

Малиновский Василий Николаевич, канд. техн. наук, доцент, профессор кафедры, УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест (Беларусь)

Матвеевко Никифор Викторович, аспирант, УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест (Беларусь)

Vasiliy Malinovskiy, PhD in Engineering Science, Brest State Technical University, Professor, Brest (Belarus)

Nikifor Matweenko, postgraduate student, Brest State Technical University, Brest (Belarus)

ЭФФЕКТИВНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ СМЕШАННОМ АРМИРОВАНИИ

EFFICIENCY OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH MIXED REINFORCEMENT

АННОТАЦИЯ

В статье рассматриваются комбинированные варианты конструктивного решения армирования предварительно напряженных железобетонных балок. За счет совместного использования напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, а также отгиба напрягаемой арматуры у опоры можно получить эффективное армирование изгибаемых элементов, при котором очертание эпюры материалов будет близким к очертанию эпюры изгибающих моментов от внешнего нагружения, и, как следствие, достигается снижение стоимости конструкций за счет экономии дорогостоящей высокопрочной арматуры и уменьшение металлоемкости силовых форм за счет упрощения приспособлений, необходимых для натяжения арматуры. Кроме этого, уменьшение количества напрягаемой арматуры позволяет избежать разрушения бетона на торцах и образования трещин на верхней грани балки при ее изготовлении.

Для изучения напряженно-деформированного состояния предварительно напряженных железобетонных балок и балок со смешанным армированием и для определения их эффективности методами

конечно-элементного моделирования были проанализированы три варианта конструктивного решения продольного армирования балок: первый – с предварительно напряженной отогнутой и прямой арматурой, второй – с предварительно напряженной отогнутой и ненапрягаемой прямой арматурой, третий – с ненапрягаемой отогнутой и прямой арматурой.

В предложенном конструктивном решении армирования предварительно напряженных железобетонных балок за счет применения смешанного армирования в приопорной зоне снижается расход напрягаемой арматуры. Использование в железобетонных балках напрягаемой арматуры с пологим отгибом у опоры позволяет повысить прочность наклонных сечений на 10 %, а трещиностойкость на 40 % по сравнению с балками без предварительного напряжения.

ABSTRACT

The combined versions of a constructive solution to the reinforcement of pre-stressed concrete beams are considered in the article. Due to joint use of the prestressed and non-prestressed reinforcement, and also bent-up prestressed bars it is possible to get effective reinforcing of the bending elements in case of which the outline of a materials curve will be close on an outline of curve of the bending moments from external loading, and as a result reduction in cost of structures due to saving of an expensive high-strength reinforcement and reduction of metal consumption of power forms due to simplification of the devices necessary for a bars tension. Besides reduction of the prestressed reinforcement amount allows avoiding destruction of concrete at end of beam and formations of cracks on the upper side of a beam at its production.

For the studying of the stress-strained state pre-stressed beams and reinforced concrete beams with mixed reinforcement, and also for determination of efficiency of its application, by means of methods of finite element modeling were analysed three versions of the constructive solution of reinforcing of beams: the first – with prestressed bent-up and straight bars, the second – with prestressed bent-up and non-prestressed straight bars and the third – with non-prestressed bent-up and straight bars.

In the proposed constructive solution of reinforced concrete beams consumption of high strength reinforcement is reduced due to application

of mix prestressed and non-prestressed reinforcement at the support. Use of the bent-up prestressed reinforcement at a support allows increasing shear resistance for 10 %, and cracking resistance for 40 % in comparison with a non-prestressed beam.

Ключевые слова: отогнутая арматура, предварительно напряженная балка, трещиностойкость, несущая способность, конечно-элементное моделирование.

Keywords: bent-up reinforcement, prestressed beam, crack resistance, bearing capacity, finite-element modeling.

ВВЕДЕНИЕ

Основными железобетонными конструкциями при строительстве зданий и сооружений являются изгибаемые элементы (балки и плиты). Учитывая значительные объемы применения изгибаемых железобетонных элементов, даже небольшое сокращение расхода материалов при совершенствовании конструктивных решений может привести к значительному снижению материальных затрат при строительстве.

