

РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ ПОД НАГРУЗКОЙ УВЕЛИЧЕНИЕМ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ В СЖАТОЙ ЗОНЕ

Д. Н. Лазовский¹, Д. О. Глухов², Е. Д. Лазовский³

¹ Д. т. н., профессор, профессор кафедры строительных конструкций
Полоцкого государственного университета, e-mail: d.lazovski@psu.by

² К. т. н., доцент, доцент кафедры вычислительных систем и сетей
Полоцкого государственного университета, Новополоцк, Беларусь, e-mail: dzmitry.hlukhau@outlook.com

³ К. т. н., доцент, зав. кафедрой строительных конструкций
Полоцкого государственного университета, e-mail: y.lazouski@psu.by

Реферат

Проблема усиления строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений является актуальной в условиях развивающейся экономики. Проектирование усиления и расчет усиленных конструкций особенно затруднен при выполнении усиления под нагрузкой, поскольку при этом необходимо учитывать напряженно-деформированное состояние исходной (усиливаемой) конструкции. В статье приведены результаты экспериментально-теоретического исследования изгибаемых железобетонных элементов, усиленных под нагрузкой увеличением поперечного сечения путем наращивания в сжатой зоне дополнительным бетоном. На основе общей деформационной модели расчета предложена методика для усиленных под нагрузкой изгибаемых элементов, на основе собственных экспериментальных исследований предложенная методика верифицирована.

Ключевые слова: железобетон, усиление, деформационный расчет, балка.

STRUCTURAL ANALYSIS OF BENDING REINFORCED CONCRETE ELEMENTS STRENGTHENED UNDER ACTING LOAD BY INCREASING THE CROSS SECTION IN THE COMPRESSED ZONE

D. N. Lazouski, D. O. Glukhov, Y. D. Lazouski

Abstract

The problem of strengthening the building structures of operated buildings and structures is relevant in a developing economy. The design of strengthening and the structural analysis of strengthened structures is especially difficult when strengthening is performed under load, since it is necessary to take into account the stress-strain state of the original structure. The article presents the results of an experimental and theoretical study of bent reinforced concrete elements, strengthened under load by an increase in the cross section by building up additional concrete in the compressed zone. On the basis of the general deformation analytical model, a technique for strengthened under load bending concrete elements is proposed, based on our own experimental studies, the proposed technique is verified.

Keywords: reinforced concrete, strengthening, deformational analysis, beam.

Введение

Железобетонные конструкции эксплуатируемых зданий и сооружений в процессе эксплуатации получают дефекты и повреждения, которые оказывают влияние на их напряженно-деформированное состояние и должно учитываться в расчете при проектировании усиления. С развитием вычислительной техники основным методом оценки параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций, аналогично другим их видам, остается метод сечений (нормальных, наклонных к продольной оси, спиральных при кручении). Новые вычислительные возможности позволили практически модернизировать метод расчета сечений железобетонных элементов. Так, для поперечных сечений, нормальных к продольной оси железобетонного элемента, получил развитие деформационный метод на основе использования гипотезы плоских сечений для распределения относительных деформаций и диаграмм деформирования бетона и арматуры. Диаграммы деформирования материалов позволяют учесть изменения их физико-механических характеристик в процессе эксплуатации, а метод расчета сечений – получить необходимые характеристики напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента с учетом его фактического состояния [1–6].

При усилении железобетонных элементов дополнительные бетон и арматура, включаемые в совместную работу, имеют иные физико-механические характеристики, которые отражают их диаграммы деформирования. Однако, при усилении железобетонных элементов под нагрузкой или после разгрузки в момент времени объединения с дополнительными бетоном и арматурой в одну конструкцию, уже имеется определенное напряженно-деформированное состояние, отличное от начального, в усиливаемой конструкции. Фактически

усиленная конструкция становится многокомпонентной, состоящей из основной части, находящейся в определенном напряженно-деформированном состоянии, и дополнительной части – в первоначальном состоянии. Гипотеза плоских сечений для относительных деформаций усиленных железобетонных элементов не выполняется, поскольку при усилении в основной части поперечного сечения уже имеются определенные (остаточные) деформации от воздействия нагрузки (разгрузки) [7].

Цель работы: для изгибаемых железобетонных элементов, усиленных под нагрузкой в сжатой зоне, получить методику расчета параметров их напряженно-деформированного состояния, учитывающую особенности трещинообразования и перераспределение усилий между основным и дополнительным бетоном при разрушении.

Напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов при усилении

Система уравнений деформационной модели для расчетного поперечного сечения изгибаемого в одной плоскости железобетонного элемента, состоящая из уравнений равновесия и условия совместности деформаций, описывающего положение плоскости распределения деформаций по поперечному сечению в соответствии с гипотезой плоских сечений, на первом этапе расчета имеет вид:

$$\begin{cases} \int \sigma_{c,s} A_{c,s} (y_{c,s} - y_0) dy = M \\ \int \sigma_{c,s} A_{c,s} dy = 0 \\ \varepsilon'_{c,s} = \frac{1}{r} (y_{c,s} - y_0) \end{cases}, \quad (1)$$

где σ_{cs} и M – нормальные напряжения в элементарной площадке бетона или арматуры и изгибающий момент от внешних воздействий при усилении элемента;

$\epsilon'_{c,s}$ и $\frac{1}{r}$ – относительная деформация в элементарной площадке бетона или арматуры и кривизна элемента в рассматриваемом поперечном сечении при усилении элемента;

A_{cs} – площадь поперечного сечения элементарной площадки бетона или арматуры железобетонного элемента.

На втором этапе расчета с учетом наличия основной и дополнительной части усиленного элемента и жесткого контакта между ними, условий равновесия усилий и условий совместности деформирования для усиленного поперечного сечения уравнения напряженно-деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента, усиленного увеличением поперечного сечения, имеют вид:

$$\begin{cases} \int \sigma_{c,s} A_{c,s} (y_{c,s} - y_0) dy + \sigma_{c,s,ad} A_{c,s,ad} (y_{c,s,ad} - y_{0,ad}) dy = M + \Delta M \\ \int \sigma_{c,s} A_{c,s} dy + \sigma_{c,s,ad} A_{c,s,ad} dy = 0 \\ \epsilon_{c,s} = \epsilon'_{c,s} + \frac{1}{r_{ad}} (y_{c,s,ad} - y_{0,ad}) \\ \epsilon_{c,s,ad} = \frac{1}{r_{ad}} (y_{c,s,ad} - y_{0,ad}) \end{cases}, (2)$$

где $\sigma_{c,s,ad}$ и ΔM – нормальные напряжения в элементарной площадке бетона или арматуры дополнительной части элемента и приращение изгибающего момента от внешних воздействий после усиления элемента;

$A_{c,s,ad}$ – площадь поперечного сечения элементарной площадки бетона или арматуры дополнительной части усиленного железобетонного элемента;

$\epsilon_{c,s,ad}$ – относительная деформация в элементарной площадке бетона или арматуры дополнительной части усиленного элемента в рассматриваемом поперечном сечении после усиления элемента;

$\frac{1}{r_{ad}}$ – кривизна усиленного элемента в рассматриваемом поперечном сечении от действия ΔM .

С учетом аппроксимаций диаграмм деформирования для бетона и арматуры основной и дополнительной части усиленного элемента вычисляются напряжения в элементарных площадках. Процесс итераций продолжается до получения заданной точности вычисления в условиях равновесия усилий (2). Схема распределения относительных деформаций и напряжений в поперечном сечении изгибаемого железобетонного элемента, усиленного увеличением поперечного сечения в сжатой зоне приведена на рисунке 1.

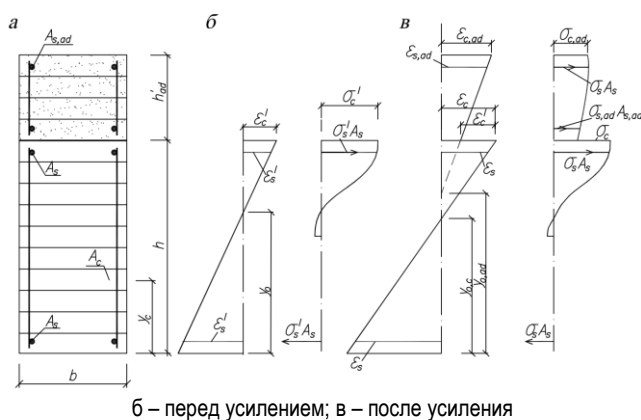


Рисунок 1 – Расчетное сечение изгибаемого железобетонного элемента, усиленного увеличением поперечного сечения в сжатой зоне (а) и распределение относительных деформаций и напряжений

При необходимости получения несущей способности усиленного элемента приращение изгибающего момента ΔM ступенчато

увеличивается. Максимальное усилие от внешней нагрузки, при котором выполняются условия (2), соответствует несущей способности усиленного элемента $M_{u,ad}$.

