

Выводы. Проведены экспериментальные исследования сталежелезобетонных балок с различными типами анкеров, объединяющих для совместной работы железобетонную плиту и двутавр.

1. Характер деформирования всех испытанных балок и развитие пластических свойств нижней полки двутавра к моменту разрушения позволяет сделать вывод об исчерпании несущей способности по прочности нормальных сечений.

2. Петлевые наклонные анкера показали себя по сравнению с стержневыми и уголковыми анкерами наиболее надежными связями на сдвиг.

1. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Экспериментальные исследования сталебетонных плит // *Известия вузов. Строительство и архитектура.* – 1991. – №5. – С. 125–128 2. Chichladze E.D., Vatylya G.L. *Experimental researches of steel-concrete plates Proceedings of the IASS 40th Anniversary Congress. Madrid, 20–24 September.* – 1999, A13–A18. 3. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Экспериментальные исследования сталебетонных балок // *Известия вузов. Строительство и архитектура.* – 2000. – №12. – С. 4–7.

УДК 624.014.2

Н.Н. Шалобыта, В.Н. Малиновский, Т.П. Шалобыта

Брестский государственный технический университет, Республика Беларусь

СОПРОТИВЛЕНИЕ СРЕЗУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ПОЛОГИМ ОТГИБОМ ЧАСТИ ПРОДОЛЬНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРЫ

© Шалобыта Н.Н., Малиновский В. Н, Шалобыта Т.П., 2010

Приведены результаты исследований по определению напряжённо-деформированного состояния предварительно напряженных железобетонных балок с преднапряженной пологой отогнутой арматурой.

Ключевые слова: предварительное напряжение, отогнутая арматура, напряжение, деформация.

In the article the results of researches on determination of the tensely-deformed state of preliminary tense reinforced-concrete beams with the declivous unbended tendon are presented .

Keywords: are preliminary tension, unbended armature, tension, deformation.

Введение. Традиционно для повышения трещиностойкости железобетонных балочных конструкций используются предварительно напряженные прямолинейные продольные стержни, располагающиеся в нижней зоне сечения балок. Данный подход существенно сказывается на трещиностойкости нормальных сечений, но практически не оказывает влияния на трещиностойкость наклонных сечений. Для повышения трещиностойкости наклонных сечений целесообразным является обжатие бетона в вертикальном направлении. Применение в изгибаемых элементах перевода (отгиба) части продольной предварительно напрягаемой арматуры из нижней зоны в пролете, в верхнюю на опорах способствует значительному повышению трещиностойкости наклонных сечений при существенном снижении количества поперечного армирования приопорных зон, а в ряде случаев позволяет и вовсе отказаться в конструкциях от поперечного армирования. При использовании отгибаемой предварительно напряженной арматуры создаются благоприятные условия для экономии бетона и сокращения веса конструкции за счет придания им целесообразных форм, возникает возможность применения конструкций с ломанным нижним

поясом и без утолщения ширины сечения у опор. Несмотря на рациональность и целесообразность применения железобетонных изгибаемых элементов с полого отогнутой предварительно напряженной стержневой арматурой, сопротивление таких элементов действию изгибающего момента с поперечной силой изучено недостаточно [1].

В подавляющем большинстве международных норм по проектированию железобетонных конструкций, отгибы отнесены к одному из видов поперечного армирования и в расчетных методах учитываются лишь как составляющие проекционных сил сопротивляющихся срезу. При этом несущая способность наклонных сечений определяется на основании общеизвестных методов основанных на модели ферменной аналогии (W. Ritter – E. Morsh) [2]. Однако, как показывают результаты исследований [1], роль предварительно напряженных отгибов в оценке сопротивления действию внешних усилий имеет неоднозначность и даже определённую противоречивость. Решить возникшие противоречия возможно только лишь с использованием так называемых «точных» методов расчета железобетонных конструкций при действии среза, в комбинации с изгибом и продольными силами. Практически все методы данного направления используют рациональную деформационную модель, рассматривающую совместно уравнения равновесия, уравнения совместности деформаций и зависимости, связывающие напряжения и деформации для железобетонного элемента с диагональными трещинами [2].

Методика исследования. Для анализа напряженно-деформированного состояния опорных зон предварительно напряженных железобетонных балок принято сопоставление главных деформаций бетона для балок с прямолинейной (БП) и отогнутой арматурой (БО) на двух стадиях загрузки: после окончания предварительного обжатия $2F = 0$ и при нагрузке $2F = 140$ кН, при которой происходит образование первых нормальных трещин в балках БП и БО. Исследования производились с использованием вычислительного комплекса конечно-элементного моделирования, а так же специально разработанной авторами программы конечно-элементного анализа «BALKA» и экспериментальных исследований опытных балок.

Исследование особенностей изменения напряженно-деформированного состояния, а также прочности и трещиностойкости изгибаемых конструкций с отогнутой арматурой выполнялось с использованием образцов балочного типа длиной 3,0 м, прямоугольного сечения высотой 300 мм и шириной 120 мм. Армирование экспериментальных балок состояло из двух преднапряженных стержней диаметром 14 мм класса S800, располагающихся в два ряда с рабочей высотой в середине пролета балки 250 мм. При этом применялось два типа балок: балки с прямолинейной арматурой (тип БП) и балки с отогнутой арматурой (тип БО), в которых стержень верхнего ряда в третях пролёта переводился из нижней зоны к верхней грани на опоре под углом 12° . Конструктивное решение опытных балок характеризовалось отсутствием ортогонального поперечного армирования по всей их длине. Загружались балки двумя сосредоточенными силами с пролётом среза 850 и 550 мм.