Одним из путей повышения эффективности использования прочностных и деформативных характеристик бетона и арматуры является создание предварительного напряжения конструкции при помощи продольной напрягаемой арматуры, что позволяет, с одной стороны, повысить трещиностойкость и жесткость изгибаемых элементов, а с другой стороны – увеличить несущую способность за счет применения бетона и арматуры более высоких классов [4].

Вместе с тем предварительно напряженные конструкции имеют также ряд недостатков. К основным из них относятся увеличение трудоемкости изготовления конструкции, связанное с необходимостью предварительного натяжения арматуры, и повышение стоимости всей конструкции за счет использования более дорогих силовых форм и высокопрочной арматуры.

В однопролетных свободно опертых балках изгибающие моменты в приопорных зонах пролета значительно меньше, чем в средней, но предварительно напряженная высокопрочная арматура,

подобранная по усилию в середине пролета, по всей длине элемента устанавливается постоянного сечения. Данное обстоятельство приводит к тому, что на приопорных участках имеется значительный запас по прочности нормальных сечений, что снижает технико-экономические показатели конструкции в целом. Более того, большое количество продольной напрягаемой арматуры, сосредоточенное на малой площади сечения бетона, может привести к образованию трещин на верхней грани балки и разрушению бетона на торцах, а это требует постановки дополнительного армирования для обеспечения прочности и трещиностойкости элементов на стадии изготовления, транспортировки и монтажа.

ЭФФЕКТИВНЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ АРМИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК

В последние годы выполнялось большое количество исследований, целью которых являлось повышение экономической эффективности предварительно напряженных конструкций. Можно выделить два основных направления, по которым производилось совершенствование конструкций с продольной предварительно напрягаемой арматурой.

Первое направление – это применение смешанного армирования. Такой вариант армирования приемлем для конструкций, для которых сечение рабочей арматуры определяется требованиями прочности, а расчет по предельным состояниям второй группы не является лимитирующим. В этом случае может быть уменьшена величина предварительного напряжения путем замены части напрягаемой арматуры на ненапрягаемую, устанавливаемую в соответствии с эпюрой изгибающих моментов в средней части пролета. Таким образом можно получить наиболее рациональный вариант конструкции – конструкцию равного сопротивления. При использовании смешанного армирования в конструкциях массового применения экономический эффект может быть значительным за счет снижения стоимости арматуры и уменьшения металлоемкости силовых форм, трудоемкости и энергоемкости их изготовления [3, 5].

Второе направление связано с переводом определенного количества продольной напрягаемой арматуры из нижней растянутой

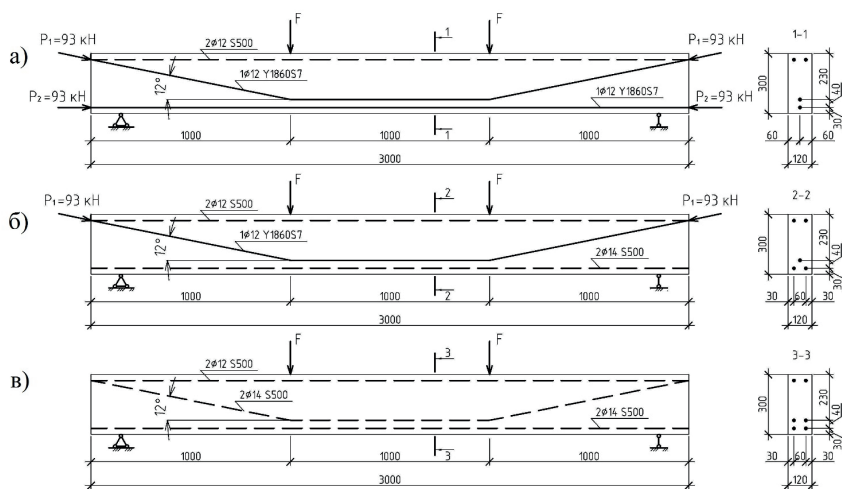
зоны в пролете в верхнюю сжатую зону на опоре, где она не полностью используется для обеспечения прочности нормальных сечений. При переводе (отгибе) арматуры из растянутой в сжатую зону траектория арматуры в опорной зоне расположена (отогнута) под пологим углом к продольной оси балки. Благодаря такому отгибу части арматуры, повышается трещиностойкость наклонных сечений, увеличивается сопротивление элемента действию поперечных сил, рассредоточивается напрягаемая арматура по торцу балки, создается обжатие бетона опорных частей в вертикальном направлении и уменьшается вероятность образования горизонтальных трещин на ее концевых участках [6, 7].

