

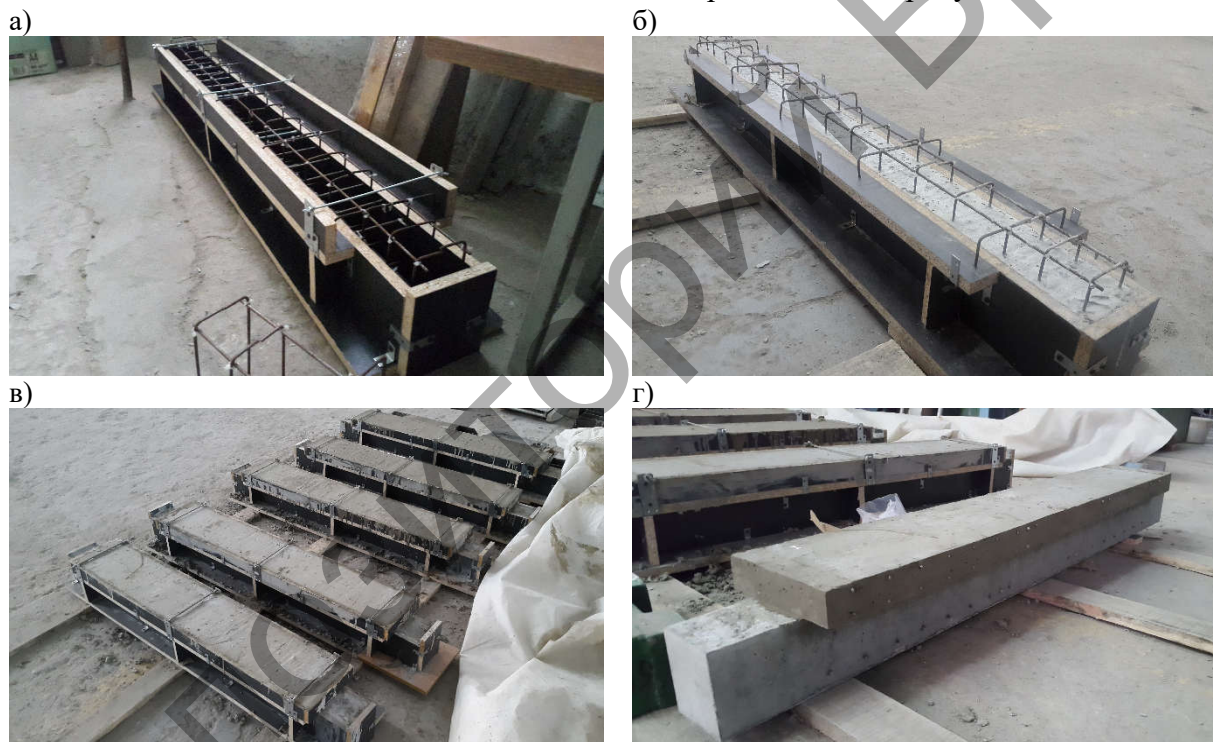
отношении ПЦ:МК:Г–71:14:15. Для приготовления бетонной смеси применяли следующие составляющие: ПЦ – портландцемент СЕМ I-42,5; МК – метакралин МК-40; Г – молотый двухводный гипсовый камень.

Основные физико-механические характеристики материалов опытных балок приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Физико-механические характеристики бетона и арматуры опытных балок

Бетон					
сборного элемента		монолитного слоя			
$\bar{f}_{c,cube}$, МПа	E_C , ГПа	$\bar{f}_{c,cube}$, МПа	E_C , ГПа	Самонапряжение, МПа	
30,98	19,98	65,2	31,7	1,91	
Арматура					
Класс арматуры	Диаметр \varnothing , мм	Предел текучести, МПа	Временное сопротивление, МПа	Модуль упругости E_S , ГПа	Относительное удлинение при разрыве, %
S500	4,0	481,0	786,0	192,3	4,5
S500	12,0	478,0	780,0	192,8	4,6

Основные этапы изготовления опытных балок представлен на рисунке 2.



