

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

2020, №3, Том 12 / 2020, No 3, Vol 12 <https://esj.today/issue-3-2020.html>

URL статьи: <https://esj.today/PDF/57SAVN320.pdf>

Ссылка для цитирования этой статьи:

Филатов В.Б., Коваленко М.В. Моделирование работы сборно-монолитной железобетонной балки в зоне поперечного изгиба // Вестник Евразийской науки, 2020 №3, <https://esj.today/PDF/57SAVN320.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ.

For citation:

Filatov V.B., Kovalenko M.V. (2020). Modeling the operation of a precast-monolithic reinforced concrete beam in the shear zone. *The Eurasian Scientific Journal*, [online] 3(12). Available at: <https://esj.today/PDF/57SAVN320.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

РИНЦ: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=662145

Коваленко Михаил Владимирович

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

Магистрант по направлению 08.04.01 «Строительство»

E-mail: mihan00777@yandex.ru

Моделирование работы сборно-монолитной железобетонной балки в зоне поперечного изгиба

Аннотация. При реконструкции зданий и сооружений актуальным является вопрос об усилении несущих конструкций. Одним из самых распространенных вариантов усиления железобетонных конструкций является метод увеличения рабочего сечения элемента. Усиление железобетонных конструкций в большинстве случаев производится под нагрузкой, поэтому при проектировании усиления необходимо учитывать напряженное состояние железобетонной конструкции, обусловленное предысторией загрузки. При изготовлении сборно-монолитных конструкций образуется шов сопряжения нового бетона со старым, называемый контактным швом. Экспериментальные исследования показывают, что разрушение контактных швов сборно-монолитных изгибаемых конструкций происходит в приопорном участке, отсеченном наклонной трещиной.

Для исследования напряженно-деформированного состояния зоны поперечного изгиба железобетонного сборно-монолитного элемента, усиленного под нагрузкой наращиванием сечения, авторами была разработана конечно-элементная модель. В статье выполнен анализ напряженно-деформированного состояния сборно-монолитной балки на различных уровнях предварительного нагружения при одинаковых и различных классах сборного и монолитного бетонов. Рассмотрены варианты усиления при наличии или отсутствии начальных трещин в растянутой зоне сборного элемента на момент выполнения усиления наращиванием сечения. Излагается методика проведения численного эксперимента.

Авторами проведено численное исследование на конечно-элементных моделях, получены схемы разрушения, распределения нормальных напряжений и распределения

деформаций по высоте нормального сечения сборно-монолитного элемента. Трещины в растянутой зоне сборного элемента перед усилением, практически не повлияли на деформативность и напряженно-деформированное состояние сборно-монолитной балки. Выявлено напряженно-деформированное состояние контактного шва между сборным элементом и монолитным бетоном, которое характеризуется значительной неравномерностью по длине, что соответствует результатам экспериментальных исследований. Определено нагельное усилие, возникающее в продольной арматуре конечно-элементных моделей, и выполнено сравнение с имеющимся аналитическим решением, которое показало хорошее совпадение результатов. Разработанная конечно-элементная модель качественно отражает механизм работы сборно-монолитного элемента, усиленного под нагрузкой наращиванием сечения, что подтверждается сопоставлением с результатами ранее проведенных экспериментальных исследований.

Ключевые слова: сборно-монолитный железобетон; поперечный изгиб; контактный шов; наклонная трещина; деформация; нагельный эффект; конечно-элементная модель

Введение

При реконструкции зданий и сооружений, как правило, актуальным является вопрос об усилении несущих конструкций. В практике проектирования существует много различных вариантов усиления конструкций, применение которых зависит от условий и характера эксплуатации зданий и сооружений. Одним из самых распространенных вариантов усиления железобетонных конструкций является метод увеличения рабочего сечения элемента.

В большинстве случаев усиление железобетонных конструкций приходится выполнять под нагрузкой, поскольку разгрузка конструкций, как правило, связано с демонтажом оборудования и остановкой технологического процесса, что неприемлемо по экономическим соображениям. Поэтому при разработке конструкции усиления и проекта производства работ необходимо в полной мере учитывать напряженное состояние железобетонной конструкции, обусловленное предысторией загрузки.