Для вычислительного комплекса разработана численная модель железобетонной балки с предварительно напряженной полого отогнутой арматурой, которая была представлена в виде конечно-элементной трехмерной модели выполненной при помощи твердотельного моделирования с использованием конечных элементов «Solid» (твердотельные пространственные пяти- и шестигранные элементы типа «Brick» («Брусоч») и «Wedge» («Клин»)) [3]. При этом схема разбиения бетона и арматуры балки на конечные элементы в виде горизонтальных слоев выбрана в связи с предполагаемой незначительной разницей в напряжениях в бетоне и внутри армирующего стержня при изгибе рассматриваемых балок. Данное предположение впоследствии подтверждено проведенными расчетами, согласно которых уровни напряжений в центрах объемов элементов и в их вершинах как для арматуры, так и для бетона отличаются незначительно (на доли процента). Создание предварительного напряжения в балках обеспечивалось путем введения отрицательной разности температур материалов – арматуры и бетона. Необходимый уровень температуры подбирался с использованием экспериментальных данных [1] и контролировался по значению максимального выгиба моделируемой балки после создания в ней предварительного напряжения. Сопряжение арматуры и бетона в представленной расчетной модели задавалось из условия совместности деформирования бетона и арматуры по поверхности контакта.

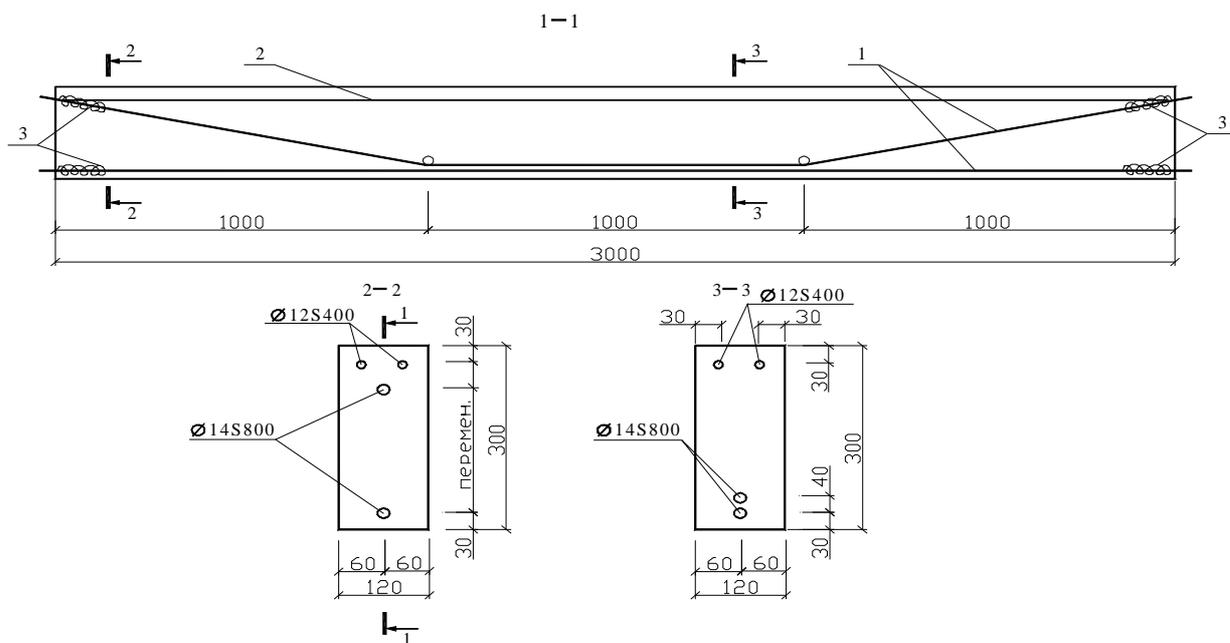
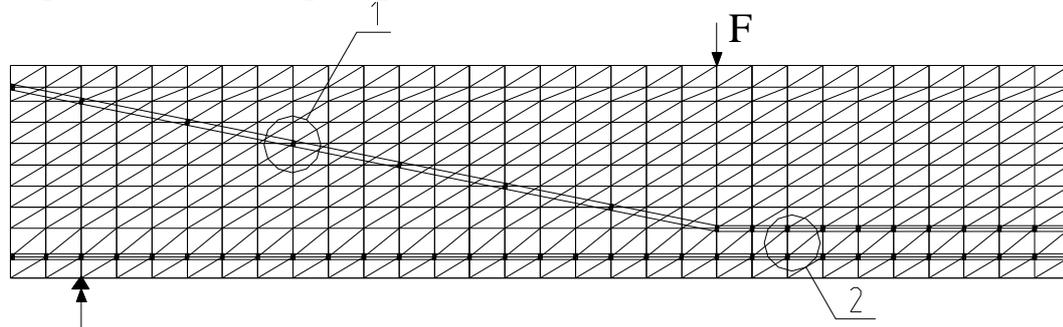


Рис. 1. Конструкция экспериментальной железобетонной балки с отогнутой предварительно напряженной арматурой: 1 – напрягаемая арматура; 2 – ненапрягаемая арматура; 3 – спирали косвенного армирования

В разработанной программе расчета «BALKA» расчетная схема железобетонной предварительно напряженной балки представлена в виде совокупности различных конечных элементов (КЭ) – треугольных для бетона и линейных для арматуры. Арматура связана с бетоном при помощи специальных связующих элементов (СЭ), допускающих взаимные сдвиги арматуры относительно бетона, имитирующих сцепление арматуры с бетоном [4; 5].

