

## ОСОБЕННОСТИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ЛОМАНОВОГО ОЧЕРТАНИЯ

Малиновский В.Н., Матвеевко Н.В.

**Введение.** В однопролетных свободно опертых балках покрытий и перекрытий зданий изгибающие моменты в опорных зонах пролета значительно меньше, чем в средней, но предварительно напряженная высокопрочная арматура, назначенная по усилию в середине пролета, по технологическим причинам устанавливается постоянного сечения по всей длине элемента. Данное обстоятельство приводит к тому, что на опорных участках имеется излишнее по прочности нормальных сечений армирование, 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.

Одним из эффективных вариантов армирования является перевод 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) части арматуры из растянутой в сжатую зону через торец балки траектория арматуры в опорной зоне расположена под пологим углом к продольной оси балки. Благодаря такому отгибу арматуры повышается трещиностойкость наклонных сечений, увеличивается сопротивление элемента действию поперечных сил, распределяется напрягаемая арматура по торцу балки, создается обжатие бетона опорных частей в вертикальном направлении и уменьшается вероятность образования горизонтальных трещин на ее концевых участках [1, 2]. Однако изготовление подобного рода конструкций связано с высокой трудоемкостью работ по натяжению арматуры и необходимостью наличия приспособлений, позволяющих обеспечивать натяжение арматуры в отогнутое положение или оттяжку ее из первоначального горизонтального положения в проектное отогнутое.

**Конструктивное решение балки.** При сохранении преимуществ, которыми обладают балки с отогнутой арматурой и с целью уменьшения трудоемкости работ по натяжению арматуры предлагается конструктивное решение балки ломаного очертания [3-5].

Заключается предлагаемое решение в создании уклона верхней и излома нижней граней балки таким образом, чтобы в опорной зоне длиной  $1/3 \div 1/4$  пролета верхние и нижние грани балки были параллельны, а в средней части пролета принимает очертание двухскатной балки с переломом верхней грани в коньке и нижней в местах сопряжения средней и опорных частей. Вследствие этого в опорной зоне прямолинейно расположенная напрягаемая арматура находится под пологим отгибом к продольной оси опорной части балки, и её траектория соответствует переводу (отгибу) арматуры из нижней зоны сечения в пролете в верхнюю на опорах (рисунок 1).

Несмотря на очевидные преимущества балок ломаного очертания, описанное конструктивное решение балки не получило широкого распространения в связи с недостатком информации фактической работе и об особенностях напряженно-деформированного состояния балок подобного типа при совместном действии усилия предварительного обжатия и внешнего нагружения. В частности, большой интерес представляет изучение сопротивления балки изгибающему моменту и поперечной силе в приопорной зоне, где вся напрягаемая арматура располагается под пологим отгибом к продольной оси элемента, а прочность нормальных сечений обеспечивается дополнительно устанавливаемой ненапрягаемой арматурой. Кроме того, предполагается, что на общий характер работы и напряженно-деформированного состояния балки оказывает влияние ломаное очертание балки.

Для изучения вопросов сопротивления балки ломаного очертания срезом был выполнен анализ напряженно-деформированного состояния балки по результатам численного исследования с использованием конечно-элементного моделирования.

Исследуемая конструкция представляет собой однопролетную двускатную балку с ломанной нижней гранью (рисунок 1). Уклон верхней грани принят равным  $11,3^\circ$  (1:5). Длина балки составляет 3 м, излом нижней грани принят на расстоянии 1 м от торца балки. Высота сечения балки на опоре 300 мм, в средней части достигает 350 мм. В качестве продольного армирования принят один канат  $\varnothing 12,5$  мм из высокопрочной арматуры класса Y1860S7. Напрягаемая арматура обеспечивает сопротивление сечений балки действию изгибающих моментов в средней части балки (в зоне чистого изгиба), а также повышает сопротивление их действию изгиба с поперечной силой у опоры, где она расположена с отгибом по отношению к продольной оси балки. У силе предварительного обжатия бетона принято на уровне  $0,7 \cdot f_{p0.1k} \cdot A_{sp}$ , что составляет 102,3 кН (величина преднапряжения в арматуре 1 100 МПа).

