

Глава 5

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МЕТОДОВ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1. Экспериментальное исследование железобетонных конструкций, усиленных увеличением поперечного сечения в растянутой зоне

Общий объем эксперимента включал в себя испытания 14 опытных балок прямоугольного поперечного сечения размером 120x160x1500 мм и 80x160x1500 мм, разбитых на три серии. Размеры опытных образцов определялись мощностью имеющихся пружинных установок для создания длительной нагрузки, имитирующей нагрузку при усилении. В первую и вторую серию входили по 4 балки, усиленных в растянутой зоне приваркой дополнительной арматуры с последующим обетонированием. В третью серию опытных образцов входило 6 опытных балок, усиленных приклеиванием оклеочного стеклопластика к растянутой грани балок. Кроме того, в каждую серию опытных образцов для сопоставления входило по одной балке, которые испытывались без усиления.

Опытные балки изготавливались из тяжелого бетона, прочностные и деформационные характеристики которого определялись при испытании специальных образцов (кубов, призм, балочек) и составляли: $R_b=21.4\ldots26.8$ МПа, $R_{bt}=1.88\ldots2.1$ МПа, $E_b=(32.3\ldots34.7)\cdot10^3$ МПа.

Для приготовления бетона применялся портландцемент марки 500 Кричевского цементного завода. В качестве крупного заполнителя использовался гранитный щебень фракции 5...25 мм. В качестве мелкого заполнителя - кварцевый песок карьера Боровое с объемным весом 1530 кг/м³ и модулем крупности 1.62. Бетонная смесь для бетонирования опытных балок и колонн приготавливалась с осадкой конуса 3..5 см и водоцементным отношением В/Ц=0.5. Уплотнение бетонной смеси производилось глубинным вибратором.

Для омоноличивания дополнительной арматуры после усиления применялся мелкозернистый бетон со следующими прочностными и деформационными характеристиками в момент испытания опытных балок: $R_b=27.5\ldots31.1$ МПа, $R_{bt}=2.1\ldots2.28$ МПа, $E_b=(31.5\ldots33.4)\cdot10^3$ МПа. Для снижения водоцементного отношения и повышения удобоукладываемости бетонной смеси применялся суперпластификатор С-НПИ.

В качестве рабочей продольной арматуры опытных балок использовалась горячекатаная стержневая арматура периодического профиля производства Белорусского металлургического за-

вода: для опытных балок I серии - класса А-III диаметром 12 мм, для балок II и III серии - класса Ат-IVC диаметром 12 мм. Армирование опытных балок в растянутой зоне производилось таким образом, чтобы выполнялось условие $\xi \leq \xi_R$.

Дополнительная арматура при усилении растянутой зоны опытных балок была принята: для балок I и II серий - класса А-II диаметром 10 мм, для опытных балок III серии - оклеочный стеклопластик из 2-х и 3-х слоев стеклоткани СТ-13 на эпоксидном клее.

Процент армирования опытных образцов, приведенный к расчетному сопротивлению арматуры основной конструкции, до усиления и после усиления соответственно составлял: для балок I серии - 0.63% и 0.9%, для балок II серии - 0.63% и 0.79%, для балок III серии - 1.01% и 1.1% (при двухслойном стеклопластике), 1.18% (при трехслойном стеклопластике).

Прочностные и деформационные характеристики арматуры определялись испытанием на растяжение и составляли: для арматуры класса А-III - $\sigma_y=448$ МПа, $\sigma_u=640$ МПа, $E_s=2.08 \cdot 10^5$ МПа; для арматуры класса Ат-IVC - $\sigma_y=673\ldots684$ МПа, $\sigma_u=747\ldots754$ МПа, $E_s=(2.01\ldots2.02) \cdot 10^5$ МПа; для арматуры класса А-II - $\sigma_y=340$ МПа, $\sigma_u=516$ МПа, $E_s=2.1 \cdot 10^5$ МПа; для оклеочного стеклопластика из 2-х слоев стеклоткани - $N_u=92$ Н/мм, $E_s=(3.5\ldots3.8) \cdot 10^4$ МПа; для оклеочного стеклопластика из 3-х слоев стеклоткани - $N_u=164$ Н/мм, $E_s=(3.8\ldots4.0) \cdot 10^4$ МПа. Фактическая площадь поперечного сечения арматуры определялась аналитически по результатам взвешивания образцов известной длины и объемного веса (арматура класса А-III диаметром 12 мм - $A_s=113.2$ мм²; арматура класса Ат-IVC диаметром 12 мм - $A_s=112.8$ мм²; арматура класса А-II диаметром 10 мм - $A_s=78.2$ мм²).

При испытании бетонных призм на сжатие и образцов арматуры на растяжение для сопоставления с расчетными, кроме основных прочностных и деформационных показателей, определялись диаграммы деформирования бетона для восходящей ветви и арматуры.

До момента усиления опытные образцы выдерживались в нормальных условиях в течении 28-ми суток. Совместная работа дополнительной арматуры в растянутой зоне усиливаемых опытных балок обеспечивалась: для опытных балок I и II серий - путем приварки к арматуре основной конструкции через коротышки диаметром 12 мм с последующим обетонированием, для опытных балок III серии - путем приклейивания к подготовленной поверхности растянутой грани балок. Совместная работа дополнительного бетона в растянутой зоне с бетоном основной конструкции достигалась насечкой растянутой грани опытных балок глубиной до

10 мм перед обетонированием дополнительной арматуры. Толщина защитного слоя бетона для дополнительной арматуры составляла не менее 25 мм.

В качестве варьируемых факторов были приняты: для опытных балок I и II серии - относительный изгибающий момент от нагрузки в момент усиления M/M_u (0; 0.3; 0.65; 0.85); для опытных балок III серии - относительный изгибающий момент от нагрузки в момент усиления M/M_u (0; 0.24; 0.7; 0.9) и количество слоев оклеичного стеклопластика, с тем, чтобы выявить основные закономерности работы усиленных увеличением поперечного сечения в растянутой зоне конструкций в процессе нагружения, а во-вторых, установить влияние основных факторов (нагрузки при усилении, класса арматуры усиливаемой конструкции и вида дополнительной арматуры) на параметры напряженно-деформированного состояния нормального сечения усиленных в растянутой зоне железобетонных элементов. Значения M_u , определялись расчетом по фактическим характеристикам опытных балок. Номенклатура, геометрические размеры сечения и характеристики материалов опытных образцов приведены в табл.5.1 и табл.5.2.

Длительная нагрузка на период усиления опытных балок (при их усилении под нагрузкой) создавалась с помощью тарированных пружинных установок. Испытание усиленных опытных балок производилось по истечении 7 сут. после обетонирования дополнительной арматуры (I и II серия) и приклейивания стеклопластика (III серия). С целью удобства при усилении растянутой зоны предварительное нагружение перед усилением и испытание опытных балок производилось на испытательном стенде с ориентацией растянутой грани балок вверх.

Опытные балки III серии, имеющие нормальные трещины в растянутой зоне перед усилением, подвергались заделке трещин с помощью клея на основе эпоксидной смолы. Для этого берега трещин разделялись, по боковым граням заштукатуривались, а затем производилось нагнетание клея с помощью ручного нагнетательного шприца.

Опытные балки испытывались по однопролетной балочной схеме с нагружением двумя сосредоточенными силами, приложенными в третях пролета. Эталонная опытная балка БЭ-1 при испытании была нагружена до нагрузки $0.75M_u$, после чего разгружена до уровня $0.1M_u$, а затем доведена до разрушения.

Конструкция опытных балок I и II серии, размещение приборов и схема испытания при действии кратковременной и длительной нагрузки представлены на рис.5.1. Размещение приборов и схема испытания опытных балок III серии аналогичны балкам I и II серий.

Номенклатура, геометрические размеры сечений и характеристики материалов опытных балок I и II серий

Таблица 5.1

№	Шифр об-разца	Геометрические разме-ры сечения					Бетон основного сечения			Бетон дополнительного сечения			Арматура основно-го сечения			Арматура дополнни-тельного сечения			На-гружа-ка при усиле-нии
		<i>b</i> , мм	<i>h</i> , мм	<i>h_o</i> , мм	<i>h_{oad}</i> , мм	<i>h_{ad}</i> , мм	<i>R_b</i> , МПа	<i>R_{bt}</i> , МПа	<i>E_b</i> 10 ³ , МПа	<i>R_{b_{ad}}</i> , МПа	<i>E_{b_{ad}}</i> 10 ³ , МПа	<i>σ_y</i> , МПа	<i>σ_u</i> , МПа	<i>E_t</i> 10 ⁵ , МПа	<i>σ_y</i> , МПа	<i>σ_u</i> , МПа	<i>E_t</i> 10 ⁵ , МПа	<i>M</i> , <i>M_u</i>	
I	БЭ-1-1	123	163	150	-	-	1.88	32.9	-	-	448	640	2.08	-	-	-	-		
	Б-1-1	128	160	151	165	35	1.93	32.3	2.1	31.5	448	640	2.08	340	516	2.1	0		
	Б-2-1	123	163	153	168	32	1.88	32.9	2.16	33.4	448	640	2.08	340	516	2.1	0.65		
	Б-3-1	128	160	150	165	30	1.93	32.3	2.28	31.8	448	640	2.08	340	516	2.1	0.85		
	БД-4	80	160	150	163	28	1.2	23.0	2.14	32.5	448	640	2.08	340	516	2.1	0		
II	БЭ-1-2	123	160	154	-	-	24.8	2.0	33.1	-	684	754	2.02	-	-	-	-		
	Б-1-2	128	165	156	170	30	24.8	2.0	33.1	2.13	684	754	2.02	340	516	2.1	0		
	Б-2-2	123	163	153	168	32	26.0	2.07	33.6	2.1	673	747	2.01	340	516	2.1	0.3		
	Б-3-2	128	160	150	165	30	26.0	2.07	33.6	2.28	673	747	2.01	340	516	2.1	0.65		
	Б-4-2	128	162	153	165	30	26.8	2.07	34.7	2.1	673	747	2.01	340	516	2.1	0.85		

Номенклатура, геометрические размеры сечений и характеристики материалов опытных балок III серии

Таблица 5.2

Шифр балки	Геометрические размеры сечения					Бетон основного сечения			Арматура основного сечения			Арматура дополнительног о сечения		Нагрузка при усилении
	b , мм	h , мм	h_o , мм	h_{oad} , мм	b_{oad} , мм	R_b , МПа	R_{bt} , МПа	$E_b 10^3$, МПа	σ_y , МПа	σ_u , МПа	$E_u 10^3$, МПа	N_u , Н/мм	$E_u 10^4$, МПа	
БЭ-1-3	80	160	138	-	-	21.8	1.9	34.1	673	747	2.01	-	-	-
Б-1-3	81	162	141	163	80	21.4	1.93	32.3	673	747	2.01	92	3.65	0
Б-2-3	81	159	140	160	80	21.8	1.9	34.1	673	747	2.01	92	3.65	0.24
Б-3-3	80	162	140	163	80	21.4	1.93	32.3	673	747	2.01	92	3.65	0.7
Б-4-3	84	160	140	161	80	25.2	2.05	34.3	673	747	2.01	164	3.9	0.9
Б-5-3	84	162	142	163	80	25.2	2.05	34.3	673	747	2.01	164	3.9	0.7
Б-6-3	80	158	138	159	80	21.8	1.9	34.1	673	747	2.01	92	3.65	0.9

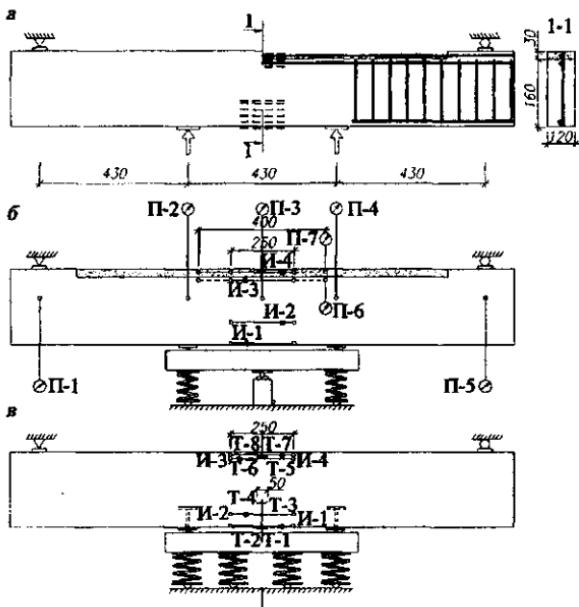


Рис. 5.1. Экспериментальное исследование изгибающего железобетонного элемента, усиленного нарашиванием в растянутой зоне:
 a – конструкции опытных образцов I и II серии, расположение тензорезисторов на бетоне и арматуре; b – схема испытания при действии кратковременной нагрузки, расположение прогибометров, индикаторов; v – схема длительных испытаний, расположение тензометров, индикаторов

Опытная балка I серии (БД-4), возраст бетона которой составлял 28 сут., усиленная приваркой дополнительной арматуры в растянутой зоне без предварительной загрузки ($M/M_u=0$), была испытана длительной нагрузкой, уровень которой составлял $M/M_{ad,u}=(0.25; 0.75)$. Длительность пребывания балки под нагрузкой на каждой ступени в зависимости от характера нарастания прогибов составляла 30 и 53 дней. Для определения характеристики ползучести одновременно под длительную нагрузку в стандартные пружинные установки были установлены 4 бетонные призмы размером $100 \times 100 \times 400$ мм из бетона опытной балки, загруженные до уровня $\sigma_b/R_b=(0.4; 0.6; 0.7; 0.85)$. Испытания длительной нагрузкой проводились в течении 83 сут. Это позволило получать основные точки диаграммы-изохроны для бетона опытной балки на протяжении всего испытания.

Напряженно-деформированное состояние бетона и продольной рабочей арматуры опытных балок исследовалось с помо-

щью тензорезисторов, механических тензометров, индикаторов часового типа, а также прогибомеров, установленных на длине зоны чистого изгиба. Прогибы и ширина раскрытия трещин опытных балок измерялись с помощью соответственно прогибомеров и отсчетного микроскопа.

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

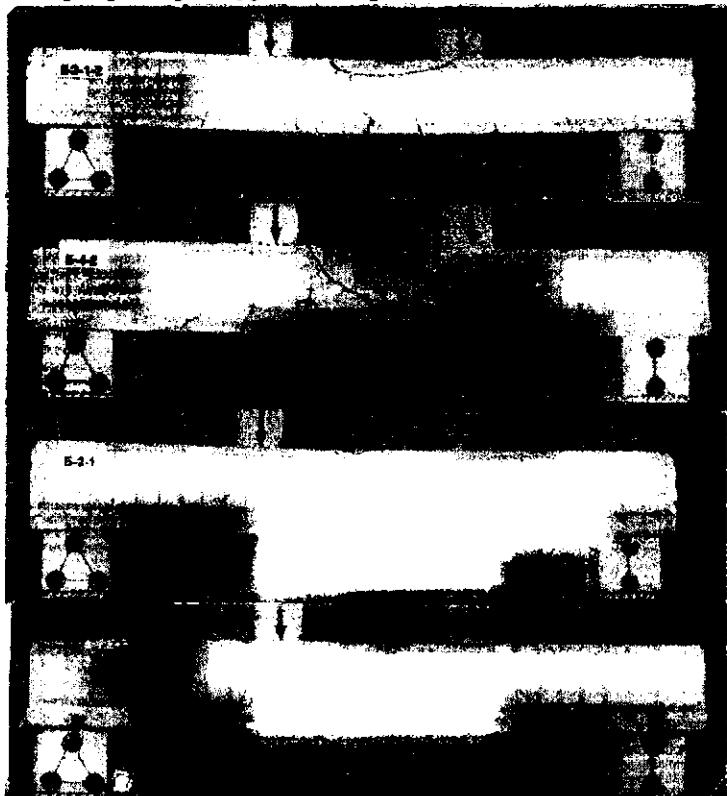


Рис. 5.2. Характерные формы разрушения опытных балок I и II серий, усиленных установкой дополнительной арматуры в растянутой зоне

В процессе испытания опытных балок, усиленных установкой в растянутой зоне дополнительной арматуры, зафиксирована характерная форма разрушения изгибаемых железобетонных конструкций (рис.5.2, рис.5.3). Разрушение опытных балок III серии, усиленных оклеечным стеклопластиком без предварительного нагружения или при низком его уровне (Б-1-3, Б-2-3, Б-5-3), сопровождалось разрывом волокон стеклоткани. Нарушения сплошности контакта основного и дополнительного бетона растянутой зоны (I и II серия), а также в месте приклеивания стеклопластика на нижней грани (III серия) опытных балок не наблюдалось вплоть до их разрушения.

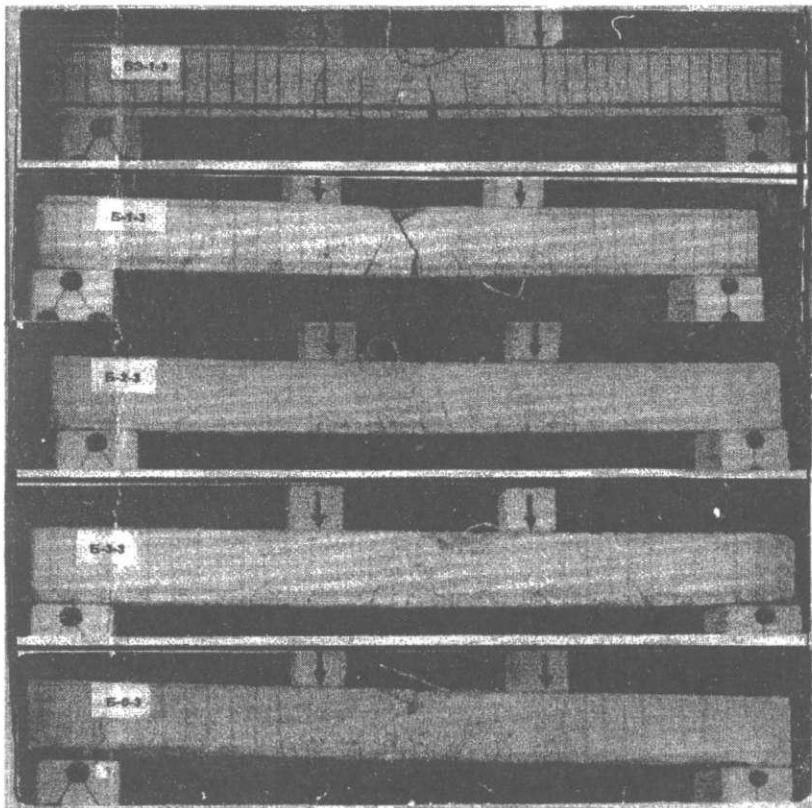


Рис. 5.3. Вид после разрушения опытных балок III серии, усиленных в растянутой зоне оклеечным стеклопластиком

При испытании опытных балок, усиленных приваркой дополнительной арматуры под нагрузкой, установлено, что нормальные трещины в дополнительном бетоне растянутой зоне обра-

зовывались в продолжение или в непосредственной близости от нормальных трещин в основной конструкции. Аналогичная картина образования нормальных трещин в зоне чистого изгиба наблюдалась и в опытных балках, усиленных под нагрузкой оклеенным стеклопластиком с инъецированием трещин. Новые нормальные трещины образовывались вблизи инъецированных. Наиболее отчетливо это проявлялось для опытных балок, усиленных при высоком уровне предварительного нагружения, что объясняется уменьшением сцепления арматуры с бетоном по обе стороны от нормальной трещины.

Вплоть до разрушения опытных балок средние деформации бетона по высоте основного нормального сечения на участке чистого изгиба, имеющем трещины, распределялись в соответствии с гипотезой плоских сечений. Разность деформаций в зоне контактного шва для балок, усиленных под нагрузкой, оставалась вплоть до разрушения практически постоянной. Для сечения с трещиной железобетонных балок гипотеза плоских сечений выполнялась только для сжатой зоны и части растянутой зоны над трещиной.

Тензодатчики на стержнях продольной арматуры фиксировали неравномерность деформаций по длине зоны чистого изгиба: в сечении с нормальной трещиной значения деформации превышали значения, измеренные в сечении между трещинами. Отношение вышеназванных значений относительных деформаций для основной и дополнительной арматуры, для балок, усиленных под нагрузкой отличалось в 1.6...2 раза. Определение коэффициента ψ , в экспериментальных исследованиях сопряжено с определенными трудностями. Экспериментальное значение коэффициента можно определить, измеряя при испытании ширину раскрытия трещин на уровне центра тяжести арматуры a_{crc} , расстояние между нормальными трещинами l_{crc} и средние деформации на уровне сжатой грани балок ε_{bm} и оси арматуры ε_{sm} , аналогично [139].

Для этого выражение (4.17) можно преобразовать к следующему виду

$$th\left[\lambda\left(\frac{l_{crc}}{2}\right)\right] = \frac{a_{crc}G(y_{0,c} - y_s)}{2\lambda M}. \quad (5.1)$$

Подставив выражение (5.1) в (4.21), после преобразований получается

$$\psi_s = 1 - \frac{Ml_{crc}\gamma - (y_{0,c} - y_s)a_{crc}}{(y_{0,c} - y_s)e_s E_s l_{crc} A_s \gamma}, \quad (5.2)$$

где $\gamma = \frac{(y_{0,c} - y_s)^2(\varepsilon_{bm} + \varepsilon_{sm})}{Mh_0}$. (5.3)

Сопоставление значений коэффициента ψ , вычисленных по формуле (5.2) по опытным значениям для исследуемых балок с расчетными значениями дает удовлетворительное согласование (расхождение не превышает 17%).

По экспериментальным данным для сопоставления с расчетными значениями для опытных балок построены зависимости кривизны $1/r$, ширины раскрытия трещин a_{cr} и относительных деформаций ε_r в арматуре основной конструкции от изгибающего момента (рис. 5.4 - 5.6). Расчетные значения названных величин хорошо согласуются с опытными данными для всех балок.

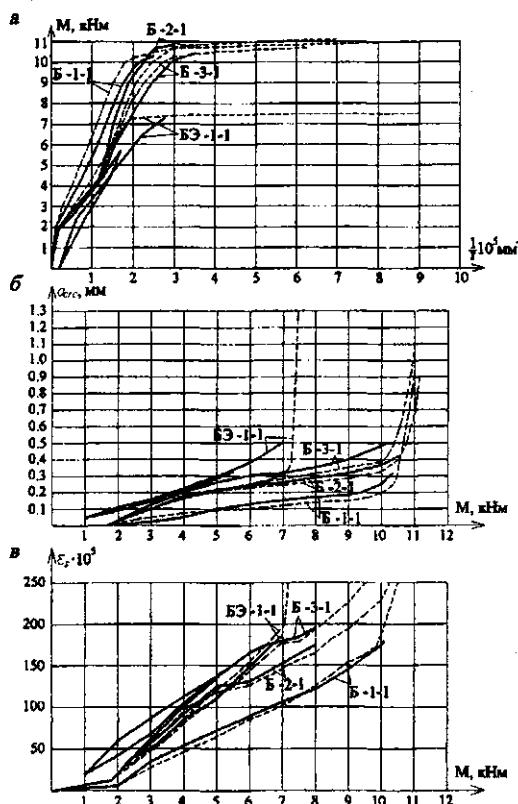


Рис. 5.4. Зависимость кривизны в середине пролета (а), ширины раскрытия трещин (б) и деформаций в арматуре (в) основной конструкции от изгибающего момента для опытных балок I серии:
— опытная; - - - - расчетная

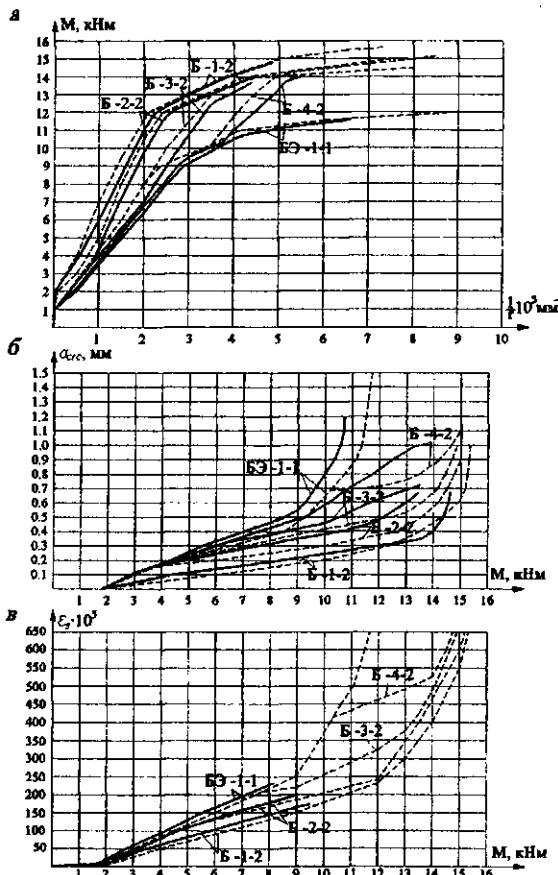


Рис. 5.5. Зависимость кривизны в середине пролета (а), ширины раскрытия трещин (б) и деформаций в арматуре (в) основной конструкции от изгибающего момента для опытных балок II серии:
 —— - опытная; - - - - расчетная

За разрушающий изгибающий момент принят изгибающий момент, соответствующий не физическому или условному (с учетом коэффициента γ_{e6}) пределу текучести арматуры, а максимальному значению приложенной нагрузки. Испытания опытных балок подтвердили правильность принятого критерия разрушения для усиленных железобетонных конструкций. При разрушении конструкций, усиленных под нагрузкой из-за разгружающего действия дополнительной арматуры, включаемой в совместную работу на более поздней стадии арматура основной конструкции

достигает более высоких значений сопротивления. Это может происходить также и в неусиленной конструкции, когда для армирования используется арматура разных классов или располагается в несколько рядов по высоте сечения.