а)



б)

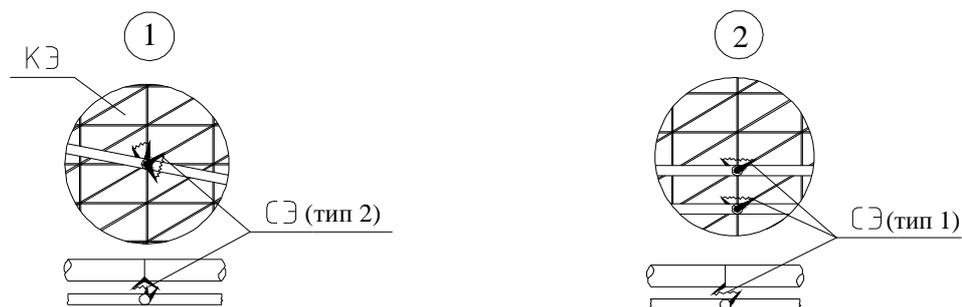


Рис. 2. Расчетная конечно-элементная модель балки, принятая в разработанной программе «BALKA»: а – разбивка на конечные элементы; б – вид связующих элементов

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. В расчете присутствие 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 горизонтальных связей подбирается с учетом того, что напряжение в арматуре на торце элемента от усилий предварительного натяжения и действия внешней нагрузки равны нулю и, корректируется в зависимости от длины линейного элемента. Соотношение между жесткостями горизонтальных и вертикальных связей в СЭ типа 2 определяется 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 решается методом последовательных приближений. Усилия от предварительного натяжения арматуры прикладывались как внешняя сжимающая сила к крайнему КЭ у торца арматуры. Нагрузка от внешнего загрузения прикладывалась к узлам расчетной схемы.

Результаты исследований. На рис. 3, 4 приведены величины и направления главных деформаций для балок с прямолинейной (БП) и отогнутой (БО) арматурой на двух стадиях загрузки, вычисленные с использованием вычислительного комплекса конечно-элементного моделирования.

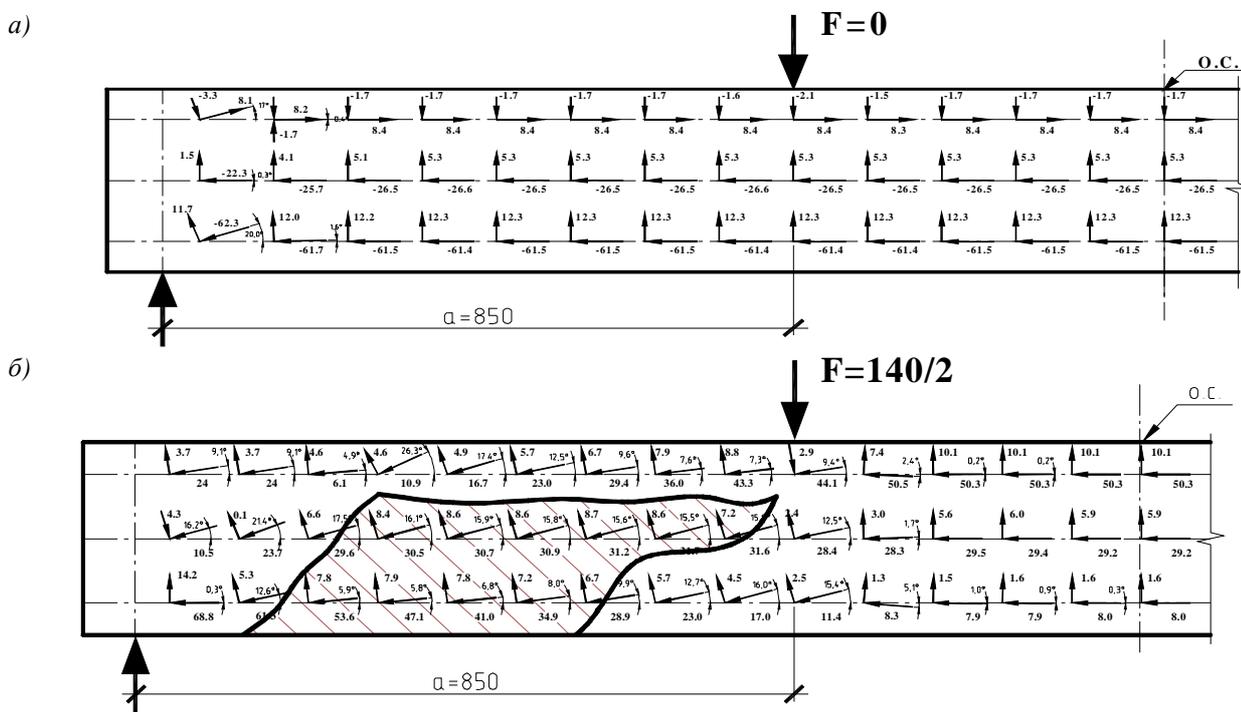


Рис. 3. Направление и величины главных деформаций (вс-10-5) в балке БП:
 а – на стадии предварительного обжатия бетона; б – на стадии загрузки