а) опалубка с арматурным каркасом; б) забетонированная сборная часть; в) бетонирование монолитной части; г) готовая балка

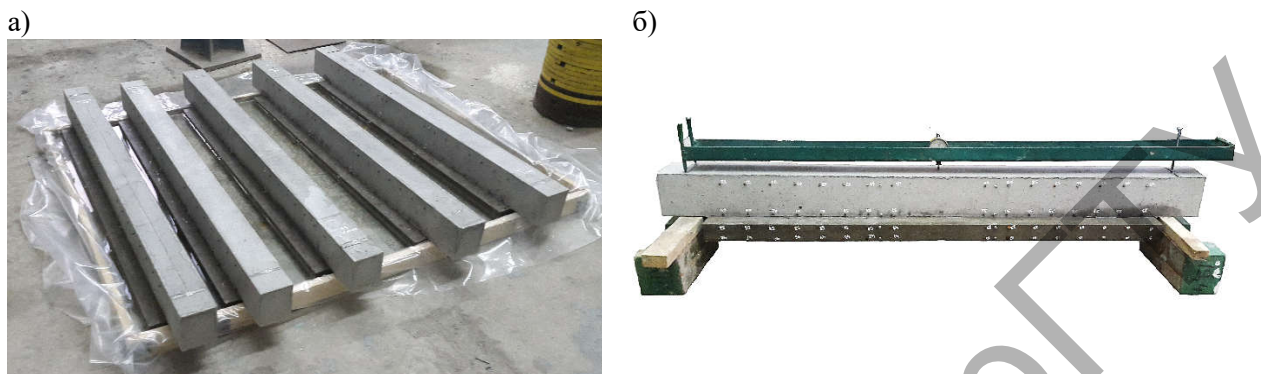
Рисунок 2 – Процесс изготовления опытных балок

Стадия самонапряжения

Укладку монолитного слоя производили через 35 дней после бетонирования сборных частей. Зона контакта бетонов специально не обрабатывалась, поэтому шероховатость контакта имела естественную форму незаглаженного бетона.

После достижения напрягающим бетоном (НБ) монолитного слоя средней прочности на сжатие около 7МПа, балки распалубливали и помещали в специально сконструированный бассейн с водой, интенсифицирующий процесс расширения напрягающего бетона (рисунок 3а).

В процессе расширения бетона монолитных частей производили замеры выгиба балок и контроль средних продольных деформаций по высоте сечения в середине пролёта (рисунок 3б). В тот же время на призмах из НБ размерами 100x100x400мм, помещенными в бассейн с водой, производили контроль ограниченных деформаций в стандартных динамометрических кондукторах, а также свободных деформаций линейного расширения.



а) опытные балки, помещенные в бассейн с водой; б) контроль выгиба балок;
Рисунок 3 – Стадия самоупреждения сборно-монолитных балок

Использование напрягающего бетона в качестве монолитного слоя сборно-монолитной балки способствовало созданию собственного, исходного напряженного состояния в сечении составного элемента. Величины собственных деформаций в период расширения напрягающего бетона зависели от энергоактивности напрягающего бетона и соотношения во времени интенсивности протекания процессов расширения и нарастания прочности структурных связей по контакту «монолитный – сборный элемент». К моменту стабилизации расширения перед проведением статических испытаний величина выгиба балок составляла от 1,75 до 2,16мм на базе 1400мм. В результате выгиба в сборных частях балок образовались трещины, картина которых показана на рис. 4.



Рисунок 4 – Картина трещинообразования при выгибе балки

Программа испытаний

Программой эксперимента предусматривалось испытание двух балок статической нагрузкой до разрушения с целью: 1) получения среднего значения несущей способности по наклонному сечению; 2) определения характера статического разрушения. Свободно опёртые балки загружали двумя сосредоточенными силами на расстоянии $2,5d$ от опор. Ступени нагружения составляли 0,1 от ожидаемой разрушающей нагрузки. В момент выдержки на этапах контролировали средние продольные деформации в середине пролёта и на длине пролёта среза по высоте сечения элемента, прогибы, сдвиг и ширина раскрытия контакта между сборной и монолитной частями, ширина раскрытия трещин.