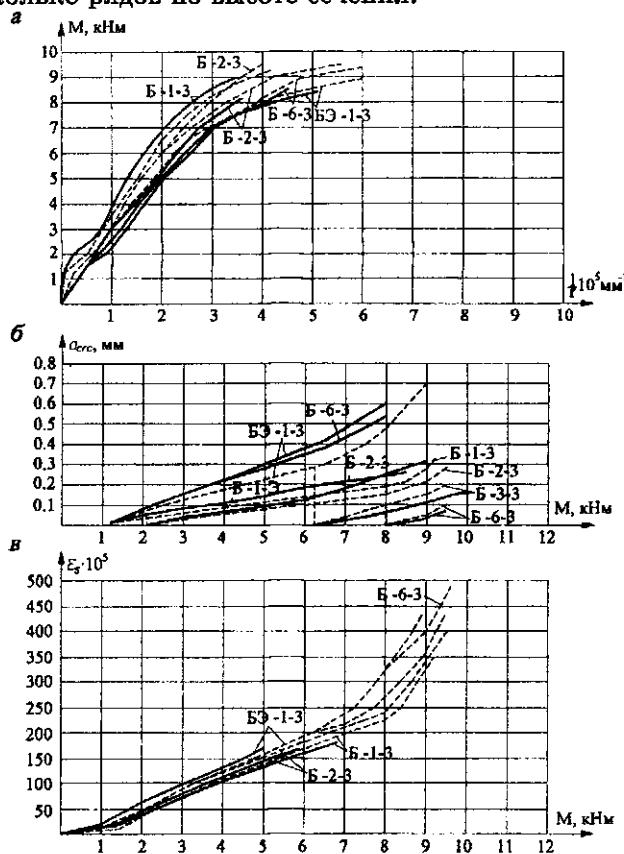


Рис. 5.6. Зависимость кривизны в середине пролета (а), ширины раскрытия трещин (б) и деформаций в арматуре (в) основной конструкции от изгибающего момента для опытных балок III серии:
— — — — — - опытная; - - - - - - - - расчетная

Сопоставление опытных и расчетных значений разрушающего изгибающего момента, средней ширины раскрытия трещин в зоне чистого изгиба на уровне центра тяжести арматуры и прогибов приведены в табл. 5.3. При этом сопоставление ширины раскрытия трещин и прогибов производилось для уровня эксплуатационных нагрузок. Величины этих нагрузок получали пу-

тем деления значений расчетных нагрузок на коэффициент перегрузки 1.25. Расчетные нагрузки определяли по разработанной методике с использованием расчетных диаграмм деформирования бетона и арматуры, т.е. как при реальном проектировании. Сравнение расчетных значений названных параметров напряженно-деформированного состояния нормального сечения усиленных конструкций с опытными показывает их удовлетворительную сходимость.

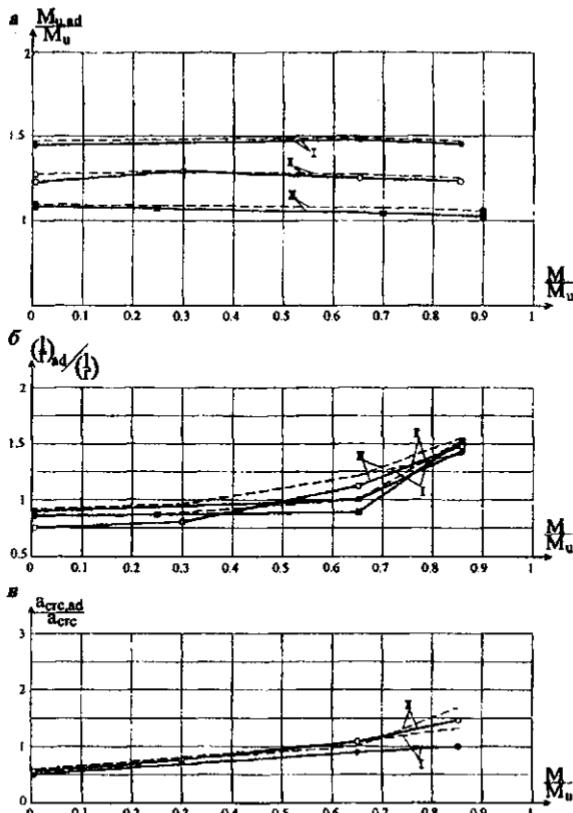


Рис. 5.7. Зависимость увеличения разрушающего изгибающего момента (а), кривизны в середине пролета (б), ширины раскрытия трещин (в) от уровня нагружения при усилении для опытных балок I, II и III серий: — - опытная; - - - - расчетная

Экспериментально установлено, что степень предварительного нагружения перед усилением опытных балок установкой дополнительной арматуры, практически не влияет на их

Расчет разрушающего изгибающего момента, ширины раскрытия трещин и прогибов опытных балок I, II и III серий

Таблица 5.3

№ серии	Шифр балки	M_u^{exp} кНм	M_u^{th} кНм	$\frac{M_u^{exp}}{M_u^{th}}$	a_{crc}^{exp} мм	a_{crc}^{th} мм	$\frac{a_{crc}^{exp}}{a_{crc}^{th}}$	f^{exp} мм	f^{th} мм	$\frac{f^{exp}}{f^{th}}$
I	БЭ-1-1	7.5	7.5	1.0	0.28	0.23	1.2	3.12	2.66	1.17
	Б-1-1	10.5	11.0	0.95	0.18	0.14	1.28	2.69	2.41	1.11
	Б-2-1	10.8	11.1	0.97	0.29	0.26	1.11	3.29	3.18	1.03
	Б-3-1	10.5	10.9	0.96	0.32	0.28	1.14	4.29	3.30	1.3
II	БЭ-1-2	11.6	12	0.97	0.46	0.39	1.18	5.26	4.65	1.13
	Б-1-2	14.9	15.6	0.96	0.27	0.23	1.17	3.9	3.74	1.04
	Б-2-2	16.1	15.0	1.07	0.40	0.31	1.29	4.29	4.02	1.07
	Б-3-2	15.0	14.9	1.01	0.50	0.43	1.16	6.05	5.13	1.18
	Б-4-2	14.8	15.1	0.98	0.65	0.69	0.94	7.41	6.94	1.07
III	БЭ-1-3	8.5	8.9	0.96	0.34	0.28	1.21	5.16	4.58	1.12
	Б-1-3	9.0	9.2	0.98	0.19	0.176	1.08	3.65	4.21	0.87
	Б-2-3	9.0	9.5	0.95	0.11*	0.11*	1.0	3.80	4.40	0.86
	Б-3-3	9.0	9.6	0.94	0.04*	0.03*	1.33	4.49	4.48	1.0
	Б-4-3	10.0	10.8	0.93	0.02*	0.02*	1.0	6.72	6.53	1.03
	Б-5-3	10.5	11.1	0.95	0.18	0.17	1.06	5.13	4.56	1.13
	Б-6-3	8.8	9.4	0.94	0.01*	0.01*	1.0	7.95	7.51	1.06

Примечание. *) - раскрытие трещин, измеренное и рассчитанное с учетом их инъектирования

несущую способность (рис. 5.7, а). В то же время, предварительное нагружение в момент усиления, существенно повышает деформативность опытных балок (рис. 5.7, б) и ширину раскрытия трещин в эксплуатационной стадии (рис. 5.7, в) (табл. 5.3). Инъектирование нормальных трещин перед усилением балок позволило существенно уменьшить ширину их раскрытия в эксплуатационной стадии (рис. 5.6, б).

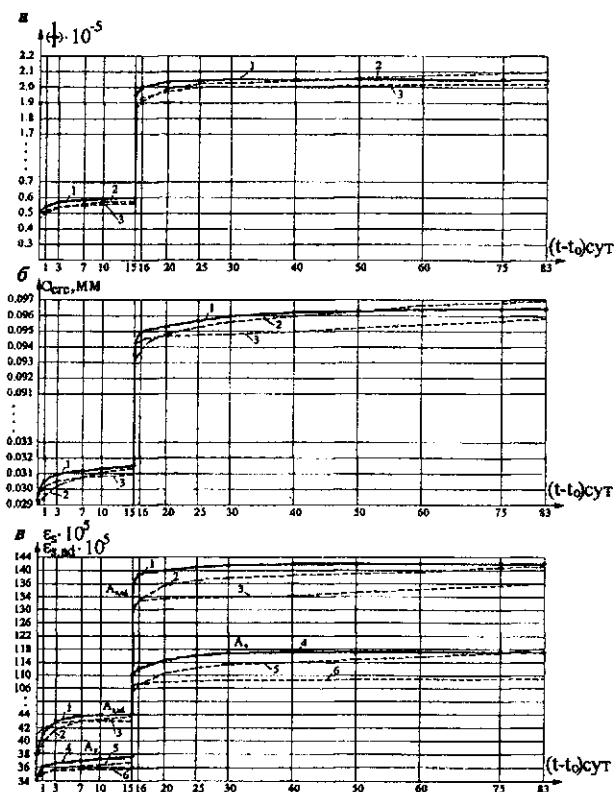


Рис. 5.8. Сопоставление опытных и расчетных значений кривизн (а), ширины раскрытия трещин (б) и относительной деформации арматуры (в) при длительном нагружении:
1, 4 – опытные значения; 2, 5 – расчетные по экспериментальным диаграммам; 3, 6 – расчетные по расчетным диаграммам

Апробация метода расчета при длительном эксплуатационном нагружении состояла в сопоставлении опытных и теоретических значений деформаций основной и дополнительной арматуры,

кривизны и ширины раскрытия трещин опытной балки БД-4, усиленной наращиванием в растянутой зоне. Поскольку целью опыта была только проверка расчетного аппарата, особенностью такой апробации было тщательное определение физико-механических характеристик прочности и деформативности материалов опытной балки. Диаграмма деформирования арматуры устанавливалась испытанием вплоть до разрушения. Испытанная арматурная сталь не проявила свойств ползучести. Характеристика ползучести бетона основного сечения в расчетный момент времени определялась длительным испытанием бетонных призм при неизменных напряжениях. Недостающие характеристики бетона, в частности параметры нелинейности деформирования, были вычислены по формулам их связи с призменной прочностью, определяемой экспериментально.

Расчет кривизны усиленной балки в заданный момент времени при принятом режиме длительного нагружения производился в двух вариантах: 1) по фактическим диаграммам-изохронам для бетона (аппроксимированным полиномом пятой степени), учитывая уровень нагружения в эксперименте, для расчета достаточно было восходящей ветви; 2) по расчетным диаграммам-изохронам, полученным на основе нелинейной теории ползучести. При испытании опытной балки БД-4 длительно действующей нагрузкой за первоначальное состояние принято напряженно-деформированное состояние усиленной балки перед загружением. Сравнительный анализ по кривизне, относительным деформациям основной и дополнительной арматуры, ширине раскрытия трещин показывает удовлетворительную сходимость расчетных данных с опытными (рис.5.8).

5.2. Экспериментальное исследование железобетонных конструкций, усиленных увеличением поперечного сечения в сжатой зоне

Общий объем эксперимента включал в себя испытания 9 опытных балок прямоугольного поперечного сечения номинальным размером 80x160x1500 мм (I серия) и 6 опытных колонн квадратного поперечного сечения размером 120x120x850 мм (II серия), усиленных соответственно наращиванием бетона сжатой зоны и железобетонной обоймой. Кроме этого, в каждой серии опытных образцов были предусмотрены эталонные образцы без усиления (БЭ-1, КЭ-1 и КЭ-2). Размеры опытных образцов определялись мощностью имеющихся пружинных установок для создания длительной нагрузки, имитирующей нагрузку при усилении.

Опытные балки и колонны изготавливались из тяжелого бетона, прочностные и деформационные характеристики которого

определялись при испытании специальных образцов (кубов, призм, балочек) и составляли: для балок - $R_b=13.1\ldots13.8$ МПа, $R_{b_1}=1.38\ldots1.49$ МПа, $E_b=(26.3\ldots28.3)\cdot10^3$ МПа, для колонн - $R_b=17.5\ldots21.0$ МПа, $R_{b_1}=1.71\ldots1.9$ МПа, $E_b=(29.3\ldots31.0)\cdot10^3$ МПа.

Для приготовления бетона применялся портландцемент марки 400 (активность 473) Кричевского цементного завода. В качестве крупного заполнителя использовался гранитный щебень фракции 5...30 мм. В качестве мелкого заполнителя - кварцевый песок карьера Боровое с объемным весом 1530 кг/м³ и модулем крупности 1.62. Бетонная смесь для бетонирования опытных балок и колонн приготавливалась с осадкой конуса 4...6 см и водоцементным отношением $B/C=0.65$. Уплотнение бетонной смеси производилось глубинным вибратором.

В качестве рабочей продольной арматуры опытных образцов использовалась горячекатаная стержневая арматура периодического профиля производства Белорусского металлургического завода: для опытных балок I серии - класса At-IVC диаметром 25 мм, для опытных колонн II серии - класса At-V диаметром 12 мм. Армирование опытных балок I серии в растянутой зоне производилось таким образом, чтобы выполнялось условие $\xi > \xi_R$ и разрушение происходило в сжатой зоне.

Процент армирования опытных образцов до усиления и после усиления соответственно составлял: для балок I серии - 3.77% и 2.74%, для колонн II серии - 3.13% и 2.26%.

Прочностные и деформационные характеристики арматуры определялись испытанием на растяжение и составляли: для арматуры класса At-IVC - $\sigma_y=591\ldots598$ МПа, $\sigma_u=759\ldots765$ МПа, $E_y=(2.01\ldots2.02)\cdot10^5$ МПа; для арматуры класса At-V - $\sigma_y=815$ МПа, $\sigma_u=935$ МПа, $E_y=1.93\cdot10^5$ МПа. Фактическая площадь поперечного сечения арматуры определялась аналитически по результатам взвешивания образцов известной длины и объемного веса (диаметром 25 мм - $A_s=482.4$ мм²; диаметром 12 мм - $A_s=112.8$ мм²).

При испытании бетонных призм на сжатие и образцов арматуры на растяжение для сопоставления с расчетными, кроме основных прочностных и деформационных показателей, определялись диаграммы деформирования бетона для восходящей ветви и арматуры.

До момента усиления опытные образцы выдерживались в нормальных условиях в течении 3-х месяцев. Совместная работа дополнительного бетона при увеличении поперечного сечения усиливаемых опытных образцов обеспечивалась: для опытных балок I серии - путем устройства насечки и выпусков поперечной арматуры в приопорных зонах, для опытных колонн II серии - насечкой поверхности образцов глубиной до 20 мм. Толщина до-

полнительного бетона усиления составляла: для наращивания в I серии опытных балок - 60 мм, для обоймы во II серии опытных колонн - 40 мм. Железобетонная обойма усиления опытных колонн II серии армировалась дополнительной продольной арматурой класса Ат-V диаметром 12 мм.

В качестве варьируемых факторов были приняты: для опытных балок I серии - прочность дополнительного бетона $R_{b,ad}$ (9.1...9.3 МПа; 16.1...16.9 МПа; 23.5...24.8 МПа) соответственно $E_{b,ad}$ ($22.5 \cdot 10^3$ 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 M/M_u (0; 0.3; 0.65; 0.8); для опытных колонн II серии - относительная продольная сила от нагрузки в момент усиления N/N_u (0; 0.4; 0.75) с тем, чтобы, во-первых, проследить основные закономерности работы усиленных увеличением поперечного сечения в сжатой зоне конструкций в процессе нагружения, а во-вторых, установить влияние основных факторов на параметры напряженно-деформированного состояния нормального сечения усиленных железобетонных элементов. Значения M_u , N_u определялись расчетом по фактическим характеристикам опытных образцов. Номенклатура, геометрические размеры сечения и характеристики материалов опытных образцов приведены в табл. 5.4.

Длительная нагрузка на период усиления опытных образцов (при их усилении под нагрузкой) создавалась с помощью тарированных пружинных установок. Испытание усиленных опытных образцов производилось по истечении 28 сут. после бетонирования.

Опытные балки I серии испытывались по однопролетной балочной схеме с 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. Эталонная опытная балка БЭ-1 при испытании была нагружена до нагрузки $0.75M_u$, после чего разгружена до уровня $0.1M_u$, а затем доведена до разрушения.

Конструкция опытных образцов I серии, схема испытания и расположения приборов приведена на рис. 5.9.

Испытание опытных колонн II серии производилось на сжатие центрально приложенной продольной силой с помощью пресса ПР-500. При этом нагрузка при усилении передавалась на основную часть сечения опытных колонн, а после усиления на основную и дополнительную часть сечения усиленных колонн.

Конструкция опытных образцов II серии, схема испытания и расположения приборов показана на рис. 5.10.

Номенклатура, геометрические размеры сечений и характеристики материалов опытных образцов

Таблица 5.4

№ се- рии	Шифр об- разца	Геометрические размеры сечения					Бетон основного сечения			Бетон дополнительно- го сечения			Арматура			Нагрузка при усилении	
		b, мм	h, мм	h _o , мм	b _{ad} , мм	h _{ad} , мм	R _b , МПа	R _{bi} , МПа	E _b 10 ³ , МПа	R _{b,ad} , МПа	R _{bi,ad} , МПа	E _{b,ad} 10 ³ , МПа	σ _y , МПа	σ _u , МПа	E _s 10 ³ , МПа	M/M _{u..} N/N _u	
I	БЭ-1	80	161	133	-	-	13.5	1.45	26.3	-	-	-	598	759	2.02	-	
	Б-1	79	160	130	80	61	13.8	1.46	27.5	9.3	1.13	22.5	598	759	2.02	0.3	
	Б-2	80	160	131	80	60	13.3	1.40	27.5	9.1	1.18	22.5	591	765	2.01	0.8	
	Б-3	81	159	129	81	62	13.1	1.41	26.8	16.4	1.42	27.2	598	759	2.02	0	
	Б-4	80	162	130	81	59	13.6	1.43	28.3	16.8	1.48	27.5	598	759	2.02	0.3	
	Б-5	79	160	130	80	61	13.5	1.43	26.4	16.1	1.41	26.8	591	765	2.01	0.65	
	Б-6	80	160	131	81	60	13.7	1.49	27.9	16.9	1.5	27.9	591	765	2.01	0.8	
	Б-7	81	161	129	82	61	13.8	1.38	26.5	23.5	2.28	31.5	591	765	2.01	0.8	
	Б-8	80	160	131	81	60	13.8	1.43	26.8	24.8	2.45	33.4	591	765	2.01	0	
	БД-9	82	159	132	82	61	13.4	1.35	27.5	13.7	1.34	25.1	591	765	2.01	0	
II	КЭ-1	120	121	-	-	-	17.5	1.71	29.3	-	-	-	815	935	1.93	-	
	КЭ-2	120	119	-	-	-	18.1	1.73	30.4	-	-	-	815	935	1.93	-	
	К-1	120	121	-	81	82	17.5	1.71	29.3	11.3	1.21	24.1	815	935	1.93	0	
	К-2	120	121	-	79	80	21.0	1.90	31.0	10.9	1.18	23.5	815	935	1.93	0	
	К-3	120	119	-	81	80	21.0	1.90	31.0	10.3	1.18	23.5	815	935	1.93	0.4	
	К-4	120	121	-	79	81	18.4	1.81	30.4	10.9	1.18	23.5	815	935	1.93	0.4	
	К-5	120	120	-	79	79	18.4	1.81	30.4	11.1	1.21	24.1	815	935	1.93	0.75	
	К-6	120	119	-	81	80	18.1	1.73	30.4	10.2	1.18	23.5	815	935	1.93	0.75	

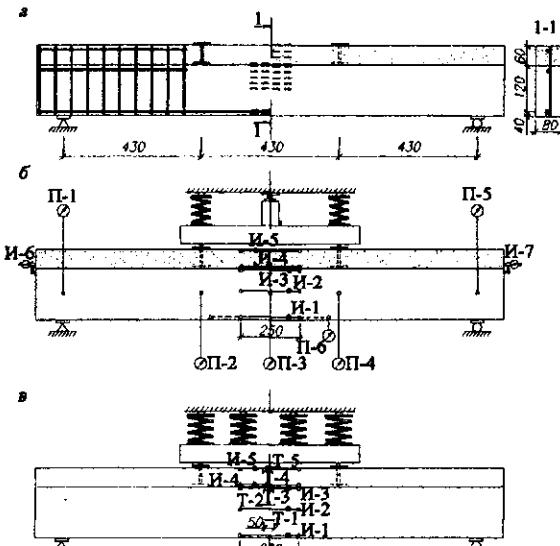


Рис. 5.9. Экспериментальное исследование изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием в сжатой зоне:
 а – конструкции опытных образцов I серии, расположение тензорезисторов на бетоне и арматуре; б – схема испытания при действии кратковременной нагрузки, расположение прогибомеров, индикаторов; в – схема длительных испытаний, расположение тензометров и индикаторов

Одна опытная балка I серии (БД-9), возраст бетона которой составлял 127 сут., усиленная наращиванием в сжатой зоне без предварительной загрузки ($M/M_u=0$), по истечении 7 сут. после усиления была загружена длительной нагрузкой, уровень которой ограничивался мощностью пружинной установки ($M/M_{adu}=0.68$). Для определения характеристики ползучести одновременно под длительную нагрузку в стандартные пружинные установки были установлены 2 бетонные призмы размером 100x100x400 мм из бетона опытной балки, загруженные до уровня $\sigma_b/R_b=(0.5; 0.75)$ и 4 бетонные призмы, изготовленные одновременно с устройством наращивания из бетона того же замеса, загруженные до уровня $\sigma_b/R_b=(0.3; 0.5; 0.7; 0.85)$. Испытания длительной нагрузкой проводили в течение 90 сут. Это позволило получить основные точки диаграммы-изохроны для бетона основного и дополнительного сечения на протяжении всего испытания. В день измерения деформаций в период времени до достижения бетоном дополнительного сечения возраста 28 сут. контролировались его основные прочностные и деформационные характеристики (R_b, E_b) испытанием бетонных призм на действие кратковременной нагрузки.

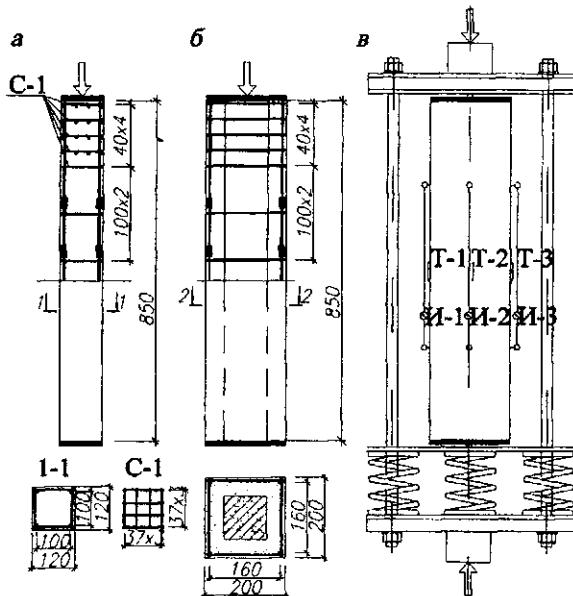


Рис. 5.10. Экспериментальные исследования сжатых железобетонных элементов, усиленных железобетонной обоймой:
 а – конструкции опытных образцов II серии до усиления, расположение тензорезисторов арматуре основного сечения; б – конструкция опытных образцов после усиления, расположение тензорезисторов на арматуре дополнительного сечения; в – схема испытания, расположение тензометров и индикаторов

Напряженно-деформированное состояние бетона и продольной рабочей арматуры опытных образцов I и II серий исследовалось с помощью тензорезисторов, механических тензометров, индикаторов часового типа, а арматуры опытных балок I серии – также с помощью прогибомеров, установленных на длине зоны чистого изгиба. Прогибы и ширина раскрытия трещин опытных балок измерялись с помощью соответственно прогибомеров и отсчетного микроскопа.

Деформации бетона опытных балок I серии измерялись в наиболее характерных областях: вдоль крайней сжатой фибры основного сечения; вдоль крайней сжатой фибры дополнительного сечения; вдоль нижней фибры дополнительного сечения по контакту основного и дополнительного бетона нарашивания; на боковых гранях по высоте основного и дополнительного сечения. Деформации продольной арматуры с помощью тензорезисторов измерялись в тех же нормальных сечениях, что и деформации бетона на боковых гранях. При этом для определения осевых де-

формаций тензорезисторы устанавливались на верхней и нижней фибрах арматурного стержня.

В опытной балке I серии, предусмотренной для испытания на действие длительной нагрузки с целью оценки напряжений от влияния усадки бетона основного сечения измерялись: деформации арматуры с помощью тензорезисторов с момента окончания бетонирования, деформации бетона с помощью тензометров с момента его схватывания.

Испытания показали, что опытные балки I серии, усиленные наращиванием бетона в сжатой зоне, разрушились по нормальному сечению в зоне действия максимального изгибающего момента в результате раздробления бетона сжатой зоны основного и дополнительного сечения при относительно низких напряжениях в арматуре. Постоянная величина изгибающего момента между сосредоточенными силами способствовало раздроблению всей сжатой зоны бетона. Однако неоднородность бетона определяла его местное разрушение на участке наименьшей прочности. Прочность принятого контактного шва обеспечили эту возможность, за исключением балки Б-8, разрушение которой произошло в результате сдвига бетона дополнительного сечения в крайней трети пролета балки и раздробления бетона сжатой зоны основного сечения.

Разрушение опытных балок БЭ-1...Б-7 носило хрупкий характер. При увеличении нагрузки в растянутой зоне образовывались нормальные трещины, а в крайних третях пролета нормальные трещины, переходящие в наклонные. 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 постепенное увеличение деформаций сдвига в контактном шве и разрушение бетона в сжатой зоне основного сечения. Характер разрушения опытных балок I серии после испытания представлен на рис. 5.11.

При разгружении эталонной балки БЭ-1 и последующем нагружении значения кривизны, прогиба и ширины раскрытия трещин на ветвях разгрузки и последующей нагрузки практически совпадали на этапах нагружения, что свидетельствовало об упругом характере работы арматуры и бетона опытных балок. Экспериментальная зависимость кривизны балки БЭ-1 от изгибающего момента при нагружении, разгрузке и последующем нагружении приведена на рис.5.12. Сопоставление расчетной зависимости с опытной показывает их удовлетворительную сходимость для опытной конструкции (расхождение между значениями на отдельных этапах не превышает 5.8%).

Варьирование прочностью 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.

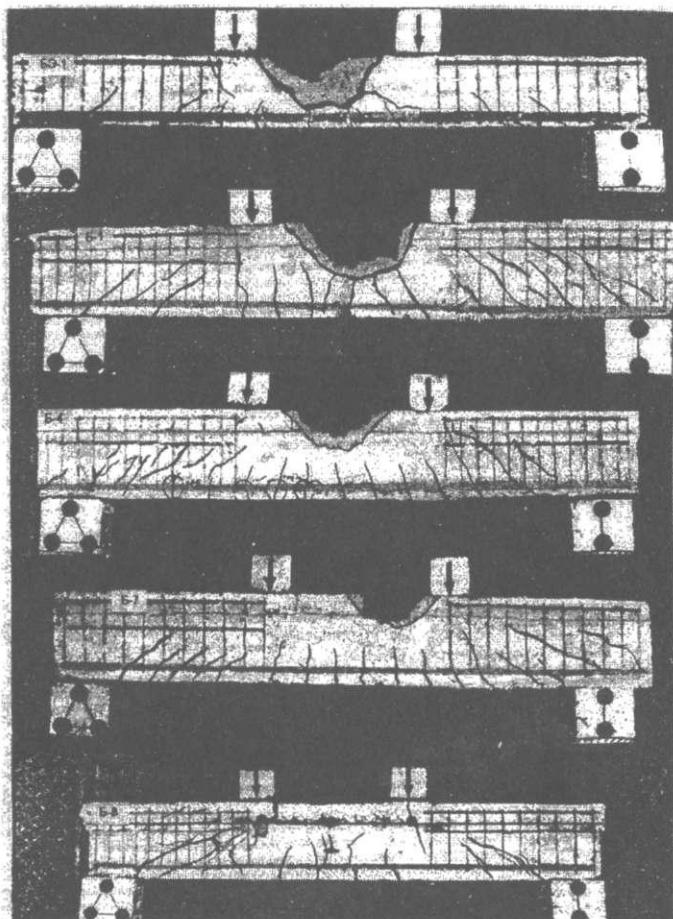


Рис. 5.11. Характер разрушения опытных балок I серии, усиленных наращиванием сжатой зоны

Величина разрушающего изгибающего момента опытных балок определялась максимальным значением разрушающей нагрузки. При обработке результатов эксперимента величина кривизны опытных балок вычислялась по показаниям индикаторов и прогибо-

меров, проводилось сопоставление опытных и расчетных параметров напряженно-деформированного состояния нормального сечения опытных балок на всех стадиях нагружения.