Оба направления имеют определенные преимущества. Применение смешанного армирования по первому направлению приводит к экономии дорогостоящей высокопрочной арматуры, но не позволяет повысить несущую способность и трещиностойкость сечений, наклонных к продольной оси элемента. Элементы с отогнутой продольной напрягаемой арматурой (второе направление) обладают большим сопротивлением действию поперечных сил, хотя и не позволяют снизить расход напрягаемой арматуры. Таким образом, при выборе конструктивного решения армирования изгибаемого элемента возникает вопрос: к чему стремиться – к снижению расхода продольной напрягаемой арматуры либо уменьшению поперечного армирования.

Авторами статьи предлагается конструктивное решение, которое способствует объединению преимуществ отмеченных выше направлений совершенствования предварительно напряженных конструкций: снижение расхода продольной напрягаемой арматуры наряду с увеличением прочности и трещиностойкости наклонных сечений. В предлагаемом конструктивном решении прочность и трещиностойкость сечений, нормальных к продольной оси элемента, обеспечивается продольной напрягаемой арматурой. В приопорной зоне выполняется отгиб всей высокопрочной арматуры таким образом, чтобы траектория напрягаемой арматуры приблизилась к направлению главных растягивающих напряжений по всей длине элемента и позволяла повысить трещиностойкость и несущую способность наклонных сечений балки. Для обеспечения прочности сечений, нормальных

к продольной оси элемента у опоры, где величина изгибающих моментов меньше, чем в пролете, устанавливается ненапрягаемая арматура. В случае необходимости увеличения несущей способности нормальных сечений в середине пролета ненапрягаемая арматура может устанавливаться также в средней части балки.

Для выявления отличительных особенностей в напряженно-деформированном состоянии предлагаемого конструктивного решения балки, в сравнении с вышеописанными вариантами армирования численными методами, были проанализированы на балке сечением 120×300 мм и длиной 3 м без поперечного армирования три конструктивных решения продольного армирования (рисунок 1).



- а) балка Б1 с полого отогнутой и прямолинейной напрягаемой арматурой;
- б) балка Б2 с полого отогнутой напрягаемой арматурой и прямолинейной ненапрягаемой;
- в) балка Б3 с полого отогнутой и прямолинейной ненапрягаемой арматурой

Рисунок 1. Общий вид и расчетные схемы исследуемых балок

Вариант 1 (балка Б1) – в качестве продольного армирования принимается два арматурных каната из высокопрочной стали

класса Y1860 S7 диаметром 12,5 мм, расположенных один под другим по вертикали. Нижний стержень прямолинейного очертания по всей длине балки, верхний – отгибается на расстоянии 1000 мм от торца балки под углом 12° (рисунок 1, а).

Вариант 2 (балка Б2) – в качестве продольного армирования принимается один преднапряженный арматурный канат из высокопрочной стали класса Y1860 S7 диаметром 12,5 мм, расположенный в приопорной зоне под пологим отгибом к продольной оси балки, и для обеспечения прочности нормальных сечений по всей длине балки дополнительно предусмотрены два арматурных стержня диаметром 14 мм класса S500. Диаметр и количество стержней ненапрягаемой арматуры подобраны из условия равнопрочности нормальных сечений вариантов армирования: $A_{st} \cdot f_{yd} \approx A_{sp} \cdot f_{pd}$ (рисунок 1, б).

Вариант 3 (балка Б3) – в качестве продольного армирования используются 4 ненапрягаемых стержня диаметром 14 мм класса S500, расположенных в два ряда. В приопорной зоне верхний ряд армирования переводится в верхнюю зону, благодаря чему повышается сопротивление элемента действию поперечных сил (рисунок 1, в).