Монолитный бетон усиления, работающий совместно со сборным элементом, имеет другой возраст, иные физико-механические характеристики и включается в работу конструкции постепенно, по мере набора прочности. Сборно-монолитная конструкция после бетонирования монолитной части превращается в составную конструкцию, напряженно-деформированное состояние которой меняется во времени вследствие изменения реологических свойств монолитного и сборного бетонов в связанных условиях. Фактически в усиленной конструкции присутствуют два элемента, находящихся в различном напряженно-деформированном состоянии, оценить которое достаточно сложно по многим причинам [1–3].

С позиций оценки напряженного состояния усиленных железобетонных конструкций в работе [4] выделены два принципиальных направления: усиление конструкций с предварительной разгрузкой и усиление конструкций под нагрузкой. Усиление конструкций с предварительной разгрузкой возможно в ограниченном числе случаев, в частности, при проведении плановых ремонтов или замене оборудования, когда возможно остановить технологический процесс и выполнить демонтаж оборудования. Таким образом, для корректной оценки действительного напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций при расчете и конструировании их усиления существенное значение имеет учет предыстории нагружения конструкций, длительности и режима действия эксплуатационной нагрузки. Эти и другие вопросы совершенствования методики расчета

железобетонных конструкций для оценки их прочности и деформативности продолжают оставаться актуальными для дальнейших исследований [5–7].

В процессе изготовления сборно-монолитных конструкций при укладке монолитного бетона образуется шов сопряжения нового бетона со старым, называемый контактными швом, который представляет собой ослабленное сечение. В изгибаемых элементах под действием внешних нагрузок в нормальном и наклонном сечениях элемента создаются взаимоположенно направленные продольные усилия. Контактный шов, находящийся между ними, подвергается при этом воздействию сдвигающих усилий, которые могут нарушить его сплошность, что приводит к уменьшению несущей способности конструкции в целом и ее разрушению. Таким образом, напряженно-деформированное состояние и прочность сборно-монолитных конструкций, существенно зависят наряду с прочностными и деформативными характеристиками материалов и компоновки сечений, также и от прочности соединения между сборным и монолитным бетонами.

Значительную часть сдвигающих усилий воспринимают силы сцепления-зацепления по поверхности сопряжения двух бетонов. Силы сцепления (адгезионные связи) зависят от многих факторов: класса и консистенции нового бетона, вида применяемых цементов и разрыва во времени бетонирования двух бетонов, вида поверхности сопряжения и качества ее очистки, качества уплотнения и температурно-влажностных условий твердения нового бетона, появления усадочных трещин и т. п. В армированных контактных швах присутствуют и силы сцепления, и силы механического зацепления. Поэтому, при наличии поперечной арматуры, даже после нарушения сцепления контактный шов продолжает воспринимать нагрузку благодаря силам зацепления [8].

Экспериментальные исследования, проведенные авторами [9–11] показывают, что разрушение контактных швов сборно-монолитных изгибаемых конструкций происходит в приопорном участке, отсеченном магистральной наклонной трещиной. Поэтому сдвигающее усилие, соответствующее началу разрушения, по мнению авторов [9–11] наиболее правильно определять исходя из условий равновесия этого приопорного узла. При статическом нагружении определение напряжений и усилий в наклонном сечении сборно-монолитного железобетонного элемента производится на основе двухблочной модели, предложенной А.С. Залесовым [12].

Напряженно-деформированное состояние в нормальном и наклонном сечениях сборно-монолитного элемента, кроме прочностных и деформативных свойств материалов, зависит также и от степени совместного деформирования сборного и монолитного бетонов в едином сечении, т. е. от степени податливости соединения двух бетонов на уровне плоскости сопряжения. При увеличении податливости соединения увеличиваются напряжения в сборном и монолитном бетонах, причем сдвигающие усилия в контактном шве, наоборот, уменьшаются. Ввиду сложности описываемых процессов, их неоднозначности и взаимовлияния для изучения напряженно-деформированного состояния сборно-монолитных элементов представляется наиболее эффективным использование конечно-элементного моделирования [13–15].