Из рисунка 3а следует, что при обжатии бетона в нижней и средней частях сечения по всей длине балки БП с предварительно напряжённой прямолинейной арматурой векторы главных деформаций сжатия имеют одинаковую величину и направлены горизонтально. В верхней зоне сечения по всей длине балки величины главных деформаций растяжения преобладают над деформациями сжатия.

С приложением внешней нагрузки (рис. 3, б) изменение напряжённо-деформированного состояния, соответствуют общим представлениям о работе балки: в нижней части сечения горизонтальные главные деформации сжатия, вызванные усилиями предварительного обжатия, уменьшаются и переходят в деформации растяжения, а в верхней – главные деформации растяжения сменяются деформациями сжатия, значения которых возрастают. В средней же части сечения приопорной зоны балки (на рисунке 3б эта зона выделена) с ростом внешней нагрузки величины главных деформаций сжатия изменяются (увеличиваются) незначительно, однако,

направления их принимают вполне определённую ориентацию – «опора – пролётный груз», а угол наклона к продольной оси составляет $15,5^\circ - 16^\circ$. Значения главных деформаций растяжения в этих точках увеличиваются с ростом нагрузки и, достигая предельных значений, создают условия для образования наклонных трещин, начинающихся в средней трети высоты сечения, так как величины главных деформаций растяжения в средней трети высоты сечения превалируют над одноимёнными деформациями нижней зоны [3; 4; 5].

В балках БО (рисунок 4а) наличие преднапряжённой отогнутой арматуры изменило характер напряжённно-деформированного состояния при предварительном обжатии и отразилось на работе балки при действии внешней нагрузки. Если у нижней грани балки после окончания обжатия векторы главных деформаций сжатия направлены почти горизонтально, то в средней трети высоты сечения опорной зоны векторы сжатия имеют направление к точке приложения усилия в отогнутой арматуре и угол наклона к продольной оси балки составляет $-8^\circ \div -9^\circ$. С приложением внешней нагрузки в приопорной в середине высоты сечения главные деформации сжатия и растяжения практически не изменяют своих значений. Данное обстоятельство значительно уменьшает возможность образования наклонных трещин, начинающихся в средней трети высоты сечения. С приложением нагрузки происходит поворот главных площадок против часовой стрелки. Угол наклона к продольной оси деформаций сжатия при действии нагрузки в зоне возможного появления магистральной наклонной трещины (на рисунке 4б данная зона выделена) составляет только $8,5^\circ$. Исключения составляют величины и угол наклона главных деформаций бетона, находящегося на траектории отогнутой арматуры, где параметры НДС значительно отличаются по величине от одноименных параметров вне траектории арматуры. Тем не менее, поворот главных площадок в средней трети высоты сечения опорной зоны в балках с отогнутой арматурой, практически соответствует углу поворота площадок для балок с прямолинейной арматурой. Однако, направление главных деформаций сжатия в балках БО более пологое к продольной оси элемента, чем в балках БП [4; 5].