Для всех вариантов с напрягаемой арматурой усилие предварительного обжатия бетона принято на уровне $0,63 \cdot f_{p0.1k} \cdot A_{sp}$, что составляет 93 кН (1 000 МПа).

Таким образом, для каждого рассматриваемого варианта армирования предусмотрено двухрядное расположение арматуры, и с целью повышения сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил в приопорной зоне верхний ряд арматуры располагается под пологим отгибом к продольной оси балки.

Исследование напряженно-деформированных состояний балок выполнялось методом конечных элементов. Для моделирования искусственного каменного материала (бетона) была использована модель с разрушением (concrete damage plasticity model). Преимуществом данной модели является возможность учитывать образование и развитие трещин не только при растяжении, но и при сжатии и срезе, что особенно важно при исследовании сопротивления наклонных сечений железобетонных балок. В основе данной модели лежит теория прочности Гениева

[2]. Модель основана на упруго-пластическом поведении бетона при нагружении. Можно выделить три стадии работы бетона под нагрузкой в соответствии с данной моделью: стадия абсолютно упругой работы, стадия пластической работы и стадия постразрушения (ниспадающая ветвь диаграммы). Для обеспечения непрерывности сетки конечных элементов в данной модели бетона используется принцип распределения трещины на несколько соседних элементов. В связи с этим в диаграмме состояния материала необходимо задавать ниспадающую ветвь, которая моделирует распределение трещины по группе конечных элементов (эффект «tension-stiffening»). В случае если ниспадающая ветвь задана крутой, то повреждения бетона будут концентрироваться в одной или нескольких крупных трещинах, если ниспадающая ветвь пологая, то трещина будет распределяться на большое количество соседних элементов и могут возникнуть сложности при определении конкретного местоположения трещин. Таким образом при анализе результатов расчета можно зафиксировать момент образования трещин, но не представляется возможным определение фактической ширины раскрытия трещин, однако, анализируя распределение относительных деформаций конечных элементов по высоте сечения, можно по «всплескам» деформаций предположить, в какой части сечения ширина раскрытия будет наибольшей.

С учетом вышесказанного в основу расчетной диаграммы деформирования бетона при сжатии-растяжении была принята полная диаграмма деформирования в соответствии с п. 6.1.5.2 и 6.1.6.4 [1] с учетом стеснения деформаций бетона в местах приложения внешней нагрузки и опорных реакций балки. С целью упрощения модели полная диаграмма деформирования бетона была заменена на кусочно-линейную (рисунок 2). Минимальные напряжения ниспадающей ветви диаграммы деформирования бетона приняты $0,1f_{ck}$ ($0,1f_{ctk}$), что необходимо для обеспечения сплошности сетки конечных элементов. В качестве условия образования трещин в растянутом бетоне принято достижение бетонном относительных деформаций величины удлинения $15 \cdot 10^{-5}$.

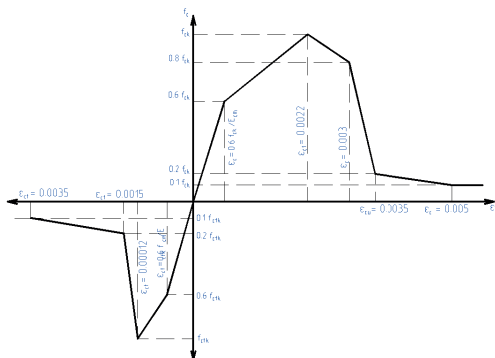


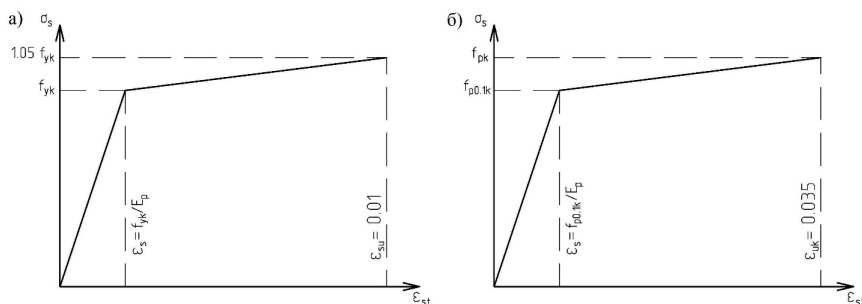
Рисунок 2. Принятая в расчетах диаграмма деформирования бетона при сжатии-растяжении
(Примечание: масштаб принят условный)

При моделировании балок всех трех вариантов армирования был принят бетон класса $C^{30}/_{37}$ с нормативным сопротивлением при сжатии 30 МПа, при растяжении 2.6 МПа.