В изгибаемом железобетонном элементе до появления трещин в бетоне сопротивление растяжению оказывает бетон и продольная арматура. Относительные деформации растянутого бетона и арматуры благодаря сцеплению между ними равны между собой. С увеличением нагрузки в зоне максимальных изгибающих моментов на наиболее ослабленных участках (вследствие неоднородности структуры бетона и изменчивости его сопротивления) растягивающие относительные деформации в бетоне приближаются к предельным и появляются трещины. В сечении с трещиной и вблизи него сцепление нарушается, растягивающие усилия воспринимаются арматурой. После образования трещины напряжения (относительные деформации) по краям трещины в бетоне становятся равными нулю и возникают разность относительных деформаций бетона и арматуры $\Delta\epsilon$. В соответствии с законом сцепления эта разность деформаций по мере удаления от трещины уменьшается до нуля или до области, где относительные деформации в бетоне достигают предельных значений на растяжение и появляются смежные трещины. Разность относительных деформаций бетона и арматуры после передачи напряжений с бетона определяет в арматуре дополнительное напряжение. Величина дополнительного напряжения изменяется по длине растянутого бетонного блока в зависимости от его значения в поперечном сечении с трещиной и значения взаимного сдвига арматуры и бетона. Дополнительное напряжение в арматуре, обусловленное возникшей разностью относительных деформаций между растянутой арматурой и бетоном, приводит к новому равновесному состоянию поперечного сечения. При этом изгибающий момент от внешней нагрузки в поперечном сечении непосредственно перед и после образования трещины нормального отрыва практически не изменяется. В отличие от центрально растянутых в изгибаемых железобетонных элементах этот переход в поперечном сечении, связанный с образованием трещины нормального отрыва, происходит более плавно. В [8] это явление называется «дополнительным состоянием», в [9] – «погашением обжатия в бетоне». В деформационной модели влияние дополнительного напряжения в арматуре учитывают, задавая соответствующее дополнительное напряжение (относительные деформации) арматурным стержням (аналогично моделированию предварительного напряжения арматуры [6]) (рисунок 2). Вычислив дополнительные относительные деформации (напряжения) в арматуре по длине участка ее сдвига в бетоне растянутой зоны, учитывая, согласно деформационной модели, новое равновесное состояние любого поперечного сечения (в том числе и сечения с трещиной), устанавливается соответствие распределения относительных деформаций бетона и арматуры по высоте поперечных сечений в соответствии с гипотезой плоских сечений.

Система уравнений деформационной модели для изгибаемого элемента с трещинами перед усилением с учетом действия дополнительных деформаций в арматуре, пересекающих трещину, имеет вид:

$$\begin{cases} \int \sigma_{c,s} A_{c,s} (y_{c,s} - y_0) dy = M_{cr} \\ \int \sigma_{c,s} A_{c,s} dy = 0 \\ \epsilon_{c,s} = \frac{1}{r} (y_{c,s} - y_0) \\ \epsilon_{st} = \frac{1}{r} (y_{st} - y_0) + \Delta\epsilon \end{cases}, (3)$$

где M_{cr} – изгибающий момент от внешних воздействий, соответствующий образованию трещин в изгибаемом элементе;

ϵ_{st} – относительная деформация в элементарной площадке арматуры, пересекающей трещину.

Схема моделирования напряженно-деформированного состояния в поперечном сечении изгибаемого железобетонного элемента при образовании трещин приведена на рисунке 2.



Рисунок 2 – Моделирование влияния дополнительного напряжения в арматуре на равновесное состояние участка блока изгибаемого элемента без трещины

Ширина раскрытия трещины нормального отрыва вычисляется как сумма взаимных смещений $s(x)$ арматуры и растянутого бетона в смежных участках по длине зон перераспределения l_t слева (l) и справа (r) от берегов трещины:

$$w = \int_{-l(t)}^{l(r)} s(x) dx = \int_{-l(t)}^{l(r)} [\varepsilon_{st}(x) - \varepsilon_{ct}(x)] dx. \quad (4)$$

Определив, согласно деформационной модели, распределение жесткостей по длине изгибаемого элемента, методами строительной механики вычисляются прогибы по ее длине.

Вычисление жесткости изгибаемого железобетонного элемента на рассматриваемом участке по его длине производится как среднее значение жесткостей на участке.

Экспериментальная проверка

Экспериментально-теоретическое исследование изгибаемых железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения в сжатой зоне, включало испытание опытных балок и теоретические расчеты в соответствии с предлагаемой методикой.

Общий объем эксперимента включал в себя испытания 8 опытных балок прямоугольного поперечного сечения номинальным размером $80 \times 160 \times 1500$ мм, усиленных увеличением поперечного сечения сжатой зоны наращиванием дополнительным бетоном, и одна балка без усиления (БЭ-1). Размеры опытных образцов определялись мощностью имеющихся пружинных установок для создания длительной нагрузки, имитирующей нагрузку при усилении.