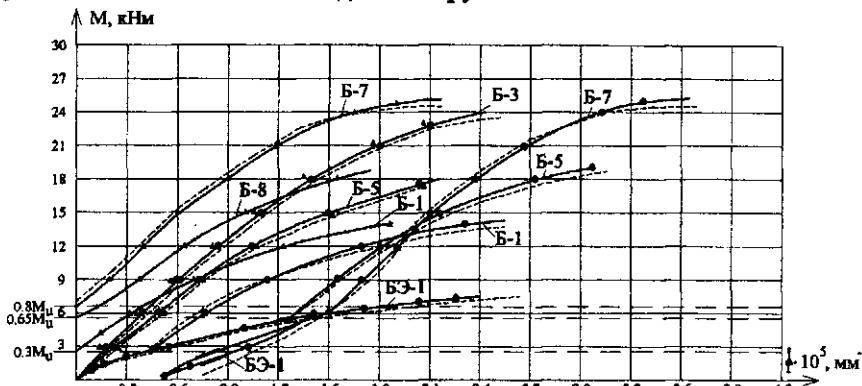


Рис. 5.12. Зависимость кривизны опытных балок в середине пролета от изгибающего момента — оптимальная; - - - - расчетная; • - кривизна основного элемента; ▲ - кривизна элемента наращивания

До момента образования нормальных трещин деформации бетона неусиленных опытных балок по высоте нормального сечения распределялись в соответствии с гипотезой плоских сечений. После образования и в процессе развития нормальных трещин происходило нарушение линейного закона распределения деформаций по высоте сечения, но распределение деформаций по высоте сжатой зоны конкретного сечения оставалось линейным. При этом распределение средних деформаций бетона и арматуры по высоте основного сечения опытных балок подчинялось гипотезе плоских сечений вплоть до их разрушения. Это относится и к нормальному сечению опытных балок, усиленных наращиванием в сжатой зоне без предварительного нагружения (Б-3, Б-8). Независимо от соотношения прочностных и деформационных характеристик бетона основного и дополнительного сечения распределение средних деформаций по высоте опытных балок подчинялось гипотезе плоских сечений.

Для опытных балок, усиленных под нагрузкой (Б-1, Б-2, Б-4...Б-7) гипотеза плоских сечений выполняется для распределения средних деформаций дополнительного сечения и приращения деформаций основного сечения по высоте усиленных балок, а также для средних деформаций отдельно для основного сечения и дополнительного сечения. Разность деформаций бетона основного и дополнительного сечения на уровне контактного шва оставалась практически постоянной (изменение не превышало 5%) до разру-

шения усиленных балок, что характеризует контактный шов как жесткий. Сопоставление опытных и расчетных значений деформаций на всех стадиях нагружения показывает, что характер развития средних деформаций и их значения в бетоне основного и дополнительного сечения и арматуре при нагружении опытных балок соответствует полученному в результате расчетов по предлагаемому методу (рис. 5.13).

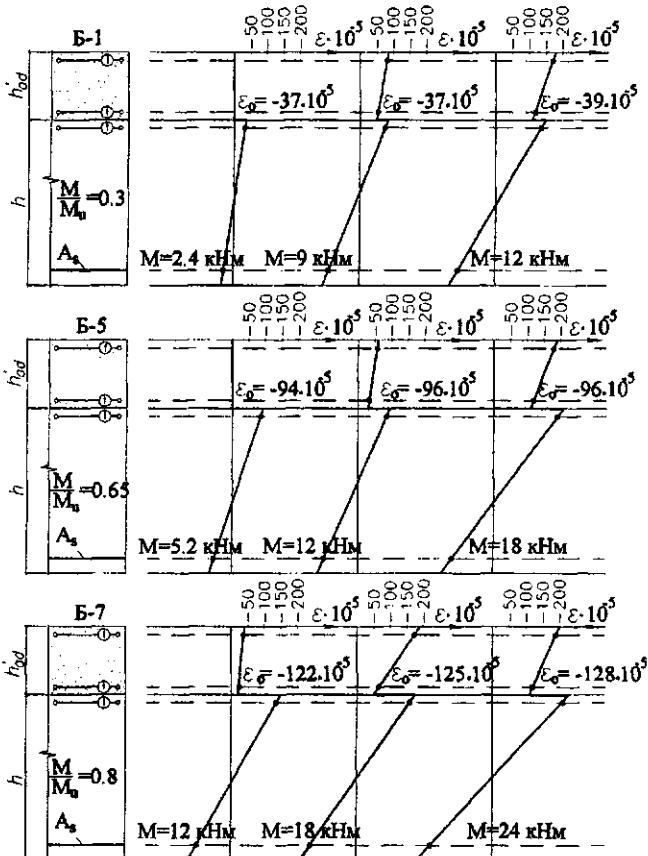


Рис. 5.13. Распределение средних деформаций по высоте опытных балок, усиленных наращиванием в сжатой зоне

В результате экспериментального исследования установлено влияние напряженно-деформированного состояния усиливаемых балок в момент усиления на 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 приизменной прочности дополнительного и основного бетона (рис.5.14). Увеличение несущей способности объясняется более высокими напряжениями в арматуре на всех стадиях нагружения для балок, усиленных под нагрузкой, по сравнению с балками, усиленными без предварительного нагружения (рис.5.15). Проявляется эффект предварительного напряжения арматуры основного сечения при нагружении балок перед усилением.

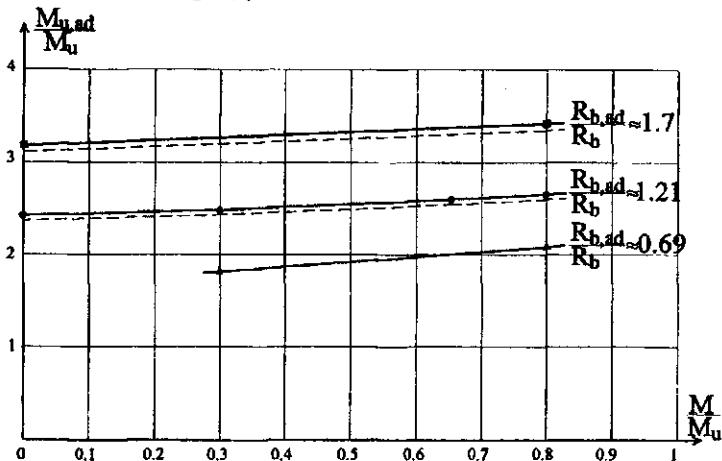


Рис. 5.14. Зависимость увеличения разрушающего изгибающего момента опытных балок I серии, усиленных наращиванием ($h_{ad}/h = 0,375$) в сжатой зоне от уровня нагружения:

— опытная; - - - - расчетная

Увеличение соотношения приизменной прочности бетона дополнительного и основного сечения повышало разрушающую нагрузку, причем в большей мере для балок, усиленных под нагрузкой (рис.5.16), поскольку более высокие прочностные и деформационные свойства бетона наращивания допускали более высокую степень перераспределения усилий в сжатой зоне между бетоном основной конструкции и дополнительным бетоном наращивания.

Предварительное нагружение основной конструкции опытных балок перед усилением повысило деформативность и увеличило ширину раскрытия трещин на уровне центра тяжести арматуры основной конструкции, по сравнению с опытными балками, усиленными без нагрузки. При нагружении опытных балок, усиленных под нагрузкой, рост кривизны (прогиба) основной конструкции в середине пролета и ширины раскрытия трещин замед-

лялся, однако по абсолютной величине на этапах нагружения названные характеристики превышали значения, полученные для аналогичных опытных балок, усиленных без нагрузки (рис.5.12 и рис.5.17).

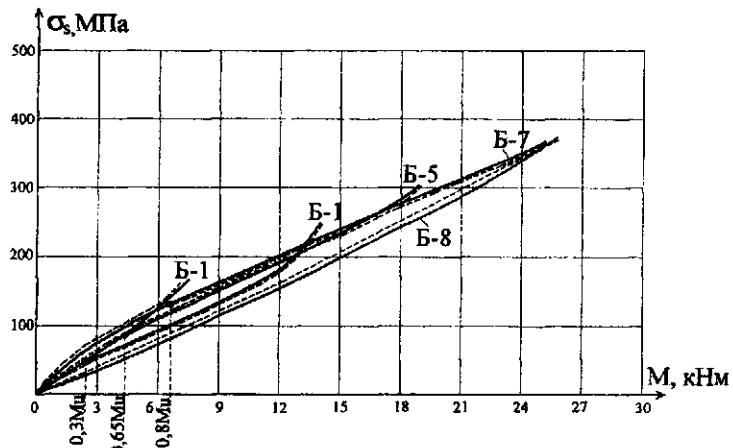


Рис. 5.15. Зависимость напряжений в арматуре от изгибающего момента при нагружении опытных балок:

— опытная; - - - - расчетная

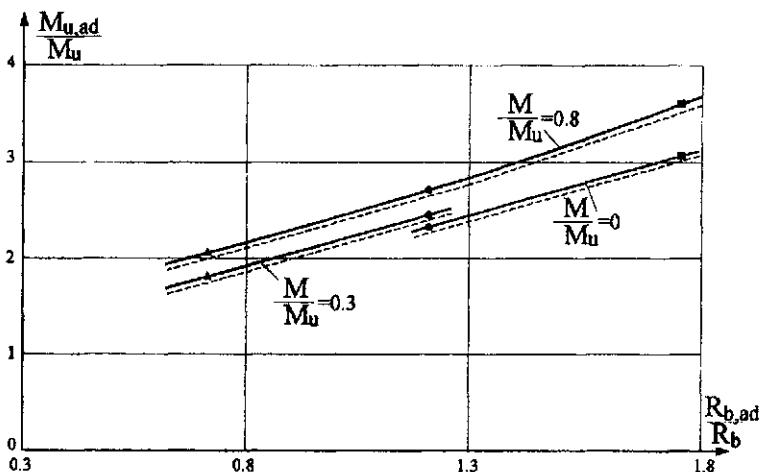


Рис. 5.16. Зависимость увеличения разрушающего изгибающего момента опытных балок I серии, усиленных наращиванием в сжатой зоне ($h_{ad}/h = 0,375$) от соотношения призменной прочности бетона дополнительного и основного сечения:

— опытная; - - - - расчетная

Распределение при нагружении опытных значений кривизны основной конструкции и кривизны дополнительного наращивания для опытных балок (рис.5.12) подтверждает принятую предпосылку физической модели усиленной конструкции о том, что разность вышеназванных кривизн является постоянной величиной, равной кривизне основной конструкции в момент усиления. Данная разность кривизн на всех этапах нагружения усиленных под нагрузкой опытных балок сохранялась практически неизменной (отклонения от первоначального значения не превышали 8.3%).

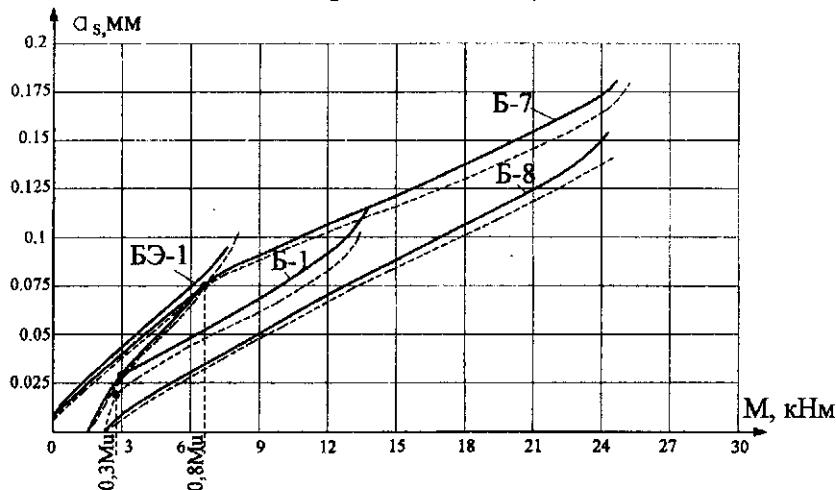


Рис. 5.17. Зависимость ширины раскрытия трещин от изгибающего момента при нагружении опытных балок:

—опытная; - - - - расчетная

Сопоставление опытных и расчетных значений разрушающего изгибающего момента, ширины раскрытия трещин на уровне центра тяжести арматуры и прогибов, определенных по разработанной методике расчета приведены в табл. 5.5. При этом сопоставление ширины раскрытия трещин и прогибов производилось для уровня эксплуатационных нагрузок. Величины этих нагрузок получали путем, аналогичным описанному в параграфе 5.1.

Проведенные исследования экспериментально подтвердили теоретические положения разработанной выше физической модели о закономерностях деформирования изгибаемых железобетонных элементов при усилении наращиванием в сжатой зоне, в том числе, при усилении под нагрузкой, при действии кратковременной нагрузки.

Расчет разрушающего изгибающего момента, ширины раскрытия трещин и прогибов опытных балок I серии

Таблица 5.5

Шифр балки	Вид разрушения	M_u^{exp}	M_u^{th}	M_s^{exp}	a_{crc}^{exp} мм	a_{crc}^{th} мм	a_{crc}^{exp}	f^{exp}	f^{th}	f^{th}
		кНм	—	M_u^{th}		a_{crc}^{th}	—	мм	мм	—
БЭ-1	по нормальному сечению	7.91	7.83	1.01	0.07	0.061	1.14	2.8	2.45	1.14
Б-1	то же	15.1	14.54	1.04	0.07	0.065	1.08	2.75	2.33	1.18
Б-2	“	16.35	15.68	1.04	0.10	0.103	0.97	4.45	3.98	1.12
Б-3	“	19.0	18.43	1.03	0.08	0.085	0.94	2.65	2.30	1.15
Б-4	“	19.9	19.06	1.04	0.1	0.084	1.19	3.15	2.91	1.08
Б-5	“	20.08	20.30	0.99	0.11	0.097	1.13	4.3	3.85	1.12
Б-6	“	20.84	21.24	0.98	0.12	0.112	1.07	4.85	4.64	1.05
Б-7	“	26.5	27.42	0.97	0.14	0.124	1.13	5.2	4.77	1.09
Б-8	по контактному шву	23.85	25.60	0.93	0.1	0.087	1.15	1.85	1.77	1.05

Апробация метода расчета при длительном эксплуатационном нагружении состояла в сопоставлении опытных и теоретических значений деформаций арматуры, кривизны и ширины раскрытия трещин опытной балки БД-9, усиленной наращиванием в сжатой зоне. Для проверки расчетного аппарата было произведено тщательное определение физико-механических характеристик прочности и деформативности материалов опытной балки. Диаграмма деформирования арматуры устанавливалась испытанием вплоть до разрушения. Испытываемая арматурная сталь не проявила свойств ползучести. Характеристика ползучести бетона основного и дополнительного сечения в расчетный момент времени определялась длительным испытанием бетонных призм при неизменных напряжениях. Недостающие характеристики бетона, в частности параметры нелинейности деформирования, были вычислены по формулам их связи с приизменной прочностью, определяемой экспериментально.

Расчет кривизн основной и дополнительной части усиленной балки в заданный момент времени при принятом жестком режиме длительного нагружения производился аналогично описанному в параграфе 5.1 в двух вариантах диаграмм-изохрон: 1) по аппроксимированным полиномом пятой степени опытным данным; 2) по расчетным, полученным на основе нелинейной теории ползучести.

Напряжения сжатия в арматуре опытной балки, установленной на шарнирные опоры, в результате усадки бетона, высыхающего после твердения во влажных условиях в течение 7 суток, к моменту усиления по данным тензорезисторов составляли 14 МПа. Согласно проведенному расчету по разработанному методу с учетом деформаций усадки сжимающие напряжения в арматуре балки составляют 15.6 МПа, что в результате несимметричного расположения арматуры вызывает появление изгибающего момента того же знака, что и от действующей нагрузки, и растягивающих напряжений 1.17 МПа. Усадочные трещины отсутствовали. При увеличении опытной балки наращиванием напряжения в арматуре с учетом нагрузки от свежеуложенного бетона, веса опалубки и собственного веса балки практически не изменились. После 3-х суток твердения бетона наращивания во влажных условиях и последующего высыхания вследствие наложения поля деформаций от усадки бетона наращивания сжимающие напряжения в арматуре уменьшились и на 7 сутки составили 10.5 МПа. Согласно проведенному расчету с учетом усадки бетона основного и дополнительного сечения с учетом собственного веса усиленной балки сжимающие напряжения в арматуре равны 13.1 МПа, растягивающие напряжения на уровне нижней грани - 1.24 МПа.

Согласно проведенному расчету, в результате усадки бетона наращивания, в нем появились растягивающие напряжения 1.47 МПа, что превышает величину его сопротивления растяжению. При визуальном осмотре трещин не обнаружено. Это объясняется влиянием деформаций сдвига на уровне контактного шва при твердении бетона наращивания. В расчете принимается гипотеза абсолютно жесткого контакта бетона основного и дополнительного сечения.

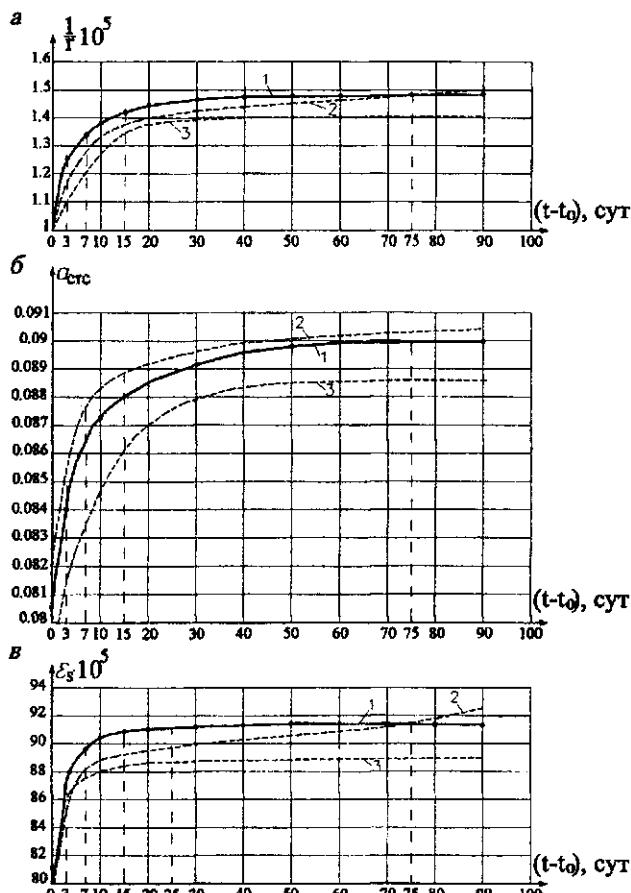


Рис. 5.18. Сравнение опытных (1) и расчетных (2,3) значений кривизны (а), ширины раскрытия трещин (б) и деформаций арматуры (в) при длительном нагружении

При испытании опытной балки длительно действующей нагрузкой за первоначальное состояние принято напряженно-деформированное состояние усиленной балки перед загружением. Сравнительный анализ по кривизне, деформациям арматуры и ширине раскрытия трещин показывает, что предложенный метод расчета с учетом длительного нагружения приводит к удовлетворительной сходимости опытных данных с расчетными (рис.5.18).

Разрушение опытных колонн II серии, усиленных железобетонной обоймой, происходило в результате раздробления бетона в средней части колонн с последующим выпучиванием продольной арматуры на участке между хомутами. Характер разрушения опытных колонн представлен на рис.5.19. Деформирование бетона основной конструкции и бетона обоймы происходило совместно на всех этапах нагружения.

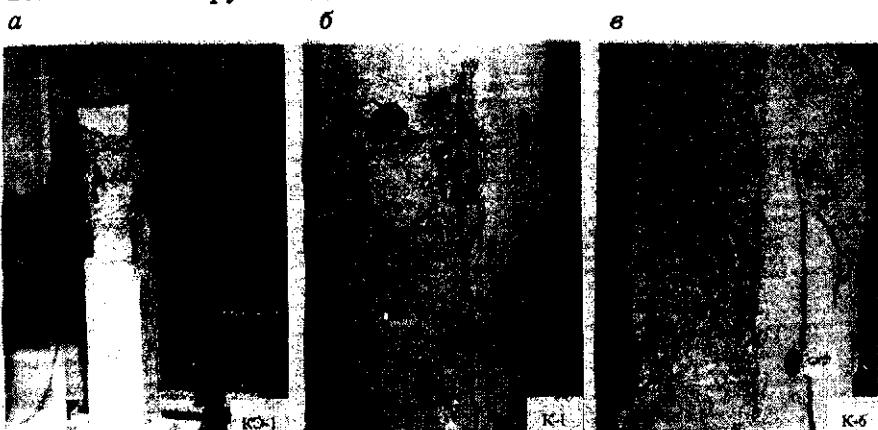


Рис. 5.19. Общий вид разрушения опытных колонн II серии:
а – колонны КЭ-1 без усиления; б – колонны К-1, усиленной железобетонной обоймой без предварительного нагружения; в – колонны К-6, усиленной железобетонной обоймой под нагрузкой

Для неусиленных опытных колонн (КЭ-1, КЭ-2), а также колонн, усиленных обоймой без предварительного нагружения (К-1, К-2), вначале до деформаций, примерно равных $190 \cdot 10^{-6}$ напряжения в бетоне увеличиваются с повышением деформаций, а затем начинают убывать. При разрушении опытных колонн напряжения в бетоне ниже призменной прочности. Происходит перераспределение усилий в сечении опытной колонны с бетона на упруго работающую арматуру. Разрушение колонн произошло при относительных деформациях $(283...325) \cdot 10^{-6}$.

В опытных колоннах, усиленных под нагрузкой (К-3...К-6), происходит перераспределение усилий с бетона не только на арматуру

основной конструкции, но и на бетон и арматуру железобетонной обоймы, включающиеся в совместную работу на заданном этапе нагружения. Сопротивление сжатию составляющих обоймы разгружают основную конструкцию, что позволяет работать бетону основного сечения на нисходящей ветви при более высоких значениях относительных деформаций (до $370\ldots395) \cdot 10^{-6}$ с появлением в арматуре основного сечения пластических деформаций.

Варьирование величиной предварительного нагружения опытных колонн показало, что увеличение нагрузки на колонну при ее усилении вызвало уменьшение разрушающего усилия (рис.5.20, а) и относительных деформаций бетона обоймы, а также увеличение относительных деформаций бетона основного сечения (рис.5.20, б).

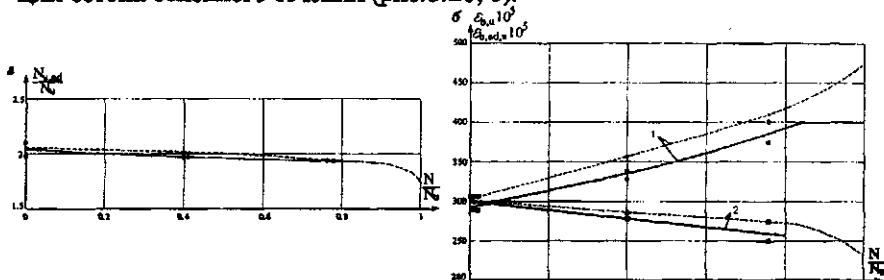


Рис. 5.20. Зависимость разрушающей нагрузки (а) и относительных деформаций опытных колонн II серии, усиленных железобетонной обоймой от уровня нагрузки при усилении:

1 – бетона колонны; 2 – бетона обоймы;
— опытная; - - - расчетная

При анализе результатов испытаний производилось сопоставление усилий, воспринимаемых каждым составляющим в отдельности: бетоном основной конструкции, арматурой основной конструкции, бетоном и арматурой обоймы с опытной нагрузкой. Напряжения в каждом составляющем определялись по фактическим диаграммам бетона на восходящей ветви, расчетным диаграммам бетона на нисходящей ветви и фактической диаграмме растяжения арматуры по опытным значениям соответствующих деформаций (рис.5.21...5.24). Аналогичные зависимости получены по результатам расчета усиленных конструкций на основе разработанного метода по расчетным диаграммам бетона и арматуры. Сопоставление полученных экспериментальных и расчетных зависимостей показывает, что принятая физическая модель правильно отражает характер и величину перераспределения усилий в сечении центрально нагруженных элементов, усиленных железобетонной обоймой. Перераспределение усилий в сечении усиленного элемента зависит не только от деформационных свойств бетона, количества продольной арматуры, но и от величины деформаций элемента при усилении.

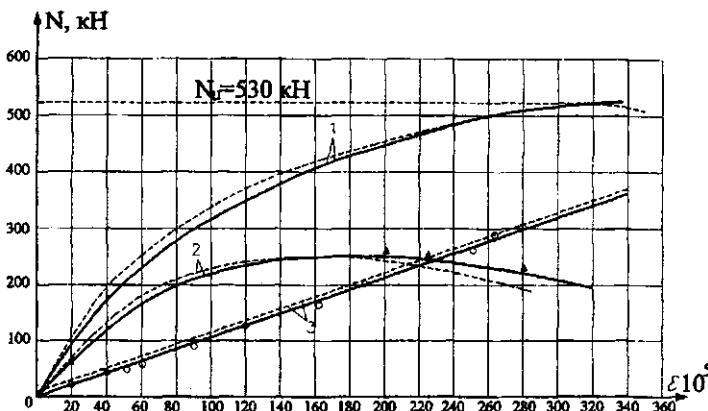


Рис. 5.21. Зависимость усилий, воспринимаемых железобетонной колонной (1), бетоном (2) и продольной арматурой (3) от продольных деформаций при нагружении опытной колонны КЭ-1:
— по опытным значениям деформаций; - - - - по расчетным значениям деформаций

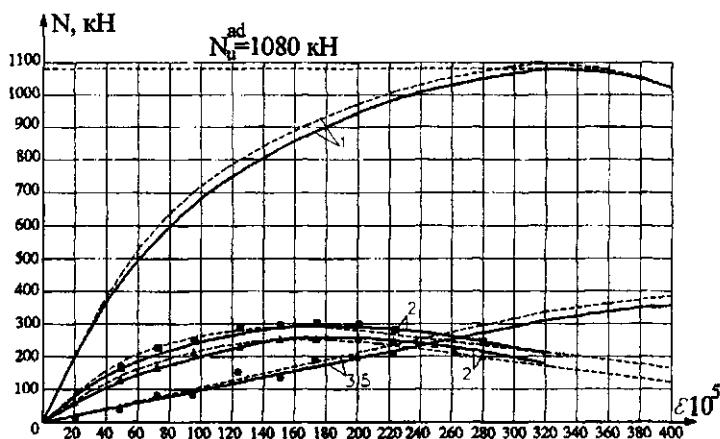


Рис. 5.22. Зависимость усилий, воспринимаемых железобетонной колонной (1), бетоном (2) и продольной арматурой (3) основного сечения, бетоном (4) и арматурой (5) обоймы от продольных деформаций при нагружении опытной колонны К-1:
— по опытным значениям деформаций; - - - - по расчетным значениям деформаций

Сопоставление опытных и расчетных значений разрушающего усилия, деформаций бетона основного и дополнительного сечения при разрушении опытных колонн, определенных по разработанной методике расчета приведены в табл. 5.6.