Для описания работы ненапрягаемой арматуры класса S500 и высокопрочных канатов класса Y1860 S7 применялась идеализированная билинейная диаграмма деформирования согласно п. 6.2.2.3 и п. Г.3.1 [1] соответственно. Предполагается идеальная упругая работа арматуры до нормативного значения предела текучести (условного предела текучести для высокопрочной арматуры) и пластическая работа с незначительным упрочнением после достижения предела текучести. На рисунке 3 представлен общий вид диаграммы деформирования ненапрягаемой и высокопрочной арматуры, принятый при расчете исследуемых балок.

Для создания сетки конечных элементов использовались объемные элементы – тетраэдры со стороной 30 мм. Общее количество элементов в созданной модели – 18 959. Для обеспечения сцепления арматуры с бетоном была применена модель взаимодействия материалов на основе сцепления (адгезии) бетона и арматуры – «cohesive behavior». Коэффициент сцепления

подбирался таким образом, чтобы по результатам расчета длина зоны передачи предварительного напряжения соответствовала длине зоны анкеровки канатов и стержневой арматуры, вычисленных при заданных характеристиках материалов в соответствии с п.11.3.4 и п. 11.2.32 [1].



- а) диаграмма деформирования ненапрягаемой арматуры;
 б) диаграмма деформирования высокопрочной канатной арматуры

Рисунок 3. Принятые в расчетах диаграммы деформирования арматуры

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ИССЛЕДУЕМЫХ БАЛОК

Расчет напряженно-деформированного состояния балок производился в два этапа: 1 этап – создание предварительного напряжения от обжатия бетона напрягаемой арматурой, 2 этап – загрузка исследуемой балки.

Исследование НДС производилось при разных уровнях нагружения балки, и на каждом этапе загрузки анализировался уровень главных сжимающих и главных растягивающих деформаций, прогибы балки в середине пролета, напряжения в арматуре. Предельным нагружением принят уровень нагрузки $2F = 200$ кН.

Как известно, наличие предварительного напряжения приводит к увеличению жесткости и трещиностойкости элементов. Данное обстоятельство подтверждается при сравнении величин

прогибов рассматриваемых вариантов продольного армирования (рисунок 4). Для вариантов армирования с предварительным напряжением на начальном этапе нагружения ($2F = 0$) наблюдается выгиб (для балки Б1 выгиб составляет 2,35 мм, для балки Б2–0,71 мм). Зависимость «нагрузка-прогиб» для рассматриваемых вариантов балок имеет схожий характер, отличие заключается только в величинах прогибов, при этом разница между значениями прогибов балок на различных этапах нагружения изменяется и достигает максимальной величины при нагрузке $2F = 120$ кН. При данной нагрузке прогиб балки с полого отогнутой напрягаемой арматурой (балка Б2) на 2,9 мм, а балки с прямолинейной и отогнутой напрягаемой арматурой (балка Б1) на 6,63 мм меньше прогиба балки без предварительного напряжения (балка Б3).

Значения прогибов балок с предложенными вариантами армирования, полученные по результатам конечно-элементного моделирования, могут в некоторой степени отличаться от полученных в ходе натурных испытаний образцов. В первую очередь это связано с особенностями принятой модели работы бетона. Как указывалось выше, трещина в бетоне распределяется на несколько соседних конечных элементов, и в результате даже после достижения бетоном предельных относительных деформаций удлинения напряжения в конечном элементе не равны нулю (бетон сохраняет сопротивление растяжению на уровне $0,1f_{ctk}$), что приводит к повышению жесткости конструкции в целом и, как следствие, уменьшению величины прогиба.

