

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

2025, Том 17, № 6 / 2025, Vol. 17, Iss. 6 <https://esj.today/issue-6-2025.html>

URL статьи: <https://esj.today/PDF/69SAVN625.pdf>

2.1.1. Строительные конструкции (технические науки)

Ссылка для цитирования этой статьи:

Маилян, Д. Р. Прочность и жесткость балок с бетоном каркасной структуры в сжатой зоне после усиления композитными материалами / Д. Р. Маилян, Н. А. Коллеганов, А. Н. Ивлев // Вестник евразийской науки. — 2025. — Т. 17. — № 6. — URL: <https://esj.today/PDF/69SAVN625.pdf>.

For citation:

Mailyan D.R., Kolleganov N.A., Ivlev A.N. Strength and stiffness of beams with concrete frame structure in the compressed zone after reinforcement with composite materials. *The Eurasian Scientific Journal*. 2025;17(6): 69SAVN625. Available at: <https://esj.today/PDF/69SAVN625.pdf>. (In Russ., abstract in Eng.).

УДК 624.072.221

Маилян Дмитрий Рафаэлович

ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет», Ростов-на-Дону, Россия
Заведующий кафедрой
Доктор наук, профессор
E-mail: dmailyan868@mail.ru
РИНЦ: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=693125

Коллеганов Никита Алексеевич

ЗАО «Конструкторское бюро Ивлева» НПФ «Геотекспроектстрой», Ставрополь, Россия
Инженер-конструктор
Кандидат наук
E-mail: nikita.kolleganov@mail.ru

Ивлев Андрей Николаевич

ФГАОУ ВО «Северо-Кавказский федеральный университет», Ставрополь, Россия
E-mail: iv.andrey.stav26@yandex.ru

Прочность и жесткость балок с бетоном каркасной структуры в сжатой зоне после усиления композитными материалами

Аннотация. В статье рассматривается вопрос определения остаточной прочности арматуры балки после доведения ее до предельного состояния. Для этого проведен эксперимент, собраны данные и проведены расчеты по определению несущей способности по изгибающему моменту и поперечной силе. Определена жесткость. После чего расчетные данные были сравнены с экспериментальными данными.

Эксперимент проводился со слоистой железобетонной балкой. Особое внимание уделено описанию методики проведения эксперимента, состоящего из двух этапов. На первом этапе происходило поэтапное нагружение балки до достижения арматурой предела текучести. После чего нагрузка снималась, балка усиливалась композитными материалами и на втором этапе проводилось повторное испытание с доведением балки до разрушения.

Авторами были проведены разносторонние расчеты с целью определения остаточной прочности арматуры, результаты которых получили достаточно высокую сходимость. Производился расчет конструкции по изгибающему моменту и поперечной силе, после чего

расчетные данные сравнивались с фактическими разрушающими усилиями и производилась оценка остаточной прочности арматуры усиленной балки.

Был произведен расчет жесткости усиленной балки, определение теоретических прогибов и деформаций. При сравнении с фактическими деформациями испытанной железобетонной балки также была получена высокая сходимость.

Выводы исследования позволяют выполнить оценку напряженно-деформированного состояния строительных конструкций, оценивать остаточную прочность конструкций и их компонентов при расчете и проектировании их усиления.

Ключевые слова: композитные материалы; усиление; изгибающий момент; поперечная сила; жесткость; остаточная прочность; напряженно-деформированное состояние

Введение

Усиление железобетонных конструкций не смотря на взрывной рост возведения новых строительных объектов остается весьма актуальной задачей, поскольку позволяет продлить срок эксплуатации зданий и сооружений, в том числе после экстремальных воздействий на них. Продление сроков эксплуатации позволяет не только повысить эффективность капитальных затрат на строительство, но и в значительной степени снизить антропогенную нагрузку на окружающую среду за счет сокращения затрат на хранение и утилизацию отходов от демонтируемых и вновь возводимых объектов.

Существует достаточно много способов усиления железобетонных строительных конструкций от простого наращивания сечения, до использования современных высокотехнологичных композитных материалов. Усиление композитами имеет целый ряд несомненных достоинств и выгодно отличается от традиционно применяемых способов, связанных с наращиванием сечений, введением дублирующих конструкций, усилением металлоконструкциями и т. д.

К этим несомненным достоинствам в первую очередь следует отнести:

1. Практически не увеличивается масса усиленных конструкций, а вследствие этого и нагрузки на другие строительные конструкции, основание и фундаменты.
2. Не увеличиваются сечения строительных конструкций, вследствие чего не уменьшается полезный объем зданий и сооружений.
3. Композиты не создают проблем для внутреннего дизайна помещений. Например, усиление металлоконструкциями далеко не всегда удается органично вписать в существующий интерьер, что не позволяет их более широко применять в общественных и гражданских зданиях.