Опытные балки изготавливались из бетона со следующими прочностными и деформационными характеристиками: $f_{cm} = 13,1...13,8$ МПа, $f_{ctm} = 1,38...1,49$ МПа, $E_c = (26,3...28,3) \cdot 10^3$ МПа. Армирование опытных балок производилось горячекатаной стержневой арматурой периодического профиля диаметром 25 мм ($A_s = 482,4$ мм²) со следующими прочностными и деформационными характеристиками: для опытных балок БЭ-1, Б-1, Б-3, Б-4 $\sigma_y = 598$ МПа, $\sigma_u = 759$ МПа, $E_s = 2,02 \cdot 10^5$ МПа; для остальных опытных балок – $\sigma_y = 591$ МПа, $\sigma_u = 765$ МПа, $E_s = 2,01 \cdot 10^5$ МПа.

Совместная работа дополнительного бетона при увеличении поперечного сечения усиливаемых опытных балок обеспечивалась путем устройства насечки и выпусков поперечной арматуры в крайних третях пролета. Толщина дополнительного бетона усиления составляла 60 мм.

Опытные балки испытывали по однопролетной балочной схеме с шарнирным опиранием по концам нагружением двумя сосредоточенными силами, приложенными в третях пролета. Нагрузка в процессе усиления и при испытании передавалась на опытные балки с помощью специально сконструированных стальных деталей, позволяющих выполнять наращивание бетона на верхних гранях опытных

балок под нагрузкой. Конструкция опытных балок, схема испытания и расположения приборов приведена на рисунке 3.

В качестве варьируемых факторов были приняты: сопротивление сжатию дополнительного бетона $f_{cm,ad}$ (9,1...9,3 МПа; 16,1...16,9 МПа; 23,5...24,8 МПа) соответственно $E_{c,ad}$ ($22,5 \cdot 10^3$ МПа; $(26,8...27,9) \cdot 10^3$ МПа; $(31,5...33,4) \cdot 10^3$ МПа); относительный изгибающий момент от нагрузки в момент усиления к предельному его значению M/M_u (0; 0,3; 0,65; 0,8). Значения M_u определялись расчетом по фактическим характеристикам опытных балок. Номенклатура, геометрические размеры сечения и характеристики материалов опытных образцов приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Номенклатура, геометрические размеры сечений и характеристики материалов опытных образцов

	Геометрические размеры					Бетон основной части сечения			Бетон дополнительной части сечения			M/M_u
	b , мм	h , мм	d , мм	b_{ad} , мм	h_{ad} , мм	f_{cm} , МПа	f_{ctm} , МПа	$E_c \cdot 10^3$, МПа	$f_{cm,ad}$, МПа	$f_{ctm,ad}$, МПа	$E_{c,ad} \cdot 10^3$, МПа	
БЭ-1	80	161	133	—	—	13.5	1.45	26.3	—	—	—	—
Б-1	79	160	130	80	61	13.8	1.46	27.5	9.3	1.13	22.5	0.3
Б-2	80	160	131	80	60	13.3	1.40	27.5	9.1	1.18	22.5	0.8
Б-3	81	159	129	81	62	13.1	1.41	26.8	16.4	1.42	27.2	0
Б-4	80	162	130	81	59	13.6	1.43	28.3	16.8	1.48	27.5	0.3
Б-5	79	160	130	80	61	13.5	1.43	26.4	16.1	1.41	26.8	0.65
Б-6	80	160	131	81	60	13.7	1.49	27.9	16.9	1.5	27.9	0.8
Б-7	81	161	129	82	61	13.8	1.38	26.5	23.5	2.28	31.5	0.8
Б-8	80	160	131	81	60	13.8	1.43	26.8	24.8	2.45	33.4	0

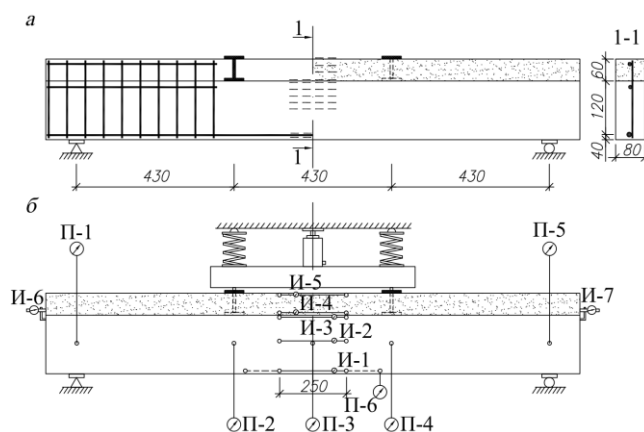


Рисунок 3 – Конструкция опытных балок (а) и схема их испытания (б) с расположением измерительных приборов: тензорезисторов, индикаторов часового типа (И), прогибомеров (П)