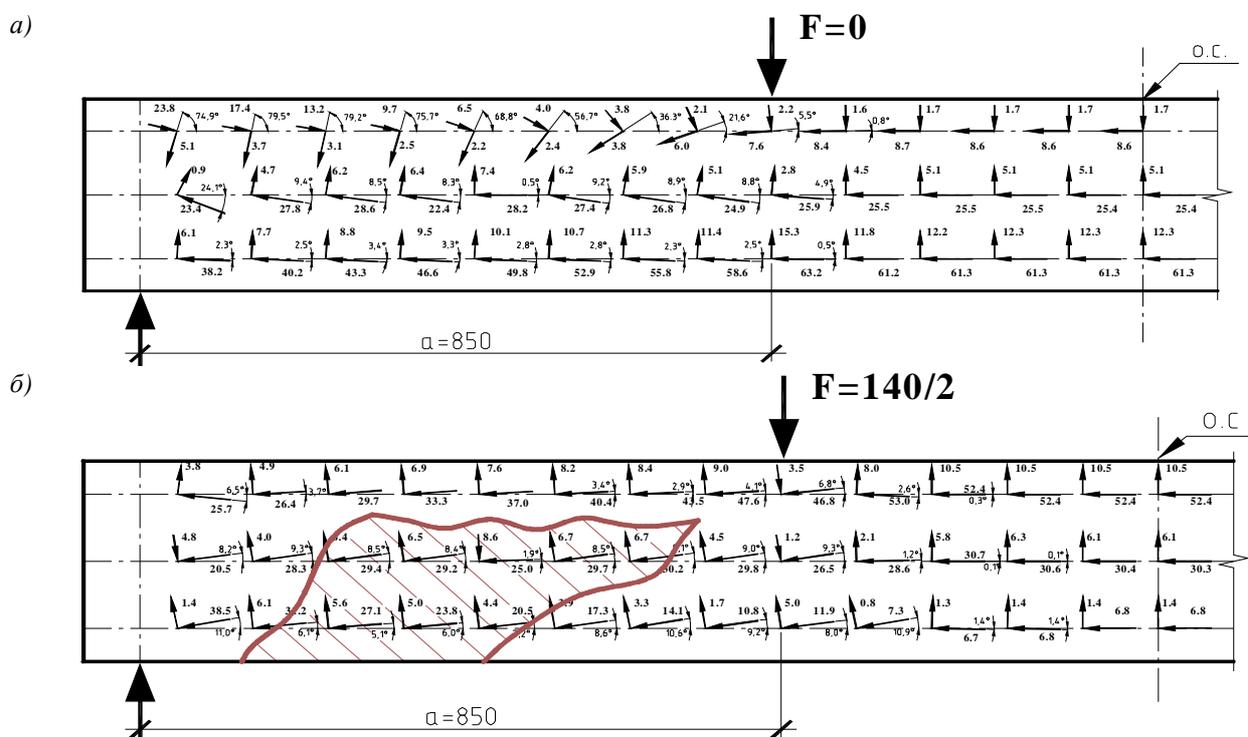


Рис. 4. Направление и величины главных деформаций (вс λ 0-5) в балке БО-1: а – на стадии предварительного обжатия бетона; б – на стадии загрузки

На основании расчетных данных, полученных по результатам расчета с использованием комплекса конечно-элементного моделирования и по разработанной программе «BALKA»,

выявлены сходство и отличия в напряженно-деформированном состоянии балок с полого отогнутой предварительно напряженной арматурой. В отличие от результатов расчета вышеописанного численного моделирования, разработанная в программе модель позволила смоделировать действительную передачу усилий предварительного обжатия бетона путем приложения внешних усилий к арматуре и позволила смоделировать сцепление арматуры с бетоном при помощи специальных связующих элементов, позволяющих учесть влияние взаимных сдвигов арматуры и бетона на уровне условной поверхности контакта. В конечном итоге в результате проведенных расчетов это отразилось 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. Принципиальных отличий в деформированном состоянии бетона балки, расположенного по направлению трассировки отогнутой арматуры по данным расчетов по составленной программе не имеется. При обжатии бетона в балке, рассчитанной 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. 5, а) по сравнению с данными, полученными расчетом по вычислительному комплексу (углы наклона 8,5–9,2°, рис. 3, а). С приложением внешней нагрузки векторы главных деформаций сжатия бетона опорных зон балки, полученные с помощью разработанной программы, наклонены у продольной оси в большей степени (угол наклона 9,1–13,7°, рис. 5, б), чем в балках рассчитанных по вычислительному комплексу (угол наклона 8,1–9,3°, рис. 3, б). Полученные данные расчетов как по вычислительному комплексу, так и по составленной программе позволяют определить траекторию и место расположения магистральной наклонной трещины, что дает возможность правильно составить расчетную схему при разработке методики расчета прочности наклонных сечений железобетонных изгибаемых элементов с пологим отгибом продольной предварительно напряженной арматурой [4; 5].