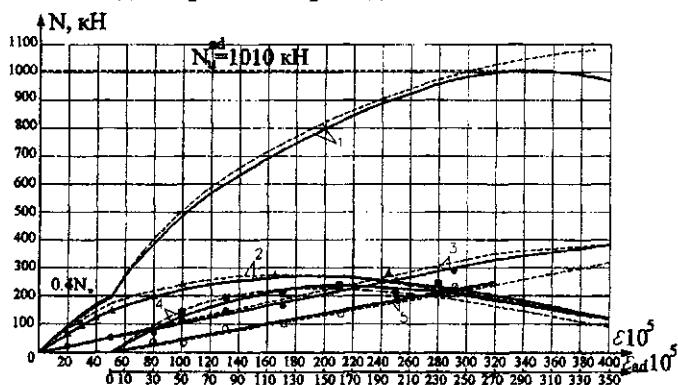


Рис. 5.23. Зависимость усилий, воспринимаемых железобетонной усиленной колонной (1), бетоном основного сечения (2) и продольной арматурой (3) от продольных деформаций при нагружении опытной колонны К-4:

— по опытным значениям деформаций; - - - - - по расчетным значениям деформаций

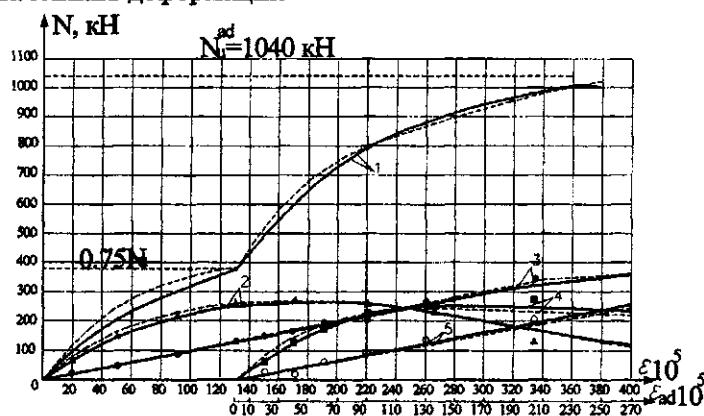


Рис. 5.24. Зависимость усилий, воспринимаемых железобетонной колонной (1), бетоном (2) и продольной арматурой (3) основного сечения, бетоном (4) и арматурой (5) обоймы от продольных деформаций при нагружении опытной колонны К-6:

— по опытным значениям деформаций; - - - - - по расчетным значениям деформаций

Расчет разрушающего усилия, относительных деформаций бетона основного и дополнительного сечения опытных колонн II серии

Таблица 5.6

Шифр образца	N_u^{exp} кН	N_u^{th} кН	$\frac{N_u^{exp}}{N_u^{th}}$	$\varepsilon_{b,u}^{exp} \cdot 10^5$	$\varepsilon_{b,u}^{th} \cdot 10^5$	$\frac{\varepsilon_{b,u}^{exp}}{\varepsilon_{b,u}^{th}}$	$\varepsilon_{b,ad,u}^{exp} \cdot 10^5$	$\varepsilon_{b,ad,u}^{th} \cdot 10^5$	$\frac{\varepsilon_{b,ad,u}^{exp}}{\varepsilon_{b,ad,u}^{th}}$
КЭ-1	530	536	0.99	308	312	0.96	-	-	-
КЭ-2	550	575	0.96	298	320	0.93	-	-	-
К-1	1080	1115	0.97	295	324	0.97	316	324	0.97
К-2	1150	1185	0.97	308	331	0.93	308	331	0.93
К-3	1050	1105	0.95	330	349	0.95	276	281	0.98
К-4	1010	1100	0.95	342	358	0.96	287	305	0.94
К-5	1020	1080	0.94	395	403	0.98	270	275	0.98
К-6	1040	1085	0.94	379	401	0.94	252	275	0.92

5.3. Экспериментальное исследование железобетонных конструкций с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном

Целью экспериментального исследования являлась проверка разработанной теории расчета напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций с распространенными эксплуатационными повреждениями - нарушение сцепления арматуры с бетоном в пролете при жесткой и податливой анкеровке арматуры в бетоне по концам, в том числе, с учетом их усиления разработанными устройствами.

Эксперимент включал в себя испытания 6 опытных балок прямоугольного поперечного сечения размером 150x270x3000 мм с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном в пролете и жесткой анкеровкой по концам (I серия) и 14 опытных балок размером 85x160x1500 мм с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном в пролете и податливой анкеровкой по концам (II серия). Кроме того, для получения опытных данных о прочности и податливости анкеровки арматуры в бетоне при поперечном обжатии, необходимых для расчета по предлагаемой теории были изготовлены и испытаны на выдергивание арматуры из бетона классов В15, В20, В25 образцы-кубы (без обжатия) размером 150x150x150 мм (12 шт.), образцы-призмы (с одноосным обжатием) размером 150x150x600 мм (24 шт.) и опытные образцы в виде двух перекрещивающихся под прямым углом призм (с двухосным обжатием) размером 150x150x600 мм (16 шт.).

Опытные балки II серии были усилены разработанным методом для усиления изгибаемых железобетонных конструкций с нарушенной анкеровкой рабочей арматуры. Суть метода заключается в установке дополнительной арматуры в растянутой зоне, которая по концам закрепляется на балке с помощью самозаанкеривающихся устройств. При предварительном напряжении дополнительная арматура включается в совместную работу и посредством самозаанкеривающихся устройств по концам обжимает зону анкеровки рабочей арматуры основной конструкции. При нагружении увеличение растягивающего усилия в дополнительной арматуре пропорционально повышает степень обжатия зоны анкеровки. В результате несущая способность конструкции увеличивается благодаря не только установке дополнительной арматуры в растянутой зоне, а также повышению прочности анкеровки существующей арматуры за счет бокового обжатия зоны анкеровки. Пример разработанного устройства приведен на рис.1.23.

Опытные балки изготавливались из тяжелого бетона, прочностные и деформационные характеристики которого определялись при испытании специальных образцов (кубов, призм, балочек) и составляли: для балок I серии - $R_b=21.5\ldots27.0$ МПа, $R_{bx}=1.85\ldots1.98$ МПа, $E_b=(30.4\ldots34.5)\cdot10^3$ МПа, для балок II серии - $R_b=19.5\ldots21.4$ МПа,

$R_{bt}=1.91 \dots 1.97$ МПа, $E_b=(29.8 \dots 31.6) \cdot 10^9$ МПа. До момента испытания опытные балки выдерживались в нормальных условиях в течении 28 суток.

В качестве рабочей продольной арматуры опытных балок использовалась горячекатаная стержневая арматура периодического профиля производства Белорусского металлургического завода: для опытных балок I серии - класса А400 диаметром 25 мм, для опытных балок II серии - класса Ат-В диаметром 12 мм серповидного профиля. Армирование опытных балок I серии в растянутой зоне производилось таким образом, чтобы выполнялось условие $\xi \geq 0.75\xi_R$, т.е. вблизи границы переармирования.

Прочностные и деформационные характеристики арматуры определялись испытанием на растяжение и составляли: для арматуры класса А400 $\sigma_y=446$ МПа, $\sigma_u=656$ МПа, $E_i=1.97 \cdot 10^6$ МПа; для арматуры класса Ат-В- $\sigma_y=815$ МПа, $\sigma_u=935$ МПа, $E_i=1.93 \cdot 10^6$ МПа. Фактическая площадь поперечного сечения арматуры определялась аналитически по результатам взвешивания образцов известной длины и объемного веса (диаметром 25 мм - $A_i=490$ мм²; диаметром 12 мм - $A_i=112.8$ мм²).

В качестве варьируемых факторов были приняты: для опытных балок I серии - степень нарушения сцепления арматуры с бетоном (0; 0.5; 0.75; 1), длина участка с нарушенным сцеплением (1000 мм; 1800 мм; 2400 мм); для опытных балок II серии - толщина бокового защитного слоя (1.5d; 2.0d; 2.5d, d - диаметр арматуры). Нарушение сцепления арматуры с бетоном в балках I серии имитировалось обмазкой слоем пластилина толщиной 5 мм по длине заданного участка части наружной поверхности продольной арматуры по окружности пропорционально принятой с эксперименте степени нарушения сцепления. Для балки Б-5-1, кроме того, имитировали продольную трещину на участке с нарушенным сцеплением. В средней части пролета арматура балок II серии оголялась, длина ее анкеровки по концам составляла 200 мм. Часть опытных балок II серии была выполнена с имитацией вертикальной трещины вдоль нижней арматуры в зоне анкеровки. Номенклатура, геометрические размеры сечения и характеристики материалов опытных балок приведены в табл.5.7.

Опытные балки II серии перед испытанием были усилены устройством, представляющим собой затяжку из арматуры класса А-I диаметром 14 мм, прикрепленную попарно шарнирно-сочлененными рычагами к растянутой грани конструкции по ее концам. Концы рычагов, примыкающие к боковым граням на уровне арматуры, снабжены пластинами с рифленой поверхностью в виде конических выступов, а противоположные концы рычагов соединены с затяжкой двумя тягами. Усиливающее устройство в такой конструкции позволяет варьировать толщиной балки.

1.2 Номенклатура, геометрические размеры сечений и характеристики материалов опытных балок I и II серий

Таблица 5.7

		Геометрические размеры сечения			Бетон основного сечения			Арматура основного сечения			Дополнительная арматура			Длина зоны с наруш. сплелением		Степень нарушения сплеления	Толщ.бок. зап.слой/ наличие прод.трещ.
№	Шифр балки	b, мм	h _o , мм	h _{end} , мм	R _t , МПа	R _{sc} , МПа	E _t ·10 ³ , МПа	σ _y , МПа	σ _u , МПа	E _{sc} ·10 ³ , МПа	σ _{sc} , МПа	σ _u , МПа	E _{sc} ·10 ³ , МПа	l _z , мм	χ	nd / (+)(-)	
I	Б-1-1	150	233	-	24.9	1.95	33.6	446	656	1.97	-	-	-	0	0	-	
	Б-1-2	150	232	-	22.2	1.91	33.6	446	656	1.97	-	-	-	1000	1	-	
	Б-1-3	150	232	-	21.9	1.87	30.4	446	656	1.97	-	-	-	1800	0.5	-	
	Б-1-4	150	231	-	21.5	1.87	30.4	446	656	1.97	-	-	-	2400	1	-	
	Б-1-5	150	230	-	22.6	1.85	31.2	446	656	1.97	-	-	-	1800	0.75	-	
	Б-1-6	150	232	-	27.0	1.98	34.5	446	656	1.97	-	-	-	1800	1	-	
II	Б-1-2*	83	122	184	20.4	1.91	30.7	815	935	1.93	256	298	2.1	1100	1	2.5d / +	
	Б-2-2*	83	125	182	20.4	1.91	30.7	815	935	1.93	256	298	2.1	1100	1	2.5d / +	
	Б-3-2*	85	122	182	19.5	1.97	29.8	815	935	1.93	256	298	2.1	1100	1	2.5d / -	
	Б-4-2*	85	122	184	19.5	1.97	29.8	815	935	1.93	256	298	2.1	1100	1	2.5d / -	
II	Б-5-2*	81	124	183	21.4	1.93	31.6	815	935	1.93	256	298	2.1	1100	1	1.5d / +	
	Б-6-2*	81	125	183	21.4	1.93	31.6	815	935	1.93	256	298	2.1	1100	1	1.5d / -	
	Б-7-2**	85	122	186	20.4	1.91	30.7	815	935	1.93	256	298	2.1	1100	1	2.5d / +	
	Б-8-2**	83	124	185	20.4	1.91	30.7	815	935	1.93	256	298	2.1	1100	1	2.5d / +	
	Б-9-2**	81	125	185	19.5	1.97	29.8	815	935	1.93	256	298	2.1	1100	1	2.5d / -	
	Б-10-2**	85	125	187	19.5	1.97	29.8	815	935	1.93	256	298	2.1	1100	1	2.5d / -	
	Б-11-2**	85	122	184	20.4	1.91	30.7	815	935	1.93	256	298	2.1	1100	1	2.0d / +	
	Б-12-2**	83	125	184	19.5	1.97	29.8	815	935	1.93	256	298	2.1	1100	1	2.0d / -	
	Б-13-2**	82	125	185	21.4	1.93	31.6	815	935	1.93	256	298	2.1	1100	1	1.5d / +	
	Б-14-2**	85	122	186	21.4	1.93	31.6	815	935	1.93	256	298	2.1	1100	1	1.5d / -	

Примечания. 1.) - опытная балка II серии усиlena дополнительной арматурой с заанкериванием по концам балки;
*) - опытная балка II серии усиlena дополнительной арматурой с устройством с боковым обжатием.

2. Степень нарушения сплеления (колонка 16) означает часть поверхности арматуры, изолированной от бетона.

Для сопоставления часть балок II серии (с продольной трещиной и без неё) усиливались традиционной горизонтальной затяжкой из арматуры класса А-I диаметром 14 мм, прикрепленную посредством приклейивания стальных пластин толщиной 30 мм с отверстиями для пропуска затяжки к торцам балки на эпоксидном клее. Для регулирования усилий в затяжке по ее концам были предусмотрены гайки.

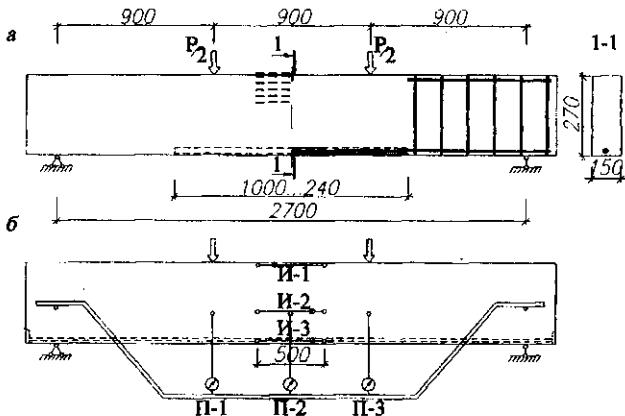


Рис. 5.25. Экспериментальное исследование опытных балок I серии с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном в пролете:
а – конструкции опытных образцов, расположение тензорезисторов на бетоне и арматуре; б - схема испытания, расположение прогибомеров и индикаторов

Опытные балки I и II серии испытывались по однопролетной балочной схеме нагружением двумя сосредоточенными силами, приложенными в третьих пролета. Деформации арматуры с нарушенным сцеплением и дополнительной арматуры (II серия) измерялись тензодатчиками. Для опытных балок I серии вращением соединительной муфты добивались равенства деформаций дополнительной арматуры устройства с деформациями горизонтальной затяжки на всех стадиях нагружения. Индикаторами часового типа фиксировалось смещение арматуры относительно бетона на торцах балок. Боковое обжатие зоны анкеровки арматуры перед разрушением балок составило $(0.26...0.3)R_b$, (R_b - приизменная прочность) по площади 50 см^2 . Две балки, усиленные устройствами с реализацией бокового обжатия зоны анкеровки арматуры, испытывались на длительную нагрузку, составляющую $(0.58...0.65)M_u$, на рычажной установке в течение 3-х месяцев. При испытании измерялись деформации в бетоне, основной и дополнительной арматуре, а также сдвиг пластин по концам дополнительной арматуры относительно бетона. Конструкция опытных балок I и II серии, схема испытания и расположения приборов приведена соответственно на рис. 5.25 и рис. 5.26.

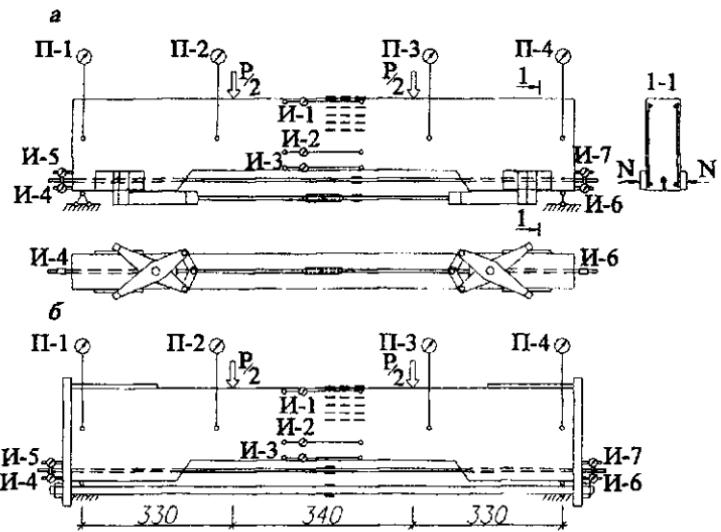


Рис. 5.26. Экспериментальное исследование опытных балок II серии с нарушенной анкеровкой арматуры, усиленных:
а – устройством с реализацией бокового обжатия; б – горизонтальной затяжкой.

Конструкция опытных балок, расположение тензорезисторов на бетоне и арматуре, прогибомеров и индикаторов

Испытание опытных образцов на выдергивание арматуры из бетона производилось с помощью гидродомкрата с отверстием. Между бетоном образца и упором домкрата устанавливались прокладки из войлока толщиной 25 мм. Глубина заделки арматуры в бетоне составляла $10d$, d - номинальный диаметр арматурного стержня. Смещение арматуры относительно бетона фиксировалось с помощью двух индикаторов часового типа, закрепленных на противоположном от домкрата конце арматуры. Поперечное обжатие создавалось: одноосное - с помощью пресса ПР-500, двухосное - с помощью пресса ПР-500 в вертикальном направлении и пружинной установки в горизонтальном направлении. Центрирование образцов с помощью индикаторов производилось в обоих направлениях. Варьируемые параметры: вид профиля арматуры (серповидный по ТУ 14-2-635-85, критерий Рема $f_R=0.073$ и стандартный по ГОСТ 5781-82, $f_R=0.125$), степень одноосного поперечного обжатия ($0.08\ldots0.55R$), R - кубиковая прочность бетона), степень двухосного поперечного обжатия ($0.08\ldots0.28R$). Учитывая специфику усиления железобетонных конструкций обоймами, когда предварительное напряжение хомутов принимается по всем граням одинаковое, в эксперименте принимали $\sigma_{mx}=\sigma_{my}$. Максимальное значе-

ние обжатия ограничивалось мощностью пружинной установки. Конструкция опытных образцов для испытания на выдергивание арматуры, схема испытания и расположения приборов приведена на рис. 5.27.

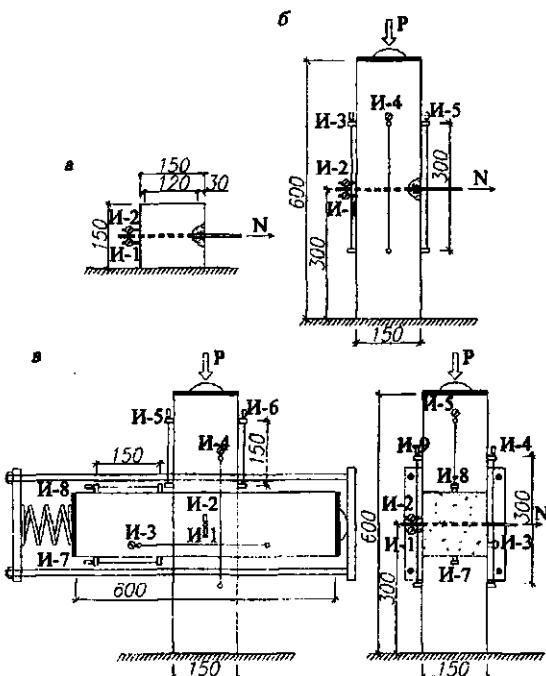


Рис. 5.27. Экспериментальное исследование влияния поперечного обжатия на прочность и деформативность анкеровки арматуры. Схема испытаний и расположение индикаторов при испытании образцов:

a - без обжатия; *b* - с одноосным обжатием; *c* - с двухосным обжатием.

Разрушение опытных балок I серии происходило по нормальному сечению в зоне чистого изгиба, за исключением балки Б-5-1, которая из-за недостаточного поперечного армирования разрушилась по наклонному сечению в пролете среза. Характер разрушения опытных балок I серии представлен на рис. 5.28.

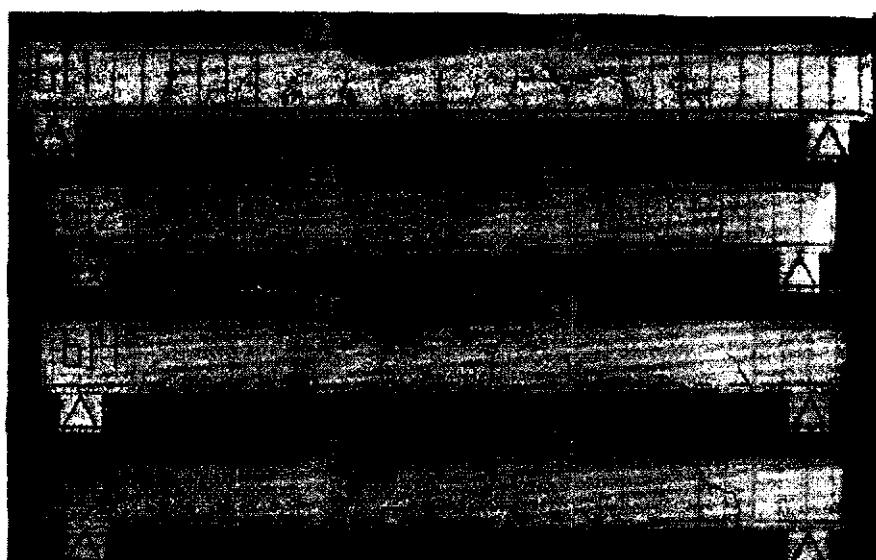


Рис. 5.28. Характер разрушения опытных балок I серии с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном в пролете

Испытания показали, что степень нарушения сцепления арматуры с бетоном влияет на характер трещинообразования изгибаемых конструкций - повышение степени нарушения сцепления арматуры с бетоном увеличивает расстояние между нормальными трещинами, ширину их раскрытия и прогибы. Увеличение длины участка с нарушенным сцеплением арматуры практически не влияет на расстояние между нормальными трещинами в зоне чистого изгиба, но увеличивает ширину их раскрытия и прогибы конструкции. При этом отсутствует прямая зависимость ширины раскрытия трещин от величины изгибающего момента - при нагружении ширина раскрытия конкретной трещины может увеличиваться, останавливаться или уменьшаться. В то же время, среднее значение ширины раскрытия для всех трещин на участке с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном, постоянно увеличивается с увеличением нагрузки.

Балка при отсутствии сцепления арматуры с бетоном превращается в систему бетонных блоков, связанных между собой растянутой арматурой. Относительные деформации по длине арматуры без сцепления практически постоянны. Деформации арматуры без сцепления не подчиняются линейному закону распределения по высоте сечения. Несоответствие увеличивается с увеличением длины участка с нарушенным сцеплением и степени нарушения сцепления (рис.5.29).

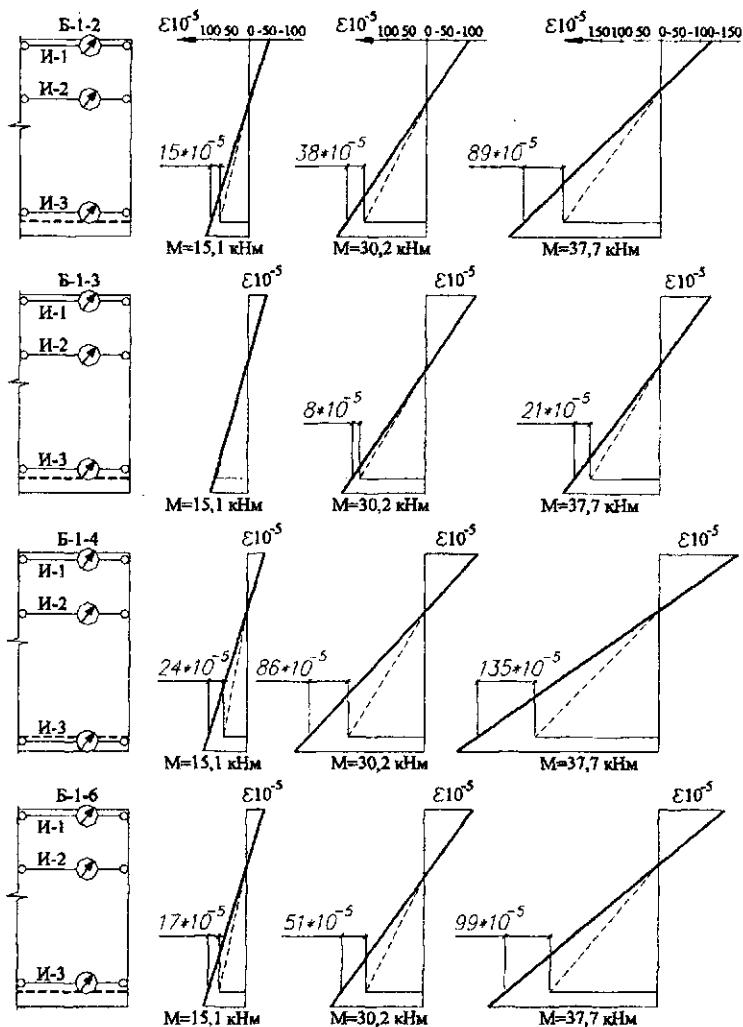


Рис. 5.29. Распределение средних деформаций по высоте сечения опытных балок I серии с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном

Влияния нарушения сцепления арматуры с бетоном на несущую способность опытных балок не выявлено, что объясняется принятой в эксперименте длиной опытных балок, не позволяющих обеспечить большую длину участка арматуры с нарушенным сцеплением. Увеличение несоответствия между опытной

и расчетной разрушающей нагрузкой с увеличением длины участка без сцепления арматуры с бетоном может быть объяснено проявляющимся эффектом упрочнения бетона сжатой зоны в месте контакта бетонных блоков малой длины, когда его работа аналогична работе кубов при сжатии, а прочность может достигать кубиковой прочности, аналогично работе [138]. Для учета данного эффекта необходимы специальные экспериментальные исследования, которые выходят за рамки настоящей работы.

