

Вестник Евразийской науки / The Eurasian Scientific Journal <https://esj.today>

2020, №2, Том 12 / 2020, No 2, Vol 12 <https://esj.today/issue-2-2020.html>

URL статьи: <https://esj.today/PDF/84SAVN220.pdf>

**Ссылка для цитирования этой статьи:**

Филатов В.Б., Жильцов Ю.В., Коваленко М.В. Экспериментальное исследование работы жёсткого поперечного армирования железобетонных балок в зоне среза // Вестник Евразийской науки, 2020 №2, <https://esj.today/PDF/84SAVN220.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ.

**For citation:**

Filatov V.B., Zhiltsov Yu.V., Kovalenko M.V. (2020). Experimental study of the work of the rigid transverse reinforcement of reinforced concrete beams in the shear zone. *The Eurasian Scientific Journal*, [online] 2(12). Available at: <https://esj.today/PDF/84SAVN220.pdf> (in Russian)

УДК 624.012.45

ГРНТИ 67.11.31

**Филатов Валерий Борисович**

ФГБОУ ВО «Самарский государственный технический университет», Самара, Россия

Профессор

Кандидат технических наук, доцент

E-mail: [vb\\_filatov@mail.ru](mailto:vb_filatov@mail.ru)

РИНЦ: [https://elibrary.ru/author\\_profile.asp?id=662145](https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=662145)

**Жильцов Юрий Викторович**

ФГБОУ ВО «Самарский государственный технический университет», Самара, Россия

Старший преподаватель

E-mail: [zzilz@mail.ru](mailto:zzilz@mail.ru)

РИНЦ: [https://elibrary.ru/author\\_profile.asp?id=658905](https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=658905)

**Коваленко Михаил Владимирович**

ФГБОУ ВО «Самарский государственный технический университет», Самара, Россия

Магистрант по направлению 08.04.01 «Строительство»

E-mail: [mihan00777@yandex.ru](mailto:mihan00777@yandex.ru)

**Экспериментальное исследование  
работы жёсткого поперечного армирования  
железобетонных балок в зоне среза**

**Аннотация.** В изгибаемых железобетонных конструкциях при действии значительных поперечных сил возникает необходимость интенсивного армирования поперечной арматурой, что усложняет производство работ, как при изготовлении арматурных каркасов, так и при бетонировании конструкций. В этом случае одним из возможных вариантов армирования может быть замена хомутов (дискретного армирования) – стальными пластинами или прокатным профилем (жёсткое поперечное армирование). Применение жёсткого поперечного армирования требует решения вопросов о методике расчета балок на действие поперечной силы. Существующий метод расчета железобетонных балок, армированных профилированной сталью, не учитывает в явном виде влияние различных факторов на несущую способность изгибаемых элементов по поперечной силе. Экспериментальное исследование предусматривает сравнительные испытания железобетонных балок с жёстким поперечным армированием и эталонных балок с традиционным армированием поперечной арматурой.

Авторами представлены результаты сравнительных испытаний железобетонных балок с поперечным армированием в зоне среза хомутами и стальными пластинами. По результатам

анализа показаний тензорезисторов получена картина напряженно-деформированного состояния стальной пластины в зоне поперечного изгиба. Результаты исследования показали, что образцы с поперечным армированием в виде стального листа, по сравнению с образцами с поперечным армированием хомутами, имеют большую жесткость, за счет восприятия стальным листом касательных напряжений.

Особенностью работы стальных пластин является двухосное напряженное состояние, при котором в пластине возникают нормальные и касательные напряжения. Пластина может воспринимать растягивающие усилия под любым углом, при этом податливость пластины, в отличие от хомутов, в вертикальном и горизонтальном направлениях существенно не меняется, что сказывается на характере образования и развития трещин в балке, а также на жесткости изгибаемого элемента. Выявленные особенности работы балок с поперечным армированием стальными пластинами свидетельствуют о возможности применения такого вида армирования.

**Ключевые слова:** железобетонная балка; поперечный изгиб; жесткое армирование; наклонная трещина; деформации; тензорезистор; двухосное напряженное состояние; главные напряжения

### Введение

Напряженно-деформированное состояние зоны среза изгибаемых элементов обусловлено одновременным действием двух взаимосвязанных сил: перерезывающей силы и изгибающего момента. Следствием этого является сложное напряженное состояние в каждой точке сечения, обусловленное воздействием как нормальных, так и касательных напряжений. Этим объясняется сложность расчетов на совместное действие перерезывающей силы и изгибающего момента, а также постоянный интерес к разработке методов расчета как в нашей стране [1–7], так и за рубежом [8–11].