1. Методы и материалы

Исследования, имеющиеся в рассматриваемой области, основываются на гипотезе плоских сечений, хотя монолитный бетон усиления включается в работу позже, когда бетон сборного элемента уже находится в деформированном состоянии. В связи с этим в модели предусмотрена процедура учёта напряженно-деформированного состояния сборного элемента до усиления. Для исследования напряженно-деформированного состояния зоны поперечного изгиба железобетонного сборно-монолитного элемента, усиленного под нагрузкой

наращиванием сечения, была разработана конечно-элементная модель, учитывающая предысторию загрузки, с использованием вычислительного комплекса «ЛИРА-САПР».

Сборно-монолитная конструкция была принята в виде сборной железобетонной балки без поперечного армирования первого типа согласно СП 337.1325800.2017¹, высотой сечения 220 мм, с продольной арматурой класса А400 диаметром 22 мм, монолитный бетон усиления высотой сечения 50 мм. Ширина балки составляет 150 мм. Расстояние от опоры до сосредоточенной силы составляет $l = 0,5$ м.

Анализировалось напряженно-деформированное состояние сборно-монолитной балки при различных уровнях предварительного нагружения – 0 % (т. е. с полным разгрузением сборного элемента); при 13 % и 20 % от расчетного значения разрушающей нагрузки по наклонному сечению сборно-монолитной конструкции. Рассматривались конечно-элементные модели при одинаковых классах сборного и монолитного бетонов (В25) и при классе сборного бетона В15, монолитного бетона – В30. Также рассматривались варианты усиления при наличии или отсутствии начальных трещин в растянутой зоне сборного элемента на момент выполнения усиления наращиванием сечения.

Расчетная модель представляет собой однопролетную шарнирно-опертую балку. Нагрузка приложена в виде сосредоточенных сил. Модель (рисунок 1) состоит из прямоугольных конечных элементов (КЭ) плоской задачи (балка – стенка) размерами – 10×10 мм, позволяющих моделировать плоское напряженное состояние. При нагружении модели учитывались условия сцепления арматуры с бетоном, а также податливость контактного шва между новым и старым бетоном. Контактный шов монолитного и сборного бетонов смоделированы из прямоугольных конечных элементов размерами – 10×3 мм. Контактная зона арматуры с бетоном образовывалась тремя тонкими (1 мм) слоями плоских конечных элементов размером – 10×1 мм. Ширина этих слоев принималась равной $\pi d_s / 2$ – полупериметру соответствующего арматурного стержня, с тем, чтобы получать касательные напряжения, соответствующие реальной поверхности контакта.

При моделировании сборно-монолитной балки были приняты следующие типы конечных элементов: монолитный бетон – КЭ221, сборный бетон – КЭ21, КЭ 22, КЭ 30, арматура – №21, контактный шов монолитного и сборного бетонов – КЭ 284, зона контакта арматуры с бетоном – КЭ 284 и КЭ 221. Жесткостные характеристики элементов назначены, исходя из выбранных материалов и типов конечных элементов. Для физически нелинейных конечных элементов принят кусочно-линейный закон деформирования материала.

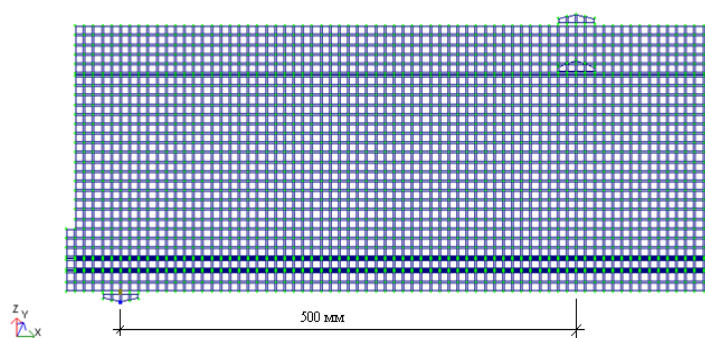


Рисунок 1. Расчетная модель сборно-монолитной балки (рисунок авторов)

¹ СП 337.1325800.2017 «Конструкции железобетонные сборно-монолитные. Правила проектирования». М., 2018.