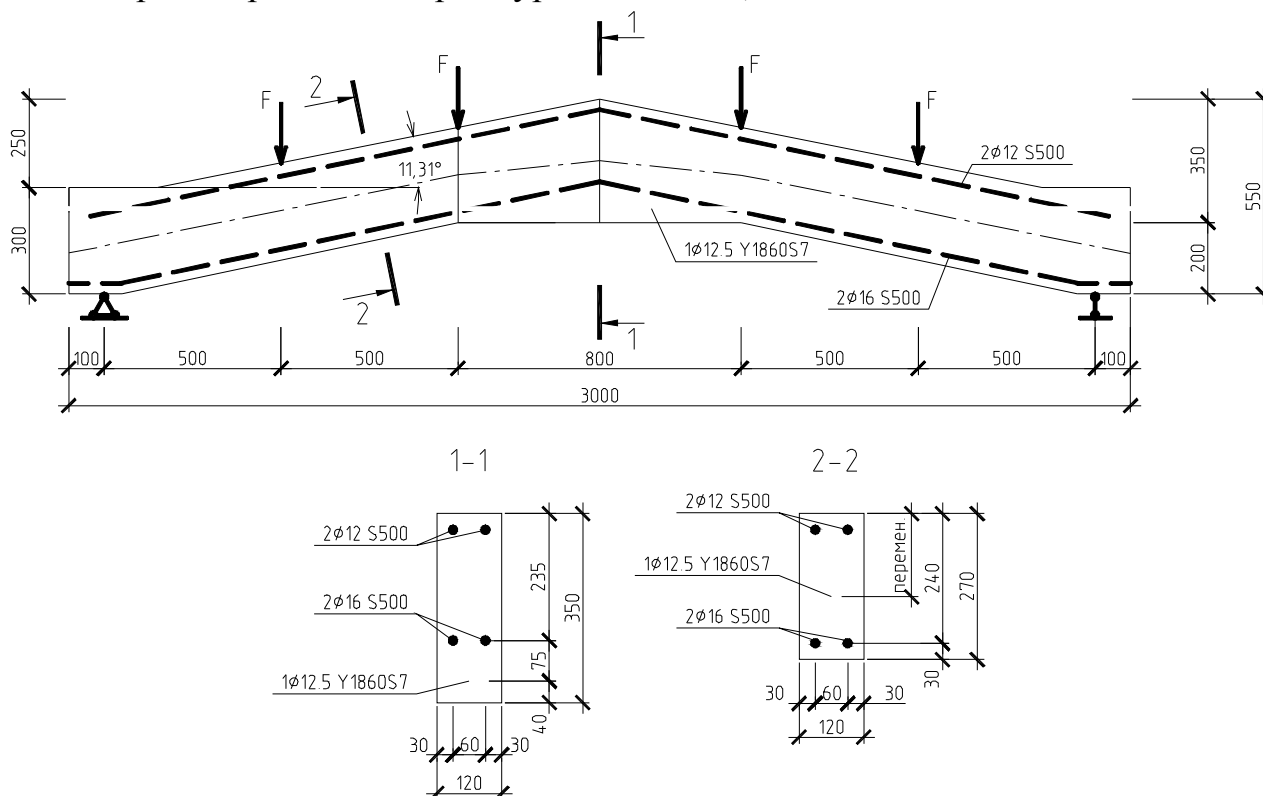


Рисунок 1 – Общий вид и расчетная схема исследуемой балки

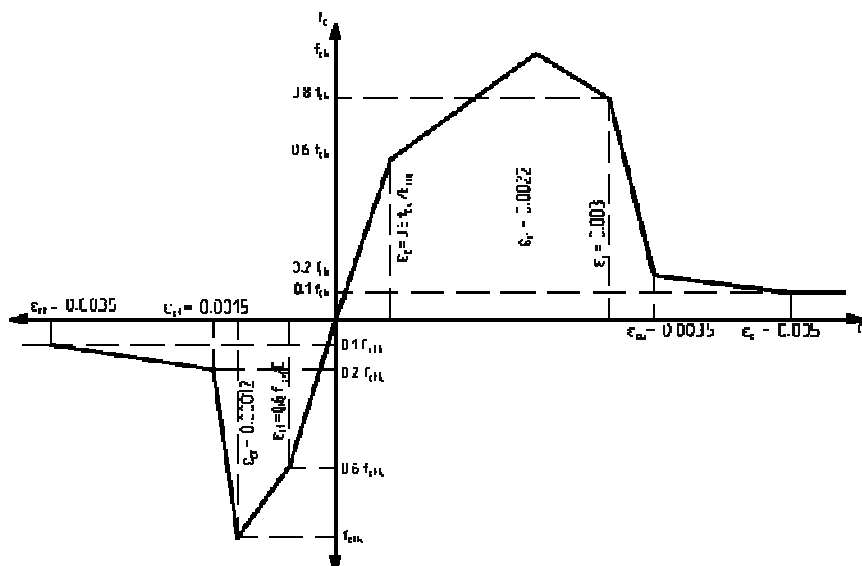
Для повышения прочности нормальных сечений в приопорной зоне принято дополнительное армирование, состоящее из двух стержней Ø16 мм ненапрягаемой арматуры класса S500. В сжатой зоне сечения предусмотрено два стержня Ø12 мм арматуры класса S500. Поперечная арматура отсутствует.

Нагружение балки производится 4 сосредоточенными силами в пролете.

Поскольку для более объективной оценки напряженно-деформированного состояния балки ломаного очертания планируется проведение экспериментальных исследований, конструктивные размеры балки приняты в соответствии с габаритами силовой опалубки, а схема нагружения – в соответствии с технической оснасткой, имеющейся в лаборатории кафедры строительных конструкций БрГТУ для проведения натурных испытаний.

**Описание численной модели.** Исследование напряженно-деформированного состояния балки выполнялось методом конечных элементов. Для моделирования искусственного каменного материала (бетона) была использована модель с разрушением (concretedamageplasticitymodel). Преимуществом данной модели является возможность учитывать образование и развитие трещин не только в условиях растяжения, но при сжатии и срезе, что особенно важно при исследовании сопротивления железобетонных балок изгибу с поперечной силой. В основе данной модели лежит теория прочности Гениева [6]. 