Для обеспечения прочности изгибаемых элементов при действии больших поперечных сил требуется установка значительного количества поперечной арматуры (хомутов). В этом случае одним из возможных вариантов армирования может быть замена хомутов (дискретного армирования) – стальными пластинами или прокатным профилем (жесткое поперечное армирование).

В изгибаемых железобетонных конструкциях при действии значительных поперечных сил возникает необходимость интенсивного армирования поперечной арматурой, что усложняет производство работ, как при изготовлении арматурных каркасов, так и при бетонировании конструкций. Решить эту проблему предлагается путем установки в зоне действия поперечной силы стальных пластин («жестких вставок»), приваренных к продольной арматуре, площадь которых может быть значительно больше по сравнению с площадью поперечных хомутов.

Применение жесткого поперечного армирования требует решения вопросов о методике расчета балок на действие поперечной силы [12–14]. Ранее проведенные эксперименты [15] показали, что характер разрушения от воздействия перерезывающих сил в изгибаемых железобетонных элементах с жесткой арматурой из профилированной стали (двутавр, швеллер) и балках, армированных хомутами, не имеет существенных отличий. Существующий метод расчета железобетонных балок, армированных профилированной сталью (двутавр, швеллер), производится аналогично расчету балок армированных хомутами, но этот подход не учитывает в явном виде влияние различных факторов на несущую способность изгибаемых элементов по поперечной силе. К таким факторам можно отнести: изменение толщины пластины, различное сопротивление и модуль упругости пластины и продольной арматуры, влияние сварного шва на несущую способность пластины, длина пластины, возможность потери устойчивости

пластины (при малой её толщине), наличие в пластине отверстий, наличие или отсутствие сцепления между пластиной и бетоном. Также не выяснены условия и характер работы жёстких вставок, которые могут работать либо как поперечные стержни каркаса, либо совместно с приваренной продольной арматурой воспринимать перерезывающую силу как стальная конструкция, и в этом случае её необходимо рассчитывать в соответствии с положениями СП 16.13330.2017<sup>1</sup>.

В связи с вышеизложенным, возникает необходимость в экспериментальном изучении механизма работы стальных жестких вставок в железобетонных балках на действие поперечной силы. Разработанная методика экспериментального исследования предусматривает сравнительные испытания железобетонных балок с жёсткими вставками и эталонных балок с традиционным армированием поперечной арматурой.

Армирование балок проектировалось в соответствии с требованиями СП 63.13330.2018<sup>2</sup> таким образом, чтобы выполнялось условие прочности по наклонному сечению при армировании эталонных балок хомутами и при армировании балок жёсткими вставками. При этом предполагалось, что работа жёстких вставок, воспринимающих поперечную силу, аналогична работе хомутов. Эквивалентность усилий в жёстких вставках и хомутах эталонных балок обеспечивалась из условия равенства поперечного усилия  $Q_{sw}$ , с учетом различного сопротивления растяжению стержней поперечной арматуры и стальных пластин. Для этого были проведены испытания образцов стальных пластин на разрыв, по результатам которых установлено, что сталь жёстких вставок соответствует марке С345.

В предположении, что жёсткие вставки могут воспринимать перерезывающую силу как стальная конструкция и несущая способность жестких вставок в этом случае увеличивается по сравнению с хомутами, был произведен расчет поперечного сечения с жесткими вставками на срез как стальной сварной двутавровой балки, с учетом включения в работу на срез продольной арматуры. Продольное армирование было подобрано таким образом, чтобы разрушение балки произошло по наклонному сечению в предположении работы жёсткой вставки аналогично поперечной арматуре, а в случае совместной работы сечения пластины с продольной арматурой на срез как стальной конструкции – разрушение должно произойти по нормальному сечению.

## 1. Методы и материалы

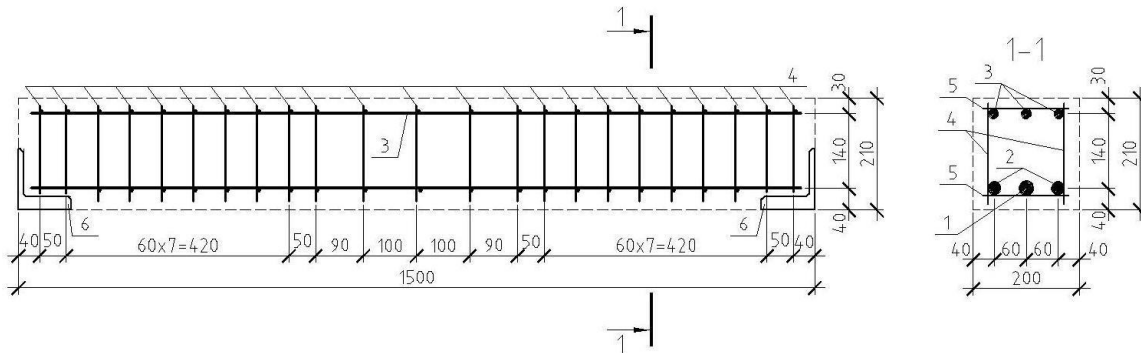
Авторами были проведены испытания железобетонных балок с поперечным армированием в зоне среза хомутами и стальными пластинами – «жёсткими вставками». В отличие от изгибаемых элементов с хомутами, в зоне среза с жесткими вставками происходит перераспределение главных растягивающих и сжимающих напряжений и изменение их угла наклона в жесткой вставке. Жесткая вставка, работая совместно с бетоном балки, воспринимает касательные напряжения, а, следовательно, и перерезывающую силу.