Оставшиеся 3 балки-аналога испытывались в рычажной редукторной установке (рисунок 5) на циклическую нагрузку. Уровень загрузки соответствовал $0,62F_u$ (2 образца) и $0,9F_u$, где F_u – средняя разрушающая нагрузка по результатам статических испытаний. Характеристики цикла: частота – $0,017\text{Гц}$ (1 цикл в минуту), коэффициент асимметрии по нагрузке – 0. До требуемого уровня балки загружались ступенчатой статической нагрузкой. Показания по измерительным приборам снимались после 1, 10, 50, 100, 500 цикла (в загруженном и разгруженном состоянии) и далее через каждые 500 циклов до момента разрушения.

Результаты статических испытаний.

Характер образования трещин нормального отрыва, их количество, шаг и ширина раскрытия свойственны картине трещинообразования в преднапряженных конструкциях, которыми по сути являются исследуемые балки.

Трещины нормального отрыва начали образовываться со второго этапа нагружения, увеличивая свою длину и ширину раскрытия с каждым приращением нагрузки. Вершины этих трещин вплоть до момента разрушения образца не преодолели зону контакта с монолитной частью. Ширина раскрытия стабилизировалась к 5-6 этапу нагружения ($14,4\text{--}17,7\text{кН}$) и не превышала $0,15\text{мм}$.

Первые трещины, наклонные к продольной оси элемента (диагональные трещины), появлялись на 6-9 этапе ($17,7\text{--}27,4\text{кН}$) примерно в середине сборного элемента с начальной шириной раскрытия $0,05\text{--}0,1\text{мм}$ и развивались в обе стороны.

Для всех испытанных балок наблюдали примерно одинаковую картину образования и развития наклонных трещин. Из появившихся диагональных трещин формировались две магистральные, выделяя сжатый бетонный подкос. С увеличением нагрузки между этими трещинами неминуемо образовывалась горизонтальная трещина расслоения контакта между сборным и монолитным слоями балки, развиваясь далее к точке приложения внешней силы. Трещины поэтапно увеличивали ширину раскрытия вплоть до предельной стадии.

Обе балки разрушились по наклонному сечению от достижения предела текучести поперечными стержнями, пересекавших наклонную трещину, и резкой потери анкеровки продольной рабочей арматурой (см. табл. 2).

Таблица 2 – Основные результаты экспериментальных исследований опытных балочных образцов при статической нагрузке

Марка балки	Разрушающая нагрузка, кН	Предельный сдвиг по контакту, мм	Предельный прогиб в середине пролёта, мм
Б1	93,85	0,225	9,775
Б5	103,73	0,245	11,69

Примечание: сдвиг фиксировали примерно в середине горизонтального участка расслоения между наклонными трещинами. Предельное значение представлено для момента, предшествующего разрушению.

Результаты испытаний на циклическую нагрузку.

Основные результаты испытаний опытных балок при циклических нагрузках представлены в таблице 3.

Для достижения заданного уровня нагрузки испытываемые балки загружались ступенями по методике статических испытаний. Поэтому порядок образования и раскрытия трещин, зафиксированные деформации и прогибы принципиально не отличались от полученных при статических нагружениях.