При расчете несущей способности, ширины раскрытия трещин и прогибов для балок с частично нарушенным сцеплением арматуры с бетоном на участке в пролете соотношение площади поперечного сечения арматуры без сцепления и площади поперечного сечения со сцеплением с бетоном, вводимое в расчет, определялось как отношение площади эпюры напряжений на данном участке к площади прямоугольной эпюры напряжений с ординатой, равной максимальному значению напряжений. Расчетное значение ширины раскрытия трещин для опытных балок с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном в пролете сопоставлялось с опытным значением средней ширины раскрытия трещин на участке с нарушенным сцеплением. Результаты сопоставления опытных и расчетных значений параметров показывают их удовлетворительную сходимость (табл. 5.8).

Разрушение опытных балок II серии, усиленных горизонтальной затяжкой и устройством с реализацией бокового обжатия, происходило в результате проскальзывания арматуры балок на концах с образованием наклонных трещин (рис.5.30). Установлено, что боковое обжатие зоны анкеровки повышает напряжение в арматуре при проскальзывании в среднем на 40% для балок без продольной трещины и на 55% для балок с продольной трещиной в зоне анкеровки. Степень влияния бокового обжатия на прочность анкеровки арматуры в бетоне балок зависит от толщины бокового защитного слоя: с его увеличением от $1.5d$ до $2.5d$ напряжение в арматуре перед разрушением уменьшалось для балок без продольной трещины в среднем на 9.5%, для балок с продольной трещиной - на 11.8%. В результате реализации бокового обжатия зоны анкеровки арматуры несущая способность балок, усиленных предлагаемыми устройствами, по сравнению с балками, усиленными традиционными затяжками, увеличилась в среднем на 21%.

При испытании опытных балок длительным нагружением установлено, что значительный сдвиг пластин относительно бетона (0.15...0.9 мм) происходит в начальный период нагружения (0...0.5 ч) с последующим прекращением. При этом наблюдается увеличение прогибов балок и перераспределение между напряжениями в арматуре и напряжениями в затяжке.

Расчет разрушающего изгибающего момента, ширины раскрытия трещин и прогибов опытных балок I серии

Таблица 5.8

$\#$ серии	Шифр балки	M_u^{exp} кНм	M_u^{th} кНм	$\frac{M_u^{exp}}{M_u^{th}}$	a_{crc}^{exp} мм	a_{crc}^{th} мм	$\frac{a_{crc}^{exp}}{a_{crc}^{th}}$	f^{exp} мм	f^{th} мм	$\frac{f^{exp}}{f^{th}}$
I	Б-1-1	44.91	44.9	1.0	0.3	0.26	1.15	9.5	8.72	1.09
	Б-1-2	47.16	43.7	1.07	0.31*	0.28	1.11	11.1	11.63	0.95
	Б-1-3	44.91	43.3	1.04	0.28*	0.28	1.0	10.8	10.54	1.02
	Б-1-4	43.56	40.1	1.09	0.6*	0.51	1.18	21.8	19.86	1.1
	Б-1-5	38.16	42.2	-	0.25*	0.27	0.93	9.9	9.81	1.01
	Б-1-6	44.91	41.6	1.08	0.41*	0.38	1.08	13.5	14.2	0.95

Примечание. *) - принято среднее значение ширины раскрытия трещин на участке с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном

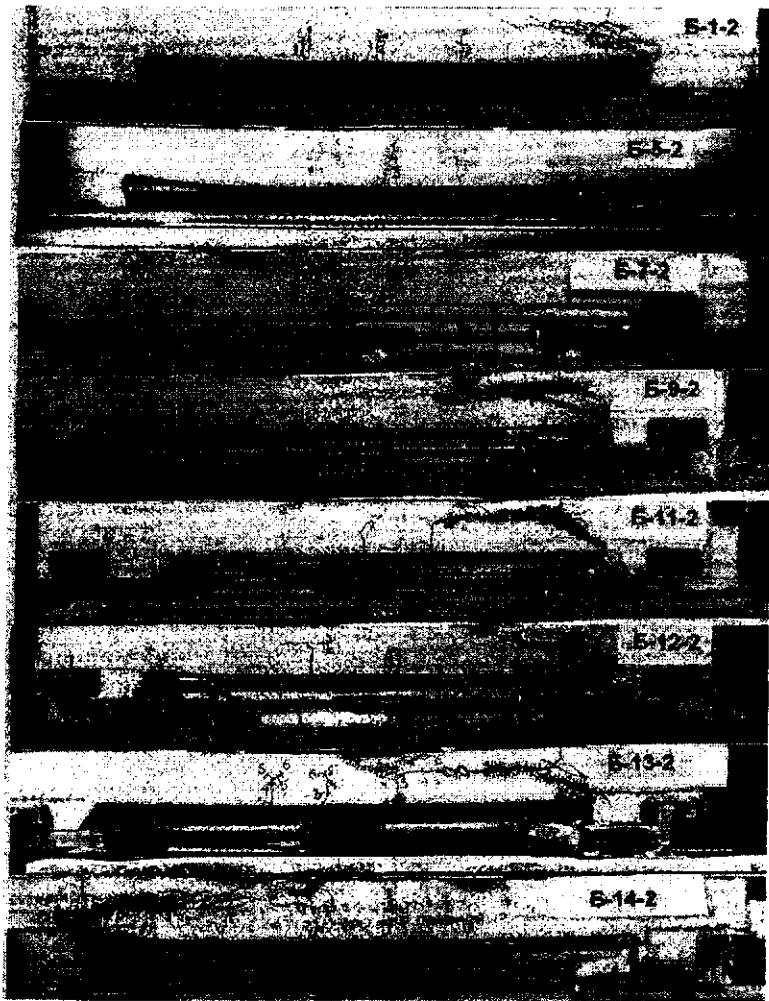


Рис. 5.30. Характер разрушения опытных балок II серии с нарушенной анкеровкой арматуры на опоре

Разработанные устройства для усиления железобетонных конструкций балок с нарушенной анкеровкой арматуры повышают их несущую способность путем не только увеличения площади поперечного сечения арматуры растянутой зоны, но и более полного использования арматуры. Степень усиления устройствами балок с продольной трещиной в зоне анкеровки арматуры выше,

чем балок без трещины. Быстроустанавливаемые устройства можно многократно использовать. Они могут выполнять роль постоянно-го, временного и аварийного усиления железобетонных балочных конструкций.

Для определения диаграммы сдвига арматуры относитель-но бетона от напряжений в арматуре, а также учета влияния по-перечного обжатия на прочность и жесткость заделки арматуры в бетоне были испытаны опытные образцы. Разрушение опытных образцов без обжатия при выдергивании арматуры из бетона про-исходило: с арматурой периодического кольцевого профиля (ГОСТ 5781-82) с образованием трещин раскалывания; с арматурой сер-повидного профиля (ТУ 14-2-635-85) при наличии трещин раска-лывания бетона образцов класса В15, и их отсутствии для бетона класса В20 и В25.

Опытные образцы-призмы с одноосным обжатием величи-ной $0.08R$ при выдергивании арматуры кольцевого профиля из бетона класса В15 и В20 разрушились при наличии трещин рас-калывания. У остальных образцов с одноосным обжатием, а так-же у всех образцов с двухосным обжатием трещин раскалывания при разрушении не зафиксировано. По опытным характеристикам сплеления в соответствии с рекомендациями [151] для образцов строились графики зависимости напряжений в арматуре от вза-имного смещения (рис.3.18).

Результаты испытаний показывают снижение прочности анкеровки (до 6%) и увеличение взаимного смещения (до 26%) арматуры серповидного профиля по сравнению с арматурой ГОС-Товского профиля. Поперечное обжатие в большей мере повышает прочность анкеровки арматуры с кольцевым профилем по сравне-нию с арматурой, имеющей серповидный профиль. Это объясняет-ся меньшим распором при выдергивании из бетона арматуры сер-повидного профиля.

Одноосное поперечное обжатие до величины $\sigma_m = 0.46R$ вызывает увеличение прочности анкеровки арматуры в бетоне до 30%. Дальнейшее увеличение обжатия снижает его эффективность. Так при одноосном обжатии бетона $\sigma_m = 0.55R$ повышение прочно-сти анкеровки составило в среднем 16.5% (рис.3.17, б).

Двухосное поперечное обжатие при одинаковом уровне напряжения $\sigma_m = \sigma_{mx} = \sigma_{my}$ вызывает повышение прочности анкеровки арматуры в большей степени, чем одноосное. При $\sigma_m = 0.28R$ среднее значение σ_o^p / σ_o для образцов с двухосным обжатием составило 1.26, а для образцов с одноосным обжатием среднее значение $\sigma_o^p / \sigma_o = 1.15$ (рис.3.17).

Расчет разрушающего изгибающего момента, напряжений в арматуре основного сечения опытных балок II серии

Таблица 5.9

$\#$ серии	Шифр балки	M_u^{exp} кНм	M_u^{th} кНм	$\frac{M_u^{exp}}{M_u^{th}}$	σ_s^{exp} МПа	σ_s^{th} МПа	$\frac{\sigma_s^{exp}}{\sigma_s^{th}}$	$\sigma_{s,ad}^{exp}$ МПа
II	Б-1-2*	6.75	7.34	0.92	267	308	0.87	212
	Б-2-2*	6.98	7.34	0.95	275	308	0.89	215
	Б-3-2*	7.65	7.21	1.06	318	278	1.14	230
	Б-4-2*	7.65	7.21	1.06	323	278	1.16	226
	Б-5-2*	6.29	7.38	0.85	268	302	0.88	218
	Б-6-2*	6.52	7.38	0.88	276	302	0.91	223
	Б-7-2**	8.55	8.21	1.04	423	408	1.04	212
	Б-8-2**	8.10	8.21	0.99	409	408	1.0	212
	Б-9-2**	9.23	9.13	1.01	449	438	1.03	226
	Б-10-2**	9.45	9.13	1.04	453	438	1.03	226
	Б-11-2**	9.23	9.24	1.0	458	453	1.01	215
	Б-12-2**	9.90	9.21	1.07	474	449	1.06	230
	Б-13-2**	9.90	9.38	1.06	495	457	1.08	218
	Б-14-2**	10.12	9.43	1.07	498	462	1.08	232

Примечания. *) - опытная балка II серии усиlena дополнительной арматурой с заанкериванием по концам балки;

**) - опытная балка II серии усиlena дополнительной арматурой с устройством с боковым обжатием.

Поперечное обжатие увеличивает стадию III более или менее постоянного сопротивления схемы закона сцепления [151]. Влияние прочности бетона на степень повышения сцепления арматуры с бетоном при поперечном обжатии по результатам испытаний не зафиксировано. Зависимости (3.64), (3.65), учитывающие влияние поперечного обжатия на прочность анкеровки арматуры, использованы при расчете параметров напряженно-деформированного состояния опытных балок II серии. Для учета влияния толщины защитного слоя бетона опытных балок, по сравнению с опытными образцами, применялся поправочный коэффициент $K_2 = 0.521 \cdot \sqrt[3]{\delta}$ (δ - толщина бокового защитного слоя в см) [64]. Наличие продольной трещины в зоне анкеровки арматуры опытных балок в расчете не учитывалось. Результаты расчета разрушающего изгибающего момента и напряжений в арматуре основного сечения перед разрушением приведено в табл. 5.9. Сопоставление результатов расчета с опытными данными показывает удовлетворительную сходимость.

5.4. Экспериментальное исследование прочности контактного шва при усилении железобетонных конструкций

Целью экспериментального исследования являлась проверка методики расчета напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций с учетом податливости контактного шва сопряжения основной и дополнительной частей усиленных железобетонных конструкций и прочности контактного шва при разрушении конструкции по нормальному и наклонному сечениям при действии изгибающего момента.

Для эксперимента по исследованию влияния податливости контактного шва на параметры напряженно-деформированного состояния были приняты монолитные плиты перекрытий со стальным профилированным настилом в качестве рабочей арматуры. Применение таких плит эффективно при реконструкции строительных сооружений в качестве усиливающих или заменяющих конструкций (рис.5.31). Совместная работа стального профилированного настила с бетоном плит обеспечивается выштампованными рифами на его вертикальных стенках и концевыми анкерами в виде отрезков арматуры, привариваемых на опорах одновременно с настилом к закладным деталям.

Проведение исследования на конструкциях с контактным швом между стальным профилированным настилом и бетоном объясняется достаточной изученностью податливости такого шва [68] и стабильной зависимостью между деформациями сдвига и сдвигающими усилиями. Эта зависимость может считаться ли-

нейной. В рассматриваемой постановке задачи работа сдвиговых связей контактного шва может быть охарактеризована коэффициентом жесткости (3.26).

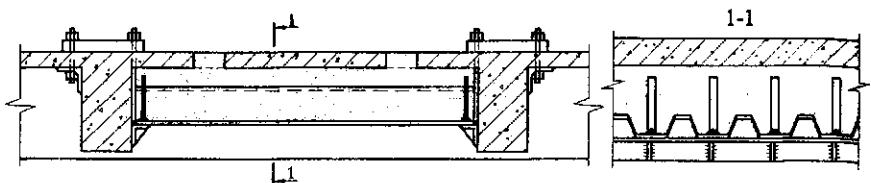


Рис. 5.31. Усиление монолитной железобетонной плиты перекрытия наращиванием снизу с использованием стального профилированного настила в качестве несъемной опалубки и рабочей арматуры

Экспериментальные исследования конструкций с податливым контактным швом проводились на натурных образцах размером в плане 728x3000 мм (при ориентации настила узкой полкой вниз) и 600x3000 мм (при ориентации настила широкой полкой вниз), представляющих собой фрагменты плит перекрытий, объединенных в две серии. Опытные плиты I серии были запроектированы таким образом, чтобы их разрушение происходило по контактному шву между стальным профилированным настилом и железобетонной конструкцией по двум схемам: по нормальному и наклонному сечениям от действия изгибающего момента. Толщина бетона над верхней полкой гофра настила была принята равной 120 мм. Разрушение опытных плит II серии должно было происходить по нормальному сечению при обеспеченнной прочности контактного шва. Толщина бетона над верхней полкой гофра варьировалась и составляла 60 мм, 100 мм, 140 мм.

Образцы-плиты I серии подразделялись на две группы. Образцы первой группы (5 плит) были армированы только стальным профилированным настилом; образцы второй группы (4 плиты), кроме настила имели дополнительную стержневую арматуру класса Ат-IIIС диаметром 14 мм. В опытных плитах I серии варьировался способ обеспечения совместной работы стального профилированного настила с бетоном по контактному шву: посредством выштампованных по длине настила на его стенках анкерующих рифов глубиной 3 мм (РУ12, РУ12С (условные обозначения опытных плит см. примечание к табл. 5.9), приваркой концевых анкеров через стальной профилированный настил к стальным пластинам толщиной 12 мм, имитирующими верхние полки балок (ГУ12А, ГУ12АС, ГШ12А), а также рифами и анкерами одновременно (РУ12А, РУ12АС, РШ12А, РШ12АС). Верти-

кальные концевые анкеры из арматуры класса А-III диаметром 14 мм приваривали по одному в каждом гофре. При отсутствии анкеров положение настила относительно центра пластины фиксировалось электрозаклепками.

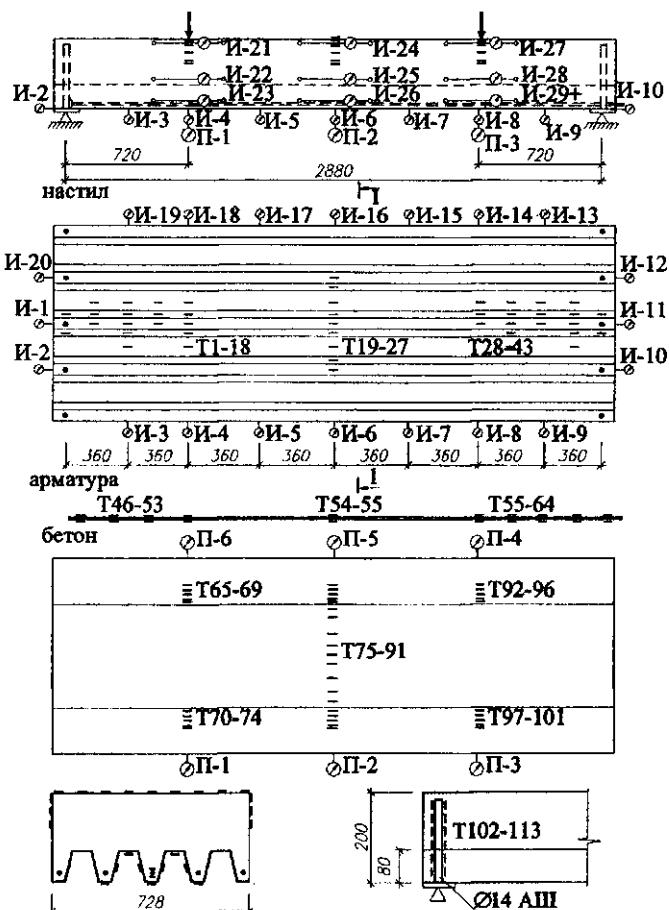


Рис. 5.32. Конструкция опытных образцов, схема испытания и расстановки приборов

Определение основных прочностных и деформационных характеристик материалов включало испытание на растяжение стали профилированного настила и стержневой арматуры, испытание на сжатие и изгиб призм, на сжатие кубов бетона опытных плит.

Испытание опытных плит I серии производилось по балочной схеме до разрушения с приложением сосредоточенных усилий, соз-

даваемых гидродомкратом через распределительную траверсу на всю ширину плиты, в четвертях пролета. В процессе испытания измерялись прогибы, деформации сдвига профилированного настила относительно бетона по длине пролета и на торцах плит, деформации бетона, настила и стержневой арматуры. Деформации сдвига стального профилированного настила относительно выперасположенной железобетонной конструкции по длине контактного шва измерялись индикаторами. Точка крепления индикатора и приспособления для упора штока располагались практически по вертикали, благодаря чему получали "чистые" деформации сдвига без наложения деформаций бетона и настила на базе установки приборов. Кроме того, к выпускам стержневой арматуры крепились индикаторы, фиксирующие ее проскальзывание в бетоне. Деформации стального профилированного настила, стержневой арматуры и бетона измеряли тензорезисторами, наклеенными в нескольких сечениях по длине элементов. Конструкция опытных образцов, схема испытания и расстановки приборов представлена на рис. 5.32.

Испытание опытных плит II серии (6 плит) производилось по однопролетной балочной схеме с приложением нагрузки в четвертях пролета. Изменением толщины бетона над верхней полкой профилированного настила и площади поперечного сечения дополнительной стержневой арматуры варьировали несущую способность плит в диапазоне 50...150 кН/м². Все плиты были армированы таким образом, что выполнялось условие $\xi < \xi_a$. Для обеспечения прочности контактного шва кроме выптампованных рифов по длине стального профилированного настила были предусмотрены концевые анкеры из арматуры класса А-III диаметром 16 мм по два анкера в каждом гофре. Стержневая арматура располагалась в каждом гофре по одному стержню диаметром 8...16 мм класса А-III. В пролете среза, от места приложения сосредоточенной силы до опоры, с целью исключения нежелательного разрушения по наклонному сечению устанавливалась поперечная арматура. Схема размещения прогибомеров, индикаторов, тензорезисторов аналогична опытным плитам I серии.

Номенклатура, геометрические размеры сечения и характеристики материалов опытных плит I и II серий приведены в табл. 5.10.

Для экспериментального исследования усиленных железобетонных конструкций с жестким контактным швом сопряжения основной и дополнительной части конструкции были изготовлены и испытаны опытные балки размером 1500x220x120 мм с наращиванием в сжатой зоне толщиной 50 мм (5 балок). В качестве рабочей арматуры опытных балок использовалась горячекатаная стержневая арматура периодического профиля производства Белорусского металлургического завода: продольная - класса Ат-IVC диаметром 14 мм, поперечная - класса А-III диаметром 6 мм с шагом 150 мм.

Номенклатура, геометрические размеры сечений и характеристики материалов
опытных плит I и II серий

Таблица 5.10

№ сер	Шифр балки*	Сечение плиты		Характеристики бетона			Характеристики стального профилированного настила					Характеристики стержневой арматуры			
		b, мм	h, мм	R _b , МПа	R _{bt} , МПа	E _b ·10 ³ , МПа	σ _y , МПа	σ _z , МПа	E _s ·10 ³ , МПа	A _s , мм ²	σ _у , МПа	σ _u , МПа	E _u ·10 ³ , МПа	A _u , мм ²	
I															
I	РУ12	700	205	26.5	2.03	35.1	360	415	1.85	1250	-	-	-	-	
	ГУ12А	705	200	28.9	2.1	36.0	355	420	1.89	1250	-	-	-	-	
	ГШ12А	590	200	31.5	2.15	36.5	355	420	1.89	1000	-	-	-	-	
	РУ12А	700	200	27.8	2.1	35.6	360	415	1.85	1250	-	-	-	-	
	РШ12А	590	200	31.5	2.15	36.5	360	415	1.85	1000	-	-	-	-	
2 группа															
II	РУ12С	705	195	26.5	2.03	35.1	360	415	1.85	1250	555	716	1.96	705	
	ГУ12АС	705	200	28.9	2.1	36.0	355	420	1.89	1250	607	776	1.96	720	
	РУ12АС	700	200	27.8	2.1	35.6	360	415	1.85	1250	593	759	1.96	700	
	РШ12АС	585	198	10.4	1.2	23.2	360	415	1.85	1000	565	724	1.96	584	
II	РШ6АС	610	145	24.6	1.95	34.3	360	415	1.85	1000	435	627	2.1	190.8	
	РШ6А	610	145	24.6	1.95	34.3	360	415	1.85	1000	-	-	-	-	
	РШ10АС	610	185	20.6	1.78	31.7	360	415	1.85	1000	472	689	2.1	465.6	
	РШ10А	610	184	20.6	1.78	31.7	360	415	1.85	1000	-	-	-	-	
	РШ14АС	610	225	24.0	1.95	34.3	360	415	1.85	1000	452	702	2.1	808.8	
	РШ14А	610	225	24.0	1.95	34.3	360	415	1.85	1000	-	-	-	-	

Примечания.*): - Р - плита армирована настилом с выштампованными рифами; Г - плита армирована гладким настилом; У - настил ориентирован узкой полкой вниз; Ш - то же, широкой полкой вниз; 12- проектная толщина бетона над верхней полкой настила, в см; А - совместная работа по контактному шву осуществляется концевыми анкерами; С - имеется дополнительная стержневая арматура.

С целью получения схемы разрушения конструкции по наклонному сечению от действия изгибающего момента укладывался дополнительный стержень диаметром 6 мм из арматуры класса А-III, концы которого не доводились до опоры, а обрывались в пролете. Анкеровка основного арматурного стержня обеспечивалась заведением его за ось опоры на длину 150 мм и приваркой поперечной арматуры.

В качестве варьируемых параметров были приняты: способ обеспечения совместной работы бетона наращивания с усиливающей конструкцией (посредством естественной шероховатости и насечки глубиной до 5 мм; посредством поперечных бетонных шпонок на ширину балки размером 30x30 мм с шагом 80 мм); относительный изгибающий момент от нагрузки при усилении M/M_u (0; 0.65).

С целью получения коэффициентов податливости продольной и поперечной арматуры в наклонном сечении при разрушении от действия изгибающего момента было предусмотрено испытание опытной балки без усиления (балка Б-1).

Номенклатура, геометрические размеры сечения и характеристики материалов опытных балок приведены в табл. 5.11.

Опытные балки испытывались по однопролетной балочной схеме с шарнирным опиранием нагружением двумя сосредоточенными силами, приложенными в четвертях пролета. Расчетный пролет балок равен 1200 мм. Для исключения влияния обжатия контактного шва, нагрузка прикладывалась к нижней грани балок через установленные при бетонировании закладные детали.

Длительная нагрузка на период усиления опытных балок (при их усилении под нагрузкой) создавалась с помощью тарированных пружин. Для улучшения удобоукладываемости и ускорения твердения бетона наращивания применялся суперпластификатор С-НПИ с ускорителем твердения.

Конструкция опытных балок, схема испытания и расположения приборов приведены на рис.5.33.

Разрушение опытных плит I серии происходило в результате нарушения прочности контактного шва сопряжения стально-го профилированного настила и бетона на приопорном участке. В процессе испытаний опытных плит зафиксированы две характерные формы разрушения контактного шва: опытные плиты 1 группы, армированные только стальным профилированным настилом, разрушились по нормальному сечению, а плиты 2 группы с комбинированным армированием - по наклонному сечению. Характер разрушения опытных плит I серии представлен на рис.5.34.

Номенклатура, геометрические размеры сечений и характеристики материалов опытных балок

Таблица 5.11

Шифр балки	Геометрические размеры сечения					Бетон основного сечения			Бетон дополнительного сечения			Арматура продольная и поперечная			Нагрузка при усилении	Способ контакта
	b , мм	h , мм	h_o , мм	b_{ad} , мм	h_{ad} , мм	R_b , МПа	R_m , МПа	$E_b \cdot 10^3$, МПа	$R_{b,ad}$, МПа	$R_{b,ad}$, МПа	$E_{b,ad} \cdot 10^5$, МПа	σ_y , МПа	σ_u , МПа	$E_s \cdot 10^5$, МПа	M/M_w	
Б-I	119	225	190	-	-	12.4	1.08	23.8	-	-	-	598	759	2.02	-	-
Б-II	120	220	185	123	55	11.6	1.08	22.0	15.3	1.51	27.4	598	759	2.02	210	насечка
Б-III	118	225	190	125	50	11.6	1.08	22.0	15.3	1.51	27.4	598	759	2.02	210	шпонки
Б-IV	120	220	185	128	55	10.8	1.08	21.4	14.7	1.38	25.1	598	759	2.02	0	насечка
Б-V	118	225	190	125	55	10.8	1.08	21.4	13.6	1.21	23.7	598	759	2.02	0.65	шпонки
												403	645	2.10		
												403	645	2.10		
												403	645	2.10		
												403	645	2.10		
												598	759	2.02		
												403	645	2.10		
												598	759	2.02		
												403	645	2.10		

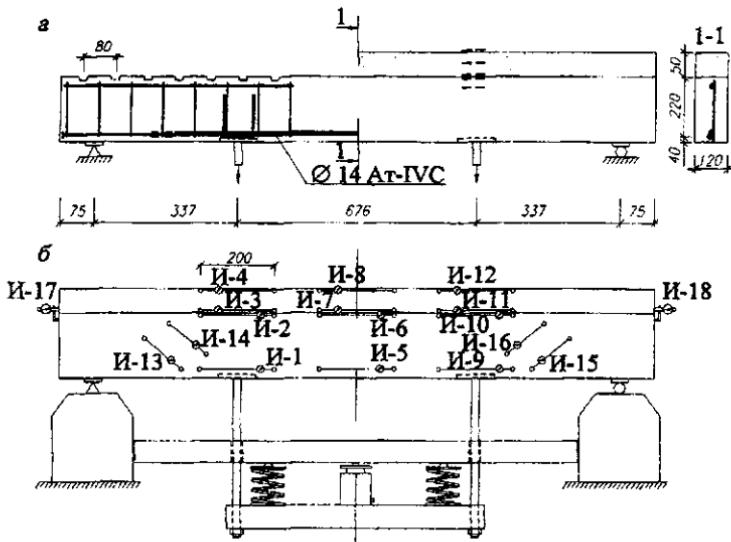


Рис. 5.33. Экспериментальные исследования прочности контактного шва изгибаемых элементов, усиленных нарашиванием в сжатой зоне:
а – конструкция опытных балок, расположение тензорезисторов на бетоне и арматуре; б – схема испытания, расположение индикаторов

Критическая нормальная трещина в плитах 1 группы образовывалась при нагрузке 0.15...0.48 от разрушающей, развиваясь в дальнейшем перпендикулярно продольной оси плиты, и заметно наклоняясь к оси на стадии нагружения, близкой к разрушению. Деформации сдвига стального профилированного настила относительно бетона опытных плит распределялись по длине пролета в соответствии с эпюорой сдвигающих усилий (рис.5.35). Зависимость сдвиговых деформаций стального профилированного настила относительно бетона от действующего усилия близка к линейной (рис.5.36).