С целью исследования напряженного состояния стальных пластин в зоне поперечного изгиба и их влияния на работу изгибаемых железобетонных элементов проведены экспериментальные исследования на опытных образцах. Образцы представляли собой балки прямоугольного поперечного сечения шириной  $b = 200$  мм, высотой  $h = 210$  мм (рабочая высота  $h_0 = 170$  мм) и длиной  $l = 1500$  мм. Испытаны две серии образцов с различной длиной зоны среза. Каждая серия состояла из трех типов образцов, отличающихся поперечным

<sup>1</sup> СП 16.13330.2017 «СНиП II-23-81\* Стальные конструкции». М., 2017.

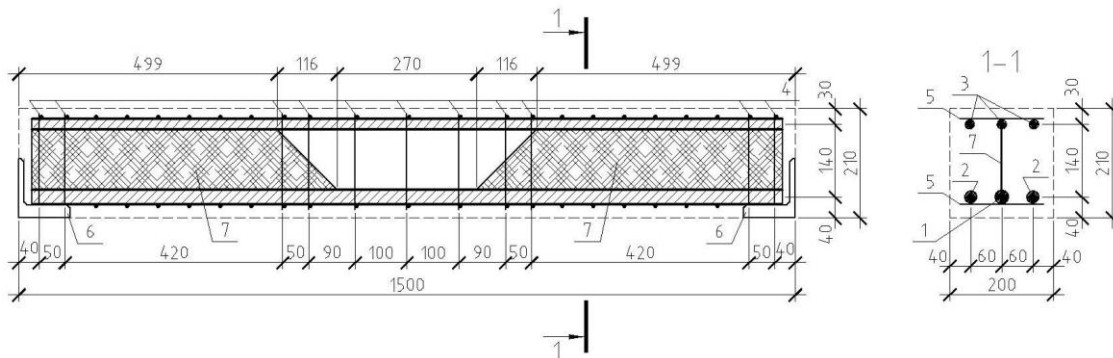
<sup>2</sup> СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». М., 2018.

армированием. Образцы первого типа имели поперечное армирование в виде хомутов (рисунок 1), в образцах второго типа поперечное армирование выполнялось из пластины, приваренной к продольной арматуре (рисунок 2), в образцах третьего типа поперечное армирование отсутствовало. Продольное армирование образцов было подобрано таким образом, чтобы разрушение происходило по наклонному сечению от действия поперечной силы.



1 – Ø28 A500; 2 – Ø25 A500; 3 – Ø20 A500; 4, 5 – Ø8 A240; 6 – закладная деталь

**Рисунок 1.** Схема армирования опытных образцов хомутами (рисунок авторов)



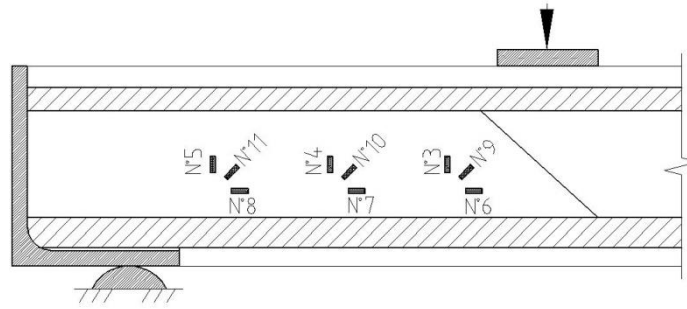
1 – Ø28 A500; 2 – Ø25 A500; 3 – Ø20 A500; 4, 5 – Ø8 A240; 6 – закладная деталь; 7 – лист  $\delta = 1,93$  мм

**Рисунок 2.** Схема армирования опытных образцов пластинами (рисунок авторов)

Поперечное армирование было подобрано таким образом, что для балок с хомутами значение  $q_{sw} = 404$  Н/мм и для балок с пластинами  $q_{sw} = 405,3$  Н/мм. Образцы без поперечного армирования изготавливались для оценки влияния на несущую способность поперечного армирования и нагельного эффекта продольной арматуры в наклонном сечении. При изготовлении образцов одновременно из одного замеса бетона производилось бетонирование кубов и призм.

