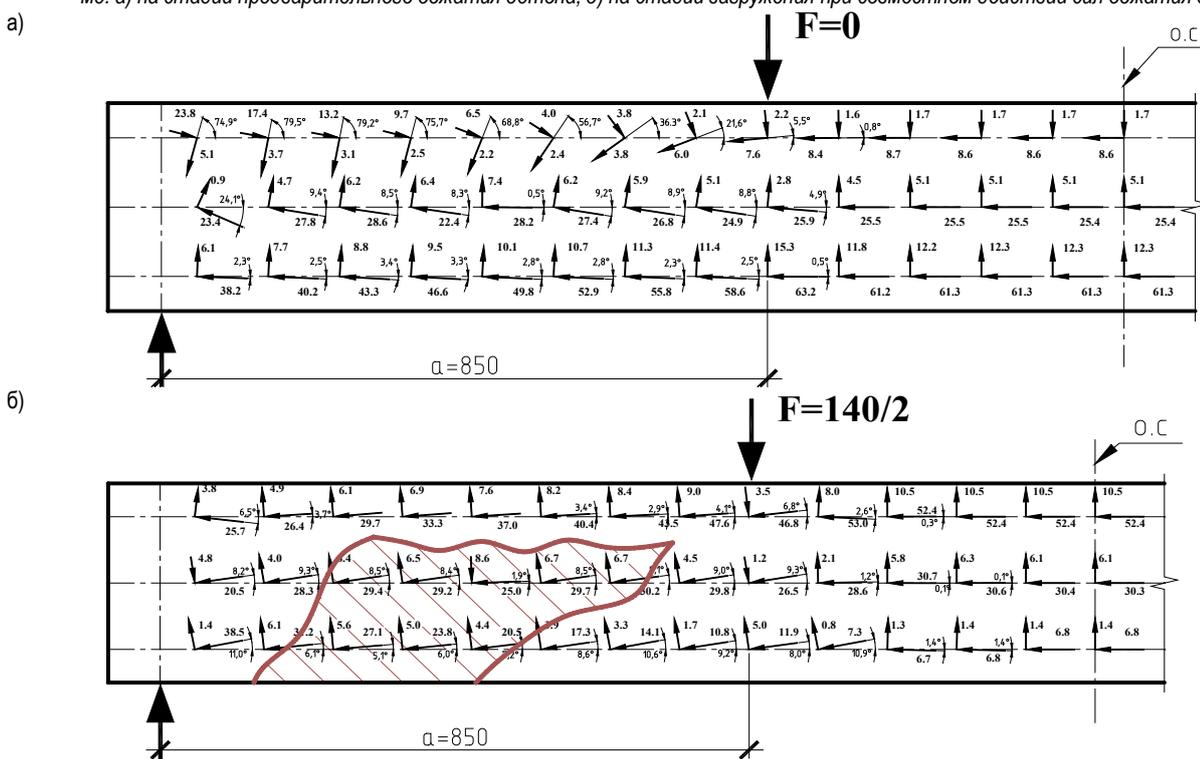


Рис. 4. Направление и величины главных деформаций ($\epsilon_b \cdot 10^{-5}$) в балке с отогнутой арматурой, полученные с помощью вычислительного комплекса «MSC. visualNastran for Windows»: а) на стадии предварительного обжатия бетона; б) на стадии загрузки при совместном действии сил обжатия бетона

Расположение связующих элементов выполняется с помощью математической модели расчетной схемы балки (управляющего поля чисел), в которой «0» соответствует узловой точке, не имеющей связующего элемента, «1» – точке, объединяющей связующими элементами конечные элементы бетона с нижней прямолинейной напрягаемой арматурой, «2» и «3» то же, соответственно объединяющей связующими элементами бетона с отогнутой напрягаемой

арматурой и верхней ненапрягаемой арматурой. В расчетах применение связующего элемента в каком-либо узле учитывается путем корректировки и изменения соответствующих участков матрицы жесткости системы.

Соотношение между усилием в связи конечного элемента и взаимными смещениями арматуры и бетона приняты в виде произведения искомого смещения на жесткость связи. Жесткость горизонталь-

ных связей подбирались с учетом того, что напряжение в арматуре на торце элемента от усилий предварительного натяжения и действия внешней нагрузки равны нулю, и корректировалась в зависимости от длины линейного элемента. Соотношение между жесткостями горизонтальных и вертикальных связей в СЭ типа 2 определялось в зависимости от отношения усилий в горизонтальных и вертикальных связях с учетом угла наклона отогнутой арматуры. Задача по определению горизонтальных и вертикальных жесткостей в СЭ типа 2 решалась методом последовательных приближений.