Основными недостатками композитных материалов являются их относительно высокая стоимость и низкая огнестойкость, требующая специальных мероприятий для выполнения нормативных требований по огнезащите строительных конструкций.

Одним из первых примеров использования углеродных ламелей стал проект усиления железобетонного автомобильного моста Ибараки в Осаке в 1983 году. В России первым крупным объектом усиления композитами стал железнодорожный мост в Домодедово в 2001 году. В 2014 году утвержден и выпущен СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами».

Результаты исследования

Испытания проводились для слоистой балки, в которой в сжатой зоне использовался слой высокомодульного бетона каркасной структуры толщиной 20 мм. Повышение модуля упругости бетона каркасной структуры обеспечивается максимальной концентрацией высокомодульного крупного заполнителя при минимизации объема растворной составляющей, что обеспечивается раздельным бетонированием. Так для тяжелого бетона процент крупного заполнителя составляет 50–60 %. Для бетона каркасной структуры эта величина может достигать 70–75 %. Бетоны каркасной структуры показывают более высокую эффективность по отношению к традиционным бетонам по коэффициенту удельного расхода цемента, наиболее хорошо это видно при использовании заполнителя, обладающего как можно меньшей пустотностью.

Целью данной работы является определение остаточной прочности растянутой продольной арматуры после доведения балки до предельного состояния, а затем усиленной композитными материалами. Предельное состояние балки характеризовалось переходом продольной растянутой арматуры от упругих к пластическим деформациям, когда не происходит роста нагрузки (она остается постоянной), а увеличиваются деформации (прогибы).

Испытания балок производились по схеме однопролетной свободно опертой балки с шарнирно подвижной и шарнирно неподвижной опорой, с величиной пролета 2 100 мм и величиной пролета среза 500 мм. Нагружение балки осуществлялось при помощи гидравлического домкрата ступенями, не превышающими 10 % от контрольной нагрузки по прочности см. рисунок 1 [1].

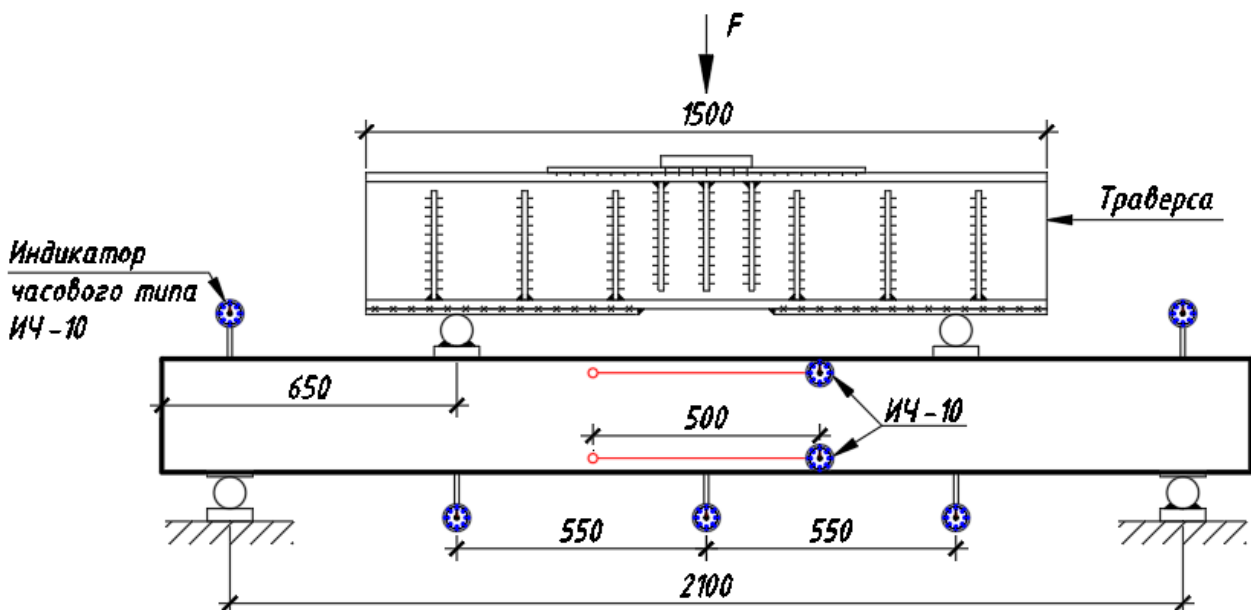


Рисунок 1. Схема проведения испытаний изгибаемых конструкций (разработано авторами)

Программа экспериментальных исследований включала в себя два этапа.

На первом железобетонная слоистая балка доводилась до предельного состояния, характеризующегося ростом деформаций без увеличения нагрузки. В этом случае потеря несущей способности конструкции происходила при достижении растянутой арматурой предела текучести и перехода ее деформаций из упругих в пластические.