## 2. Результаты исследования

По результатам проведенного эксперимента была получена картина напряженно-деформированного состояния жесткой вставки в зоне поперечного изгиба при различных уровнях нагружения. С целью измерения деформаций стальных пластин в зоне поперечного изгиба на поперечное армирование из стального листа наклеивались тензорезисторы с базой 5 мм в виде розеток. На рисунке 3 показана схема расположения и нумерация тензорезисторов на жесткой вставке опытного образца.

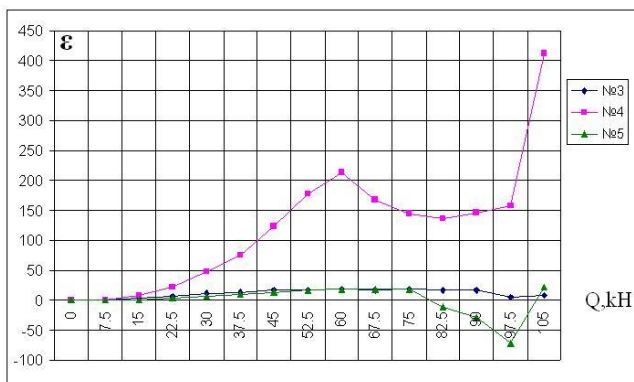


**Рисунок 3.** Схема расположения тензорезисторов на жесткой вставке (рисунок авторов)

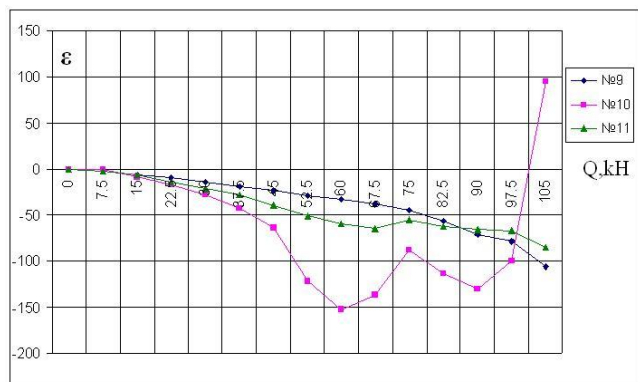
Образцы испытывались на прессе Пр-500, с приложением нагрузки ступенями. Каждая ступень загрузки принималась равной 0,1–0,05 от планируемой разрушающей нагрузки. Время выдержки образца под нагрузкой на каждой ступени составляло 10–15 минут. На каждой ступени приложения нагрузки фиксировались показания тензорезисторов.

На рисунках 4–6 приведены графики деформаций тензорезисторов на жёсткой вставке опытного образца в зависимости от величины перерезывающей силы  $Q$ .

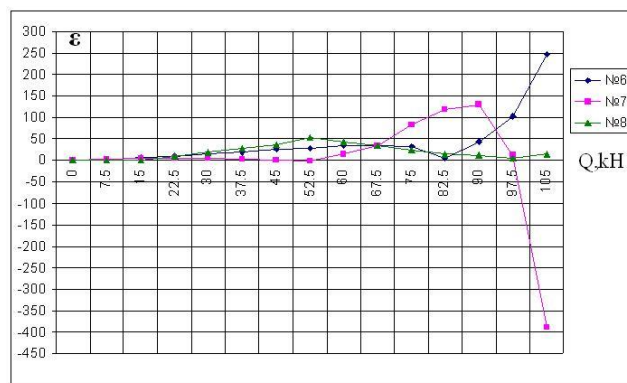
Анализ деформаций тензорезисторов показывает, что жёсткая вставка на всех этапах нагружения работает в условиях плоского напряжённого состояния. Графики деформаций тензорезисторов № 4, № 7 и № 10, расположенных на участке критической наклонной трещины, не имеют монотонного характера.



**Рисунок 4.** График деформаций датчиков № 3, 4, 5 ( $\times 10^5$ ) (рисунок авторов)



**Рисунок 5.** График деформаций датчиков № 9, 10, 11 ( $\times 10^5$ ) (рисунок авторов)



**Рисунок 6.** График деформаций датчиков № 6, 7, 8 ( $\times 10^5$ ) (рисунок авторов)

Анализ деформаций на графиках позволяет говорить о перераспределении усилий в пластине при нагружении образца, вследствие процесса трещинообразования. Первая