Усилие от предварительного натяжения арматуры прикладывалась как внешняя сжимающая сила к крайнему КЭ у торца арматуры. Нагрузка от внешнего нагружения прикладывалась к узлам расчетной схемы.

В качестве исходных данных в разработанной программе приняты геометрические размеры балок, данные по ее разбивке на конечные элементы, упругие характеристики материалов, жесткости связей каждого вида арматуры с бетоном, а также номера узлов приложения внешней нагрузки и величины внешней нагрузки.

Анализ результатов численного расчета напряженно-деформированного состояния балок. Анализ результатов расчета показывает, что общая картина распределения главных деформаций в балке с отогнутой арматурой и их величина как на стадии предварительного обжатия бетона, так и при нагружении внешней нагрузкой при совместном действии сил обжатия бетона, имеют отличия, связанные с особенностями принятой расчетной модели. В результате того, что в разработанной авторами программе усилия предварительного обжатия бетона осуществлялись приложением внешних сил к арматуре в торце балки (в КЭ-модели для вычислительного комплекса [1] – разностью температур [2]), а фактор сцепления моделировался с помощью специальных связующих элементов, позволяющих учесть влияние взаимных сдвигов на уровне условной поверхности контакта, величины и углы наклона главных деформаций опорных зон балки как на стадии предварительного обжатия, так и при совместном действии внешних сил и сил обжатия бетона изменились. При обжатии бетона в балке по данным расчета по составленной программе, векторы главных деформаций сжатия в средней части высоты сечений опорных зон (зон среза) наклонены больше к точке приложения усилия в отогнутой арматуре (углы наклона составляют 10,1 -12,1°, рис. 1а) по сравнению с данными расчета по вычислительному комплексу [1], для которых углы наклона 8,5-9,2° (рис. 2 а). С приложением внешней нагрузки векторы главных деформаций сжатия бетона опорных зон балки, так же наклонены к продольной оси в большей степени (угол наклона 9,1 -13,7°, рис. 1б), чем в балках, рассчитанных по вычислительному комплексу «MSC. visualNastran for Windows» (угол наклона 8,1 -9,3°, рис. 2б).

Вместе с тем, при обжатии бетона, по данным составленной программы, в средней части высоты сечения приопорной зоны векторы главных сжимающих и растягивающих деформаций имеют большую величину и изменяются с небольшим нарастанием от торца к средней части балки. С приложением внешней нагрузки величины главных сжимающих деформаций изменяются в сторону уменьшения в большей степени, в сравнении с аналогичными компонентами напряженно-деформированного состояния, полученными с помощью вычислительного комплекса [1], а главные растягивающие – изменяются таким образом, что создаются условия для образования наклонной трещины, начинающейся в средней трети высоты сечения по узкой полосе (рис. 3 б). Главные растягивающие деформации в средней трети высоты сечения опорной зоны балки, полученные расчетным путем при помощи вычислительного комплекса [1] при нагружении внешней нагрузкой практически не изменяются и имеют примерно одинаковые величины по значительной части зоны среза (рис. 4 б).

Таким образом, при создании преднапряжения и с приложением внешнего нагружения изменение напряженно-деформированного состояния по данным расчета по составленной программе и по вычислительному комплексу [1] соответствуют общим представлениям о работе балки, а имеющиеся отличия в направлении и в величинах параметров напряженно-деформированного состояния можно объяснить более точным моделированием сцепления и создания преднапряжения, принятыми в составленной авторами программе.

Следует так же отметить, что величины и направления векторов главных деформаций, полученных с помощью составленной программы, лучше согласуются с данными, полученными экспериментальным путем [3, 4].