Нагрузка на конечно-элементную модель сборно-монолитной балки прикладывалась в три этапа. На первом этапе был применен собственный вес сборного элемента и предполагаемая остаточная нагрузка (предварительное нагружение) в виде сосредоточенной силы. На втором этапе прикладывался собственный вес монолитного бетона усиления. На третьем этапе – действующая полезная нагрузка в виде сосредоточенной силы, которая прикладывалась ступенями, с шагом 3 кН. Соответственно, в балке с полным разгрузением, перед усилением сечения наращиванием, было выполнено два нагружения. Первое – от собственного веса всей конструкции; второе – от приложенной нагрузки.

Нормальные трещины моделировались расшивкой узлов, а при моделировании наклонных трещин также разбиением прямоугольных элементов на четырехугольные и треугольные элементы после достижения в них напряжений, превышающих $1,75R_{bt}$ в момент образования, и R_{bt} в процессе развития трещин. Такой способ моделирования трещин позволил образовывать трещины в месте возникновения максимальных растягивающих напряжений и развивать их в соответствии с положением площадок главных растягивающих напряжений, что позволило более точно смоделировать напряжённое состояние бетона в вершине трещины и определить ее направление (рисунок 2).

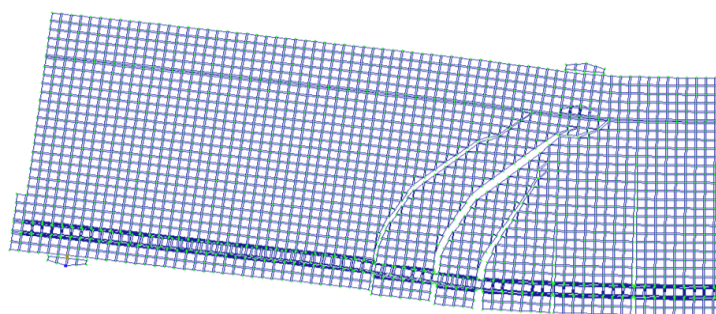


Рисунок 2. Схема трещинообразования в сборно-монолитной балке (рисунок авторов)

Методика проведения численного эксперимента состоит из нескольких этапов, выполняемых в определённой последовательности:

- ступенями прикладывалась нагрузка (один этап соответствовал 3 кН), до тех пор, когда максимальные растягивающие напряжения на нижней грани, соответствующие предельной растяжимости бетона при изгибе, достигали величины $1,75R_{bt}$;
- в одном из сечений, где растягивающие напряжения достигали $1,75R_{bt}$, образовывалась нормальная трещина, процесс развития которой, в соответствии с траекторией главных растягивающих напряжений, моделировался последовательной расшивкой узлов конечных элементов от нижней грани в сторону сжатой зоны;
- положение вершины трещины по высоте сечения устанавливалось методом последовательных приближений из условия, чтобы главные растягивающие напряжения в вершине трещины были равны или близки к R_{bt} ;
- контролировались главные растягивающие напряжения в вершине трещины и при необходимости положение её корректировалось;
- описанный выше процесс развития трещины, протекающий при постоянной нагрузке, соответствующей моменту ее образования, продолжался до тех пор, пока нормальные напряжения в вершине трещины не переставали превышать R_{bt} ;

- расшивка узлов, при образовании трещин в сборном бетоне, производилась до монолитного бетона;
- в монолитном бетоне трещины образуются автоматически, в соответствии с законом деформирования, заданным зависимостью σ - ε ;
- в контактном шве монолитного и сборного бетонов, при достижении предельных напряжений сдвига ($2R_{bt}$) или растяжения (R_{bt}), элементы автоматически выключались из работы, моделируя сдвиг;
- в зоне контакта арматуры с бетоном, процесс нарушения сцепления происходит автоматически, с учетом физической нелинейности слоев контакта.

2. Результаты исследования

В сборно-монолитной балке в процессе нагружения образовывались нормальные и наклонные трещины. Совместно с этим, происходило нарушение сцепления арматуры с бетоном, и сдвиг в контактном шве монолитного и сборного бетонов. Для сравнения результатов, был выполнен расчет по СП 337.1325800.2017 и СП 63.13330.2018². Для сборно-монолитной балки из бетона класса В25 прочность по наклонному сечению составила $P = 45,36$ кН, по нормальному сечению $P = 66,46$ кН. Для сборно-монолитной балки при классах бетонов: монолитный – В30; сборный – В15, прочность по наклонному сечению составила $P = 51,02$ кН, по нормальному сечению $P = 67,72$ кН.