наклонная трещина в образце образовалась при величине  $Q = 45$  кН в средней части по высоте сечения в непосредственной близости к тензорезистору № 10 в зоне действия максимальных касательных напряжений. Образование трещины привело к увеличению скорости роста деформаций сжатия в тензорезисторе № 10. При величине перерезывающей силы  $Q = 60$  кН наклонная трещина, развиваясь как трещина сдвига, вышла на нижнюю грань образца; деформации сжатия в тензорезисторе № 10 и деформации растяжения в тензорезисторе № 4 достигли локальных максимумов. При величине перерезывающей силы  $Q = 67,5 - 75$  кН зафиксировано образование вторичных наклонных трещин. Деформации тензорезисторов № 10, 4 падают, деформации тензорезистора № 7 растут, происходит перераспределение усилий в пластине. При достижении перерезывающей силой предельного значения  $Q = 105$  кН растягивающие напряжения в пластине достигают предела текучести на участке критической наклонной трещины. Следует заметить, что растяжение также показывал тензорезистор № 10, расположенный в направлении потока главных сжимающих напряжений, что свидетельствует о наличии значительных пластических деформаций в жёсткой вставке. Наибольшие деформации сжатия в стадии разрушения зафиксированы тензорезистором № 9, расположенным в потоке главных сжимающих напряжений в непосредственной близости от приложенной силы.

Все испытанные образцы разрушились по наклонному сечению в зоне поперечного изгиба от действия перерезывающих сил. Образование первых трещин, нормальных к продольной оси образца, происходило при нагрузках, составляющих около 20 % от разрушающей. Образование наклонных трещин во всех образцах происходило в средней части по высоте сечения при нагрузке, составляющей около 35 % от разрушающей. После образования наклонные трещины развивались в направлении опоры и точки приложения силы. При достижении уровней нагружения, составляющих порядка 70 % и 90 % от разрушающей нагрузки образовывались вторичные наклонные трещины, расположенные ниже и выше первоначальной, соответственно. Наличие нескольких уровней трещинообразования в зоне поперечного изгиба на всём диапазоне нагружения образцов, вплоть до разрушения, отмечено в работе [16]. Разрушение балок происходило в зоне среза по первоначально образовавшейся трещине, вторичные наклонные трещины также имели значительное развитие и раскрытие, что указывает на значительные пластические деформации в арматурных стержнях и пластинах при исчерпании прочности образцов. На верхней грани испытанных балок между силой и опорой отмечены вертикальные трещины.

В образцах первого типа (поперечная арматура в виде хомутов) поперечная арматура в зоне среза перед разрушением достигла предела текучести, напряжения в продольной растянутой арматуре (по замеренным деформациям) были близки к пределу текучести. Деформации на сжатой грани бетона в середине пролёта перед разрушением составляли  $160 - 170 \times 10^{-5}$  ЕОД (единиц относительных деформаций).

В образцах второго типа (поперечная арматура в виде стальных пластин) напряжения в продольной растянутой арматуре достигли предела текучести. Анализ показаний тензорезисторов на пластинах в зоне среза показал, что пластины работали в условиях плоского напряжённого состояния совместно с бетоном балок. Главные растягивающие напряжения перед разрушением достигали предела текучести, величина главных сжимающих напряжений в целом была невелика, пиковые значения не превышали 110 МПа. Углы наклона площадок главных напряжений, определённые по показаниям тензорезисторов, оставались стабильными ( $42-48^\circ$ ) до наступления текучести, изменяясь лишь при образовании наклонных трещин.

Существенное влияние на достижение в пластинах напряжений текучести оказывала продольная арматура в сечении под силой, вовлекая пластины в работу на растяжение в продольном направлении. Напряжения текучести возникали не по всей длине пластины, а на

локальном участке в пределах первой наклонной трещины. Протяжённость этого участка для испытанных балок составляла 10–12 см. Деформации на сжатой грани бетона в середине пролёта перед разрушением составляли от  $250 \times 10^{-5}$  ЕОД до  $330 \times 10^{-5}$  ЕОД.

Разрушение образцов произошло по наклонному сечению, вследствие среза бетона сжатой зоны в сечении под силой. Характер деформирования пластин и разрушения образцов позволяет сделать вывод о совместной работе стальной пластины и бетона на всех стадиях нагружения образцов, вплоть до разрушения. При этом, совместность работы наблюдается как при растяжении – на участке распространения критической наклонной трещины, так и при сжатии – на участках между наклонными трещинами и в сжатой зоне бетона балки, воспринимающей поперечную силу.

Характер работы жёсткой вставки и качественная картина развития деформаций в пластине исследовались на конечно-элементной модели с помощью ВК «ЛИРА-САПР». Задача решалась в нелинейной постановке, моделировалось образование и развитие трещин в бетоне, а также сцепление арматуры с бетоном.