Критическая наклонная трещина в плитах 2 группы образовывалась при нагрузке 0.73...0.88 от разрушающей сразу на большой длине от растянутой грани примерно до середины высоты сечения балок. При увеличении нагрузки длина наклонной трещины и ширина ее раскрытия увеличивались.

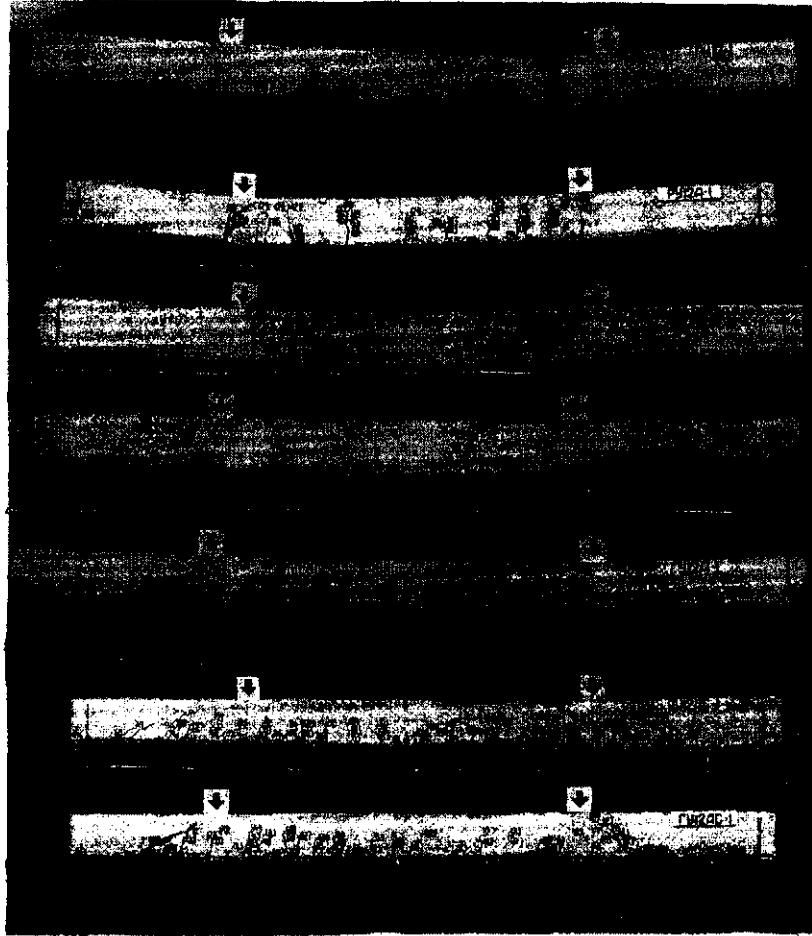


Рис. 5.34. Характер разрушения опытных плит I серии с податливым швом сопряжения стального профилированного настила и бетона

Распределение деформаций профилированного настила в различных сечениях по длине опытных плит в процессе нагружения (рис.5.37 и рис.5.38) показывает, что перед разрушением деформации стали настила по всей высоте сечения были ниже величины, соответствующей ее пределу текучести. Замеры деформаций с помощью тензорезисторов стержневой арматуры позволили установить, что перед разрушением опытных плит 2

группы напряжения в арматуре также не достигали предела текучести из-за податливости ее заделки на опоре. В результате обобщения и анализа проведенных экспериментов установлено, что распределение средних деформаций по высоте сечения над стальным профилированным настилом опытных плит I группы подчиняется гипотезе плоских сечений. Практически линейное распределение средних деформаций зафиксировано и по длине ломаного железобетонного сечения над профилированным настилом после образования критической наклонной трещины для опытных плит 2 группы. Гипотезе плоских сечений подчиняется также распределение деформаций по высоте стального профилированного настила. Из-за податливости контакта между бетонным сечением плит и профилированным настилом для всего сечения наблюдается разность деформаций на уровне контактного шва, которая увеличивается пропорционально приложенной нагрузке.

В качестве расчетного сечения опытных плит принимается тавровое сечение с полкой в сжатой зоне. До бетонирования в качестве несущего элемента используется стальной профилированный настил, воспринимающий нагрузку от свежеуложенного бетона. Участки сечения стенок стального профилированного настила, на которых выптампованы рифы имеют повышенную деформативность и учитываются в расчете в соответствии со своими диаграммами деформирования. После твердения бетон включается в совместную работу со стальным профилированным настилом. Расчетное сечение, схема распределения деформаций и напряжений опытных плит представлены на рис. 5.39.

Расчет прочности контактного шва производился с учетом податливости шва сопряжения стального профилированного настила с бетоном и податливости заделки стержневой арматуры (для опытных плит 2 группы). Зависимость деформаций сдвига от сдвигающего усилия в расчете принята двулинейной, состоящей из наклонного и горизонтального участков. При этом для плит 1 группы расчетным являлось нормальное сечение, для плит 2 группы - ломаное сечение с длиной проекции, равной высоте сечения плит, в соответствии с разработанной методикой.

Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом в общем случае определялось по формуле

$$T_u = T_{an} + T_{rif}, \quad (5.4)$$

где сдвигающее усилие, воспринимаемое концевым анкером и выптампованными рифами вычислялось соответственно по формулам:

$$T_{an} = 2.5 k_1 k_2 \sigma_{u,n} D t + f R, \quad (5.5)$$

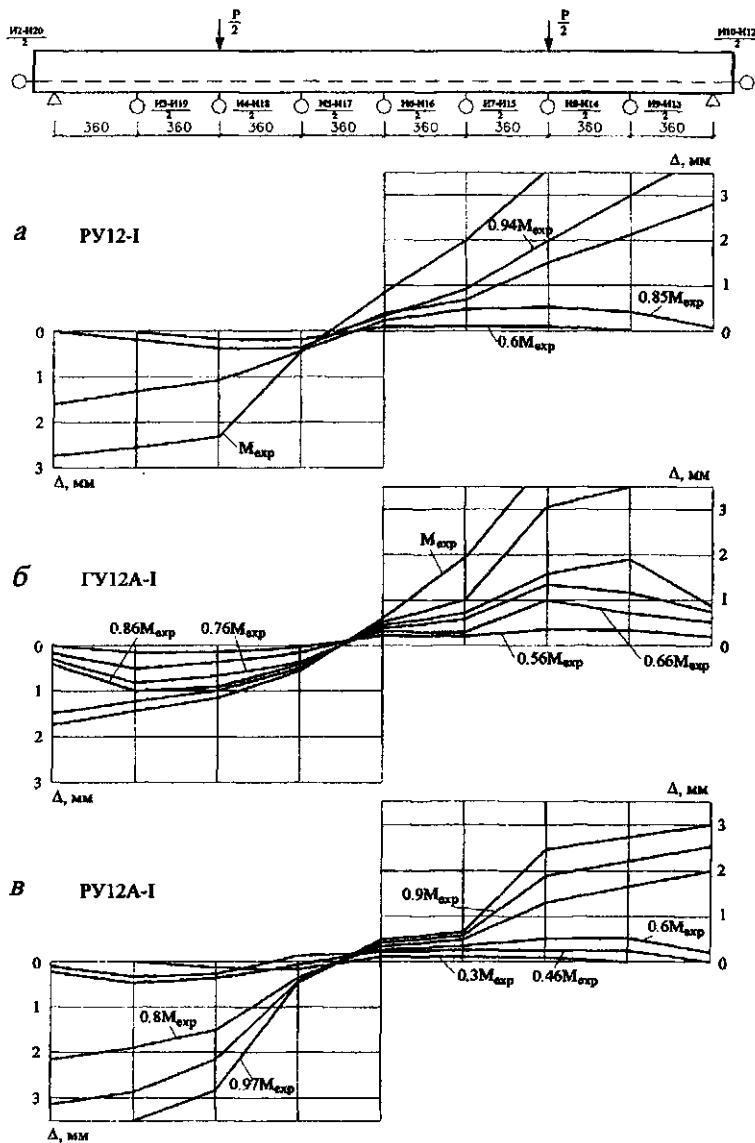


Рис. 5.35. Деформации сдвига настила относительно бетона по длине пролета плит:

a – при анкеровке настила рифами; *б* – при анкеровке настила концевыми анкерами; *в* – при анкеровке настила рифами и концевыми анкерами

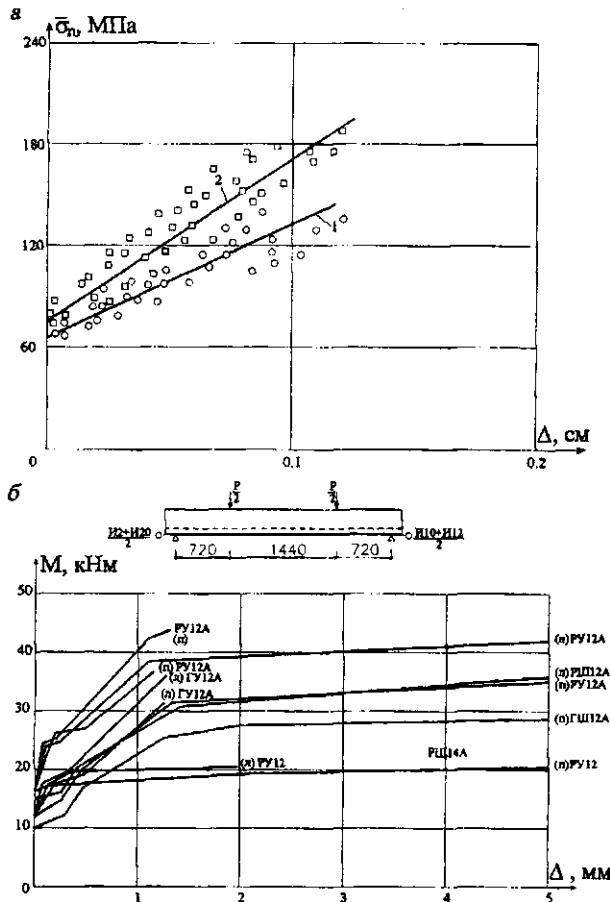


Рис. 5.36. а - зависимость " $\sigma_n - \Delta$ " для стального профилированного настила с концевыми анкерами диаметром 14 мм:
1 - гладкого (без рифов); 2 - с анкерующими рифами; б - деформации сдвига настила относительно бетона по торцам опытных плит I группы I серии

$$T_{rif} = \gamma_{rif} R_b A_{rif} n_{rif}. \quad (5.6)$$

Коэффициенты условий работы концевого анкера зависят от его диаметра d и расстояния a от центра приварки до края настила

$$k_1 = 1 + \frac{0.6}{d}, \quad k_2 = 0.55 + 0.07a \leq 1. \quad (5.7)$$

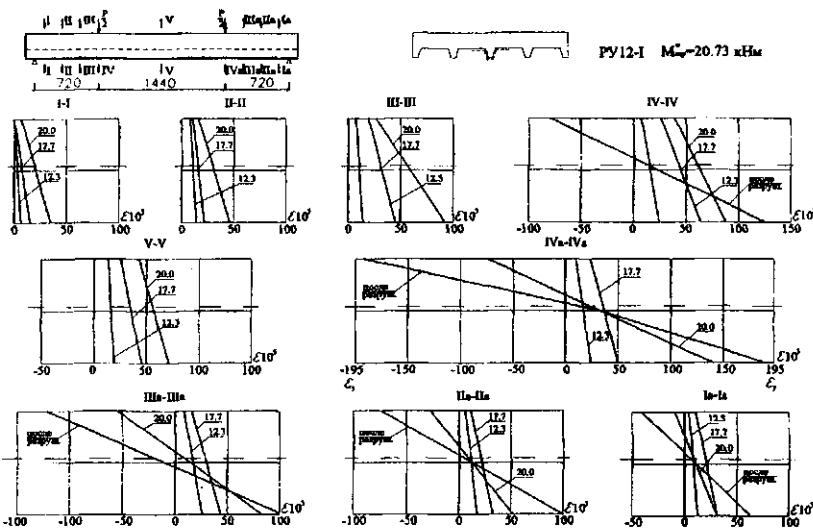


Рис. 5.37. Распределение деформаций по высоте профилированного настила с анкерующими рифами на различных этапах нагружения плиты РУ12. Цифры на графиках - M_{exp} в кНм

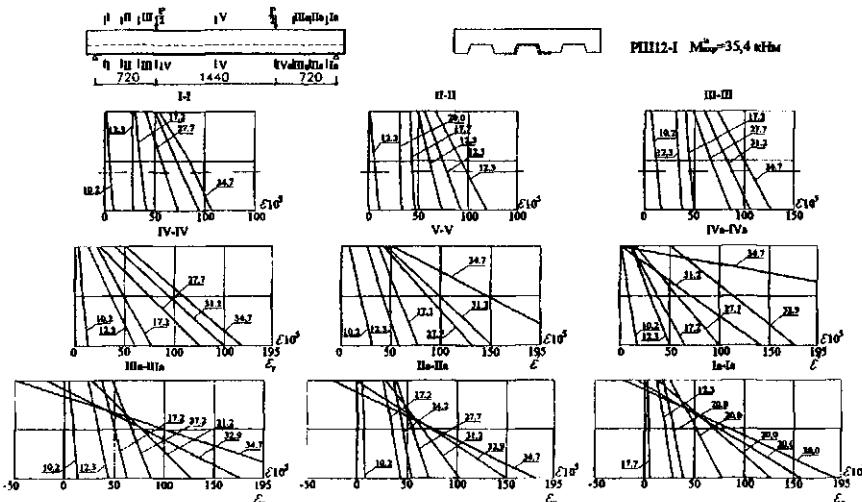


Рис. 5.38. Распределение деформаций по высоте профилированного настила с анкерующими рифами и концевыми анкерами на различных этапах нагружения плиты РШ12А. Цифры на графиках - M_{exp} в кНм

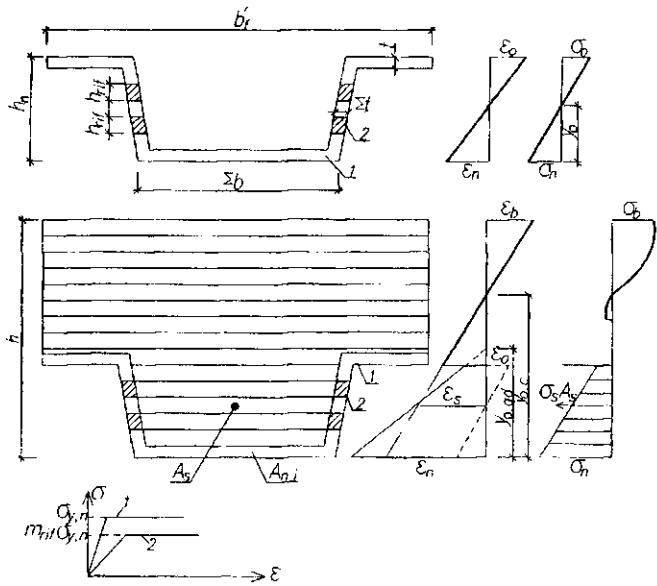


Рис. 5.39. Расчетное сечение, схема распределения деформаций и напряжений опытных плит:

a – при бетонировании; *b* – в процессе нагружения; *c* – диаграммы деформирования стали настила: 1 - на участке сечения без рифов; 2 - на участке сечения с выптампованными рифами

Диаметр венчика наплавленного металла равен $D = 2d$. Прижатие зоны контактного шва опорной реакцией R повышало предельное сдвигающее усилие на величину fR , где коэффициент трения $f=0.5$.

Коэффициент условий работы выптампованных рифов при обеспечении прочности контактного шва только рифами (плита РУ12) принимался $\gamma_{rif} = 0.8$, а в случае совместной работы с концевыми анкерами $\gamma_{rif} = 0.2$.

Результаты сопоставления расчетных значений разрушающего изгибающего момента с экспериментальным приведены в таблице 5.12.

Влияние прочности и деформативности контактного шва между стальным профилированным настилом и бетоном явилось решающим на прочность опытных плит 1 группы I серии. В опытных плитах 2 группы важнейшим фактором, определяющим несущую способность плит, явилась прочность заделки стержневой арматуры. В результате образования наклонных трещин

уменьшилась расчетная длина контактного шва. Разработанная методика расчета прочности контактного шва позволяет учесть податливость контактного шва и заделки стержневой арматуры. Сопоставление опытных и расчетных значений разрушающего изгибающего момента показывает их удовлетворительную сходимость.

Расчет разрушающего изгибающего момента, соответствующего прочности контактного шва опытных плит I серии

Таблица 5.12

$\#$ группы	Шифр плиты	Схема разрушения	M_u^{exp} , кНм	M_u^{th} , кНм	$\frac{M_u^{exp}}{M_u^{th}}$
1	РУ12	по нормальному сечению	20.73	19.64	1.05
	ГУ12А		35.28	35.92	0.98
	ГШ12А		31.2	32.81	0.95
	РУ12А		42.91	42.48	1.01
	РШ12А		36.4	36.53	1.0
2	РУ12С	по наклонному сечению	66.31	68.84	0.96
	ГУ12АС		77.11	72.60	1.06
	РУ12АС		77.11	75.62	1.02
	РШ12АС		53.90	54.21	0.99

Испытания плит II серии показали, что все плиты разрушились поциальному сечению в зоне действия максимального изгибающего момента в результате текучести стального профилированного настила и стержневой арматуры. Прочность принятого контактного шва и прочность заделки стержневой арматуры обеспечивали эту возможность. В процессе нагружения напряжений, соответствующих пределу текучести, сначала достигала нижняя полка настила, при дальнейшем нагружении - стенка профиля по высоте до уровня центра тяжести стержневой арматуры, затем стержневая арматура. Деформации верхней полки профилированного настила на данном этапе были меньше значений, соответствующих пределу текучести. При увеличении внешней нагрузки вплоть до раздробления сжатой зоны бетона напряжения профилированного настила по всей высоте профиля и стержневой арматуры соответствовали пределу текучести стали. В опытных плитах без стержневой арматуры профилированный настил также достигал предела текучести по всей его высоте, независимо от толщины бетона над его верхними полками. Характер разрушения опытных плит II серии представлен на рис.5.40.

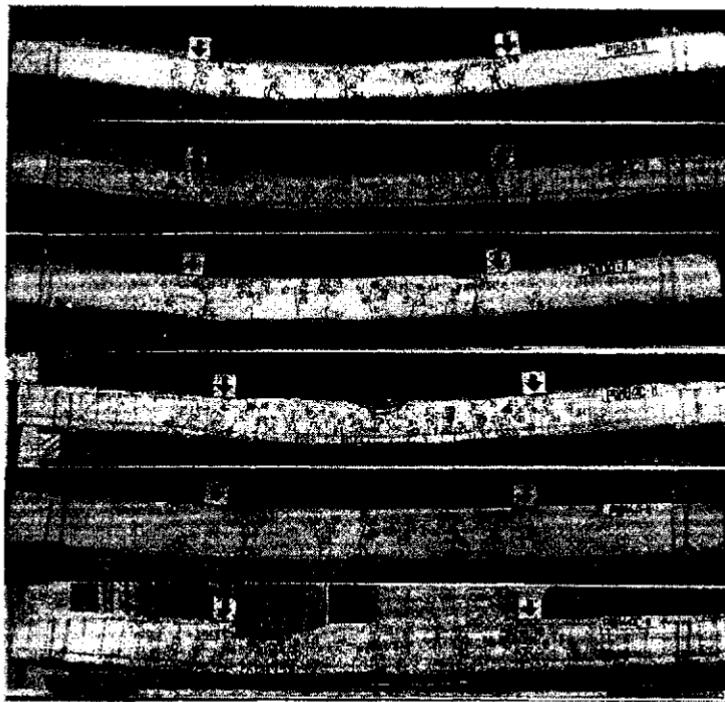


Рис. 5.40. Характер разрушения опытных плит II серии с податливым швом сопряжения стального профилированного настила и бетона

Как и в опытных плитах I серии, наблюдалось отдельно линейное распределение деформаций по высоте сечения настила и средних деформаций по высоте бетонного (железобетонного) сечения. Значения относительных деформаций в месте контакта стального профилированного настила и бетона не совпадали, разность деформаций увеличивалась в увеличением нагрузки. Это свидетельствует о податливости контакта. Рост деформаций сдвига стального профилированного настила относительно бетона по торцам опытных плит с увеличением нагрузки (рис.5.41) показывает его выраженный упруго-пластический характер и позволяет в расчете использовать постоянный коэффициент жесткости связей.

Сравнительный анализ по прогибу (рис.5.42) и разрушающему изгибающему моменту показывает, что учет податливости контактного шва приводит к удовлетворительной сходимости опытных

данных с расчетными (табл. 5.13). Для сопоставления в колонке 6 таблицы 5.13 приведены значения разрушающего изгибающего момента M_{u1}^{th} при условии абсолютно жесткого контактного шва. Неучет податливости контактного шва приводит к завышению расчетного изгибающего момента. Величина несоответствия увеличивается с увеличением доли растягивающего усилия, приходящегося на податливый стальной профилированный настил.

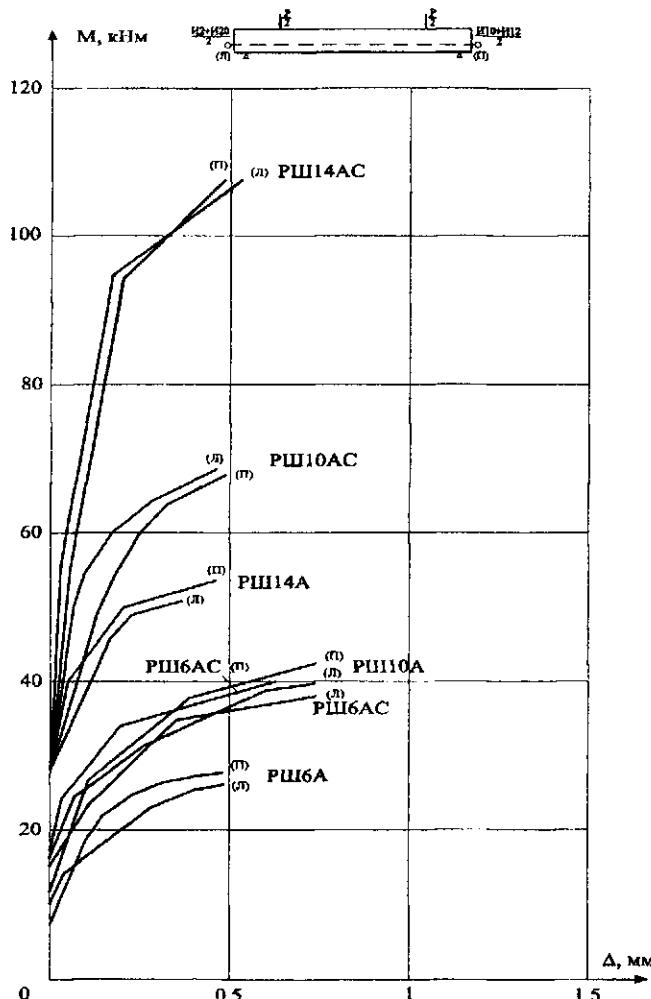


Рис. 5.41. Рост деформаций сдвига профилированного настила относительно бетона по торцам плит II серии с увеличением внешней нагрузки

Расчет прогиба и разрушающего изгибающего момента опытных плит II серии с учетом податливости контактного шва

Таблица 5.13

Шифр плиты	f^{exp} , мм	f^h , мм	f^{exp} f^h	M_u^{exp} , кНм	M_{u1}^{th} , кНм	M_u^{exp} M_{u1}^{th}	M_u^{th} , кНм	M_u^{th}
РШ6А	23.1	22.6	1.02	33.92	36.5	0.93	32.6	1.04
РШ6AC	25.6	24.8	1.03	40.4	42.6	0.94	39.5	1.02
РШ10А	14.3	12.5	1.14	45.56	52.4	0.87	45.6	1.00
РШ10AC	15.6	14.8	1.05	73.06	76.6	0.95	71.2	1.02
РШ14А	11.2	11.8	0.95	59.47	69.1	0.86	60.6	0.98
РШ14AC	13.8	15.1	0.91	113.81	120.5	0.94	113.4	1.00

Разрушение опытных балок, усиленных наращиванием в сжатой зоне, происходило хрупко по наклонному сечению со сдвигом элемента наращивания в приопорной части (рис. 5.43). Развитие трещин при нагружении характеризовалось вначале появлением нормальных трещин в зоне чистого изгиба, затем наклонных трещин с началом в крайней четверти пролета вблизи места обрыва стержня арматуры. Наклонные трещины появлялись в растянутой зоне и распространялись с увеличением нагрузки наклонно к сжатой зоне. На начальных этапах нагружения максимальное раскрытие имели нормальные трещины, а на этапах, близких к разрушению - наклонные трещины. Смещение элемента наращивания относительно основной конструкции по контактному шву приборы не фиксировали вплоть до стадии разрушения.