Деформации бетона опытных балок измерялись в наиболее характерных участках: вдоль крайней сжатой грани основного сечения; вдоль крайней сжатой грани дополнительного сечения; вдоль нижней грани дополнительного сечения по контакту основного и дополнительного бетона наращивания; на боковых гранях по высоте основного и дополнительного сечения. Деформации продольной арматуры с помощью тензорезисторов измерялись в тех же поперечных сечениях, что и деформации бетона на боковых гранях. При этом для определения осевых деформаций тензорезисторы устанавливались на верхней и нижней гранях арматурного стержня.

Испытания показали, что опытные балки, усиленные увеличением поперечного сечения бетона в сжатой зоне, разрушились хрупко по нормальному сечению в зоне действия максимального изгибающего момента в результате раздробления бетона сжатой зоны основного и дополнительного сечения при напряжениях в арматуре ниже ее предела текучести. Прочность контактного шва обеспечили эту возможность, за исключением балки Б-8, разрушение которой произошло в результате сдвига дополнительного бетона в крайней трети пролета балки и раздробления бетона сжатой зоны основного сечения балки. Для балки Б-8 на стадии, предшествующей разрушению на одном из торцов балки, было зафиксировано появление сдвиговых деформаций по контакту основного и дополнительного бетона, которые за период выдержки нагрузки на этапе нагружения

стабилизировались. При увеличении нагрузки происходило увеличение деформаций сдвига в контактном шве и разрушение бетона в сжатой зоне основного сечения. Характер разрушения опытных балок I серии после испытания представлен на рисунке 4.

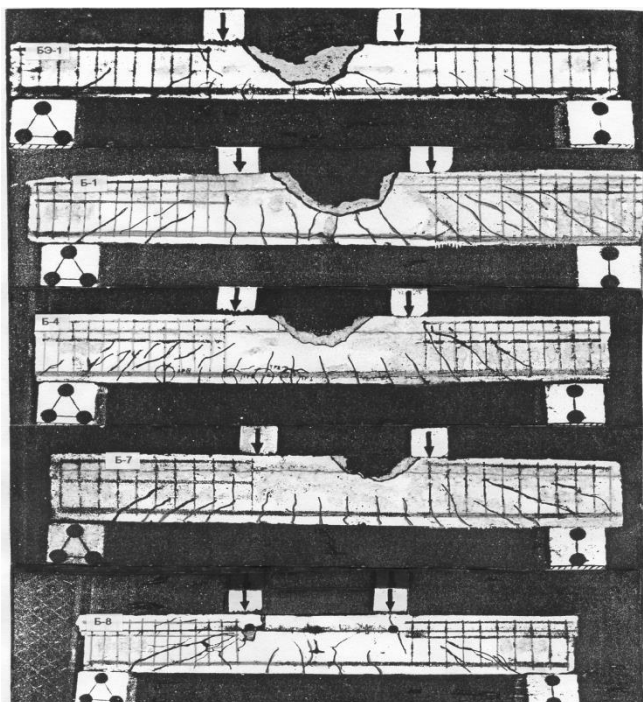


Рисунок 4 – Характер разрушения опытных балок, усиленных увеличением поперечного сечения в сжатой зоне

Варьирование сопротивлением бетона дополнительного сечения и величиной изгибающего момента от нагрузки при усилении опытных балок не вносило принципиальных изменений в общую картину трещинообразования и разрушения опытных балок. При увеличении прочности бетона дополнительного сечения уменьшалась высота раздробленной сжатой зоны основного сечения.

Величина разрушающего изгибающего момента опытных балок определялась максимальным значением разрушающей нагрузки. При обработке результатов эксперимента величина кривизны опытных балок в поперечном сечении вычислялась по показаниям индикаторов и прогибомеров, проводилось сопоставление опытных и расчетных параметров напряженно-деформированного состояния нормального сечения опытных балок на всех стадиях нагружения.

До момента образования трещин нормального отрыва относительные деформации бетона исходных опытных балок до усиления по высоте поперечного сечения распределялись в соответствии с гипотезой плоских сечений. После образования и в процессе развития трещин нормального отрыва происходило значительное нарушение линейного закона распределения деформаций по высоте сжатой зоны, но распределение деформаций по высоте сжатой зоны конкретного поперечного сечения оставалось линейным. При этом распределение средних относительных деформаций на длине измерения 250 мм бетона и арматуры по высоте основного поперечного сечения опытных балок приближалось к гипотезе плоских сечений вплоть до их разрушения.