После этого нагрузка снималась и выполнялось усиление балки углехолстом SikaWrap-230C по схеме, представленной на рисунках 2 и 3. Продольный холст заводился с

боков балки на высоту 87,5 мм. Поперечные холсты наклеивались с трех сторон одним цельным куском. С двух боковых сторон на всю высоту балки и снизу поверх продольного холста.

На втором этапе производилось нагружение усиленной углехолстом балки по регламенту первого этапа вплоть до предельного состояния.

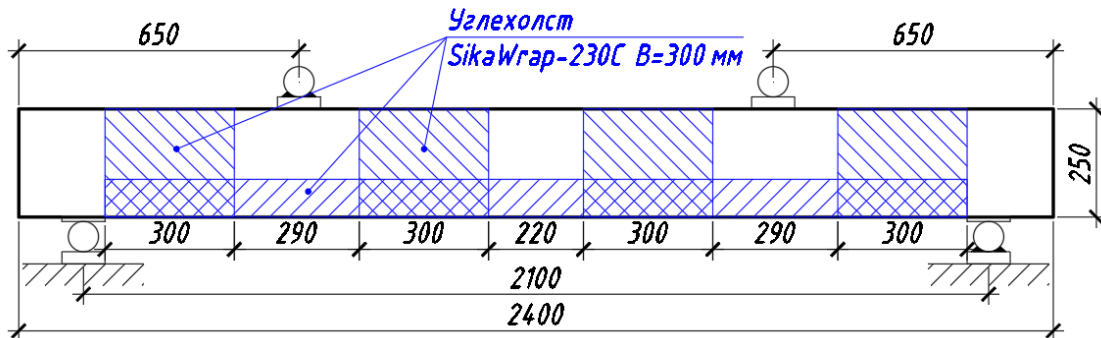


Рисунок 2. Схема усиления балки углехолстом (разработано авторами)

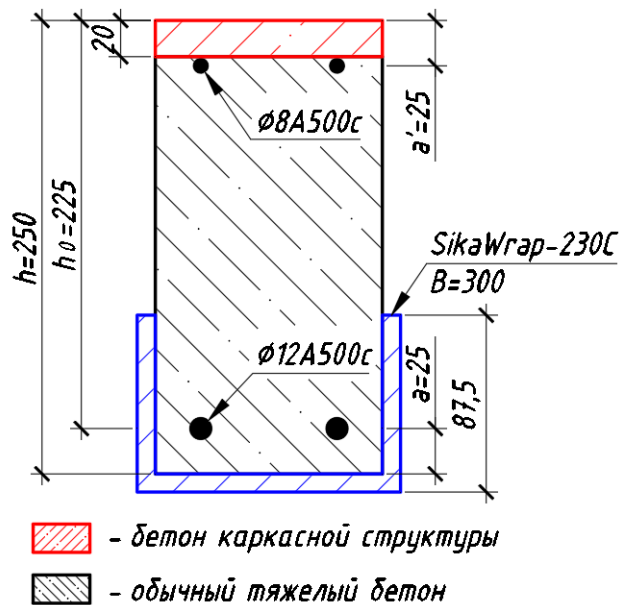
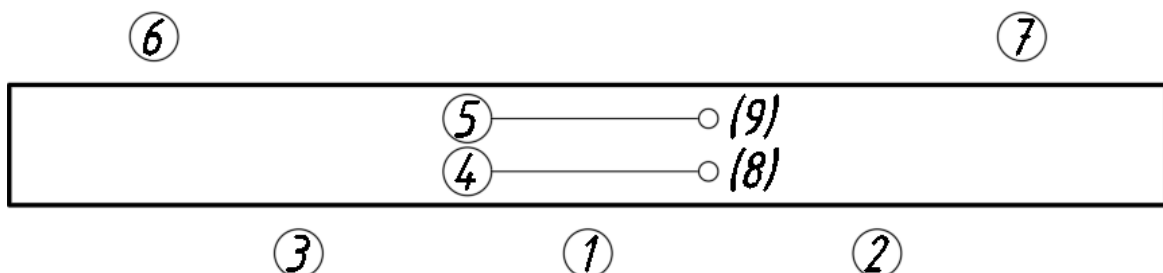


Рисунок 3. Поперечное сечение слоистой балки, усиленной углехолстом (разработано авторами)

Деформации на опорах, в середине и третях пролета, а также в уровне сжатой и растянутой арматуры измерялись при помощи индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе 500 мм. Схема расположения индикаторов часового типа представлена на рисунке 4.



Индикаторы под № 8 и № 9 расположены аналогично индикаторам № 4 и № 5 с другой стороны балки

Рисунок 4. Схема расположения индикаторов (разработано авторами)

На рисунках 5 и 6 представлены фотографии испытательного стенда с балкой после испытания и балки, усиленной углехолстом.