Для проведения численных экспериментов приняты следующие характеристики материалов: тяжелый бетон класса В30 (нормативное сопротивление бетона сжатию  $R_{b,n} = 22$  МПа, нормативное сопротивление бетона растяжению  $R_{bt,n} = 1.75$  МПа, начальный модуль упругости бетона  $E_b = 32.5 \times 10^3$  МПа). Характеристики продольной рабочей арматуры: арматура класса А500 (нормативное сопротивление арматуры растяжению  $R_{s,n} = 500$  МПа, модуль упругости арматуры  $E_s = 2 \times 10^5$  МПа). Поперечное армирование моделировалось стержнями А240 ( $R_{s,n} = 240$  МПа,  $E_s = 2 \times 10^5$  МПа) и стальными пластинами ( $R_{s,n} = 200$  МПа,  $E_s = 2 \times 10^5$  МПа). Во всех случаях адгезия между арматурой и бетоном класса В30 принята идеальной.

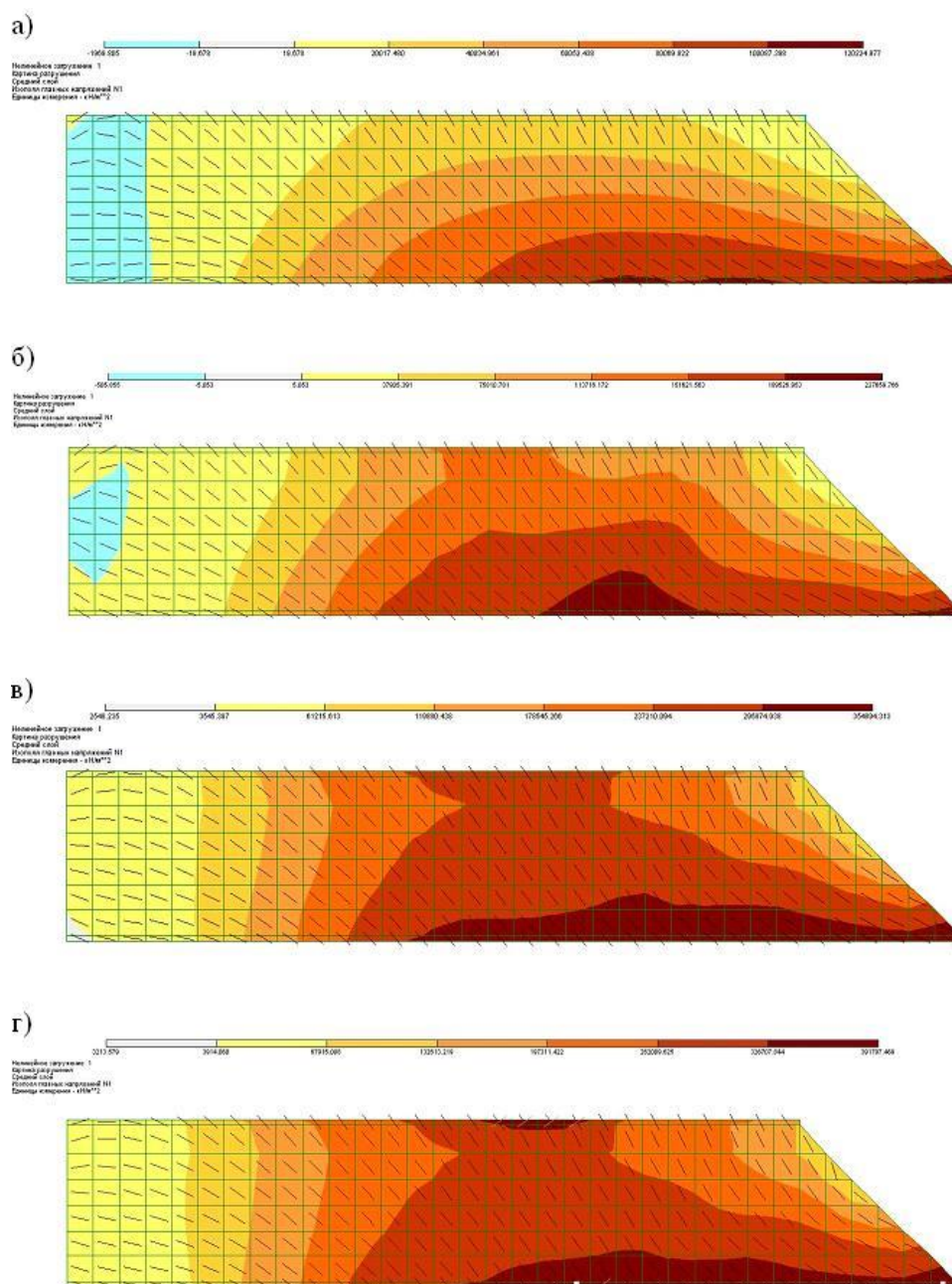
Распределения главных растягивающих напряжений в жёсткой вставке, полученные на конечно-элементной модели при различных уровнях нагружения, представлены на рисунке 7.