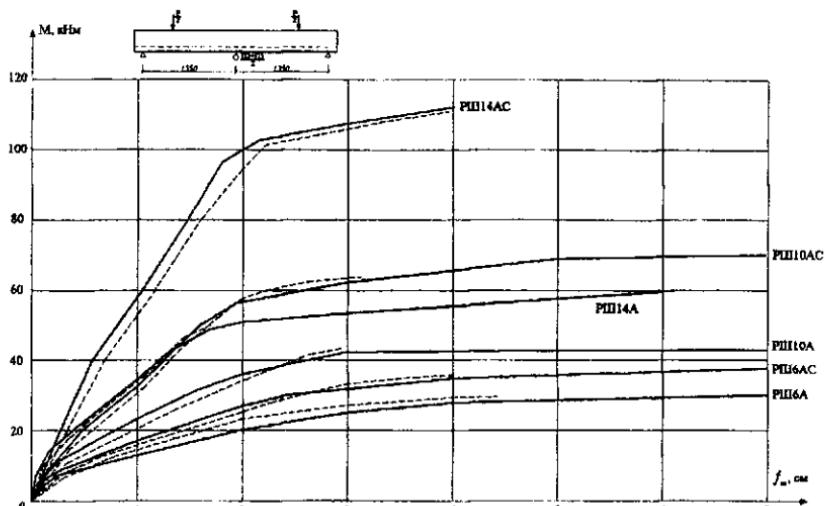


Рис. 5.42. Зависимость "нагрузка-прогиб" для плит II серии:
— опытная; - - - - расчетная

Характер разрушения опытных балок свидетельствует о необходимости учета податливости продольной и поперечной арматуры в наклонном сечении при разрушении от действия изгибающего момента. Величина коэффициента податливости арматуры в поперечном направлении зависит от многих факторов: угла наклона трещины, диаметра арматуры, шага поперечной арматуры, толщины защитного слоя и т.д. Определение коэффициента податливости арматуры в поперечном направлении отдельно для продольной и поперечной арматуры в данном эксперименте не представлялось возможным и не являлось целью. В эксперимен-

тальном исследовании общий коэффициент податливости для продольной и поперечной арматуры для опытных балок определялся на основе данных испытания опытной балки Б-1, путем сопоставления опытных и расчетных параметров напряженно-деформированного состояния на каждом этапе нагружения с момента образования наклонной трещины до полного разрушения. Коэффициент податливости арматуры в поперечном направлении не является постоянной величиной, а возрастает с увеличением внешней нагрузки. Перед разрушением общий коэффициент податливости арматуры в поперечном направлении был равен $K=24$, что согласуется с данными работы [47].

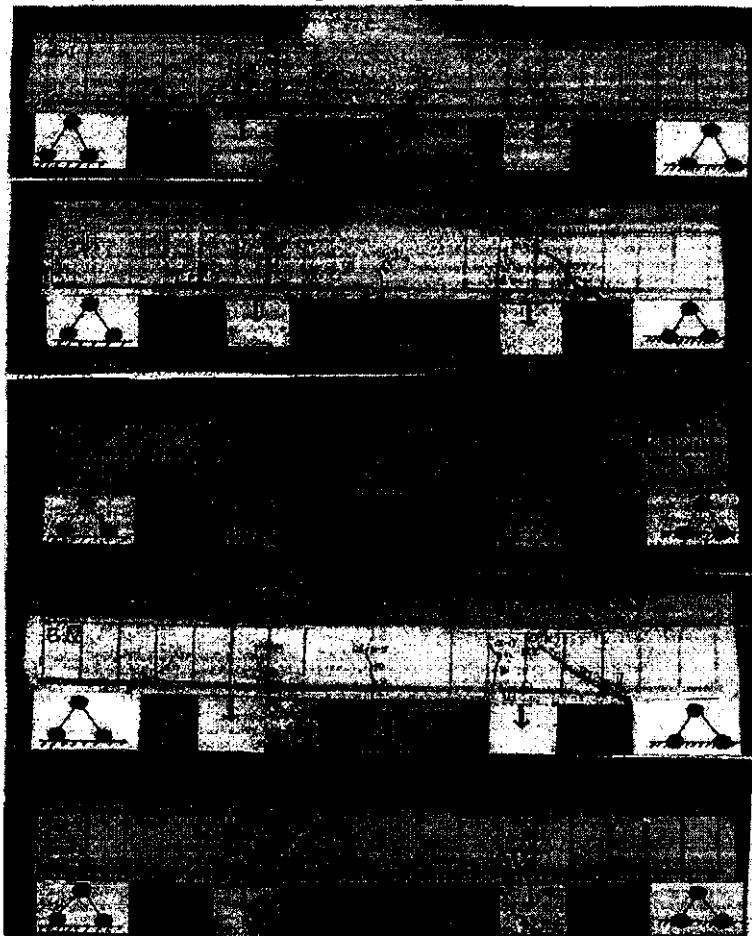


Рис. 5.43. Разрушение опытных балок, усиленных наращиванием в сжатой зоне

Отсутствие деформаций сдвига по контактному шву со-
пряженя основной конструкции и бетона наращивания до мо-
мента разрушения свидетельствует о абсолютной жесткости шва.
Длина контактного шва для опытных балок составляла 420...460
мм. Наличие бетонных шпонок по контакту и предварительного
нагружения перед усилением повышало несущую способность
усиленных балок. Влияние первого фактора объясняется повышен-
ием предельного сдвигающего усилия, характеризующего проч-
ность контактного шва при сдвиге, в случае устройства попереч-
ных шпонок, по сравнению с насечкой поверхности.
Предварительное нагружение перед усилением перераспределяет
усилие в сжатой зоне сечения между основной частью и нарачи-
ванием. В то же время сдвигающее усилие определяется частью
сжимающего усилия в сечении усиленной конструкции, приходя-
щейся на наращивание. Благодаря разгружающему эффекту
сжатой зоны основного сечения разрушающая нагрузка, опреде-
ляемая прочностью контактного шва, при усилении под нагруз-
кой имеет более высокое значение.

Сопоставление средних деформаций в сжатой зоне основ-
ного сечения, которые измерялись индикаторами часового типа,
установленными горизонтально, с деформациями в растянутой
зоне по индикаторам, установленным перпендикулярно наклон-
ной трещине, показывает их близкое соответствие гипотезе пло-
ских сечений на стадиях нагружения, близких к разрушению.
Разность деформаций бетона основного сечения и бетона нарачи-
вания на уровне контактного шва для балок Б-IV, Б-V, усиленных
под нагрузкой, оставалась практически постоянной до разруше-
ния.

При анализе результатов эксперимента по разработанной мето-
дике выполнялся расчет прочности опытных балок. Предельное сдви-
гающее усилие, воспринимаемое контактным швом определялось по
формулам, принятным для сборно-монолитных конструкций, [116]:

$$T_u = R_{sh} b_{sh} l_{sh}, \quad (5.8)$$

где R_{sh} - среднее по длине участка сдвига суммарное рас-
четное сопротивление сдвигу контактного шва; b_{sh} - расчетная
ширина поверхности сдвига; l_{sh} - расчетная длина поверхности
сдвига.

Сопротивление шва сдвигу за счет сцепления, механиче-
ского зацепления определялось по формуле

$$R_{sh,b} = \gamma_{b1} \gamma_{b2} \gamma_{b3} R_{bt}, \quad (5.9)$$

где $\gamma_{b1} = 1, \gamma_{b2} = 1, \gamma_{b3} = 0.6$ - коэффициенты, определяемые
по [116].

Сопротивление за счет работы поперечных бетонных шпонок принималось как меньшее из значений, вычисленных по формулам:

$$R_{sh,n} = \frac{2R_{bt}b_nl_nn}{b_{sh}l_{sh}}, \quad R_{sh,n} = \frac{R_b b_n h_n n}{b_{sh}l_{sh}}, \quad (5.10)$$

где b_{sh}, h_{sh}, l_{sh} - ширина, высота и длина шпонок, n - число шпонок, вводимое в расчет.

Кроме того, на основе опытных относительных деформаций перед разрушением и фактической диаграммы деформирования бетона наращивания определялись значения сдвигающего усилия в контактном шве

$$T_u^{exp} = \sum_{i=1}^m \sigma_{b,ad,i} A_{b,ad,i}. \quad (5.11)$$

Результаты расчета приведены в таблице 5.14.

Расчет разрушающего изгибающего момента, предельного сдвигающего усилия в контактном шве опытных балок

Таблица 5.14

Шифр балки	M_u^{exp} , кНм	M_u^{th} , кНм	$\frac{M_u^{exp}}{M_u^{th}}$	T_u^{exp} , кН	T_u^{th} , кН	$\frac{T_u^{exp}}{T_u^{th}}$
Б-I	10.2	10.2	1.00	-	-	-
Б-II	10.5	10.1	1.04	33.8	32.6	1.04
Б-III	12.0	12.15	0.98	41.3	43.2	0.95
Б-IV	10.9	10.5	1.04	32.8	29.81	1.10
Б-V	12.58	12.4	1.02	35.7	34.85	1.03

Сопоставление опытных и расчетных значений разрушающего изгибающего момента и предельного сдвигающего усилия в контактном шве опытных балок показывает их удовлетворительную сходимость.

5.5. Экспериментальное исследование железобетонных конструкций, восстановленных после разрушения

В результате воздействия агрессивной среды, попеременного замораживания- оттаивания в водонасыщенном состоянии, высоких температур, в ряде случаев, на отдельных участках железобетонной конструкции происходит существенное снижение прочности бетона, уменьшение площади поперечного сечения рабочей арматуры. В этом случае, а также в случае аварийных ситуаций, взрывов, обрушения конструкций одним из путей реконструкции может быть восстановление разрушенных железобетонных конструкций путем замены бетона и арматуры.

Для исследования параметров напряженно-деформированного состояния восстановленных железобетонных конструкций было изготовлено 8 опытных образцов в виде железобетонных балок с размерами 80x160x1500 мм.

Опытные балки были изготовлены из тяжелого бетона класса В12.5. Армирование балок осуществлялось стержневой горячекатаной арматурой класса А-III (35ГС) диаметром 12 мм с характеристиками $\sigma_y=437\ldots450$ МПа, $\sigma_u=634\ldots658$ МПа, $E=2.1\cdot10^5$ МПа. В качестве поперечной арматуры и арматуры сжатой зоны использовалась проволока класса В-I диаметром 4 мм ($\sigma_y=415$ МПа, $\sigma_u=497$ МПа, $E=1.8\cdot10^5$ МПа). Прочностные и деформационные характеристики бетона определялись при испытании специальных образцов (кубов, призм) и составляли: $R_b=10.2\ldots10.8$ МПа, $R_{bt}=1.08$ МПа, $E_b=23\cdot10^3$ МПа.

Испытание опытных балок проводилось на силовой раме по балочной схеме двумя сосредоточенными силами, приложенными в третях пролета. В процессе испытаний вплоть до разрушения измерялись деформации бетона и арматуры, прогиб, ширину раскрытия трещин.

После разрушения опытных балок удался бетон в средней трети балок, оголялась рабочая арматура. Рабочая арматура в растянутой зоне вырезалась, и к концам существующей арматуры внахлест приваривался отрезок заменяющей арматуры. После этого образец устанавливался в опалубку и производилось бетонирование средней трети балки. Балки серии V-VIII восстанавливались с предварительным напряжением оголенного участка арматуры. Для этого сохраняемые участки балок по концам устанавливались со строительным подъемом, затем бетонировалась сжатая зона конструкции. После набора прочности бетона сжатой зоны конструкция нагружалась с помощью предварительно сжатых пружин. При этом арматура в растянутой зоне балок получала предварительное напряжение, после чего производилось бетонирование растянутой зоны балок в нагруженном состоянии. Величина предварительного напряжения контролировалась по деформациям арматуры с помощью тензорезисторов и составляла в момент бетонирования 250 МПа.

Для восстановления опытных балок после разрушения применялся мелкозернистый бетон классов В12.5 и В25 со следующими прочностными и деформационными характеристиками в момент испытания опытных балок: $R_b=11.2\ldots19.5$ МПа, $R_{bt}=1.1\ldots1.64$ МПа, $E_b=(23\ldots31.1)\cdot10^3$ МПа. Для снижения водоцементного отношения и повышения удобоукладываемости бетонной смеси применялся суперпластификатор С-НПИ. В качестве заменяющей рабочей продольной арматуры опытных балок использово-

валась арматура класса А-III (35ГС) диаметром 12 мм, отрезанная от того же стержня, что и арматура исходной балки.

Номенклатура, геометрические размеры сечения и характеристики материалов опытных балок приведены в табл.5.15.

Испытание опытных балок после восстановления производилось аналогично испытанию исходных балок.



Рис. 5.44. Вид исходных балок после разрушения

Номенклатура, геометрические размеры сечений и характеристики материалов опытных балок
(исходных и после восстановления)

Таблица 5.15

Шифр балки	Геометрические размеры сечения исходной балки			Бетон исходного сечения			Исходная и заменяющая арматура			Бетон восстановленного сечения			Геометрические размеры сечения балки после восстановления		
	b , мм	h , мм	h_o , мм	R_b МПа	R_{bt} МПа	$E_b \cdot 10^3$ МПа	σ_y МПа	σ_u МПа	$E_r \cdot 10^5$ МПа	R_b МПа	R_{bt} МПа	$E_b \cdot 10^3$ МПа	b , мм	h , мм	h_o , мм
Б-I	85	160	135	10.8	1.08	23.0	450	658	2.1	11.2	1.1	23.0	88	165	144
Б-II	80	159	132	10.8	1.08	23.0	437	634	2.1	11.2	1.1	23.0	83	167	150
Б-III	80	155	130	10.2	1.08	23.0	437	634	2.1	19.5	1.64	31.1	82	170	148
Б-IV	85	160	132	10.2	1.08	23.0	450	658	2.1	19.5	1.64	31.1	87	160	144
Б-V	85	162	137	10.8	1.08	23.0	437	634	2.1	11.2	1.1	23.0	88	168	151
Б-VI	85	165	138	10.8	1.08	23.0	450	658	2.1	11.2	1.1	23.0	86	170	148
Б-VII	80	160	135	10.2	1.08	23.0	437	634	2.1	19.5	1.64	31.1	84	168	150
Б-VIII	80	160	132	10.2	1.08	23.0	437	634	2.1	19.5	1.64	31.1	85	170	152

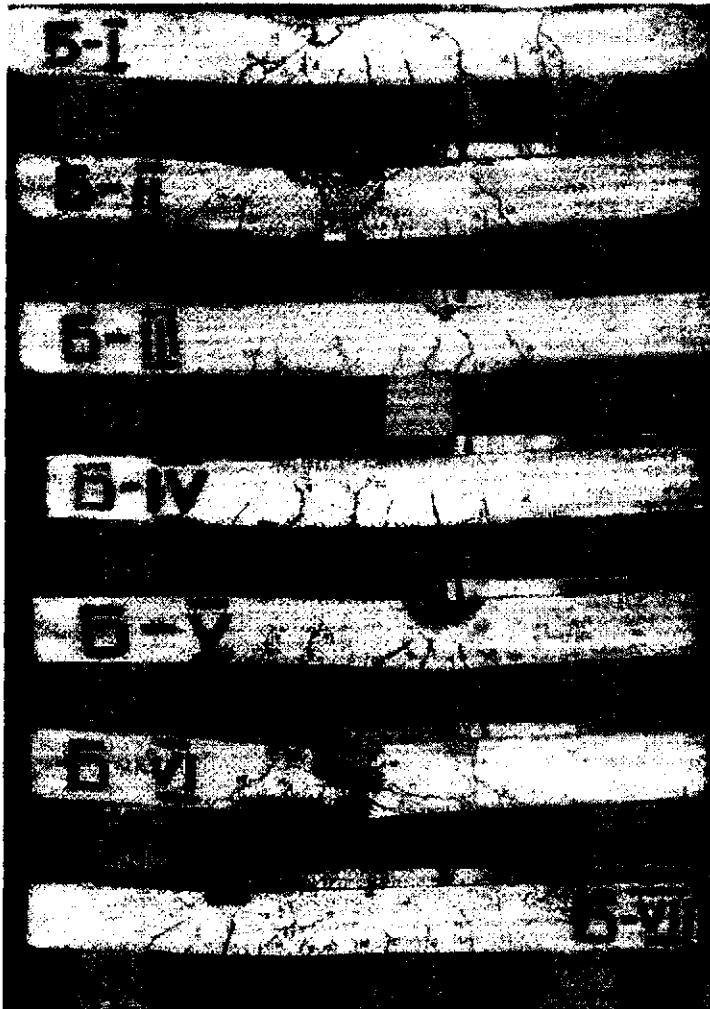


Рис. 5.45. Характер разрушения восстановленных балок

Разрушение опытных балок, как исходных, так и восстановленных, происходило по нормальному сечению в зоне действия максимального изгибающего момента в результате достижения растянутой арматурой предела текучести, за исключением одной восстановленной балки Б-VIII, разрушение которой вызвано разрывом продольной арматуры балки в месте приварки. Это связано с охрупчиванием стали марки 35ГС при электродуговой

сварке. Характер разрушения исходных опытных балок и восстановленных после разрушения приведен соответственно на рис.5.44 и рис.5.45.

Распределение средних деформаций по высоте сечения опытных балок подчинялось гипотезе плоских сечений. Особенностью трещинообразования восстановленных опытных балок являлось более раннее образование нормальных трещин в месте контакта бетона исходных балок и нового бетона, что объясняется величиной адгезии нового и старого бетона, меньшей чем прочность бетона на растяжение. Расстояние между трещинами, средняя ширина их раскрытия, прогиб исходных балок и восстановленных после разрушения практически не отличались на всех этапах нагружения. Повышение прочности бетона восстанавливаемых балок в зоне чистого изгиба снижало деформативность и повышало несущую способность, по сравнению с исходными балками.

Предварительное напряжение арматуры восстанавливаемых балок серии V-VIII, которое после отпуска натяжения согласно показаниям тензорезисторов составляло 172..184 МПа, понижало деформативность и ширину раскрытия нормальных трещин. Влияния на несущую способность предварительного напряжения рабочей арматуры экспериментально не выявлено.

Расчет разрушающего изгибающего момента, момента образования и ширины раскрытия трещин, прогиба в середине пролета при эксплуатационной нагрузке выполнялся по разработанной методике. Расчет исходных балок и восстановленных после разрушения без предварительного напряжения арматуры производился в один этап, а восстановленных балок с предварительным напряжением арматуры в два этапа: при отпуске натяжения и при нагружении. Расчетное значение предварительного напряжения при отпуске натяжения для восстановленных опытных балок составляло 181..189 МПа, расхождение с экспериментальным значением не превышает 8%. Результаты сопоставления опытных и расчетных значений разрушающего изгибающего момента, момента образования и ширины раскрытия трещин, прогибов для исходных и восстановленных после разрушения опытных балок приведены в таблице 5.16. Расчетные параметры опытных балок имеют удовлетворительную сходимость с опытными значениями. Расхождения между экспериментальными и расчетными данными момента образования трещин восстановленных балок объясняются использованием в расчете прочности бетона на растяжение, которое превышает сопротивление сил адгезии старого и нового бетона по их контакту.

Расчет разрушающего изгибающего момента, момента образования и ширины раскрытия трещин, прогибов опытных балок (исходных и восстановленных после разрушения)

Таблица 5.16

Шифр балки	M_u^{exp} кНм	M_u^{th} кНм	M_u^{exp} M_u^{th}	M_{crc}^{exp} кНм	M_{crc}^{th} кНм	M_{crc}^{exp} M_{crc}^{th}	a_{crc}^{exp} мм	a_{crc}^{th} мм	a_{crc}^{exp} a_{crc}^{th}	f^{exp} мм	f^{th} мм	f^{exp} f^{th}
Б-I	5.92	5.69	1.04	0.8	0.82	0.97	0.18	0.168	1.07	3.24	3.35	0.97
Б-II	5.08	5.20	0.98	0.8	0.75	1.06	0.16	0.152	1.05	3.46	3.29	1.05
Б-III	4.95	5.05	0.98	0.8	0.72	1.11	0.15	0.146	1.03	3.58	3.35	1.07
Б-IV	5.54	5.45	1.02	0.8	0.80	1.00	0.15	0.153	0.98	3.41	3.13	1.08
Б-V	5.50	5.50	1.00	0.8	0.81	0.98	0.15	0.147	1.02	2.89	2.75	1.05
Б-VI	5.92	5.86	1.01	0.8	0.81	0.98	0.16	0.174	0.92	3.36	3.29	1.02
Б-VII	5.01	5.21	0.96	0.8	0.78	1.03	0.15	0.151	1.00	3.16	3.18	0.99
Б-VIII	5.05	5.15	0.98	0.8	0.78	1.03	0.15	0.151	1.00	3.21	3.33	0.96
Б-I*	6.04	6.20	0.97	0.35	0.91	0.38	0.20	0.177	1.12	3.28	3.06	1.07
Б-II*	6.25	6.12	1.02	0.35	0.83	0.42	0.20	0.179	1.11	3.56	3.35	1.06
Б-III*	7.12	6.87	1.04	0.4	1.21	0.33	0.21	0.18	1.16	3.08	2.77	1.11
Б-IV*	7.04	6.91	1.02	0.4	1.20	0.33	0.21	0.198	1.05	3.17	2.89	1.10
Б-V*	6.35	6.32	1.00	3.8	4.2	0.90	0.05	0.042	1.19	1.54	1.48	1.04
Б-VI*	6.62	6.30	1.05	3.8	4.32	0.88	0.05	0.053	0.94	1.67	1.52	1.09
Б-VII*	6.35	6.48	0.98	3.8	4.61	0.82	0.05	0.044	1.13	1.75	1.68	1.04
Б-VIII*	3.24	-	-	-	4.43	-	-	0.038	-	-	1.56	-

Примечание. *) - опытные балки, восстановленные после разрушения

ВЫВОДЫ

Предложен научно обоснованный метод расчета усиленных железобетонных элементов, как составных физически нелинейных стержневых конструкций при действии кратковременной и длительной нагрузки. Метод позволяет решать практически любые задачи в области усиления конструкций, недоступные иные применяемым методам. Предложенный метод позволяет учесть предысторию работы каждой составной части усиленной конструкции, независимо от их количества и момента времени их соединения, дефекты изготовления и повреждения, полученные при эксплуатации, различные физико-механические и реологические характеристики материалов частей усиленной конструкции, напряженно-деформированное состояние частей составной конструкции при их соединении, податливость контактного шва сопряжения составных частей, усадку и ползучесть бетона, предварительное напряжение арматуры и усиливающих элементов.

Дано дальнейшее развитие метода расчета трещиностойкости и деформаций усиленных железобетонных элементов на основе деформационной модели, основных положений теории деформаций В.И. Мурашева - Я.М. Немировского и теории составных стержней А.Р. Ржаницына. Разработана методика расчета трещиностойкости и деформаций, коэффициента ψ_s , учета работы бетона растянутой зоны на участке между трещинами усиленных железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений, которая находится в методическом единстве с методом расчета прочности. Методика расчета трещиностойкости нормального сечения и деформаций элемента учитывает усадку и ползучесть бетона, предварительное напряжение арматуры, напряженно-деформированное состояние при усилении, позволяет лучше отразить физическую сущность раскрытия трещин, работы растянутого бетона между трещинами, учесть влияние податливости контактного шва между усиливаемой и усиливающими частями, характерное для усиленных железобетонных конструкций.

Получены аналитические уравнения напряженно-деформированного состояния нормального сечения железобетонного элемента, усиленного увеличением поперечного сечения, для жесткого и податливого контактного шва сопряжения усиливаемой и усиливающей части, а также усиленного методами, повышающими степень его внутренней и внешней статической неопределенности.

Усовершенствована расчетная модель нормального сечения железобетонного элемента с трещинами на основе деформационной

модели, учитывающая распределение деформаций и напряжений в сечении с трещиной, неравномерность высоты сжатой зоны по длине элемента и общий критерий разрушения элемента. Предложена физическая модель и разработана методика расчета напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с нарушенным в процессе эксплуатации сцеплением арматуры с бетоном в пролете.

Разработана расчетная модель и методика расчета прочности контактного шва сопряжения исходной и усиливающей части конструкции, позволяющая производить расчет его прочности с учетом и без учета его податливости, при разрушении по нормальному и наклонному сечениям.

Выполнены экспериментальные исследования, в результате которых получены новые экспериментальные данные о характере разрушения и особенностях деформирования, образования, развития и раскрытия трещин в усиленных железобетонных элементах (в том числе усиленных под нагрузкой и после разрушения) в результате комплексных испытаний фрагментов, специальных образцов, натурных конструкций при различных методах усиления, нагрузках, схемах армирования, граничных условиях, учитываемых разработанным теоретическим аппаратом. Результаты исследований показали правильность принятых гипотез и результатов теоретических исследований.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Александровский С.В. Об одной интересной форме уравнений теории упругого ползучего тела // Сб. трудов: Проблемы ползучести и усадки бетона. - М.: Стройиздат, 1974. - С. 6-21.
2. Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменение температуры и влажности с учетом ползучести. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1973.
3. Алядин П.В. Приспособляемость эффективных железобетонных конструкций к динамическим воздействиям // Материалы международной конференции: Инженерные проблемы современного бетона и железобетона. - Минск, 1997. - Т. I, ч. 1. - С. 11-21.
4. Алядин П.В. Новый класс эффективных несущих конструкций: Анализ и синтез // Архитектура и строительство Беларуси. - 1994, № 5-6. - С. 6-10.
5. Арутюнян Н.Х., Александровский С.В. Современное состояние развития теории ползучести бетона // Сб. Ползучесть и усадка бетонных и железобетонных конструкций. - М.: Стройиздат, 1976. - С. 5-96.
6. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести. - М.: Гостехтеориздат, 1952.
7. А.с. 1845421 СССР, МКИ Е04G23/00. Способ реконструкции сборного железобетонного перекрытия здания / Лазовский Д.Н., Савушкин В.Н., Павлов А.В. (СССР). - № 4632088/33; Заявлено 5.01.89; Опубл. 30.04.91; Бюл. № 16. - 2 с.
8. А.с. 1709047 СССР, МКИ Е04G23/60. Способ реконструкции сборного железобетонного перекрытия / Лазовский Д.Н., Беляков А.Л. (СССР). - № 4773991/33; Заявлено 26.12.89; Опубл. 30.01.92; Бюл. № 4. - 2 с.
9. А.с. 1735545 СССР, МКИ Е04G23/00. Способ реконструкции сборного железобетонного перекрытия / Лазовский Д.Н. (СССР). - № 4787112/33; Заявлено 26.12.89; Опубл. 23.05.92; Бюл. № 19. - 2 с.
10. А.с. 1742452 СССР, МКИ Е04G23/02. Устройство для усиления железобетонной изгибающейся балочной конструкции / Лазовский Д.Н. (СССР). - № 4718501/33; Заявлено 14.07.89; Опубл. 23.06.92; Бюл. № 23. - 3 с.
11. А.с. 1788187 СССР, МКИ Е04G23/02. Устройство для усиления изгибающейся железобетонной балочной конструкции / Лазовский Д.Н., Масленников С.Д. (СССР). - № 4764787/33; Заявлено 05.12.89; Опубл. 15.01.93; Бюл. № 2. - 3 с.
12. А.с. 1789633 СССР, МКИ Е04G23/02. Устройство для усиления изгибающейся балочной конструкции / Лазовский Д.Н., Авдошка А.В. (СССР). - № 4764785/33; Заявлено 05.12.89; Опубл. 23.01.93; Бюл. № 3. - 3 с.
13. А.с. 1796762 СССР, МКИ Е04G23/00. Способ реконструкции сборного железобетонного перекрытия здания / Лазовский Д.Н., Посиченко Т.М., Авдошка И.Р. (СССР). - № 4899340/33; Заявлено 03.01.91; Опубл. 23.02.93; Бюл. № 7. - 4 с.
14. А.с. 1808946 СССР, МКИ Е04G23/02. Устройство для усиления пролетной конструкции / Лазовский Д.Н., Авдошка А.В., Масленников С.Д., Павлов А.В. (СССР). - № 4932539/33; Заявлено 29.04.91; Опубл. 15.04.93; Бюл. № 14. - 3 с.
15. А.с. 1812290 СССР, МКИ Е04G23/02. Устройство для усиления пролетной конструкции / Лазовский Д.Н., Масленников С.Д., Авдошка А.В. (СССР), Алихад С. (Иемен). - № 4927428/33; Заявлено 16.04.91; Опубл. 30.04.93; Бюл. № 16. - 2 с.
16. А.с. 1812289 СССР, МКИ Е04G23/02. Способ усиления сборных железобетонных многопустотных панелей перекрытия / Лазовский Д.Н., Авдошка А.В., Масленников С.Д., Серяков Г.Н. (СССР). - № 4916598/33; Заявлено 04.03.91; Опубл. 30.04.93; Бюл. № 16. - 2 с.
17. А.с. 1815322 СССР, МКИ Е04G23/02. Способ усиления сборных железобетонных многопустотных панелей перекрытия / Лазовский Д.Н., Авдошка А.В., Масленников С.Д., Серяков Г.Н., Кожановский С.А. (СССР). - № 4907062/33; Заявлено 04.02.91; Опубл. 15.05.93; Бюл. № 18. - 2 с.