По результатам нагружения конечно-элементных моделей получены схемы разрушения, распределения нормальных напряжений N_x и распределения деформаций по высоте нормального сечения сборно-монолитного элемента. На рисунке 3 показана мозаика напряжений N_x при полном разгрузении балки перед усилением при одинаковом классе монолитного и сборного бетонов В25.

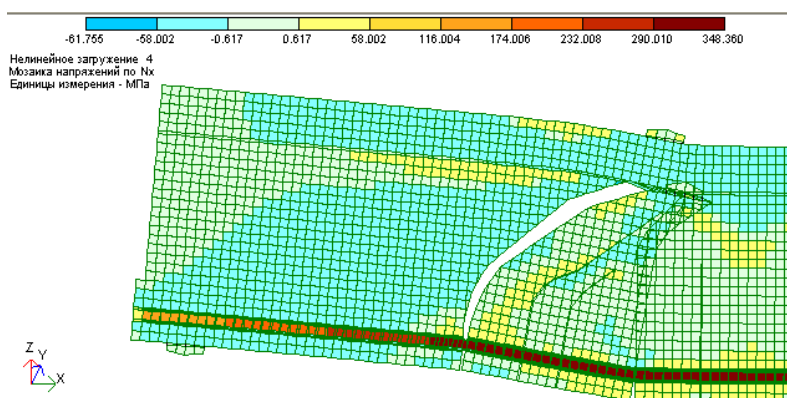


Рисунок 3. Мозаика напряжений N_x при разрушающей нагрузке $P = 63$ кН (рисунок авторов)

Разрушение балки произошло от сдвига по контактному шву монолитного и сборного бетонов между наклонными трещинами. Вершины наклонных трещин находились в монолитном бетоне.

На рисунке 4 показана мозаика напряжений N_x при полном разгрузении балки перед усилением при разном классе бетонов: монолитный – В30; сборный – В15. В данном случае

² СП 62.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». М., 2018.

разрушение произошло по нормальному сечению, при достижении предела текучести в продольной арматуре.

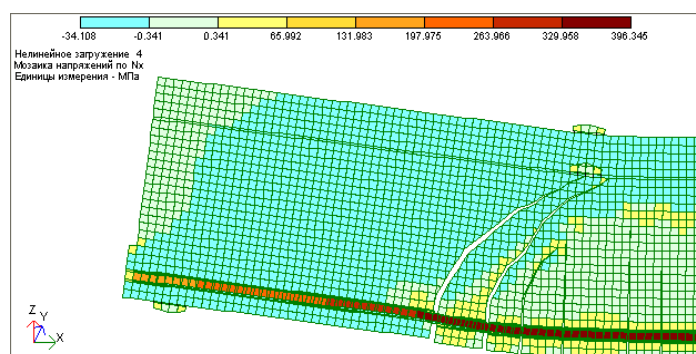


Рисунок 4. Мозаика напряжений N_x при разрушающей нагрузке $P = 68$ кН (рисунок авторов)

В таблице 1 представлены результаты расчета на прочность по СП 337.1325800.2017 и результаты численного эксперимента, проведенного на конечно-элементных моделях.

Таблица 1

Сравнение результатов испытаний сборно-монолитных балок

№ п.п.	Наименование	Прочность сборно-монолитной балки, кН		
		по СП 337.1325800.2017		результаты численного эксперимента
		наклонное сечение	нормальное сечение	
При одинаковом классе монолитного и сборного бетонов: В25				
1	При полном разгрузении	45.36	66.46	63
2	Предварительное нагружение 13 %	-	-	54
3	Предварительное нагружение 20 %	-	-	50
При разном классе бетонов – сборный В15, монолитный В30				
4	При полном разгрузении	51.02	67.72	68
5	Предварительное нагружение 13 %	-	-	61
6	Предварительное нагружение 20 %	-	-	59