Рисунок 5. Общий вид металлической рамы, на которой производится испытание конструкций на четырехточечный изгиб и балки после испытания (фото авторов)



Рисунок 6. Общий вид балки, усиленной углехолстом (фото авторов)

Результаты испытания балки без усиления и усиленной углехолстом представлены в таблицах 1 и 2.

Таблица 1

Результаты испытания балок на прочность

№ п/п	Дата изготовления балки	Шифр балки	Дата испытания	Разрушающая нагрузка, кН	Изгибающий момент при разрушении, кН·м	Характер разрушения
1	2	3	4	5	6	7
1	23.06.21	БКС-20-12	21.11.22	125	31,25	По арматуре
2	23.06.21	БКС-20-12(у)	02.02.23	190	47,5	Наклонное сечение

Дата усиления балки — 20.12.2022. Составлено авторам на основе экспериментальных данных

Таблица 2

Деформации по индикаторам, мм

		Абсолютный прогиб, мм								
№ п/п	Шифр балки	Номер индикатора (рис. 6)								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	БКС-20-12	16,48	9,87	11,73	2,15	0,52	0,5	0,17	1,69	0,59
2	БКС-20-12(у)	18,67	13,1	14,70	2,14	0,69	0,59	0,13	2,15	0,65
		Относительный прогиб f/l , f/h , f/d								
3	БКС-20-12	1/127	1/213	1/179	1/179	1/956	1/500	1/1 470	1/297	1/849
4	БКС-20-12(у)	1/112	1/160	1/143	1/234	1/727	1/424	1/1 923	1/233	1/766

f/l — прогиб относительно пролета для индикаторов № 1–3; f/h — деформации относительно высоты балки для индикаторов № 6–7; f/d — деформации относительно базы индикаторов 500 мм для № 4–5, № 8–9. Составлено авторами на основе экспериментальных и расчетных данных

Как следует из таблицы 1, после усиления изменился характер разрушения балки. До усиления предельное состояние было реализовано достижением растянутой арматурой предела текучести. После усиления предельное состояние наступило в результате разрыва по наклонному сечению (рис. 7) [2–4].



Рисунок 7. Вид сверху разрушения балки по наклонному сечению (фото авторов)

Анализ данных, представленных в таблице 2, показывает, что абсолютная величина прогиба усиленной балки 18,67 мм (1/127), больше по сравнению с не усиленной 16,48 мм (1/112). Однако если сравнить относительные величины f/M , то относительный прогиб не усиленной (0,527), окажется больше относительного прогиба усиленной (0,393) балки, что очень хорошо видно на рисунках 8 и 9.

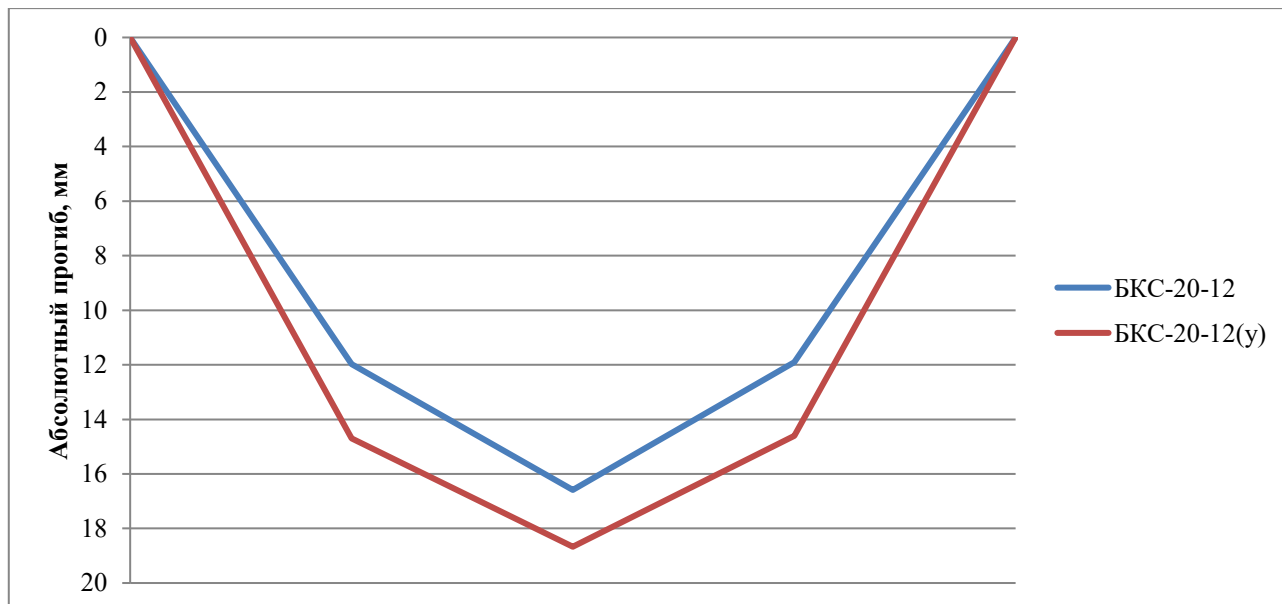


Рисунок 8. Сравнение абсолютных прогибов слоистой балки и ее же усиленной после достижения ею предельного состояния (разработано авторами на основе данных эксперимента)