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 ( $\epsilon_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} / E_{cm}$ ), стадия упруго-пластической работы ( $0,6 \cdot f_{ck} / E_{cm} \leq \epsilon_c \leq 2,2 \cdot 10^{-3}$ ) и стадия постразрушения (ниспадающая ветвь диаграммы  $\epsilon_c > 2,2 \cdot 10^{-3}$ ). 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 определить фактическую ширину 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 [7] 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 бетоном относительных деформаций удлинения величины  $15 \cdot 10^{-5}$ .

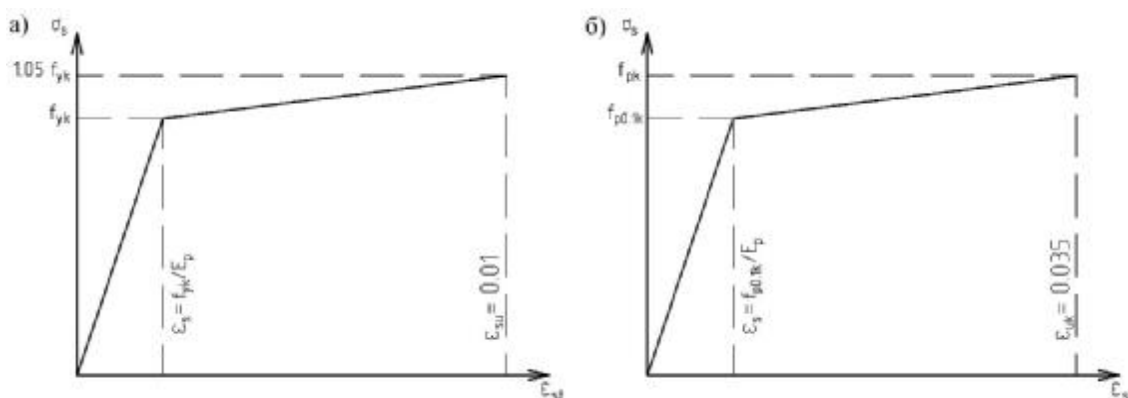


Примечание: масштаб принят условный

**Рисунок 2 – Принятая в расчетах диаграмма деформирования бетона при сжатии-растяжении**

При моделировании балки 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 применены согласно п. 6.2.2.3 и п. Г.3.1 [7] идеализированные билинейные диаграммы деформирования (рисунок 3). Предполагается идеальная упругая работа арматуры до величины нормативного значения предела текучести (условного предела текучести для высокопрочной арматуры) и пластическая работа с незначительным упрочнением после достижения предела текучести. Общий вид диаграмм деформирования ненапрягаемой и высокопрочной арматуры, принятый при расчете исследуемых балок представлено на рисунке 3.