Составлено авторами

На начальных этапах нагружения деформации бетона сборного элемента превышают деформации монолитного бетона. В месте контактного шва происходит скачок сжимающих напряжений, образуя двухступенчатую эпюру напряжений в нормальном сечении, т. е. сжимающие напряжения на нижней грани монолитного бетона меньше напряжений на верхней грани сборного элемента. По мере приложения нагрузки напряжения на верхней грани сжатой зоны монолитного бетона возрастают значительно быстрее, чем на верхней грани сжатой зоны сборного элемента и, соответственно, монолитный бетон имеет большие деформации, что подтверждается сопоставлением результатов испытаний модели с результатами экспериментальных исследований [16–19]. Скачок напряжений в зоне контактного шва сохраняется в процессе нагружения, причем нарушения сцепления шва монолитного и сборного бетонов не наблюдается, вплоть до разрушения.

Образование первоначальных трещин в растянутой зоне сборного элемента перед усилением, практически не сказалось на деформативности и напряженно-деформированном состоянии сборно-монолитной балки.

В сборно-монолитном элементе при полном разгрузении, деформации распределяются в соответствии с гипотезой плоских сечений, в отличие от элемента усиленного под нагрузкой. Такая картина наблюдается во всех численных экспериментах, проведенных на моделях. Но, при нагрузке, близкой к разрушающей, в элементе, усиленном под нагрузкой, распределение деформаций по высоте сечения приближается к распределению по гипотезе плоских сечений.

Существенным элементом методик расчета прочности по наклонным сечениям, является определение длины проекции наклонной трещины и нагельного эффекта в продольной арматуре. В проведенном численном исследовании выявлено, что при увеличении предварительного нагружения, уменьшается длина проекции наклонной трещины.

Нагельное усилие, возникающее в продольной арматуре, составляет примерно 10 % несущей способности балки по наклонному сечению. В методике расчета наклонных сечений предложенной в [20], определение нагельного усилия выполняется по формуле:

$$Q_s = \frac{N_s c}{h_0 \gamma_V^*} \approx \frac{R_s A_s c}{h_0 \gamma_V^*} \quad (1)$$

Анализ приведенной зависимости показывает, что с уменьшением длины проекции наклонной трещины c , величина нагельного усилия Q_s также будет уменьшаться, снижая несущую способность балки по наклонному сечению. В то же время при увеличении предварительного нагружения сборного элемента возрастает усилие N_s в продольной арматуре, что несколько компенсирует уменьшение длины проекции наклонной трещины.

В таблице 2 приведены значения нагельного усилия в продольной арматуре Q_s , определенные по формуле (1) из работы [20] и полученные по результатам испытаний на конечно-элементной модели для различных уровней предварительного нагружения (0 %, 13 %, 20 %) при одинаковом классе бетона (B25) сборного элемента и монолитного бетона усиления.

Таблица 2

Результаты определения нагельного усилия для сборно-монолитной балки

№ п.п.	Нагрузка, кН	Величина нагельного усилия Q_s , кН		Примечание
		по формуле (1)	по модели	
При полном разгрузении сборно-монолитной балки				
1	27	3	4.74	образование наклонной трещины
2	36	4.07	5.60	
3	42	4.71	6.19	
4	48	5.48	6.50	
5	50	5.70	6.52	
6	52	5.92	6.60	
7	54	6.19	6.53	
8	60	7.22	5.92	
9	63	8.70	0.78	разрушение
С предварительным нагружением сборно-монолитной балки 13 %				
10	15	2.17	3.86	образование наклонной трещины
11	27	3.42	5.81	
12	36	4.43	6.44	
13	42	5.06	6.88	
14	48	5.70	7.11	
15	50	5.94	6.97	
16	52	6.17	6.85	
17	54	7.78	13.37	разрушение
С предварительным нагружением сборно-монолитной балки 20 %				
18	12	2.15	3.79	образование наклонной трещины
19	15	2.47	4.49	
20	27	3.68	6.01	
21	36	4.62	6.67	
22	42	5.26	7.12	
23	48	5.89	7.23	
24	50	6.73	7.89	разрушение

Составлено авторами

Анализ результатов определения величины нагельного усилия Q_s в таблице 2 показывает, что при увеличении предварительного нагружения, несмотря на уменьшение длины проекции наклонной трещины, нагельное усилие возрастает, вследствие опережающего роста растягивающих напряжений в продольной арматуре.