Для опытных балок, усиленных под нагрузкой (Б-1,Б-2,Б-4...Б-7) распределения средних деформаций дополнительного сечения и приращения деформаций основного сечения по высоте усиленных балок приближались к гипотезе плоских сечений. Разность деформаций бетона основного и дополнительного сечения на уровне контактного шва оставалась практически постоянной (изменение не превышало 5 %) до разрушения усиленных балок, что характеризует контактный шов как жесткий (рисунок 5).

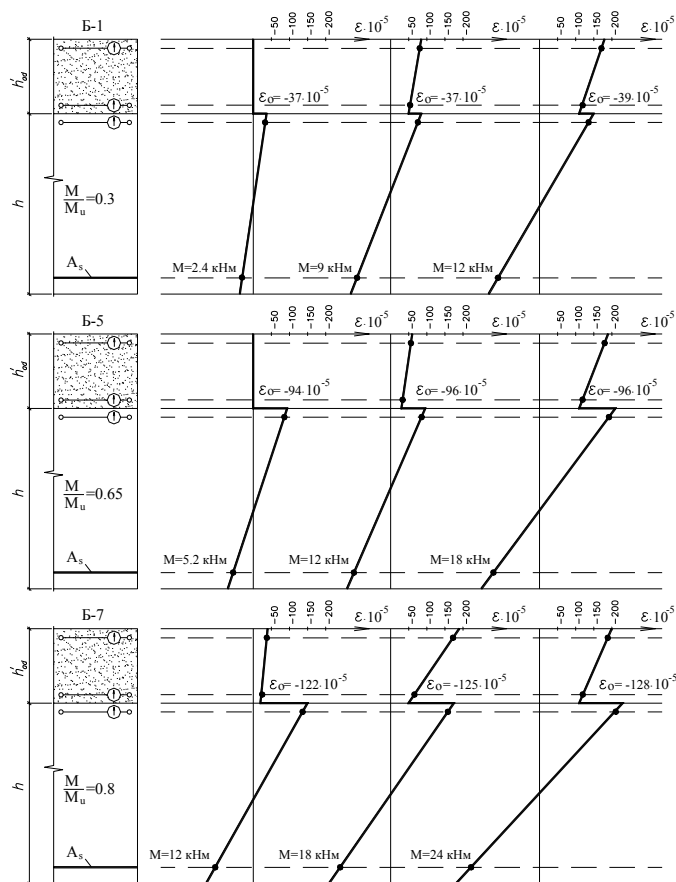


Рисунок 5 – Распределение средних относительных деформаций по высоте опытных балок, усиленных увеличением поперечного сечения в сжатой зоне

В результате экспериментального исследования установлено влияние начального напряженно-деформированного состояния усиливаемых балок в момент усиления на их прочность, жесткость и трещиностойкость. Увеличение нагрузки на балку при ее усилении повышало несущую способность усиленной балки, по сравнению с балкой, усиленной без предварительного нагружения. Это проявлялось для всех принятых в эксперименте соотношений призматической прочности дополнительного и основного бетона (рисунок 6).

Предварительное нагружение опытных балок перед усилением способствовало повышению их деформативности и увеличению ширины раскрытия трещин нормального отрыва, по сравнению с опытными балками, усиленными без предварительного нагружения. При нагружении опытных балок, усиленных под нагрузкой, рост кривизны (прогиба) основной конструкции в середине пролета и ширины раскрытия трещин замедлялся, однако по абсолютной величине на этапах нагружения названные характеристики превышали значения, полученные для аналогичных опытных балок, усиленных без предварительного нагружения.

Распределение расчетных относительных деформаций и нормальных напряжений в поперечном сечении с трещиной по высоте опытных балок, усиленных увеличением поперечного сечения в сжатой зоне, в стадии перед разрушением приведено на рисунке 7.

Сопоставление опытных и расчетных значений разрушающего изгибающего момента образования трещин, ширины раскрытия трещин на уровне центра тяжести арматуры и прогибов, определенных по разработанной методике расчета приведены в таблице 2. Сопоставление ширины раскрытия трещин и прогибов производилось для уровня $0,7M_{u,ad}$ (для балки БЭ-1 – $0,7M_{u,ad}$).