При действии перерезывающей силы  $Q = 30$  кН, до образования наклонных трещин, основным фактором, определяющим напряженное состояние пластины, является её совместная работа с продольной арматурой. Величина максимальных растягивающих напряжений уменьшается от нижнего к верхнему краю пластины. Наклонные трещины образуются при  $Q = 45$  кН, на линии от опоры к точке приложения силы в уровне нейтральной оси под углом 42–45°. При  $Q = 60$  кН формируется зона концентрации растягивающих напряжений перпендикулярно наклонной трещине под углом к горизонтальной оси 50–52°, что свидетельствует о перераспределении растягивающих напряжений на жесткую вставку и росте в ней касательных напряжений.

При действии перерезывающей силы  $Q = 90$  кН происходит развитие имеющихся наклонных трещин и образование новых на некотором расстоянии выше и ниже первой наклонной трещины. Образование новых трещин имеет характер аналогичный образованию первой трещины. При этом происходит перераспределение напряжений и локализация максимальных значений главных растягивающих напряжений на участке образования первой наклонной трещины. Участок локализации распространяется по всей высоте пластины. Угол наклона главных растягивающих напряжений составляет 42–55°. В экспериментальных исследованиях на опытных образцах при заданном уровне нагружения на верхней грани опытных образцов образовывались нормальные трещины [15].

При увеличении нагрузки до разрушающей  $Q = 105$  кН в жесткой вставке происходит значительная концентрация растягивающих напряжений в зонах пересечения наклонными трещинами и сжимающих напряжений в сечении под силой. Такое напряженное состояние

жесткой вставки обусловлено перераспределением перерезывающей силы с бетона на стальную пластину и наступлением состояния текучести металла.



**Рисунок 7.** Изополя главных напряжений  $N_1$  в жёсткой вставке при величине усилия: а –  $Q = 30 \text{ кН}$ ; б –  $Q = 60 \text{ кН}$ ; в –  $Q = 90 \text{ кН}$ ; г –  $Q = 105 \text{ кН}$  (рисунок авторов)

### 3. Обсуждение

Образцы с поперечным армированием в виде стального листа, по сравнению с образцами с поперечным армированием хомутами, имеют большую жесткость, за счет восприятия стальным листом касательных напряжений, возникающих в продольном направлении в зоне поперечного изгиба.

Анализ результатов показаний розеток тензорезисторов на стальной пластине, показывает, что пластина начинает воспринимать поперечное усилие до образования



наклонной трещины. После образования наклонной трещины происходит перераспределение растягивающих усилий с бетона на стальной лист. Пластина находится в плосконапряженном состоянии, при этом угол наклона площадки главных растягивающих напряжений составлял  $28 \div 48^\circ$  относительно продольной оси балки.

Стальная пластина на всех этапах нагружения образцов работает совместно с бетоном и ее отслоения от поверхности бетона не наблюдается. При разрушении не происходит раскалывания бетона стальной пластиной, приваренной к продольной арматуре.

Наиболее интенсивные деформации текучести стальной пластины перед разрушением образцов наблюдались на участке образования первой наклонной трещины. Перед разрушением стальная пластина претерпевает значительные пластические деформации, о чем свидетельствуют показания тензорезисторов и большое остаточное раскрытие наклонных трещин после снятия нагрузки.

Жесткость образцов с поперечным армированием в виде стального листа повышается, вследствие восприятия сдвигающего усилия стальным листом в наклонном сечении.

### Выводы

Выявленные особенности работы балок с поперечным армированием стальными пластинами (жесткими вставками) свидетельствуют о возможности применения такого вида армирования. Особенностью работы жестких вставок является двухосное напряженное состояние, при котором в пластине возникают нормальные (растягивающие и сжимающие) и касательные напряжения. Пластина может воспринимать растягивающие усилия под любым углом, при этом податливость пластины, в отличие от хомутов, в вертикальном и горизонтальном направлениях существенно не меняется, что сказывается на характере образования и развития трещин, а также на жесткости изгибаемого элемента. Результаты исследований используются для разработки методики расчёта прочности наклонных сечений изгибаемых элементов с жесткой арматурой.

### ЛИТЕРАТУРА

1. Залесов А.С. Новый метод расчета прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям // Расчет и конструирование железобетонных конструкций: сб. тр. НИИЖБ. М., 1977. Вып. 39. С. 16–28.
2. Карпенко Н.И., Карпенко С.Н. О новом построении критериев прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил // АCADEMIA. Архитектура и строительство. 2006. № 3. С. 26–31.
3. Старишко И.Н. Совершенствование методики расчета изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 5. С. 31–40.
4. Скачков Ю.П., Снежкина О.В., Ладин Р.А. Зависимость прочности железобетонных балок от их геометрических характеристик в зоне действия поперечных сил // Региональная архитектура и строительство. 2019. № 1(38). С. 56–61.
5. Snezhkina O.V. Engineering method for assessing the strength of reinforced concrete beams // В сб.: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering.