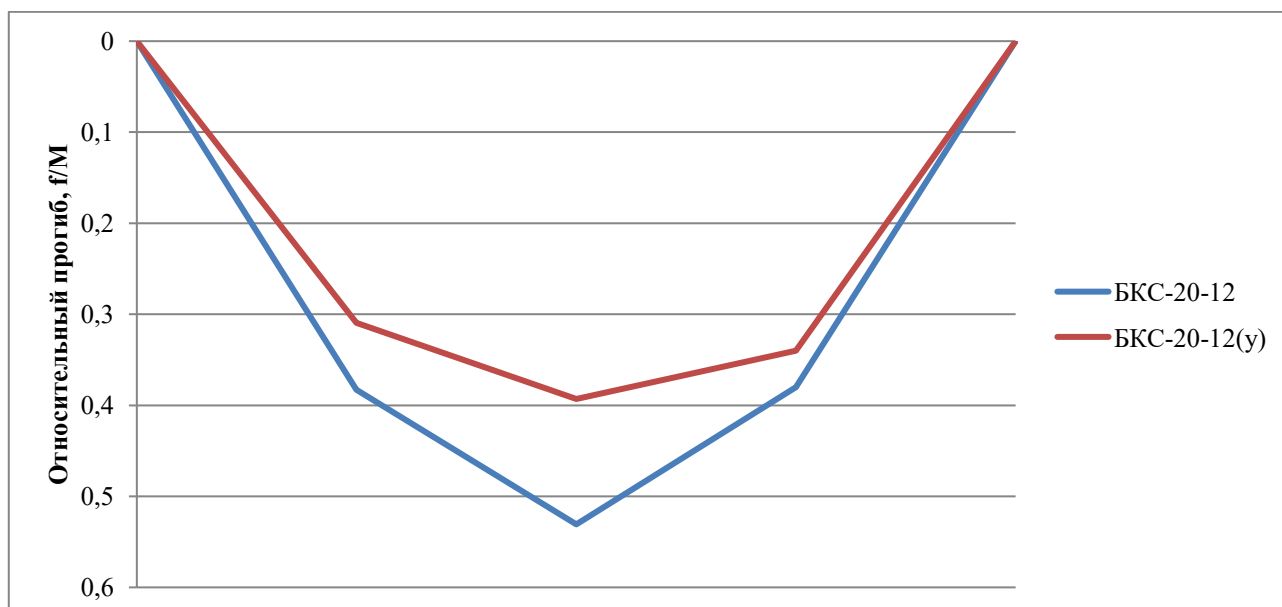


Рисунок 9. Сравнение относительных прогибов слоистой балки и ее же усиленной после достижения ею предельного состояния (разработано авторами на основе расчетных данных)

Результаты испытаний и величина абсолютных деформаций свидетельствуют о том, что усиление углехолстом позволило конструкции воспринять большие деформации на 11,7 %, без достижения ею предельного состояния. Результаты позволяют сделать вывод, что усиление увеличило жесткость конструкции на 25 % [5].

Расчет усиленной балки производился по методикам СП 63.13330.2018 и СП 164.1325800.2014 как по предельным состояниям первой группы, так и второй. По первой группе расчет велся на определение несущей способности по изгибающему моменту и поперечной силе. По второй группе определялась жесткость железобетонного элемента на участке с трещинами в растянутой зоне. Момент трещинообразования не определялся, так как балка уже была с трещинами до усиления, и экспериментально определить момент их появления не представляется возможным. [6; 7].

Согласно п. 6.1.6 СП 63.13330.2018 «расчет железобетонной конструкции, усиленной внешним армированием из композитных материалов, следует проводить с учетом начального напряженно-деформированного состояния конструкции перед ее усилением». Исходя из этого условия, зная общее начальное НДС (напряженно-деформированное состояние) для всей конструкции перед повторным испытанием после усиления, можно определить и характер НДС отдельных элементов конструкции. В нашем случае не произошло разрушения сжатой зоны бетона при испытании не усиленной балки, что позволяет принять ее НДС без изменения. Растянутая арматура же перешла из фазы упругой работы в фазу пластических деформаций и можно попытаться установить степень влияния необратимых деформаций растянутого армирования на несущую способность конструкции и жесткость в целом после усиления, зная предельный изгибающий момент и прогиб.

Расчет несущей способности по изгибающему моменту

Так как балка слоистая и в СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Общие положения» нет указаний по расчету подобных конструкций, то расчет велся по аналогии с тавровым сечением, только вместо изменения геометрических параметров балки (ширина, высота полки, толщина стенки) использовались физические (прочность бетона на сжатие, модуль упругости).