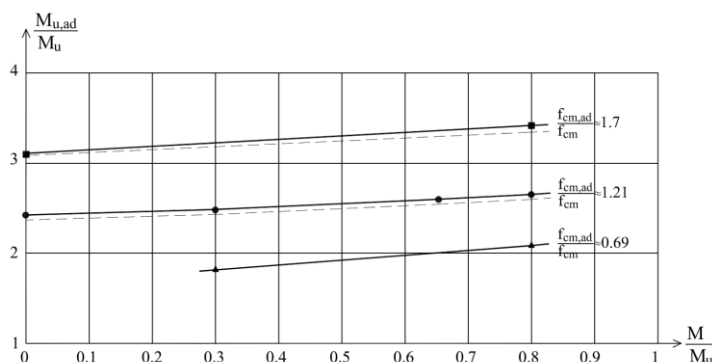
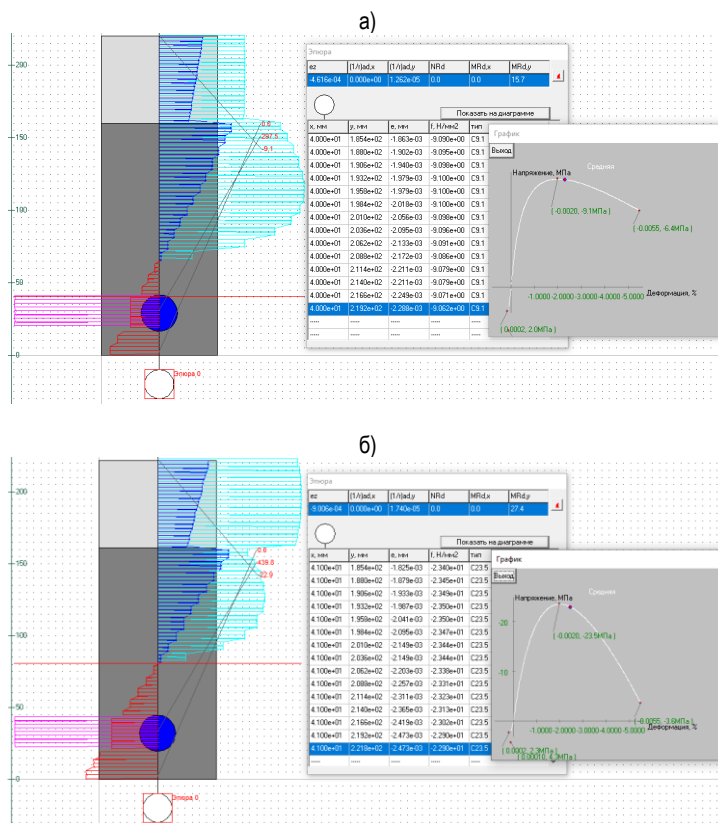


Рисунок 6 – Зависимость увеличения разрушающего изгибающего момента опытных балок, усиленных увеличением поперечного сечения в сжатой зоне от уровня нагружения:

— опытная — — — — — расчетная



а – балки Б-2; б – балки Б-7

Рисунок 7 – Распределение расчетных относительных деформаций и нормальных напряжений в поперечном сечении с трещиной по высоте опытных балок, усиленных увеличением поперечного сечения в сжатой зоне

Таблица 2 – Расчет разрушающего изгибающего момента, момента образования и ширины раскрытия трещин, прогибов опытных балок

	M_u^{exp} кНМ	M_u^{th} кНМ	$\frac{M_u^{exp}}{M_u^{th}}$	M_{cr}^{exp} кНМ	M_{cr}^{th} кНМ	$\frac{M_{cr}^{exp}}{M_{cr}^{th}}$	w^{exp} мм	w^{th} мм	$\frac{w^{exp}}{w^{th}}$	a^{exp} мм	a^{th} мм	$\frac{a^{exp}}{a^{th}}$
БЭ-1	7.91	7.83	1.01	1.3	1.25	1.04	0.07	0.05	1.14	2.8	2.45	1.14
Б-1	15.1	14.5	1.04	1.3	1.27	1.02	0.07	0.05	1.08	2.75	2.33	1.18
Б-2	16.35	15.7	1.04	1.3	1.24	1.05	0.10	0.08	0.97	4.45	3.98	1.12
Б-3	19.0	18.4	1.03	2.3	2.34	0.98	0.08	0.06	0.94	2.65	2.30	1.15
Б-4	19.9	19.1	1.04	1.3	1.24	1.05	0.1	0.08	1.19	3.15	2.91	1.08
Б-5	20.08	20.3	0.99	1.3	1.25	1.04	0.11	0.09	1.13	4.3	3.85	1.12
Б-6	20.84	21.2	0.98	1.3	1.27	1.02	0.12	0.12	1.07	4.85	4.64	1.05
Б-7	26.5	27.4	0.97	1.3	1.27	1.02	0.14	0.12	1.13	5.2	4.77	1.09
Б-8	23.85	25.6	0.93	2.3	2.43	0.95	0.1	0.06	1.15	1.85	1.77	1.05

Заключение

В результате экспериментально-теоретического исследования расширена граница применения деформационного метода расчета поперечных сечений для изгибаемых железобетонных элементов, усиленных под нагрузкой увеличением поперечного сечения в сжатой зоне дополнительным бетоном.