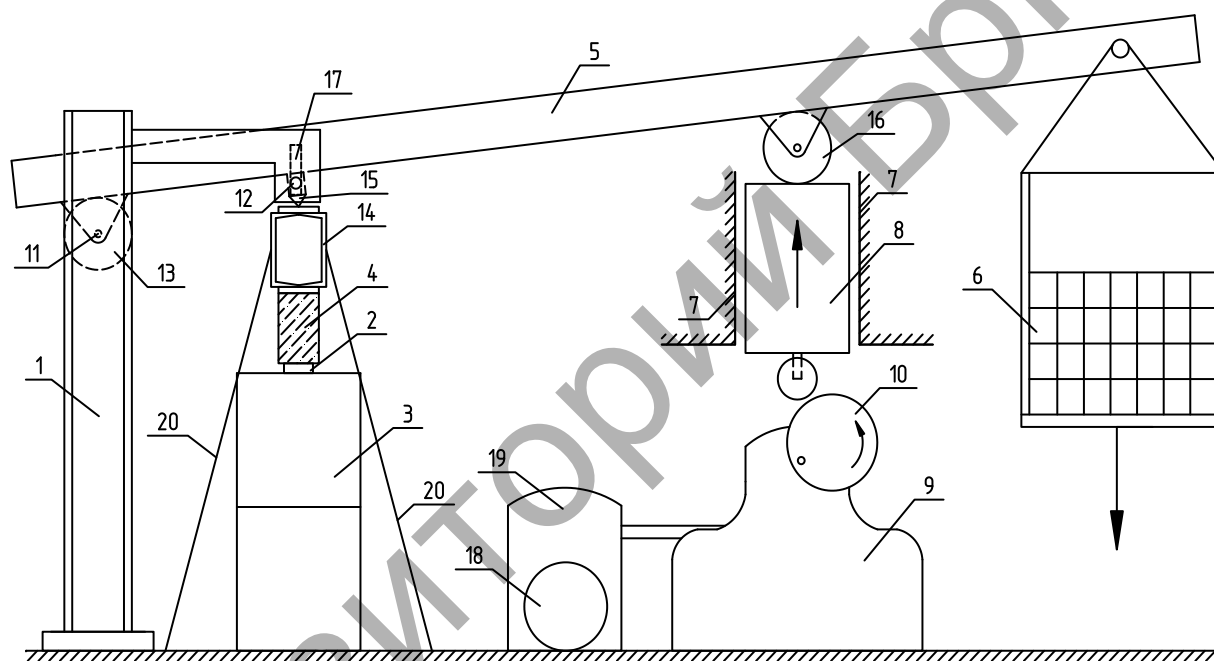
В процессе повторных нагружений наблюдали постепенное сокращение длины зоны анкеровки продольной рабочей арматуры в приопорных участках, отсеченных наклонными трещинами. В предельной стадии происходил разрыв поперечных хомутов и разрушение элемента.

Таким образом можно заключить, что разрушение балок при циклическом приложении нагрузки вызывается постепенным разрыхлением структуры бетона и потерей сцепления с рабочей арматурой в приопорной зоне.

Таблица 3 – Основные результаты экспериментальных исследований опытных балочных образцов при циклической нагрузке

Марка балки	Уровень нагружения от статической разрушающей нагрузки, %	Количество циклов до разрушения	Предельное раскрытие трещины по контакту, мм	Предельный сдвиг по контакту, мм	Предельный прогиб в середине пролёта, мм
Б2	0,9	256	1,238	0,607	9,523
Б3	0,62	37740	0,707	0,241	6,733
Б4	0,62	23150	Не измерялось	0,375	7,055

Примечание: сдвиг и раскрытие трещины по контакту фиксировали примерно в середине горизонтального участка расслоения между наклонными трещинами. Предельное значение представлено для момента, предшествующего разрушению.