По результатам расчета несущей способности по изгибающему моменту с учетом 100 % несущей способности растянутой арматуры получилось 54,0 кНм. Если произвести расчет с учетом только углехолста в растянутой зоне без учета растянутой арматуры получилось 32,2 кНм. По экспериментальным данным 47,5 кНм, что попадает между максимальным и минимальным значением.

Расчетная несущая способность совпадет с реальной, если усилие, воспринимаемое растянутой арматурой, при расчете высоты сжатой зоны бетона и несущей способности, умножить на коэффициент 0,62. Это может свидетельствовать о том, что после испытания балки до усиления, пластические деформации снизили несущую способность растянутой арматуры на 38 %. [8, 9]

Расчет несущей способности по поперечной силе

Расчетная несущая способность по поперечной силе, основанная на гипотезе наклонных сечений, колеблется в зависимости от принятой длины проекции наклонного сечения. При определении поперечных сил, которые может воспринять бетон, поперечная арматура и внешнее армирование из углехолста в пункте 8.1.33 СП 63.13330.2018, принимаются равными длине проекции наклонного сечения C не менее $1,0 h_0$ и не более $2,0 h_0$. Схема армирования балки представлена на рисунке 10.

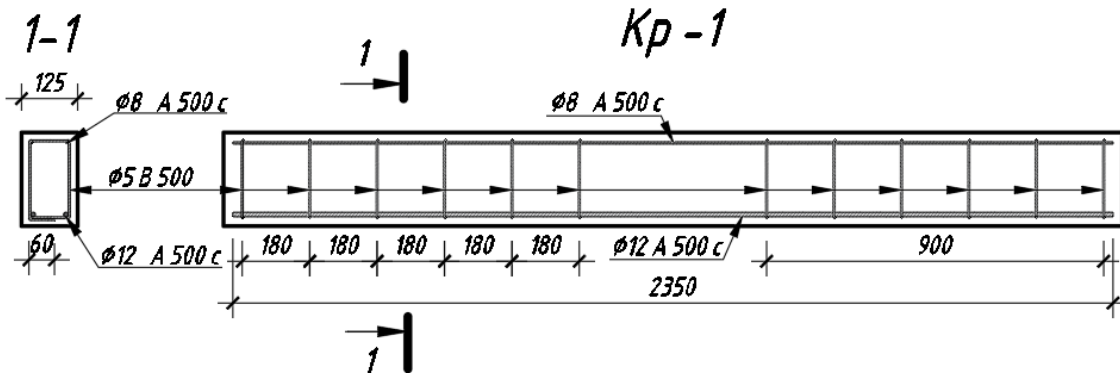


Рисунок 10. Схема армирования балки (разработано авторами)

Если C принять равной $1,0 h_0$, то общая несущая способность наклонного сечения составит $Q = 130,2$ кН. Если C принять равной $2,0 h_0$, то общая несущая способность наклонного сечения составит $Q = 104,7$ кН. При экспериментальном значении $Q = 95$ кН. Минимальное расчетное значение Q при $C = 2,0 h_0$ завышает несущую способность на 9 % по сравнению с экспериментальным значением.

Если принять, что при испытании балки до усиления бетон наклонного сечения получил повреждения структуры в виде наклонных трещин и не может быть учтен при расчете уже усиленной балки, то несущая способность с учетом только поперечной арматуры и углехолста составит при C равной $1,0 h_0$ $Q = 26,4$ кН и при C равной $2,0 h_0$ $Q = 52,8$ кН, что занизит реальную несущую способность минимум на 44 %.

Если из работы исключить только поперечную арматуру, то получим, что при C равной $1,0 h_0$ $Q = 114,2$ кН и при C равной $2,0 h_0$ $Q = 72,7$ кН. Реальная несущая способность попадает в данный интервал.

Если из работы исключить бетон с арматурой, то получим, что при C равной $1,0 h_0$ $Q = 10,4$ кН и при C равной $2,0 h_0$ $Q = 20,8$ кН, что занизит реальную несущую способность минимум на 78 %.

Общие результаты расчета представлены в таблице 3.