В балке Б1 с предварительно напряженной прямолинейной и отогнутой арматурой появление нормальных трещин отмечено при нагрузке $2F = 62$ кН в сечении под точкой приложения сосредоточенной внешней силы, при нагрузке $2F = 65$ кН – в зоне чистого изгиба. После образования нормальных трещин наблюдается образование и развитие наклонных трещин. В средней части высоты сечения при нагрузке $2F = 78$ кН начинают формироваться наклонные трещины, в большей степени являющиеся продолжением нормальных трещин, и развиваются в среднем под углом 36° . При нагрузке $2F = 188$ кН относительные деформации укорочения сжатого бетона в зоне чистого изгиба приблизились

к предельным ($35 \cdot 10^{-4}$), в то время как деформации бетона опорной зоны балки не достигают предельных величин.

Общая картина трещинообразования для балки Б1 показана на рисунке 5а.

Следует отметить, что при создании предварительного напряжения в балке Б1 деформации удлинения бетона в верхней части сечения составляют $13,8 \cdot 10^{-5}$, что близко к предельным деформациям (см. рисунок 2), т. е. для данного варианта армирования балки величина деформаций от предварительного обжатия бетона настолько велика, что существует вероятность образования трещин по верхней грани балки.

В балке Б2, армированной отогнутой напрягаемой и прямолинейной ненапрягаемой арматурой, образование нормальных и наклонных трещин происходит при несколько меньшей нагрузке: $2F = 46$ кН и $2F = 68$ кН соответственно. Формирование наклонных трещин происходит в средней части высоты сечения под углом $36-38^\circ$.

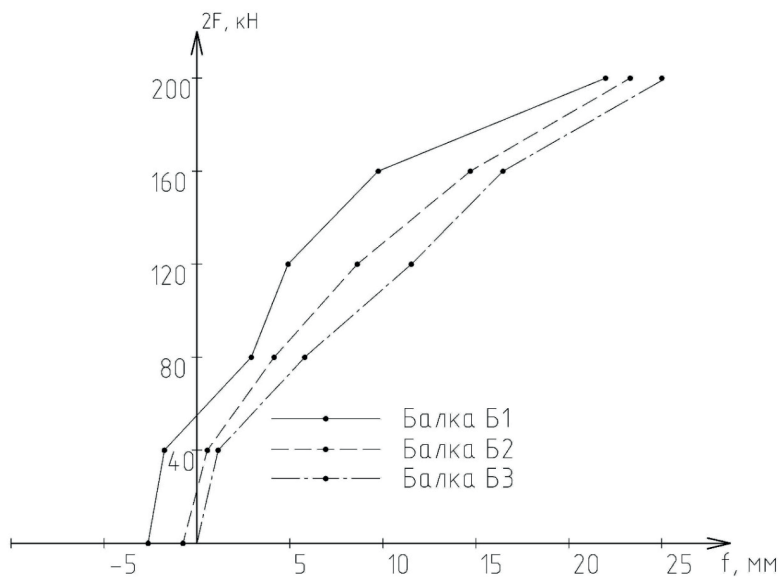
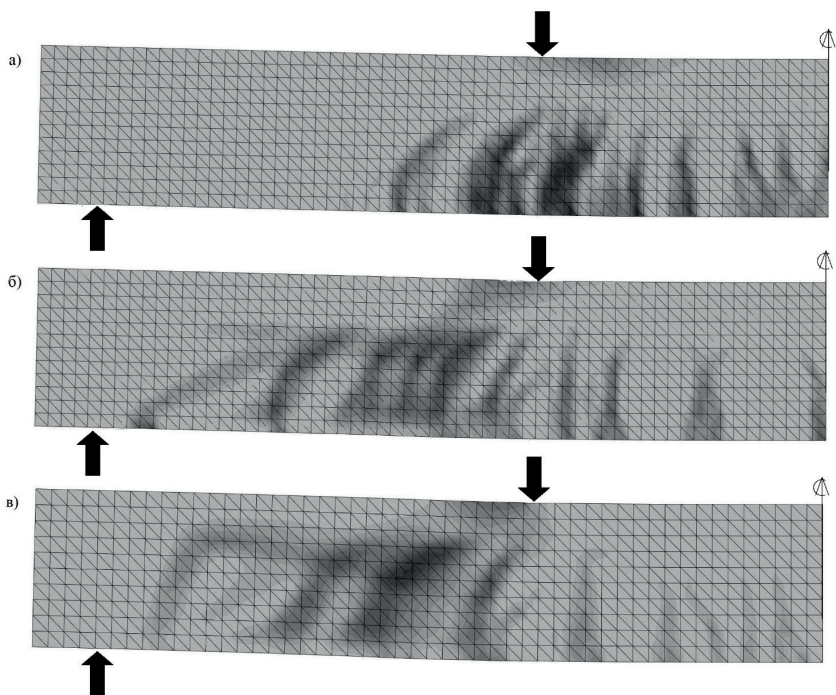