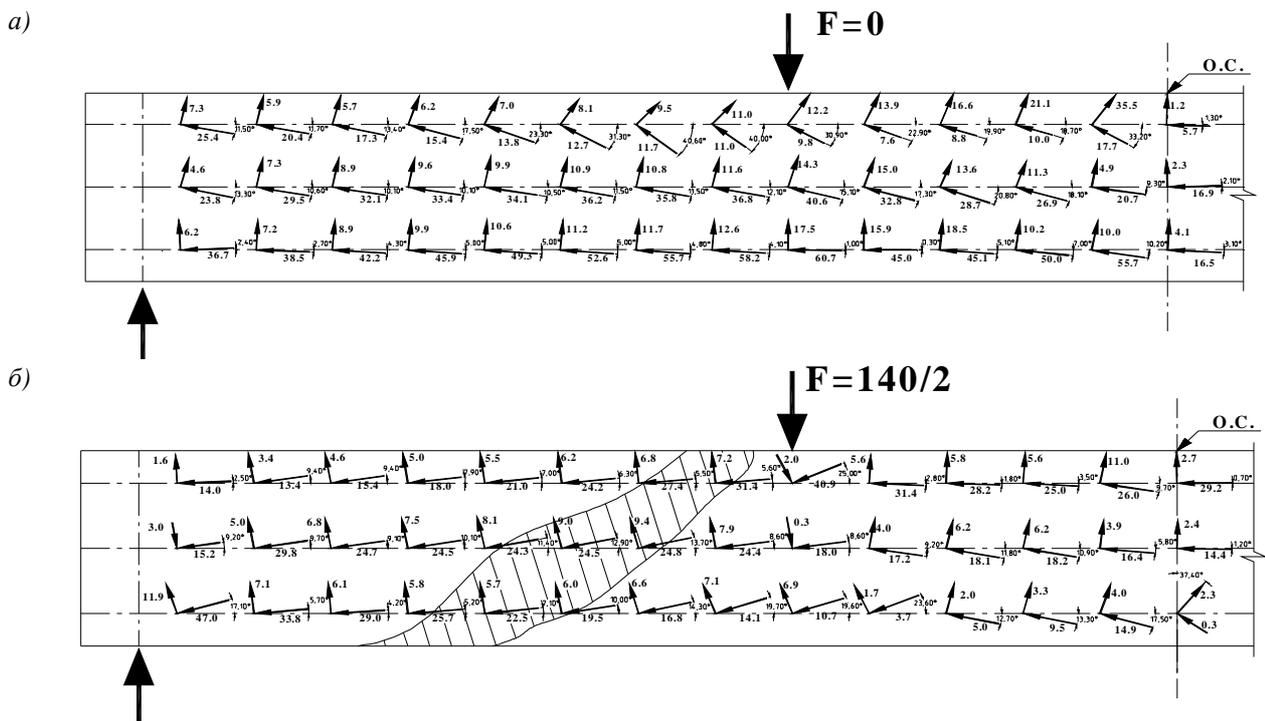


Рис. 5. Направление и величины главных деформаций (вж10-5) в балке с отогнутой арматурой, определенные по разработанной программе расчета:

а – на стадии предварительного обжатия бетона; б – на стадии нагружения

На основании проведенных экспериментальных исследований предварительно напряженных железобетонных балок с отогнутой арматурой при пролете среза 850 мм установлено, что после

окончания обжатия у нижней грани балки в приопорной зоне векторы главных деформаций сжатия направлены под углом от -3.09° до -4.85° а в средней трети высоты сечения опорной зоны векторы сжатия имели направление к точке приложения усилия в отогнутой арматуре и угол их наклона к продольной оси балки составлял от -10° до -12° (рис. 6). На верхней грани балки на большей части приопорной зоны (зоны расположения отгиба) главные деформации сжатия преобладали над деформациями растяжения, а в средней зоне пролёта, где направление арматуры прямолинейное и на незначительном удалении к опоре от сечения с отгибом, деформации растяжения преобладали над деформациями сжатия.

При начальном нагружении с приложением внешней нагрузки общая картина напряженно-деформированного состояния изменялась: в нижней части сечения горизонтальные главные деформации сжатия, вызванные усилиями предварительного обжатия, уменьшались по величине и переходили в деформации растяжения, а в верхней – главные деформации растяжения сменялись деформациями сжатия, значения которых возрастали (рис. 7) [4; 5].

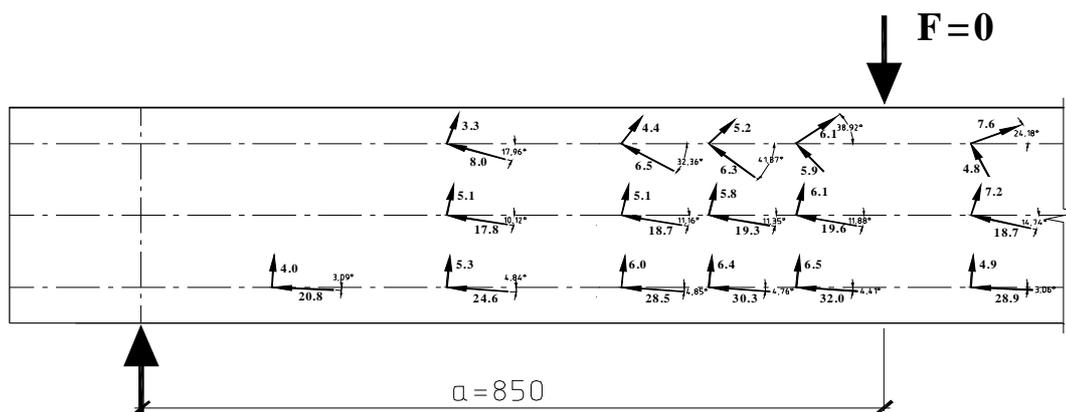


Рис. 6. Направление и величины главных деформаций (евЖ0-5) в опытном образце на стадии предварительного обжатия бетона

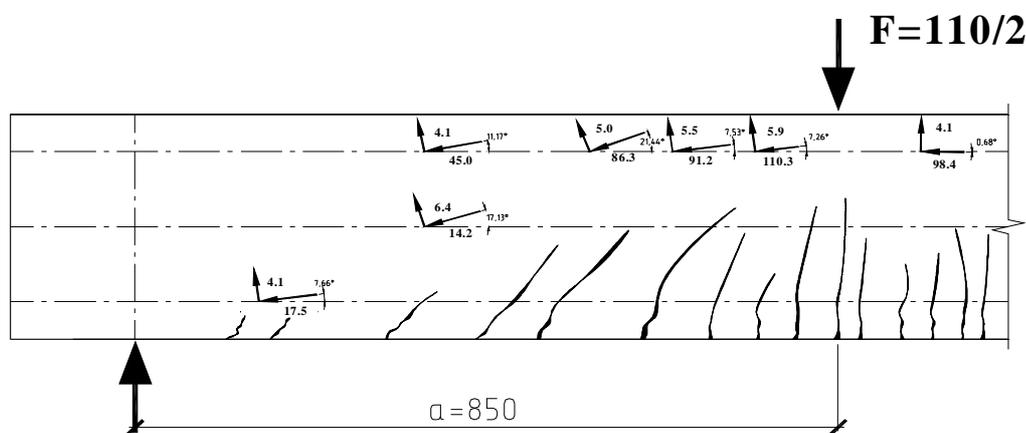


Рис. 7. Направление и величины главных деформаций (евЖ0-5) в опытном образце в момент разрушения при $F=(110/2)$ кН