18. Ахвердов И.Н. Технология железобетонных изделий и конструкций специального назначения. - Мк.: Навука і тэхніка, 1993. - 240 с.
19. Байков В.Н. Напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов на базе обобщенных экспериментальных зависимостей физико-механических характеристик бетона и арматуры // Сб. Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона.-Ростов-на-Дону,1980.- С. 3-11.
20. Байков В.Н. Особенности разрушения бетона, обусловленные его ортотропным деформированием // Бетон и железобетон. - 1988, № 12. - С. 13-15.
21. Байков В.Н., Горбатов С.В., Дмитров З.А. Построение зависимостей между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей // Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. - 1977, № 6. - С. 15-18.
22. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. - М.: Стройиздат, 1991. - 767 с.
23. Барапкова Т.И., Гучкин И.С., Муленикова В.И. Оценка прочности и эксплуатационной пригодности железобетонных балок с нормальными трещинами // Сб. Инженерные проблемы современного железобетона. - Иваново: ИИСИ, 1995. - С. 32-36.
24. Барапиков А.Я. Расчет железобетонных конструкций на действие длительных переменных нагрузок. - Киев, 1977. - 155 с.
25. Барапиков А.Я., Подольский Д.М., Сирота М.Д. Надежность восстанавливаемых и усиливаемых конструкций зданий и сооружений. - Черкассы, 1993. - 44 с.
26. Бачинский В.Я. Некоторые вопросы, связанные с построением общей теории железобетона // Бетон и железобетон. - 1979, № 11.
27. Бачинский В.Я., Бамбура А.Н., Ватагин С.С. Связь между напряжениями и деформациями бетона при кратковременном неоднородном состоянии // Бетон и железобетон. - 1984, № 10. - С. 18-19.
28. Бедов А.И., Сапрыйкин В.Ф. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений: учебное пособие. - М.: Изд-во АСВ, 1995. - 192 с.
29. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон. - М.: Стройиздат, 1971. - 208 с.
30. Беринский Л.И. Несущая способность и деформативность железобетонных балок, усиленных наращиванием: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. - М., 1987. - 17 с.
31. Біч П.М. Розвиток техніческої теорії изгиба железобетонних балок // Строительство и архитектура Белоруссии.-1987.-№1.-С.20-23.
32. Біч П.М. Жалезабетон з пазідлý супраціулення матерыялау. - Мн.: Навука і тэхніка, 1991. - 222 с.
33. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. - М.: Стройиздат, 1982. - 287 с.
34. Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. - М.: Стройиздат, 1990. - 351 с.
35. Вайсфельд А.А. Исследование напряженно-деформированного состояния нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов при частичном или полном отсутствии сцепления арматуры с бетоном: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. - Л., 1982. -22 с.
36. Васильев П.И., Страхов Д.А. Расчет железобетонных конструкций с учетом ползучести // Бетон и железобетон. - 1975, № 1. - С. 23-25.
37. Гвоздев А.А. Некоторые особенности деформирования бетона и теория ползучести // Сб. Ползучесть строительных материалов и конструкций. - М.: Стройиздат, 1964.
38. Гвоздев А.А., Васильев А.П., Дмитриев С.А. Изучение сцепления нового бетона со старым. - М., 1936. - 58 с.
39. Гвоздев А.А., Жумагулов Е.Ш., Шубик А.В. Длительное сопротивление железобетонных конструкций при неоднородной деформации // Бетон и железобетон. - 1982, № 5. - С. 42-43.

40. Голышев А.В. Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций с учетом длительных процессов. – М., 1984. – 151 с.
41. ГОСТ 8829-85. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Методы испытаний нагружением и оценка прочности, жесткости и трещиностойкости.
42. Гринев В.Д. Усиление железобетонных и каменных конструкций // Тексты проблемных лекций. – Новополоцк: Изд-во Новополоцкого политехн. ин-та, 1982. – 84 с.
43. Гроцдов В.Т. Определение предельных усилий в арматурном стержне при наличии в нем повреждений // Изв. вузов. Сер. Строительство. – 1996, № 8. – С. 126-128.
44. Дыковичный А.А. Статически неопределеные железобетонные конструкции. – Киев.: Будівельник, 1978. – 108 с.
45. Еврокод 2. "Бетонные конструкции, конструкции из обычного и преднатяженного железобетона".
46. Зак М.Л., Гуща Ю.П. Аналитическое представление диаграммы сжатия бетона // Сб. трудов: Совершенствование методов расчета статически неопределенных железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1987. – С. 103-107.
47. Залесов А.С. Деформационная расчетная модель железобетонных элементов при действии поперечных сил // Сб. Инженерные проблемы современного железобетона. – Иваново: ИИСИ, 1995. – С. 113-120.
48. Залесов А.С., Кодаш Э.И., Лемыш Л.Л., Никитин И.К. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям. – М.: Стройиздат, 1988.
49. Залесов А.С., Фигоровский В.В. Практический метод расчета железобетонных конструкций по деформациям. – М.: Стройиздат, 1976. – 100 с.
50. Залесов А.С., Чистиков Е.А. Вопросы реконструкции, восстановления и усиления железобетонных конструкций в нормативных документах // Сб. Проблемы реконструкции зданий и сооружений. – Казань: Казан. инж.-строит. ин-т, 1993. – С. 3-7.
51. Изгибаемые сборно-монолитные конструкции с бесшпоночным контактом / Оатул А.А., Сонин С.А., Запрутий Г.Н., Карпгин А.А. // Бетон и железобетон. – 1982, №10. – С. 12-14.
52. Ильин О.Ф. К оценке прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям // Сб. трудов: Новые экспериментальные исследования железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1989. – С. 15-31.
53. Казачек В.Г., Коршук Е.Л., Шилов А.Е. Нелинейный расчет железобетонных рам с различными схемами армирования // Материалы международной конференции. – БелНИИС. – Минск. – 1997. – С.148-155.
54. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. – М.: Стройиздат, 1976.
55. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А. Диаграммы деформирования бетона для развития методов расчета железобетонных конструкций с учетом режимов нагружения // Сб. Эффективные маломатериалоемкие железобетонные конструкции. – М.: НИИЖБ, 1988. – С. 4-18.
56. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Сапожников М.А. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов // Сб. Совершенствование методов расчета статически неопределенных железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1987. – С. 4-24.
57. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Сапожников М.А. Расчет стержневых железобетонных конструкций МКЭ с учетом уточненной матрицы жесткости. – Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1991. – №3. – С. 7-11.
58. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Диаграммы деформирования бетона, их трансформация в зависимости от различных факторов и использование в расчетах конструкций // Материалы конференций и совещаний по

- гидротехнике: Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений. - Л.: Энергоатомиздат, 1987.
59. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры // Сб. Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. - М.: НИИЖБ, 1986.
60. Клевцов В.А. Методы обследования и усиления железобетонных конструкций. - Бетон и железобетон. - 1995, № 2. - С. 17-20.
61. Клевцов В.А. Основные направления совершенствования методов оценки состояния несущих железобетонных конструкций при реконструкции // Промышленное строительство. - 1984, № 8.
62. Климов Ю.А. Развитие методов расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям в рамках создания норм Украины // Сб. Инженерные проблемы современного железобетона: Материалы международной конференции по бетону и железобетону. - Иваново: ИИСИ, 1995. - С. 143-147.
63. Климов Ю.А. Теория и расчет прочности, трещиностойкости и деформативности железобетонных элементов при действии поперечных сил: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук. - Киев, 1992. - 38 с.
64. Коньтий В.А. Прочность и жесткость анкеровки продольной арматуры на свободных опорах изгибающихся железобетонных элементов: Дис. ... канд. техн. наук. - М., 1980. - 252 с.
65. Коршунов Д.А., Сидоренко М.В., Ялов Г.Н. Определение напряжений в бетоне конструкций // Бетон и железобетон. - 1993, № 3. - С. 15.
66. Кремнева Е.Г. Прочность нормальных сечений изгибающихся железобетонных элементов, усиленных намоноличиванием под нагрузкой: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. - М., 1996. - 22 с.
67. Крылов С.М., Чижевский В.В., Стародубская С.Б. Особенности деформирования изгибающихся железобетонных элементов при разгрузке и повторных нагрузлениях // Сб. трудов: Исследование железобетонных конструкций при статических, повторных и динамических воздействиях. - М: НИИЖБ, 1984. - С. 73-82.
68. Кудзис А.П. Оценка надежности железобетонных конструкций. - Вильнюс: Мокслас, 1985. - 156 с.
69. Куценко Ю.Д., Заславский И.Н. Обеспечение долговечности железобетонных конструкций при реконструкции промышленных предприятий. - Киев.: Будивельник, 1985. - 112 с.
70. Лазовский Д.Н. Оценка состояния железобетонных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. - 1993, № 10.
71. Лазовский Д.Н. Прочность монолитных железобетонных плит перекрытия с комбинированным армированием профилированным стальным настилом и гибкой арматурой: Дисс. ... канд. техн. наук. - М.: НИИЖБ, 1987. - 213 с.
72. Лазовский Д.Н. Расчет усиления железобетонных конструкций // Materiały konferencyjne: Nowe rozwiazania w budownictwie i naprawy konstrukcji budowlanych powaznych i zabytkowych. - Lublin, 1996. - С. 69-75.
73. Лазовский Д.Н. Реконструкция сборного железобетонного перекрытия. - Витебск: СНИО, 1991. - 24 с.
74. Лазовский Д.Н. Способы усиления железобетонных конструкций. - Промышленное строительство. - 1992, № 12.
75. Лазовский Д.Н., Авдошка А.В. Усиление балок с нарушенной анкеровкой арматуры // Бетон и железобетон. - 1993, № 2. - С. 7-9.
76. Лазовский Д.Н., Авдошка И.Р., Сериков Г.Н. Способ реконструкции сборного железобетонного перекрытия // Промышленное строительство. - 1991, № 12. - С. 21-22.
77. Лазовский Д.Н., Авдошка А.В., Сериков Г.Н. Устройство для усиления железобетонных балочных конструкций // Промышленное строительство. - 1991, № 5. - С. 29.

78. Лазовский Д.Н., Лелюго Г.А., Кремнева Е.Г. и др. Усиление сборных много-пустотных панелей перекрытий // Промышленное и гражданское строительство. - 1993, № 10.
79. Лазовский Д.Н., Масленников С.Д., Серяков Г.Н. Усиление сборного железобетонного перекрытия с заменой плит// Промышленное строительство. - 1992, №8. - С. 9-11.
80. Лазовский Д.Н., Серяков Г.Н. К расчету прочности контактного шва при усилении конструкций наращиванием // Изв. вузов. Строительство. - 1995, № 10.
81. Лазовский Д.Н., Серяков Г.Н. Методика расчета прочности контактного шва при усилении растянутой зоны конструкций // Сб. Научные труды общества железобетонщиков Сибири и Урала. - Вып.3. - Новосибирск, 1995. - С. 98-100.
82. Лившиц Я.Д. Расчет железобетонных конструкций с учетом влияния усадки и ползучести бетона. - Киев: Вища школа, 1976.
83. Литвинов И.М. Усиление и восстановление железобетонных конструкций. - М.-Л.: Стройиздат Наркомстроя, 1942. - 96 с.
84. Лозовой Ю.И. Усиление железобетонных конструкций, находящихся под нагрузкой, методом предварительного их напряжения термическим и термо-механическим способами // Сб. Усиление строительных конструкций и технология предварительно-напряженных конструкций. - Львов: Изд-во Львов. ун-та, 1964. - С. 6-10.
85. Лоссье А. Недостатки железобетона и их устранение. - М.: Госстройиздат, 1958. - 120 с.
86. Лукша Л.К. Прочность трубобетона. - Мн., 1977.
87. Мадатян С.А. Стержневая арматура железобетонных конструкций. Обзорная информация. Серия: Строительные материалы. - М.: ВНИИМПИИ, 1991. - 76 с.
88. Макаренко Л.П. Изменение физико-механических свойств бетонов при сжатии и растяжении при повторных нагрузлениях // Бетон и железобетон. - 1989, № 2. - С. 38-40.
89. Марчиокайтис Г.З., Дулиникас Е., Забуленас А. Напряженно-деформированное состояние и несущая способность железобетонных сборно-монолитных сжатых элементов // Вильнюсский технич.ун-т.. - Вильнюс.-Техника.-1994.-40 с.
90. Матков Н.Г. О диаграммах деформирования сжимаемых железобетонных элементов с продольным и поперечным армированием // Сб. трудов: Совершенствование методов расчета статически неопределеных железобетонных конструкций. - М.: НИИЖБ, 1987. - С. 135-142.
91. Матков Н.Г. Оценка прочности и деформативности сжатых элементов на основе опытных диаграмм деформирования и их разрушение // Материалы ХХIII Международной конференции в области бетона и железобетона. Волгоград-91. - М.: Стройиздат, 1991. - С. 309-310.
92. Методические рекомендации по исследованию ползучести и усадки бетона. - М.: НИИЖБ, 1975. - 118 с.
93. Методические рекомендации по определению основных механических характеристик бетонов при кратковременном и длительном нагружении. - М.: НИИЖБ, 1984. - 52 с.
94. Миранцов И.Т. Оценка остаточной несущей способности эксплуатируемых железобетонных конструкций // Сб. Инженерные проблемы современного железобетона. - Иваново: ИИСИ, 1995. - С. 192-201.
95. Митрофанов В.П., Погребной В.В. Расчет прочности шлоночных соединений // Бетон и железобетон. - 1989, № 10. - С. 18-19.
96. Михайлов В.В. Восстановление железобетонных конструкций с применением расширяющегося цемента. - М.: Стройиздат, 1945. - 28 с.
97. Мурашев В.И., Сигалов Э.Е., Байков В.Н. Железобетонные конструкции. - М., 1962.
98. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона. - М.: Машстройиздат, 1950. - 268 с.

99. Мухамедиев Т.А. К нормированию диаграммы деформирования бетона при осевом сжатии // Сб. Инженерные проблемы современного железобетона. – Иваново: ИСИСИ, 1995. – С. 235-241.
100. Мухамедиев Т.А. Прочность и деформации стержневых элементов с косвенным армированием // Бетон и железобетон. – 1989, № 12. – С. 28-27.
101. Немировский Я.М. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов при кратковременном и длительном загружении // Бетон и железобетон. – 1955, № 5. – С. 172-176.
102. Немировский Я.М. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с учетом работы растянутого бетона над трещиной и пересмотр на этой основе теории расчета деформаций и раскрытия трещин // Сб. Прочность и жесткость железобетонных конструкций. – М., 1968. – С. 47-54.
103. Несветаев Г.В. К созданию нормативной базы деформаций бетона при осевом нагружении // Изв. вузов. Сер. Строительство. – 1996, № 8. – С. 122-124.
104. Новое о прочности железобетона / Под ред. К.В. Михайлова. – М.: Стройиздат, 1987. – 80 с.
105. Нугукинов Ж.С. Деформации и ширина раскрытия трещин изгибаемых железобетонных элементов при немногократных повторных нагрузлениях: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – М., 1986. – 24 с.
106. Об уточнении аналитических зависимостей диаграммы растяжения арматурных сталей / Байков В.Н., Мадатян С.А., Дудоладов Л.С., Митасов В.М. // Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1983, № 9. – С. 1-5.
107. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям / Байков В.Н., Додонов М.И., Растворгусев В.С. и др. // Бетон и железобетон. – 1987.-№5. С.18-18.
108. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1965. – 342 с.
109. Патент 2020234 РФ, МКИ E04G23/02. Способ усиления сборных железобетонных многопустотных панелей перекрытия / Лазовский Д.Н., Авдотка А.В., Масленников С.Д., Кожаланский С.А. (Беларусь); Новополоцкий политехн. ин-т. – №4929491/33; Заявл. 22.04.91; Опубл. 30.09.94; Бюл. № 18. – 3 с.
110. Патент 2020235 РФ, МКИ E04G23/02. Способ усиления сборных железобетонных многопустотных панелей перекрытия / Лазовский Д.Н., Авдотка А.В., Масленников С.Д., Сивушенко С.В. (Беларусь); Новополоцкий политехн. ин-т. – №4929815/33; Заявл. 22.04.91; Опубл. 30.09.94; Бюл. № 18. – 4 с.
111. Патент 2023339 РФ, МКИ E04G23/02. Способ усиления сборных железобетонных многопустотных панелей перекрытия / Лазовский Д.Н (Беларусь); Новополоцкий политехн. ин-т. – № 5035175/33; Заявл. 30.03.92; Опубл. 30.11.94; Бюл. №22. – 3 с.
112. Пепольд Т.М., Богдан В.А., Тарасов В.В. Физико-механические свойства центрифугированного бетона. Сб. Строительные конструкции. – Мн., 1979.
113. Писанко Г.Н., Щербаков Е.Н. Предельная деформативность высокопрочного бетона при сжатии // Сб. Строительные конструкции. – Киев: Будівельник, 1971. – С. 105-108.
114. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции") / ЦНИИ-Промзданий. – М.: НИИЖБ, 1989.
115. Проект СНиП 51-01 Российской Федерации "Бетонные и железобетонные конструкции".
116. Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций. Справочное пособие к СНиП. – М.: Стройиздат, 1991.
117. Прокопович А.А., Казанков А.П., Прежеадецкий. Основы эксплуатации железобетонных конструкций промышленных зданий: Конспект лекций. – Куйбышев: Куйбышевск. гос. ун-т, 1983. – 52 с.

118. Прокопович А.А., Филатов В.Б. Оценка влияния нарушения сцепления арматуры с бетоном на прочность нормальных сечений эксплуатируемых конструкций // Сб. трудов: Исследование влияния качества изготовления, монтажа и эксплуатации железобетонных конструкций на их несущую способность. - М.: НИИЖБ, 1986. -С. 55-59.
119. Прокопович И.Е. Влияние длительных процессов на напряженное и деформированное состояние сооружений. - М.: Стройиздат, 1963. - 260 с.
120. Прокопович И.Е., Зедгенидзе В.А. Прикладная теория ползучести. - М.: Стройиздат, 1980.
121. Ребров И.С. Усиление металлических конструкций. - Ленинград: Стройиздат, 1988. - 288 с.
122. Рекомендации по оценке надежности строительных конструкций по внешним признакам / ЦНИИпромодзай. - М., 1989. - 112 с.
123. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений / НИИСК. - М.: Стройиздат, 1989.
124. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Надземные конструкции и сооружения / Харьковский Промстройинпроект, НИИЖБ. - М.: Стройиздат, 1992.
125. Рекомендации по усилению железобетонных и каменных конструкций / Полоцкий гос. ун-т. - 1993. - 485 с.
126. Рекомендации по учету ползучести и усадки при расчете бетонных и железобетонных конструкций. - М.: Стройиздат, 1987. - 121 с.
127. Решение о выдаче патента РБ по заявке № 00091/01 от 18.03.1997. Способ усиления сборных железобетонных многопустотных панелей перекрытий / Лазовский Д.Н., Лелюго Г.А. (Беларусь); Полоцкий гос. ун-т. - Заявл. 15.01.93.
128. Решение о выдаче патента РБ по заявке № 950854 от 18.11.1997. Способ усиления частично разрушенных железобетонных колонн / Пецольд Т.М., Лазовский Д.Н. (Беларусь); Полоцкий гос. ун-т. - Заявл. 18.09.95.
129. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластины. - М.: Стройиздат, 1986. - 310 с.
130. Ржаницын А.Р. Теория ползучести. - М.: Госстройиздат, 1968.
131. Ройтман А.Г. Надежность конструкций эксплуатируемых зданий. - М.: Стройиздат, 1985. - 175 с.
132. Руководство по обеспечению долговечности железобетонных конструкций предприятий черной металлургии при их реконструкции и восстановлении / Харьковский Промстройинпроект, НИИЖБ. - М.: Стройиздат, 1982.
133. Рыбалка А.Н. Деформации изгибающихся железобетонных элементов на ветви разгрузки с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. - М., 1989. -77 с.
134. Снатков Н.М. Несущая способность железобетонных рам, усиленных под нагрузкой: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. - СПб, 1992. - 23 с.
136. Спроггин Г.М. Исследование предварительно напряженных конструкций при частичном или полном отсутствии сцепления арматуры с бетоном // Материалы VIII конгресса ФИП. - Лондон, 1978.
137. Суслов Ю.А. Исследование жесткости обычных и предварительно напряженных изгибающихся железобетонных элементов // Сб. Железобетонные промышленные конструкции и крупные панели. - М., 1966.
138. Терин В.Д. Изгибающие элементы с арматурой класса Ат-ПС // Бетон и железобетон. - 1985, № 1. - С. 31-33.
139. Трофимов А.В. Оценка работы растянутого бетона между трещинами в железобетонных стержневых элементах // Сб. трудов: Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций. - Л.: ЛИСИ, 1987. - С. 75-80.

140. Тур В.В. Особенности расчета самонапряженных сборно-монолитных конструкций по второй группе предельных состояний // Сб. Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров в Республике Беларусь. - Минск, 1996. - С. 35-42.
141. Узук И.А. Реализация диаграмм деформирования бетона при однородном и неоднородном напряженных состояниях // Бетон и железобетон. - 1991, № 8.-С. 19-20.
142. Узук И.А. Трансформирование диаграмм деформирования бетона при сжатии // Изв. вузов. Сер. Строительство. - 1991, № 11. - С. 7-12.
143. Уладский И.И. Теория и расчет железобетонных стержневых конструкций с учетом длительных процессов. - Киев, 1967. - 348 с.
144. Учет деформаций ползучести и длительного сопротивления бетона в методике диаграмм-изохрон / Карпенко Н.И., Прокопович Н.Е., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н., Яременко А.Ф. // Сб. трудов: Совершенствование методов расчета статически неопределеных железобетонных конструкций. - М.: НИИЖБ, 1987. - С. 66-81.
145. Фатхулин В.Ш., Валеев Г.С. Усиление и восстановление конструкций с применением сборно-монолитного железобетона // Сб. Инженерные проблемы современного железобетона. - Иваново: ИИСИ, 1995. - С. 444-450.
146. Физдель И.А. Исправление дефектов в бетонных и каменных сооружениях методом цементации. - М.: Стройиздат, 1949. - 73 с.
147. Фомица Л.Н. Основы экспериментального определения напряженного состояния бетона для оценки надежности элементов железобетонных конструкций: Автoref. дис. ... д-ра тех. наук. - М.: НИИЖБ, 1988. - 44 с.
148. Фрайфельд С.Е., Пальчинский О.В. Практический метод расчета железобетонных конструкций с учетом реологических свойств материалов // Сб. трудов: Строительные конструкции. - Вып. 3. - Харьков: ЮжНИИ, 1959. - С. 17-22.
149. Хило Е.Р., Попович Б.С. Усиление железобетонных конструкций с изменением расчетной схемы и напряженного состояния. - Львов: Изд-во при Львов. ун-те, 1976. - 147 с.
150. Хило Е.Р., Попович Б.С. Усиление строительных конструкций. - Львов: Выща школа, 1985. - 156 с.
151. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. - М.: Стройиздат, 1981. - 182 с.
152. Холмянский М.М., Кольнер В.М., Зайцев В.В. Прочность изгибающихся элементов, не имеющих поперечной арматуры, в зоне действия поперечной силы с учетом податливости заделки арматуры в бетоне // Материалы VI Конференции по бетону и железобетону. - М., 1966. - С. 43-56.
153. Чайка В.П. Работа бетона в осесимметричной сжатой зоне изгибающихся и внецентрически сжатых железобетонных элементов при кратковременном загружении // Сб. Предельное состояние бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений. - Л., 1987. - С. 117-123.
154. Чайка В.П. Характеристики диаграмм неоднородного сжатия бетона // Бетон и железобетон. - 1994, № 1. - С. 18-23.
155. Шагин А.Л., Бондаренко Ю.В. и др. Реконструкция зданий и сооружений. - М.: Вышш. шк., 1991. - 352 с.
156. DIN 1045. Beton und Stahlbeton. Bemessung und Ausfuehrung. 12/1978143. Lim T.Y. Et alii Bending Behavior of steel-fiber concrete beams // ACI Structural J. - 1987. - V. 80, № 6. - P. 524-536.
157. Krol M., Tur W., Kondratczik A. Zastosowanie betonow ekspansywnych do napraw i wzmacnien konstrukcji budowlanych // Nowe rozwiazania w budownictwie i naprawy konstrukcji budowlanych powszechnych i zabytkowych. - Lublin: Politechnika Lubelska, 1996. - S. 151-172.
158. Popovics S.A. Review of stress-strain relationships for concrete // ACI Jurnal. - 1970. - V. 67, № 3.
159. Sturman G. Effects of fleewral strain gradients on microcrocking and stress-strain behavior of concrete // ACI Jurnal. - 1965. - V. 62, № 7. - P. 805-821.

Научное издание

Дмитрий Николаевич Лазовский

**Усиление железобетонных конструкций
эксплуатируемых строительных сооружений**

**Редактор А. Курилович
Компьютерная верстка А. Поправко**

**Гарнитура SchoolBookC. Формат 60x90 1/16
Усл. печ. л. 14,5 Уч.-изд. л. 16,04 Тираж 500 экз. Зак. № 3862
Издательство Полоцкого гос. ун-та. Лицензия ЛВ № 390
211440, г. Новополоцк, ул. Блохина, 29**

**Отпечатано с оригинал-макета издательства
Полоцким ИП "Наследие Ф. Скорины"
на Ricon Pripot, ЛП-131.**