Результаты численного эксперимента, по сравнению с расчетами по формуле (1), дают большее значение нагельных усилий, в целом показывая хорошую сходимость. При достижении напряжениями в продольной арматуре значений близких к предельным, нагельное усилие в продольной арматуре становится меньше расчетных значений, что согласуется с результатами экспериментов [19; 21].

3. Обсуждение

По результатам, приведенным в таблице 1 можно сделать вывод о снижении несущей способности нормальных и наклонных сечений сборно-монолитной балки при увеличении уровня предварительного нагружения сборного элемента перед усилением. Это сказывается на деформациях арматуры, сжатого бетона и контактного шва. В элементах, усиленных под нагрузкой, величина деформаций в сжатой зоне бетона больше, чем в элементе с полным разгрузением перед усилением, что также влияет на прочность, как по нормальному, так и по наклонному сечению.

В моделях, разрушившихся по нормальному сечению, имеется тенденция пропорциональной зависимости между уровнем предварительного нагружения и значением прикладываемой действующей нагрузки. Для моделей, разрушение которых происходило по контактному шву монолитного и сборного бетона между наклонными трещинами, прямой зависимости не наблюдается.

После выполнения усиления под нагрузкой наращиванием сечения, распределение напряжений по сжатой зоне сборно-монолитной балки имеет следующую особенность. В месте контактного шва бетонов, на верхней грани сборного бетона происходит скачок сжимающих напряжений в сжатой зоне, и при дальнейшем нагружении образуется двухступенчатая эпюра напряжений в нормальном сечении сборно-монолитной балки. По мере нагружения модели напряжения на верхней грани сжатой зоны монолитного бетона возрастают значительно быстрее, чем на верхней грани сжатой зоны сборного бетона и, соответственно, монолитный бетон имеет большие деформации.

По результатам испытаний моделей выявлено напряжённо-деформированное состояние контактного шва между сборным элементом и монолитным бетоном, которое характеризуется значительной неравномерностью по длине, что соответствует результатам экспериментальных исследований [9–11].

Выводы

По результатам проведенных исследований на конечно-элементной модели железобетонной сборно-монолитной балки, усиленной под нагрузкой, можно сделать следующие выводы:

1. Усиление железобетонных элементов под нагрузкой наращиванием сечения может приводить к снижению несущей способности нормальных и наклонных сечений сборно-монолитной балки, так как на момент усиления продольная арматура имеет деформации от действующей на элемент нагрузки.

2. Наличие или отсутствие первоначальных трещин в растянутой зоне сборного бетона, не повлияло на напряженно-деформированное состояние сборно-монолитной балки, даже в случае усиления под нагрузкой.
3. Нагельный эффект, возникающий в продольной арматуре, существенно влияет на несущую способность сборно-монолитной балки по наклонному сечению, особенно для элементов без поперечной арматуры. Результаты определения значения нагельного усилия по формуле (1) из работы [20] имеют хорошую сходимость с результатами проведенного численного исследования.
4. Выявлено, что при увеличении уровня предварительного нагружения при усилении, уменьшается длина проекции наклонной трещины s , независимо от соотношения классов бетона сборного элемента и монолитного бетона усиления.
5. Разработанная конечно-элементная модель качественно отражает механизм работы сборно-монолитного элемента, усиленного под нагрузкой наращиванием сечения, что подтверждается сопоставлением с результатами ранее проведенных экспериментальных исследований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Белостоцкий А.М., Карпенко Н.И., Акимов П.А., Сидоров В.Н., Карпенко С.Н., Петров А.Н., Кайтуков Т.Б., Харитонов В.А. О методах расчета напряженно-деформированного состояния и на устойчивость к прогрессирующему обрушению пространственных плитнооболочечных железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности, трещинообразования и приобретаемой анизотропии // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2018. Т.14. № 2. С. 30–47.
2. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчётные модели силового сопротивления железобетона. М.: АСВ, 2004. 471 с.
3. 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.
4. Татаренков А.И. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных под нагрузкой. Автореф. дис. ...к.т.н. Курск, 2005. 20 с.
5. 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.
6. Смоляго Г.А., Смоляго Е.Г. Расчет сборно-монолитных железобетонных конструкций по образованию трещин с учетом коррозии // Бетон и железобетон – взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: в 7 томах. М.: МГСУ. 2014. С. 358–364.
7. 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.