Предложена модель перехода в поперечном сечении изгибаемого железобетонного элемента от состояния непосредственно перед образованием трещины нормального отрыва к состоянию после образования трещины и учета работы растянутого бетона между трещинами наложением дополнительного напряжения в арматуре, обусловленного разностью относительных деформаций между растянутой арматурой и бетоном при образовании трещины.

Сопоставление опытных и расчетных значений основных параметров железобетонных балок, усиленных в сжатой зоне: изгибающего момента образования трещин; раскрытия трещин и прогибов при нагрузке близкой к эксплуатационной; изгибающего момента, соответствующего их несущей способности свидетельствует об удовлетворительной сходимости.

Список цитированных источников

- Карпенко, Н. И. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры / Н. И. Карпенко, Т. А. Мухамедиев, А. Н. Петров // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций : сборник. – М. : НИИЖБ, 1986.
- Карпенко, Н. И. К оценке прочности, жесткости, момента образования трещин и их раскрытия в зоне чистого изгиба железобетонных балок с применением нелинейной деформационной модели / Н. И. Карпенко, Б. С. Соколов, О. В. Радайкин // Известия высших учебных заведений. – 2016. – № 3(687) : Строительство. – С. 5–12.
- Статически неопределимые железобетонные конструкции. Диаграммные методы автоматизированного расчета и проектирования : методическое пособие. – Москва : Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации. – 2017. – 197 с.
- CEB-FIB Model Code for Concrete Structures/-2010.
- Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения : СП 63.13330.2018. СНиП 52-01-2003. – Москва, 2018. – 143 с.
- Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020. – Минск, 2020. – 236 с.
- Лазовский, Д. Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений / Д. Н. Лазовский. – Новополоцк: Изд-во Полоцкого гос. ун-та, 1998. – 240 с.
- Холмянский, М. М. Бетон и железобетон: Деформации и прочность / М. М. Холмянский. – М. : Стройиздат, 1997. – С. 423–425.
- Байков, В. Н. Железобетонные конструкции (Общий курс) : учеб. для вузов / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1991. – 767 с.

References

- Karpenko, N. I. Iskhodnye i transformirovannye diagrammy deformirovaniya betona i armatury / N. I. Karpenko, T. A. Muhamediev, A. N. Petrov // Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie betonnyh i zhelezobetonnyh konstrukcij : sbornik. – M. : NIIZHB, 1986.
- Karpenko, N. I. K ocenke prochnosti, zhestkosti, momenta obrazovaniya treshchin i ih raskrytiya v zone chistogo izgiba zhelezobetonnyh balok s primeneniem nelinejnoj deformacionnoj modeli / N. I. Karpenko, B. S. Sokolov, O. V. Radajkin // Izvestiya vysshih uchebnyh zavedenij. – 2016. – № 3(687) : Stroitel'stvo. – S. 5–12.
- Statically neopredelimeye zhelezobetonnye konstrukcii. Diagrammnye metody avtomatizirovannogo rascheta i proektirovaniya : metodicheskoe posobie. – Moskva : Ministerstvo stroitel'stva i zhilishchno-kommunal'nogo hozyajstva Rossijskoj Federacii. – 2017. – 197 s.
- CEB-FIB Model Code for Concrete Structures/-2010.
- Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii. Osnovnye polozheniya : SP 63.13330.2018. SNiP 52-01-2003. – Moskva, 2018. – 143 s.
- Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii : SP 5.03.01-2020. – Minsk, 2020. – 236 s.
- Lazovskij, D. N. Usilenie zhelezobetonnyh konstrukcij ekspluatiruemymy stroitel'nyh sooruzhenij / D. N. Lazovskij. – Novopolock: Izd-vo Polockogo gos. un-ta, 1998. – 240 s.
- Holmyanskij, M. M. Beton i zhelezobeton: Deformacii i prochnost' / M. M. Holmyanskij. – M. : Strojizdat, 1997. – S. 423–425.
- Bajkov, V. N. Zhelezobetonnye konstrukcii (Obshchij kurs) : ucheb. dlya vuzov / V. N. Bajkov, E. E. Sigalov. – 5-e izd., pererab. i dop. – M. : Strojizdat, 1991. – 767 s.

Материал поступил в редакцию 20.06.2022