При дальнейшем нагружении до момента образования трещин в средней трети высоты сечения зоны максимальных изгибающих моментов величины главных деформаций сжатия незначительно уменьшались, в такой же степени изменялись и перпендикулярные им деформации растяжения, не изменяя своего направления. В приопорной зоне в середине высоты сечения при нагружении главные деформации сжатия и растяжения практически не изменились.

При нагрузке $F=30$ кН образовались первые нормальные трещины в зоне чистого изгиба, затем – нормальные трещины на небольшом участке приопорной зоны, слегка искривляясь в

сторону сосредоточенного груза с дальнейшим увеличением нагрузки. На последующих этапах загрузки при $F=40\div50$ кН в балке сформировались слабовыраженные наклонные трещины, являясь, в большей степени, продолжением нормальных трещин. Наклонные трещины, дойдя до отогнутой арматуры, в своем развитии тормозились.

На ступенях загрузки, предшествовавших исчерпанию несущей способности (рис. 7, в нижней части сечения в приопорной зоне произошел поворот главных площадок против часовой стрелки с изменением угла наклона главных деформаций от значения $-4^{\circ}\div-5^{\circ}$ до $+8^{\circ}\div+9^{\circ}$, а в середине высоты сечения угол поворота составил $24^{\circ}\div26^{\circ}$ изменяясь от значения $-10^{\circ}\div-11^{\circ}$ до $+14^{\circ}\div+15^{\circ}$. Разрушение балки произошло по нормальному сечению вследствие интенсивного развития неупругих деформаций арматуры, при суммарной нагрузке $2F=110$ кН.

С изменением пролета среза в балках до 550 мм несколько изменились величины и углы поворота площадок главных деформаций на стадии загрузки внешней нагрузкой, а именно: в средней трети высоты сечения в зоне максимальных изгибающих моментов величины главных деформаций сжатия уменьшались как и перпендикулярные им деформации растяжения, не изменяя своего направления. В приопорной же зоне в середине высоты сечения с приложением нагрузки главные деформации сжатия и растяжения изменились незначительно.

При нагрузке $F=60$ кН образовались первые нормальные трещины в зоне чистого изгиба (рис. 8, б), а с дальнейшим увеличением нагрузки возникли подобные трещины на небольшом участке приопорной зоны, слегка искривляясь с повышением нагрузки в сторону сосредоточенного груза. На последующих этапах загрузки при $F=80\div90$ кН в балке возникли слабовыраженные наклонные трещины (рис. 8), являясь продолжением нормальных трещин, которые, дойдя до отогнутой арматуры, в своем развитии тормозились.

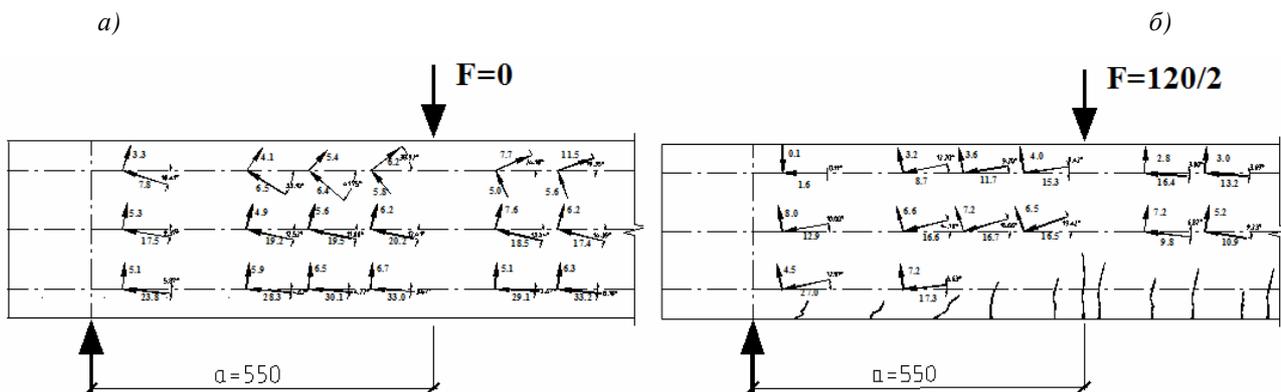


Рис. 8. Направление и величины главных деформаций (евЖ0-5) в опытном образце: а – на стадии предварительного обжатия бетона; б – при загрузке $F=60$ кН