8. 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.
9. Сиразиев Л.Ф. Влияние предварительного нагружения сборного элемента на трещиностойкость и деформативность сборно-монолитных изгибаемых конструкций. Автореф. дис. ... к.т.н. Казань, 2004. 20 с.
10. Хасанов Р.Р. Прочность и выносливость плоских контактных швов сборно-монолитных железобетонных конструкций в зоне действия изгибающих моментов и поперечных сил. Автореф. дис. ... к.т.н. Пенза, 2002. 20 с.
11. Крючков А.А. Деформативность сборно-монолитных стержневых конструкций. Автореф. дис. ... к.т.н. Белгород, 2006. 20 с.
12. 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.
13. Снежкина О.В. Моделирование работы железобетонных балок с относительным пролетом среза a/h_0 от 1 до 3 // Региональная архитектура и строительство. 2020. № 1(42). С. 156–161.
14. Плотников А.Н. Моделирование методом конечных элементов (МКЭ) железобетона при кручении с изгибом // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2010. Т.6. № 1–2. С. 177–178.
15. 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.
16. M. Saiidi, S. Vrontinos, B. Douglas. Model for the Response of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Concrete Overlays // ACI Structural Journal. 1990. Vol. 87, №6. P. 209–221.
17. 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.
18. 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.
19. Филатов, В.Б. Экспериментальное исследование нагельного эффекта продольной арматуры железобетонных балок // Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании: Сб. докладов Международной научной конференции. М.: НИУ МГСУ. 2017. С. 293–297.
20. Карпенко Н.И., Карпенко С.Н. О новом построении критериев прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил // ACADEMIA. Архитектура и строительство. 2006. № 3. С. 26–31.
21. 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.

Filatov Valery Borisovich

Samara state technical university, Samara, Russia

E-mail: vb_filatov@mail.ru

РИНЦ: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=662145

Kovalenko Mikhail Vladimirovich

Samara state technical university, Samara, Russia

E-mail: mihan00777@yandex.ru

Modeling the operation of a precast-monolithic reinforced concrete beam in the shear zone

Abstract. When reconstructing buildings and structures, the issue of strengthening load-bearing structures is relevant. One of the most common options for strengthening reinforced concrete structures is the method of increasing the working section of the element. Strengthening of reinforced concrete structures in most cases is performed under load, so when designing strengthening, it is necessary to take into account the stress state of the reinforced concrete structure, due to the prehistory of loading. In the manufacture of precast-monolithic structures, a seam is formed that connects new concrete with the old one, called a contact seam. Experimental studies show that the destruction of contact seams of prefabricated-monolithic bent structures occurs in the supporting area, cut off by an inclined crack.

The authors developed a finite element model to study the stress-strain state of the cross-bending zone of a reinforced concrete precast-monolithic element strengthened by cross-section extension under load. The article analyzes the stress-strain state of a precast-monolithic beam at different pre-loading levels for the same and different classes of precast and monolithic concrete. The variants of strengthening are considered in the presence or absence of initial cracks in the shear zone of the prefabricated element at the time of strengthening by cross-section extension. The method of conducting a numerical experiment is described.

The authors conducted a numerical study on finite element models, obtained schemes of destruction, distribution of normal stresses and distribution of deformations along the height of the normal cross-section of a precast-monolithic element. Cracks in the shear zone of the precast element before strengthening, practically did not affect the deformability and stress-strain state of the precast-monolithic beam. The stress-strain state of the contact seam between the precast element and the monolithic concrete is revealed, which is characterized by significant unevenness in length, which corresponds to the results of experimental studies. The dowel force arising in the longitudinal reinforcement of finite element models was determined and compared with the available analytical solution, which showed a good coincidence of results. The developed finite element model qualitatively reflects the mechanism of operation of a precast-monolithic element strengthened under load by increasing the cross-section, which is confirmed by comparison with the results of previously, conducted experimental studies.

Keywords: precast-monolithic reinforced concrete; transverse bend; contact seam; inclined crack; deformation; dowel action; finite element model