Таблица 3

Сводная таблица расчета несущей способности по поперечной силе

Выключаемый из работы балки параметр	h_0 , мм	Длина проекции наклонного сечения C	Поперечная сила, воспринимаемая бетоном Q_b , кН	Усилие Q_{sw} для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, кН	Поперечная сила Q_{fw} , воспринимаемая поперечной арматурой из композитных материалов, кН	Несущая способность Q по поперечной силе, кН
1	2	3	4	5	6	7
—	225	$1,0 h_0$	103,8	16,0	10,4	130,2
		$2,0 h_0$	51,9	32,0	20,8	104,7
Бетон	225	$1,0 h_0$	—	16,0	10,4	26,4
		$2,0 h_0$	—	32,0	20,8	52,8
Арматура	225	$1,0 h_0$	103,8	—	10,4	114,2
		$2,0 h_0$	51,9	—	20,8	72,7
Бетон + арматура	225	$1,0 h_0$	—	—	10,4	10,4
		$2,0 h_0$	—	—	20,8	20,8

Разработано авторами на основе результатов расчетов

Исходя из результатов расчета можно сделать вывод, что несмотря на наклонные трещины по окончании испытания балки до усиления, не следует делать вывод о том, что бетон полностью исключен из работы, так как в этом случае происходит сильная недооценка несущей способности наклонного сечения от 44 % до 72 %. Однако и полностью учитывать бетон из-за

наклонных трещин нельзя, так как тогда происходит переоценка несущей способности от 9 % до 27 %. Оценить НДС поперечной арматуры после испытания балки до усиления крайне проблематично, поэтому оценку следует проводить для бетона и арматуры в целом [10; 11].

Поэтому предварительно можно сказать, что произошло ослабление наклонного сечения бетона и сечения поперечной арматуры от 9 % до 27 %.

Жесткость железобетонного элемента на участке с трещинами в растянутой зоне

Жесткость железобетонного элемента на участке с трещинами в растянутой зоне определялась исходя из положений, указанных в п. 8.2.27 СП 63.13330.2018. С целью учета влияния НДС растянутой арматуры после испытания балки до усиления на жесткость уже усиленной конструкции, расчет кривизны и прогибов велся как с полным учетом растянутой арматуры, так и с ее полным исключением из работы.

По экспериментальным данным величина прогиба составила 18,67 мм. По результатам расчета с учетом растянутой арматуры прогиб составил 14,23 мм, без учета растянутой арматуры 72,46 мм. Экспериментальное значение попадает в этот интервал, что свидетельствует о том, что все-таки растянутая арматура включена в работу, но не на 100 %. При проведении численного эксперимента был определен коэффициент работы растянутой арматуры для совпадения с экспериментальными данными. Величина коэффициента составляет 0,663. То есть после проведения первого испытания балки до усиления и доведения ее до предельного состояния, остаточные пластические деформации, возникшие в растянутой арматуре, позволяют ее учитывать только на 66,3 % [12–14].

Заключение

При расчете усиления эксплуатируемых строительных конструкций возникают вопросы относительно НДС как всей конструкции в целом, так и ее отдельных элементов. Определить со 100 % точностью НДС конструкции без предварительного ее испытания только по внешним признакам весьма проблематично. Однако внешние признаки, такие как наличие и ширина раскрытия наклонных и нормальных трещин, прогибы, лещадки в сжатой зоне бетона, дают возможность приблизиться к пониманию насколько близко к предельному состоянию работает конструкция. Это позволяет понять в какой степени при расчете усиления следует учитывать работу элементов усиливаемой конструкции.

По результатам натурного и численного эксперимента можно сделать вывод, что при доведении конструкции до предельного состояния, вследствие достижения арматурой предела текучести, после усиления она включается в работу приблизительно на 65 %. При определении несущей способности по изгибающему моменту растянутая арматура включилась на 62 % в работу, а при определении жесткости на участке с трещинами на 66,3 %. Разница между значениями составила 4,3 %, что позволяет говорить о достаточно высокой сходимости между результатами разных расчетов с целью определения коэффициентов включения в работу растянутой арматуры.

При расчете несущей способности по поперечной силе после доведения ее до предельного состояния не произошло серьезного включения из работы бетона и поперечной арматуры. Если принять $C = 2h_0$, то расхождение между расчетными и реальными данными составило 9 %, что не является существенной величиной.