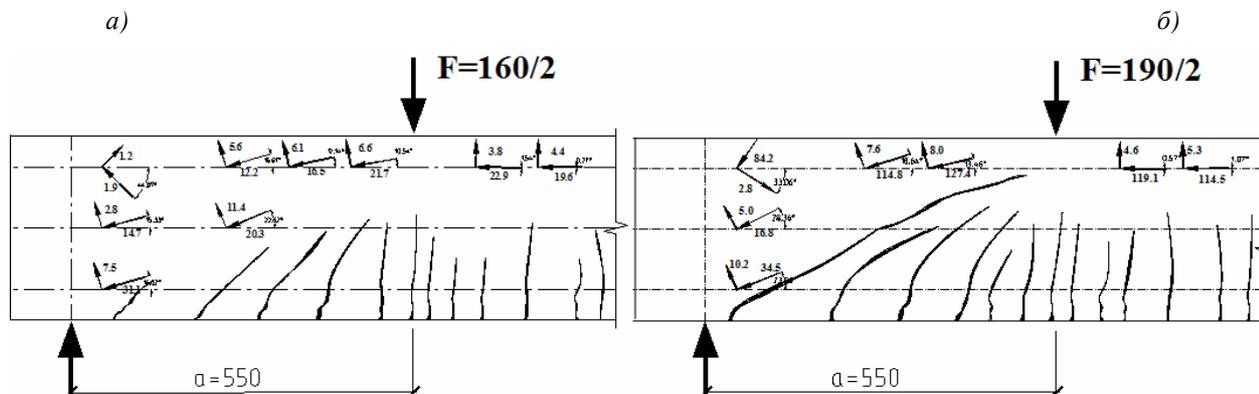


Рис. 9. Направление и величины главных деформаций (евЖ0-5) в опытном образце: а – при загрузке $F=80$ кН; б – в момент разрушения

В момент разрушения балки ($F=190/2$ кН) сформировалась явно выраженная наклонная трещина (рис. 9, б) с общим направлением от опоры к пролетному грузу и шириной раскрытия в месте пересечения с отогнутой арматурой значительно меньшей, чем в зонах над и под трассой напрягаемой отогнутой арматуры. Необходимо заметить, что угол наклона трещин непосредственно у опоры был близок к углу 45° и на высоте примерно $1/4$ высоты балки принимал более пологую траекторию ($\alpha= 21^\circ \pm 23^\circ$) [4; 5].

Выводы. 1. По результатам экспериментальных и проведенных численных исследований следует, что изменение пролета среза при нагружении балки с отогнутой предварительно напряженной арматурой влияет только на величину нагрузок (моментов) появления первых нормальных трещин и не оказывает существенного влияния на общую картину напряженно-деформированного состояния. Так же согласно численных исследований установлено, что изменение степени обжатия бетона отогнутой арматуры не влияет на характер распределения главных деформаций сжатия и растяжения, а сказывается лишь на их величинах.

2. Согласно полученным экспериментальным данным угол наклона главных площадок в зоне возможного появления наклонной трещины для балок принятой конструкции находится в пределах $21^\circ \pm 23^\circ$, а магистральная наклонная трещина имеет более пологое направление к продольной оси балки в сравнении с балками с прямолинейной арматурой. Данное обстоятельство характеризует отличительные особенности деформирования балок с полого отогнутой предварительно напряженной арматурой в сравнении с балками имеющими прямолинейное направление арматуры.

3. Наличие полого отгиба стержневой арматуры в пределах пролета среза (в опытах максимальное значение $a/h = 2.83$) исключает возможность разрушения элемента одновременно с образованием магистральной наклонной трещины. В опытах отгиб части продольной рабочей арматуры из нижней зоны в пролете в верхнюю на опорах предотвратил разрушение по наклонному сечению несмотря на отсутствие поперечной арматуры. Достаточная несущая способность по поперечной силе таких балок достигается за счет эффективной работы отогнутых стержней.

1. Малиновский В.Н. Сопротивление предварительно напряжённых железобетонных балок из высокопрочного бетона с отогнутой стержневой арматурой при изгибе с поперечной силой: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. –Л., 1988. 2. Тур В.В., Кондратчик А.А. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: Монография. – Брест: Изд. БГТУ, 2000. – 400 с. 3. Малиновский В.Н., Шалобьта Н.Н., Кривицкий П.В. Численное исследование напряженно-деформированного состояния в железобетонных балках с предварительно напряженной полого отогнутой арматурой // Вестник БрГТУ. Строительство и архитектура. – 2009. – № 1(55). – С. 64–68. 4. Малиновский В.Н., Шалобьта Н.Н., Холодарь Б.Г. Влияние предварительно напряженной полого отогнутой арматуры на напряженно-деформированное состояние железобетонных балок // Вестник БрГТУ. Строительство и архитектура. – 2008. – № 1(49). – С. 74–77. 5. Малиновский В.Н., Шалобьта Н.Н., Холодарь Б.Г. Напряженно-деформированное состояние железобетонных балок с пологим отгибом части продольной предварительно напряженной арматуры // Сб. науч. трудов XVI Международного научно-метод. семинара «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь», Брест, 28–30 мая 2009 г. – В 2 т. – 2009. – Т. 1. – С. 58 – 65. 6. Кривицкий П.В., Малиновский В.Н., Шалобьта Н.Н. Влияние обжатия бетона предварительно напряженной полого отогнутой арматурой на напряженно-деформированное состояние железобетонных балок // Сборник конкурсных работ студентов и магистров БрГТУ. – Брест, 2009. – Ч. 1. – С. 36–39.