Рисунок 4. Зависимость «нагрузка-прогиб»



- а) схема распределения трещин в балке Б1;
 б) схема распределения трещин в балке Б2;
 в) схема распределения трещин в балке Б3

Рисунок 5. Схема распределения трещин в моделируемых балках на стадии перед разрушением

На стадии предварительного обжатия относительные деформации удлинения бетона по верхней грани балки составляют $3,45 \cdot 10^{-5}$, что значительно меньше предельных, и по этой причине отсутствует вероятность образования трещин в балке при ее изготовлении. При нагружении $2F = 172$ кН относительные деформации сжатого бетона над вершиной наклонной трещины приближаются к предельным значениям ($35 \cdot 10^{-4}$).

Как следовало ожидать, у балки Б3 без предварительного напряжения трещиностойкость как нормальных, так и наклонных сечений гораздо ниже, чем в аналогичных балках с напрягаемой

арматурой: образование нормальных трещин отмечено при нагрузке $2F = 31$ кН, наклонных – при нагрузке $2F = 54$ кН.

Относительные деформации сжатого бетона над вершиной наклонной трещины в балке Б3 приближаются к предельным значениям ($35 \cdot 10^{-4}$) при несколько меньшей нагрузке, чем в балке Б2 – при $2F = 160$ кН.

Имеются некоторые отличия в характере образования и развития наклонных трещин у рассматриваемых вариантов балок. В балках Б2 и Б3 наклонные трещины образуются как продолжение нормальных, однако на более поздних этапах загрузки по причине увеличения касательных напряжений в сечениях опорной зоны диагональные трещины имеют наибольшую ширину раскрытия в середине высоты сечения. При этом в балке Б2 на ширину раскрытия трещин существенное влияние оказывает наличие полого отогнутой напрягаемой арматуры – главные растягивающие деформации бетона по траектории расположения напрягаемой арматуры меньше, чем в балке Б3.

В балке Б1 с высоким уровнем предварительного напряжения образовалось всего несколько наклонных трещин в непосредственной близости от точки приложения сосредоточенной силы, при этом наибольшие деформации удлинения бетона, а значит наибольшая ширина раскрытия трещин наблюдаются у нижней грани балки.

В соответствии с описанным выше характером образования и развития трещин можно заключить, что при определении несущей способности балки Б1 с прямолинейной и отогнутой напрягаемой арматурой определяющим является влияние изгибающего момента, в то время как для балок Б2 и Б3 определяющим является влияние поперечной силы.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

У предложенного варианта армирования, заключающегося в переводе напрягаемой арматуры из нижней зоны сечения в пролете в верхнюю на опоре, а для обеспечения прочности нормальных сечений в приопорной зоне предполагающего применение ненапрягаемой арматуры, можно выделить следующие достоинства:

1. Снижение стоимости конструкций за счет экономии дорогостоящей высокопрочной арматуры и уменьшение металлоемкости силовых форм путем упрощения приспособлений, необходимых для натяжения арматуры.
2. Уменьшение количества напрягаемой арматуры в сечении балочных элементов позволяет избежать разрушения бетона на торцах и образования трещин на верхней грани балки при ее изготовлении.
3. По результатам численного моделирования установлено повышение трещиностойкости нормальных и наклонных сечений по сравнению с балками без предварительного напряжения на 45 % и 40 % соответственно.
4. Увеличение несущей способности наклонных сечений по сравнению с балками без предварительного напряжения на 10 % (установлено на основании результатов численного моделирования).
5. Более рациональное и эффективное использование напрягаемой арматуры в конструкциях, для которых расчет по предельным состояниям второй группы не является лимитирующим, поскольку увеличение количества напрягаемой арматуры не приводит к существенному увеличению несущей способности конструкции в целом.
6. За счет совместного использования напрягаемой и ненапрягаемой арматуры можно получить эффективное армирование изгибаемых элементов вследствие более полного приближения эпюры несущей способности сечений балок к очертанию эпюры изгибающих моментов от внешнего нагружения.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02.–Введ. 01.07.03.–Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2003.– 139 с.
2. Гениев, Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк.–М.: Стройиздат, 1974.– 316 с.

3. Михайличенко, А. В. Напряженно-деформированное состояние, расчет и оптимизация изгибаемых элементов со смешанным армированием: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / А. В. Михайличенко.– Киев, 1993.– 22 с.
4. Михайлов, В. В. Предварительно напряженные железобетонные конструкции (Теория, расчет и подбор сечений) / В. В. Михайлов.– 2-е изд., перераб. и доп.– М.: Стройиздат, 1978.– 383 с.
5. Хуранов, В. Х. Железобетонные конструкции равного сопротивления с комбинированным преднапряжением и смешанным армированием: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / В. Х. Хуранов; Рост. гос. строит. ун-т.– Ростов-на-Дону, 2004.– 24 с.
6. Цыганков, Н. Н. Техничко-экономические показатели стропильных балок с отогнутой продольной арматурой / Н. Н. Цыганков, Ю. В. Дмитриев, Л. В. Сасонко и др. // Промышленное строительство.– 1970.– № 10–С. 21–22.
7. Шалобыта, Н. Н. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных балок с пологим отгибом части продольной предварительно напряженной арматуры / Н. Н. Шалобыта, В. Н. Малиновский, П. В. Кривицкий // Вестник БрГТУ.– 2010.– № 1: Строительство и архитектура.– С. 78–81.

REFERENCES

1. *Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruksii* [Concrete and reinforced concrete structures]. СНБ 5.03.01–02.–Minsk: Stroytekhnorm, 2002. 144 p. (rus)
2. Geniyev G. A., Kissyuk V. N. *Teoriya plastichnosti betona i zhelezobetona* [Theory of plasticity of concrete and reinforced concrete]. Moscow. Stroyizdat, 1974. 316 p. (rus)
3. Mihaylichenko A. V. *Napryazhenno-deformirovannoe sostoyaniye, raschet i optimizatsiya izgibayemykh elementov so smeshannym armirovaniyem* [Stress-strained state, design and optimization bending elements with mixed reinforcement]. Thesis abstract PhD in Technological Sciences. Kiev, 1993. 22 p. (rus)

4. Mihaylov V.V. *Predvaritelno napryazhennyye zhelezobetonnyye konstruksii (Teoriya, raschet i podbor secheniy)* [Prestressed reinforced concrete structures (Theory, design and the selection of cross-sections)]. Moscow: Stroyizdat, 1978. 383 p. (rus)
5. Huranov V. Kh. *Zhelezobetonnyye konstruksii ravnogo soprotivleniya s kombinirovannym prednapryazheniyem i smeshannym armirovaniyem* [Reinforced concrete structures equal resistance with combined prestressing and mixed reinforcement]. Thesis abstract PhD in Technological Sciences. Rostov-na-Donu, 2004. 24 p. (rus)
6. Tsygankov N.N., Dmitriyev Yu.V., Sasonko L.V. *Industrial and civil engineering*. 1970. No. 10. pp. 21–22. (rus)
7. Shalobyta N.N., Malinovskiy V.N., Krivitskiy P.V. *Bulletin of BrGTU*. 2010. No. 1. pp. 78–81. (rus)

Статья поступила в редколлегия 24.11.2016.