а) диаграмма деформирования ненапрягаемой арматуры;

б) диаграмма деформирования высокопрочной канатной арматуры

**Рисунок 3 – Диаграммы деформирования арматуры, принятые в расчетах**

При создании сетки конечных элементов использовались объемные элементы – тетраэдры с размером ребра равным 25 мм. Общее количество элементов в созданной модели – 14 947. Для обеспечения сцепления арматуры с бетоном была применена модель взаимодействия материалов на основе сцепления (адгезии) – «cohesive behavior». Коэффициент сцепления арматуры с бетоном подбирался предварительным расчетом из условия длины зоны передачи предварительного напря-

жения (длины зоны анкеровки) полученных расчетом и вычисленных при заданных характеристиках материалов в соответствии с п. 11.3.4 и п. 11.2.32[7].

**Напряженно-деформированное состояние исследуемых балок.** Расчет напряженно-деформированного состояния балки производился в два этапа: 1 этап – создание предварительного напряжения от обжатия бетона напрягаемой арматурой, 2 этап – внешнеезагружение исследуемой балки.

Исследование НДС производилось при разных уровнях нагружения балки и на каждом этапе нагружения анализировались величины главных сжимающих и главных растягивающих деформаций, прогибы балки, напряжения в арматуре.

По результатам анализа распределения главных растягивающих деформаций установлено, что при нагрузке  $4F = 36.26$  кН происходит образование нормальных трещин на расстоянии 0,5 м от опоры, т.е. под силой, расположенной ближе к опоре. При нагрузке  $4F = 40.60$  кН происходит образование нормальных трещин в месте излома нижней грани балки.

Таким образом, для балок ломаного очертания образование нормальных трещин у опоры происходит при несколько меньшей нагрузке (на 10,7%), чем в средней зоне. Это связано особенностями траектории расположения напрягаемой арматуры: в средней части пролета (в зоне действия максимальных изгибающих моментов), она располагается у нижней растянутой грани, что сказывается на повышении трещиностойкости нормальных сечений в этой части балки. В опорной зоне балки напрягаемая арматура переводится в сжатую зону, и это сказывается на трещиностойкости и прочности наклонных сечений, и не влияет значительно на трещиностойкость нормальных сечений у опоры. Данное конструктивное решение позволяет добиться одинаковой трещиностойкости нормальных сечений по всей длине балки.

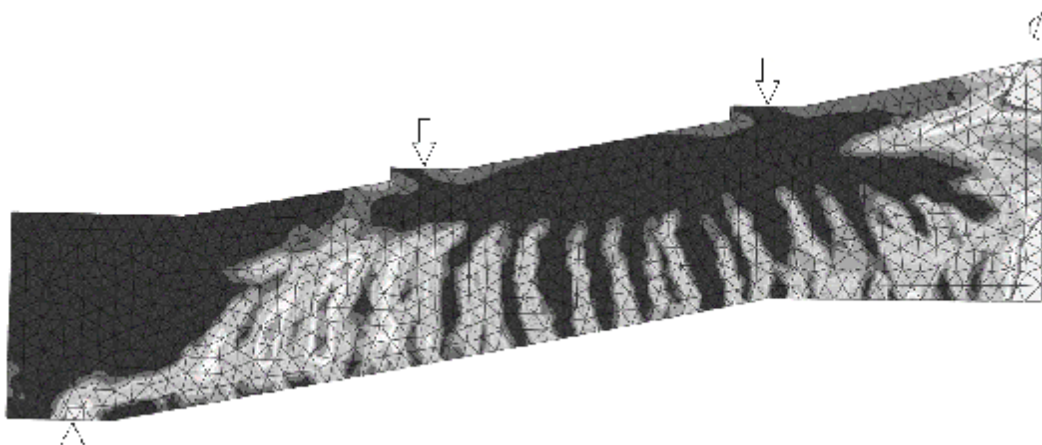
При дальнейшем увеличении нагрузки  $4F$  до 50 кН происходит постепенное развитие наклонных трещин, как продолжение нормальных, и постепенный рост раскрытия трещин с нижней грани балки. Образование магистральной наклонной трещины с ориентацией «опора-груз» происходит при нагрузке  $4F = 62.38$  кН.