Выводы:

1. Общая картина по направлению и величинам главных деформаций в балке с отогнутой арматурой, полученных по результатам расчета по разработанной программе и по вычислительному комплексу «MSC. visualNastran for Windows» как на стадии предварительного обжатия бетона, так и при нагружении внешней нагрузкой при совместном действии сил обжатия бетона, принципиальных отличий не имеет.
2. Учет в разработанной программе усилий предварительного обжатия бетона путем приложения внешних усилий к арматуре и моделирования сцепления при помощи специальных связующих элементов, позволяющих учесть влияние взаимных сдвигов арматуры и бетона на уровне условной поверхности контакта, сказывается на величинах и углах наклона главных деформаций опорных зон балки как на стадии предварительного обжатия, так и при совместном действии внешних сил и сил обжатия бетона.
3. При обжатии бетона в балке, рассчитанной по составленной программе, векторы главных деформаций сжатия в средней части высоты сечений опорных зон (зон среза) наклонены на 2-3° больше к точке приложения усилия в отогнутой арматуре, по сравнению с данными, полученными расчетом по вычислительному комплексу «MSC. visualNastran for Windows».
4. По данным расчета по составной программе при обжатии бетона в зоне возможного появления наклонных трещин векторы главных сжимающих и растягивающих деформаций имеют большую величину и изменяются устойчиво с небольшим нарастанием от торца к средней части балки. В балке, рассчитанной по вычислительному комплексу [1] в бетоне, расположенном в непосредственной близости к траектории отогнутой арматуры значения главных деформаций занижены на величину до 20% от одноименных данных в точках, удаленных от траектории арматуры.
5. С приложением внешней нагрузки изменение напряженно-деформированного состояния, по данным расчета по составленной программе и по вычислительному комплексу [1], соответствует общим представлениям о работе балки. При этом, по данным вычислительного комплекса [1], в средней части высоты сечения приопорной зоны балки величины главных сжимающих деформаций изменяются в сторону уменьшения в меньшей степени, а главные растягивающие деформации практически не изменяются по значительной части длины опорной зоны балки. По данным составленной программы изменение главных сжимающих и растягивающих деформаций происходит таким образом, что создаются условия для образования наклонной трещины, начинающейся в средней трети высоты сечения по узкой полосе.
6. Величины и направления векторов главных деформаций, полученных по составленной программе, как при обжатии бетона, так и при приложении внешней нагрузки находятся в лучшей сходимости с одноименными данными, полученными экспериментальным путем [3, 4].

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Шимкович Д.Г. Расчет конструкций в «MSC. visualNastran for Windows» / Д.Г. Шимкович - М.: ДМК Пресс, 2004. - 704 с.
2. Малиновский В.Н. Влияние предварительно-напряженной полого отогнутой арматуры на напряженно-деформированное состояние железобетонных балок / В.Н. Малиновский, Б.Г. Холодарь, Н.Н. Шалобита // Вестник БрГТУ.-2008.-№1(49): Строительство и архитектура. - С.74-77.
3. Малиновский В.Н. Сопротивление предварительно напряженных балок из высокопрочного бетона с отогнутой стержневой арматурой при изгибе с поперечной силой: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01/ В.Н. Малиновский; Ленинградский инж.-стр. инст.- Ленинград, 1988. - 24с.
4. Малиновский В.Н. Вопросы сопротивления преднапряженных балок с отогнутой арматурой изгибу с поперечной силой / В.Н. Малиновский // Строительные конструкции: Сб. научн. трудов ИСиА Госстроя СССР.- Мн., 1983.- С.114-118.

Материал поступил в редакцию 01.02.09

There are the results and analysis of calculations of the intense-deformed condition of beams with the rectilinear and bent armature at the stage of creation preliminary grasping of concrete and at the stage of the action of the external load. It is established that the presence of the preintense bent armature changes the character of the intense-deformed condition at preliminary grasping of concrete and the given circumstance is reflected in work of a beam at the stage of loading.

УДК 624.012.36:624.046.5

Бондаренко В.М.

УЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ В РАСЧЕТЕ ПРОЧНОСТИ СТАЛЕТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Введение. Как известно, одним из основных недостатков центрально сжатых сталетрубобетонных элементов круглого поперечного сечения является необходимость обеспечения совместной работы в поперечном направлении бетонного ядра и стальной оболочки. Существует возможность нарушения целостности композитного сечения на границе двух материалов (отслоения бетонного ядра от стальной оболочки), что может происходить по двум причинам:

- развитие усадочных деформаций в бетоне (главным образом – аутогенной усадки), что создает опасность отслоения бетонного ядра от стальной оболочки еще до приложения эксплуатационных нагрузок;
- при работе элемента во второй стадии напряженно-деформированного состояния (в соответствии с классификацией, изложенной в [1]), соответствующей уровню эксплуатационных нагрузок.

При этом последний фактор характерен как при передаче нагрузки на все поперечное сечение сталетрубобетонного элемента в виде жесткого штампа – совместность продольных деформаций обеспечивается конструктивно, так и при нагружении только бетонного ядра – совместность продольных деформаций обеспечивается на некотором расстоянии от торцов элемента после перераспределения продольных напряжений пропорционально жесткостям оболочки и ядра за счет сил сцепления и (или) трения.