ЛИТЕРАТУРА

1. Несветаев Г.В., Халезин С.В. О прочности бетона с каркасной структурой // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ» — 2015 — Том 7, № 3 — URL: <https://naukovedenie.ru/PDF/92TVN315.pdf>.
2. Sawsan Akram Hassan, Awadh Ewayed Ajeel. Effect of Concrete Compressive Strength and Compression Reinforcement in Compression Zone on the Ductility of Reinforced Concrete Beams. Eng. & Tech. Journal, Vol. 32, Part (A) — 2014 — No. 5 — URL: https://www.academia.edu/84484371/Effect_of_Concrete_Compressive_Strength_and_Compression_Reinforcement_in_Compression_Zone_on_t.
3. Li W., Leung C.K.Y., Effect of shear span-depth ratio on mechanical performance of RC beams strengthened in shear with U-wrapping FRP strips, Composite Structures — 2017 — DOI <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.06.059110>.
4. Mand Askar, Ali Falyeh Hassan, Yaman Sami Shareef Al-Kamaki Flexural and Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using FRP Composites: A State of The Art — 2022 May — Case Studies in Construction Materials 17(2):e01189 — DOI 10.1016/j.cscm.2022.e01189.
5. Д.Р. Маилян, Г.В. Несветаев, Н.А. Коллеганов. Особенности напряженно-деформированного состояния нормальных сечений железобетонных балок с бетоном каркасной структуры в сжатой зоне. Инженерный вестник Дона. — 2023 — № 7 — URL: <http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n7y2023/8538>.
6. Д.Р. Маилян, Г.В. Несветаев, Н.А. Коллеганов. Расчет слоистых железобетонных балок по первой и второй группе предельных состояний. Инженерный вестник Дона. — 2024 — № 6 — URL: <http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n6y2024/9314>.
7. Д.Р. Маилян, Г.В. Несветаев, Н.А. Коллеганов. К определению трещиностойкости железобетонных балок из различных видов бетона. Инженерный вестник Дона. — 2023 — № 1 — URL: <http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2023/8175>.
8. Belyaev A.V. Design features of three-layer slab reinforced concrete structures / A.V. Belyaev, G.V. Nesvetaev, D.R. Mailyan // Materials Science Forum. — 2018 — Vol. 931 — P. 264–268. — DOI 10.4028/www.scientific.net/MSF.931.264.
9. Roman Kinasz, Andrii Mazurak, Ivan Kovalyk, Rostyslav Mazurak. Bearing Capacity of Strengthened Reinforced Concrete Beams, — 2020 December. IOP Conference Series Materials Science and Engineering 960(2):022047 — DOI 10.1088/1757-899X/960/2/022047.
10. Spinella N., Modeling of shear behavior of reinforced concrete beams strengthened with FRP., Composite Structures — 2019 — DOI <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2019.02.073>.
11. Король Е.А. Трехслойные ограждающие железобетонные конструкции из легких бетонов и особенности их расчета. Москва: Издательство АСВ — 2001; 256 с.
12. Д.Р. Маилян, Г.В. Несветаев, Н.А. Коллеганов. Определение жесткости и кривизны двухслойных железобетонных балок с бетоном каркасной структуры в сжатой зоне. Инженерный вестник Дона. — 2023 — № 3 — URL: <http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n3y2023/8294>.

13. Байрамуков С.Х., Долаева З.Н. Оценка трещиностойкости и деформативности двухслойных железобетонных конструкций // Известия СКГА. Технические науки. № 3(21) — 2019; 40–49 с. — URL: https://ncsa.ru/science/nauchno-prakticheskiy-i-uchebno-metodicheskiy-zhurnal/doc_2020-01-24_17-18-02.pdf.
14. Карпенко Н.И., Соколов Б.С., Радайкин О.В. К расчету прочности, жесткости и трещиностойкости внецентренно сжатых железобетонных элементов с применением нелинейной деформационной модели // Известия КГАСУ. № 4(26) — 2012; 113–120 с. — URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/k-raschyotu-prochnosti-zhyostkosti-i-treschinostoykosti-vnetsentrenno-szhatyh-zhelezobetonnyh-elementov-s-primeneniem-nelineynoy>.

Mailyan Dmitriy Raphaelovich

Don State Technical University, Rostov-on-Don, Russia
E-mail: dmailyan868@mail.ru
RSCI: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=693125

Kolleganov Nikita Alekseevich

ZAO «Ivlev Design Bureau» NPF «Geotekspromstroy», Stavropol, Russia
E-mail: nikita.kolleganov@mail.ru

Ivlev Andrey Nikolaevich

North Caucasus Federal University, Stavropol, Russia
E-mail: iv.andrey.stav26@yandex.ru

Strength and stiffness of beams with concrete frame structure in the compressed zone after reinforcement with composite materials

Abstract. This article examines the determination of the residual strength of beam reinforcement after it reaches its ultimate limit state. An experiment was conducted, data were collected, and calculations were performed to determine the bearing capacity for bending moment and shear force. The stiffness was determined. The calculated data were then compared with experimental data.

The experiment was conducted with a laminated reinforced concrete beam. Particular attention is given to the description of the experimental methodology, which consisted of two stages. In the first stage, the beam was loaded in stages until the reinforcement reached its yield point. The load was then removed, the beam was reinforced with composite materials, and in the second stage, a repeat test was conducted, bringing the beam to failure.

The authors conducted a variety of calculations to determine the residual strength of the reinforcement, the results of which demonstrated a high degree of convergence. The structure was calculated using bending moment and shear force, after which the calculated data were compared with the actual failure forces, and the residual strength of the reinforced beam reinforcement was assessed.

The stiffness of the reinforced beam was calculated, and theoretical deflections and deformations were determined. High convergence was also achieved when compared with the actual deformations of the tested reinforced concrete beam.

The study's findings enable the assessment of the stress-strain state of building structures and the evaluation of the residual strength of structures and their components during the calculation and design of their reinforcement.

Keywords: composite materials; reinforcement; bending moment; shear force; rigidity; residual strength; stress-strain state