Отличительной особенностью работы балки ломаного очертания является то, что при нагрузке  $4F = 60$  кН относительные деформации бетона вертикального направления в коньке достигают значений, соответствующих предельной растяжимости. Это свидетельствует о возможном отрыве сжатой зоны в результате действия-возникающей в коньке балки вертикальной проекции равнодействующих усилий в сжатом бетоне. Следует отметить, что наличие вертикальной составляющей в сжатом бетоне в коньке приводит к возникновению перерезывающих сил в средней части высоты балки значительных на более поздних этапах нагружения. В результате этого нормальные трещины в середине пролета при нагрузке  $4F = 60$  кН (т.е. одновременно с отрывом сжатой зоны бетона) отклоняются по направлению к точке приложения сосредоточенной силы.

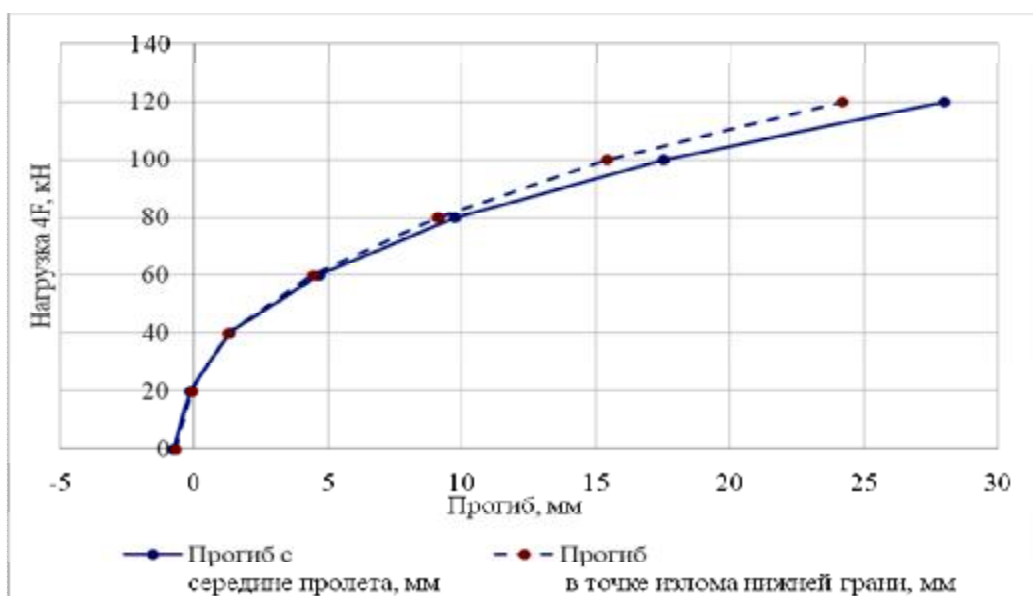
Общая картина трещинообразования для балки на стадии перед разрушением показана на рисунке 4.

При анализе величины прогибов балки отмечено, что на начальном этапе нагружения ( $4F = 0$ ) наблюдается выгиб 0,75 мм в середине пролета и 0,66 мм в точке излома нижней грани балки. На графике изменения прогибов (рисунок 5) видно постепенное уменьшение жесткости балки с увеличением нагрузки. Это связано с образованием и раскрытием трещин, а также с упруго-пластическим характером принятой диаграммы деформирования бетона (рисунок 2). Также можно отметить, что на начальных этапах нагружения (до  $4F=60$  кН) прогибы в середине пролета и в точке излома нижней грани балки имеют практически

одинаковы значения, при дальнейшем увеличении нагрузки приращение прогибов в середине пролета происходит быстрее. Данное обстоятельство связано с уменьшением жесткости сечений конструкции вследствие откалывания сжатой зоны бетона в коньковой части балки. Относительный прогиб  $f/l$  при предельном нагружении составляет  $1/100$ .