Для решения обозначенной проблемы предлагается целый ряд мероприятий конструктивно-технологического характера [2-4], направленных на создания предварительных растягивающих напряжений в стальной оболочке. Однако данные предложения недостаточно разработаны для практической реализации [2], либо трудно-выполнимы в построечных условиях [3, 4].

Появление предварительных растягивающих напряжений в стали и сжимающих напряжений в бетоне меняет кинетику взаимодействия ядра с оболочкой при нагружении, что требует соответствующего учета начального давления при расчете прочности таких элементов. Особенное внимание следует обратить на то, что при построении аналитических моделей (решений) расчета прочности преднапряженных сталетрубобетонных элементов базовые уравнения записываются для предельной стадии работы, а величина обжатия ядра определяется на этапе прогнозирования расчетом (или экспериментально на опытных образцах) в зависимости от способа создания предварительного напряжения и соответствует моменту до приложения нагрузки на элемент. Следовательно, необходим механизм трансформации начального значения преднапряжения в величину обжатия ядра в предельной стадии, учитываемую в прочностных расчетах.

На сегодняшний день в доступных для анализа источниках [2-4, 6-8], посвященных расчету прочности при центральном сжатии предварительно напряженных сталетрубобетонных элементов, отсутствуют решения, в которых непосредственно учитывается величина обжатия ядра в предельной стадии, полученная за счет предварительного напряжения. Так, в исследовании [2] нормируется

минимальное значение обжатия ядра для обеспечения совместности поперечных деформаций, а расчет прочности предлагается вести в соответствии с рекомендациями [5], не учитывающими величину обжатия. В работах [4, 6-8] в расчет прочности входит величина начального обжатия ядра, получаемого на стадии изготовления сталетрубобетонных предварительно напряженных элементов.

Одной из предпосылок при построении расчета прочности самонапряженных сталетрубобетонных элементов при центральном сжатии [9, 10] является то, что в предельной стадии взаимодействие бетонного ядра и стальной оболочки обуславливается двумя параллельными процессами – это распор ядра, возникающий от дилатационного эффекта, и давление ядра вследствие самонапряжения бетона (при этом значение самонапряжения в предельной стадии является постоянной величиной). Ниже остановимся на более подробном анализе данных предположений.

1. Определение величины самонапряжения в предельной стадии. При нагружении сталетрубобетонных элементов без предварительных напряжений в оболочке вследствие разницы коэффициентов Пуассона стали и бетона ($\nu_s \approx 0,3$; $\nu_c \approx 0,2$) совместность деформаций обеспечивается только в продольном направлении. В поперечном (или радиальном) направлении условие совместности деформаций не выполняется, а бетонное ядро работает в условиях одноосного сжатия. После достижения уровня напряжений или деформаций в бетоне значений, соответствующих верхней границе микротрещинообразования, возникает давление ядра на оболочку вследствие дилатации бетона.

При наличии предварительных напряжений в оболочке, вызванных собственными деформациями ядра из напрягающего бетона, при нагружении совместность поперечных деформаций обеспечивается. Ядро при этом работает в условиях трехосного сжатия. При этом часть величины преднапряжения оболочки в поперечном направлении расходуется на компенсацию возможной разности поперечных деформаций, что влечет за собой и изменение уровня обжатия бетонного ядра (величины самонапряжения). После достижения уровня напряжений или деформаций в бетоне значений, при которых коэффициент его поперечных деформаций начинает превышать коэффициент поперечных деформаций стали, возникает давление ядра на оболочку вследствие дилатации бетона, а значение самонапряжения с этого этапа нагружения остается постоянным вплоть до предельной стадии.

Таким образом, для расчета прочности сталетрубобетонных элементов с ядром из бетона на напрягающем цементе необходимо знать не только величину начального самонапряжения $\sigma_{CE,0}$, определяемую на этапе прогнозирования собственных деформаций ядра из напрягающего бетона, но и значение самонапряжения в предельной стадии $\sigma_{CE,u}$.

При наличии аналитического описания диаграммы деформирования бетона в условиях трехосного сжатия

Бондаренко Владимир Михайлович, ассистент кафедры «Строительные конструкции, основания и фундаменты» Учреждение образования «Белорусский государственный университет транспорта».

Беларусь, УО БелГУТ, 246653, г. Гомель, ул. Кирова, 34.