- International Workshop "Advanced Technologies in Material Science, Mechanical and Automation Engineering – MIP: Engineering – 2019". 2019. С. 22050.
6. Силантьев А.С. Экспериментальные исследования влияния продольного армирования на сопротивление изгибаемых железобетонных элементов без поперечной арматуры по наклонным сечениям // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 1. С. 58–61.
  7. Filatov V.B. Strength calculation of inclined sections of reinforced concrete elements under transverse bending // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2017. Т. 262. С. 012160.
  8. Vecchio F.J., Collins M.P. The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear // ACI Journal, Proceedings. 1986. Vol. 83, № 2. P. 219–231.
  9. Collins M.P., Kuchma D.A. How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs and Footings? // ACI Structural Journal. 1999. Vol. 96, № 4. P. 482–490.
  10. Reineck K.-H., Kuchma D.A., Kang S.K., Marx S. Shear Database for Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement // ACI Structural Journal. 2003. Vol. 100, № 2. P. 240–249.
  11. Yerzhanov M., Ju H., Zhang D., Moon S.W., Kim J., Lee D. Shear strength model of reinforced concrete beams without stirrup used in the cis countries // Journal of Structural Integrity and Maintenance. 2019. Т. 4. № 1. С. 15–25.
  12. Travush V.I., Krylov S.B., Konin D.V., Krylov A.S. Ultimate state of the support zone of reinforced concrete beams // Инженерно-строительный журнал. 2018. № 7(83). С. 165–174.
  13. Травуш В.И., Конин Д.В., Крылов А.С., Каприелов С.С., Чилин И.А. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на изгиб // Строительство и реконструкция. 2017. № 4(72). С. 63–71.
  14. Травуш В.И., Конин Д.В., Крылов А.С. Прочность железобетонных балок с жесткой арматурой из высокопрочного бетона // Инженерно-строительный журнал. 2018. № 3(79). С. 36–44.
  15. Филатов В.Б., Жильцов Ю.В. Особенности работы и эффективное использование жесткой поперечной арматуры железобетонных балок // Известия Самарского научного центра Российской академии наук. 2012. Т. 14. № 4–5. С. 1325–1328.
  16. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчётные модели силового сопротивления железобетона. М.: АСВ, 2004. 471 с.

**Filatov Valery Borisovich**

Samara state technical university, Samara, Russia  
E-mail: vb\_filatov@mail.ru

**Zhiltsov Yury Victorovich**

Samara state technical university, Samara, Russia  
E-mail: zzilz@mail.ru

**Kovalenko Mikhail Vladimirovich**

Samara state technical university, Samara, Russia  
E-mail: mihan00777@yandex.ru

## **Experimental study of the work of the rigid transverse reinforcement of reinforced concrete beams in the shear zone**

**Abstract.** In bending reinforced concrete structures under the action of significant transverse forces, there is a need for intensive reinforcement with transverse reinforcement, which complicates the production of works, both in the manufacture of reinforcement frames and when concreting structures. In this case, one of the possible options for reinforcement can be the replacement of stirrups (discrete reinforcement) by steel plates or rolled profiles (rigid transverse reinforcement). The use of rigid transverse reinforcement requires solving questions about the method of calculating beams for the action of transverse force. The existing method for calculating reinforced concrete beams reinforced with profiled steel does not explicitly take into account the influence of various factors on the load-bearing capacity of the bent elements by transverse force. The experimental study provides for comparative tests of reinforced concrete beams with rigid transverse reinforcement and reference beams with traditional transverse reinforcement.

The authors present the results of comparative tests of reinforced concrete beams with transverse reinforcement in the shear zone with stirrups and steel plates. According to the results of the analysis of the strain gauges readings, a picture of the stress-strain state of the steel plate in the zone of transverse bending is obtained. The results of the study showed that samples with transverse reinforcement in the form of a steel plate, in comparison with samples with transverse reinforcement with stirrups, have greater rigidity, due to the perception of tangential stresses by the steel plate.

A special feature of steel plates is the biaxial stress state, in which normal and tangential stresses occur in the plate. The plate can perceive the tensile forces at any angle, while the pliability of the plate, in contrast to the stirrups, does not change significantly in the vertical and horizontal directions, which affects the nature of the formation and development of cracks in the beam, as well as the rigidity of the bent element. The revealed features of the work of beams with transverse reinforcement with steel plates indicate the possibility of using this type of reinforcement.

**Keywords:** reinforced concrete beam; transverse bending; rigid reinforcement; inclined crack; deformations; strain gauge; biaxial stress state; main stresses