**Рисунок 4 – Схема распределения трещин в моделируемой балке на стадии перед разрушением**



**Рисунок 5– Зависимость «нагрузка-прогиб»**

Использованная численная модель бетона не позволяет зафиксировать момент разрушения балки по наклонным сечениям. Для косвенного анализа разрушающей нагрузки может быть использовано распределение относительных деформаций в сжатом бетоне над трещиной, а также напряжения в растянутой и сжатой арматуре. При анализе результатов численного моделирования за момент разрушения балки ломанного очертания было принято достижение относительными деформациями сжатия в бетоне величины  $3,5 \cdot 10^{-3}$  либо достижение продольной ненапрягаемой растянутой или сжатой арматурой напряжений  $1,05 \cdot f_{yk}$  и  $f_{pk}$  напрягаемой арматурой (см. рисунок 3). На основании выше сказанного можно сделать вывод, что разрушение балки может произойти по одному из двух критических сечений: в средней части балки по нормальной, переходящей в наклонную трещину при нагрузке  $4F = 116,68$  кН, либо по наклонной трещине у опоры при нагрузке  $4F = 119,82$  кН в результате достиже-

ния бетоном над вершиной трещины относительных деформаций, соответствующих предельной сжимаемости. Вывод о возможности обоих вариантов разрушения сделан в связи с тем, что разница между разрушающей нагрузкой по прочности нормальных и наклонных сечений незначительна.

**Заключение.** По результатам выполненного численного моделирования предварительно напряженной железобетонной балки ломаного очертания можно сделать следующие выводы:

1. Предложенный вариант конструктивного решения балки обладает равной трещиностойкостью по всей длине. Разница в величине нагрузки, при которой происходит образование трещин для различных сечений по длине балки, не превышает 11%.

2. Значительный уклон верхней грани балки приводит к формированию в коньке вертикальной составляющей результирующего усилия в сжатом бетоне. Это приводит к откалыванию сжатой зоны бетона и формированию наклонных трещин в средней части балки. Для предотвращения откалывания сжатой зоны бетона требуется постановка вертикальной арматуры для усиления коньковой части балки.

3. Анализ характера образования и развития нормальных, переходящих в наклонные трещины в средней части балки показал, что разрушение балки по наклонным сечениям в этой зоне произойдет с большей вероятностью, чем у опоры. Поэтому для балок ломаного очертания более эффективным может оказаться установка поперечного армирования в средней части балки.

4. На начальных этапах нагружения (до отрыва сжатой зоны бетона) значение прогибов одинаковы для всех сечений средней части балки. Таким образом, при условии выполнения рекомендаций п. 2 настоящих выводов балка ломаного очертания обладает более высокой жесткостью в сравнении с конструктивными решениями железобетонных балок с постоянной высотой по всей длине.

5. Балку ломаного очертания можно считать конструкцией равного сопротивления, поскольку разрушению в середине пролета и у опоры отмечается при практически равных уровнях нагружениях ( $4F$  составляет 116,68 кН и 119,82 кН соответственно).

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. 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.

2. 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(61): Строительство и архитектура – С. 78–81.

3. Малиновский, В.Н., Усовершенствованный вариант конструктивного решения железобетонных стропильных балок / В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий, Н.В.Матвеевко // Вестник БрГТУ. – 2013. – № 1(79): Строительство и архитектура – С. 128–132.

4. Решетчатая стропильная балка. Пат. 10178 Респ. Беларусь, / В.Н. Малиновский, Н.В. Матвеевко, П.В. Кривицкий; заявитель УО «Брест. гос. техн. ун-т» № u20130914 заявл. 11.11. 2013; опубл. 30.06.2014 // Афіцыйны бюл. / Нац. цэнтр інтэлектуал уласнасці. – 2014. – № 3(98).

5. Двускатная стропильная балка. Пат. 9507 Респ. Беларусь, / В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий, Н.Н. Шалобыта; заявитель УО «Брест. гос. техн. ун-т» № u20130180 заявл. 25.02.2013; опубл. 30.08.2013 // Афіцыйны бюл. / Нац. цэнтр інтэлектуал уласнасці. – 2013. – № 4(93).

6. Гениев, Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Кисюк. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.

7. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02. – Введ. 01.07.03. Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2003. – 139 с.