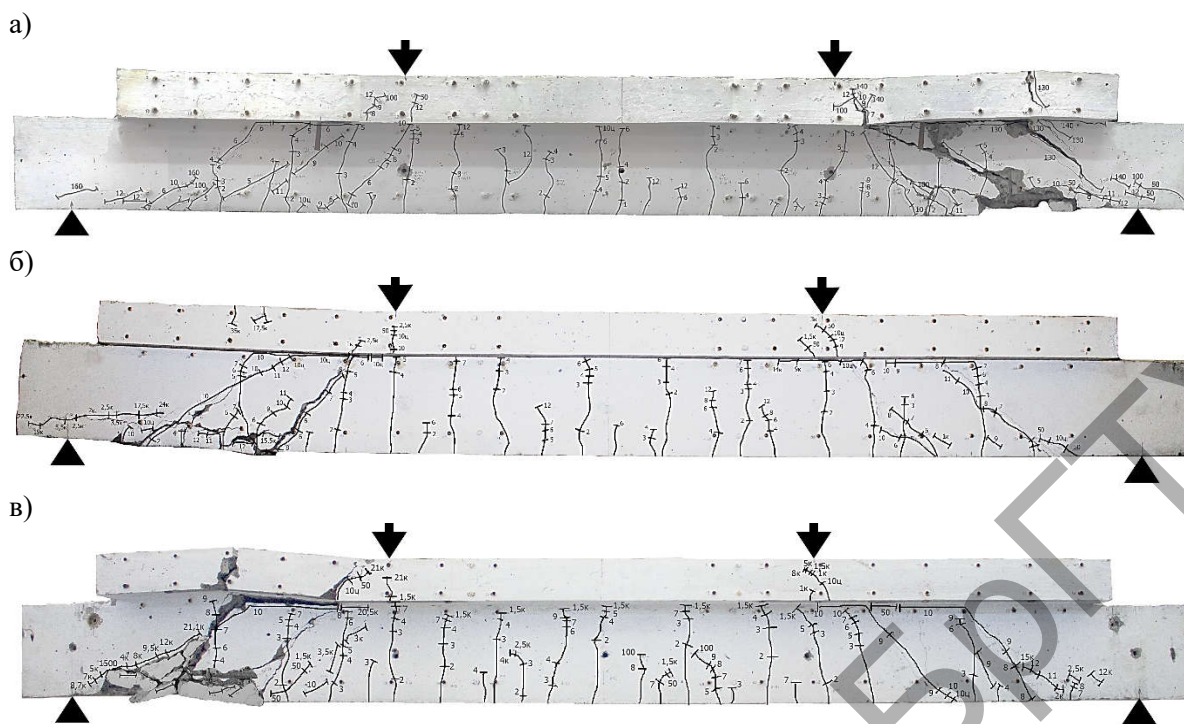


1 - рама; 2, 3 – опоры; 4 – опытная балка; 5 – рычаг; 6 – груз; 7 – направляющие; 8 – толкатель; 9 – привод; 10 – эксцентрик; 11 – шарнир; 12 – фиксатор; 13 – центрирующий цилиндр; 14 – траверса; 15, 16 – опоры; 17 – полз; 18 – электродвигатель; 19 – червячный редуктор; 20 – натяжные тросы.

Рисунок 5 – Редукторная установка для испытания сборно-монолитных балок при циклических нагрузках

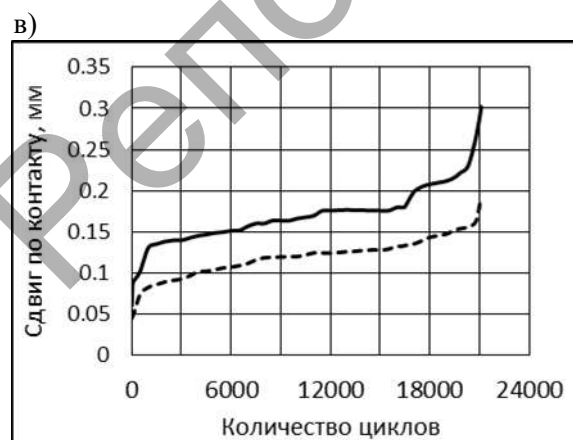
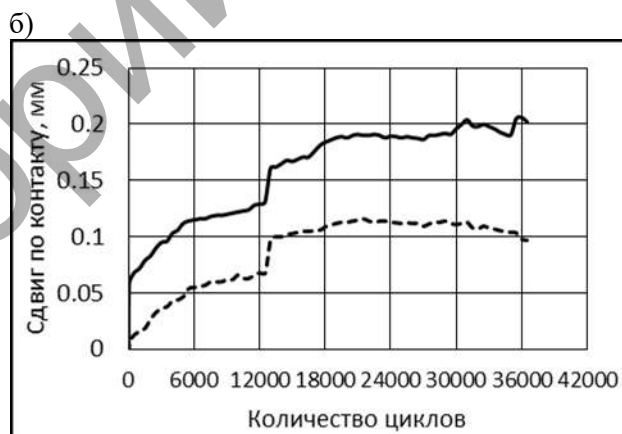
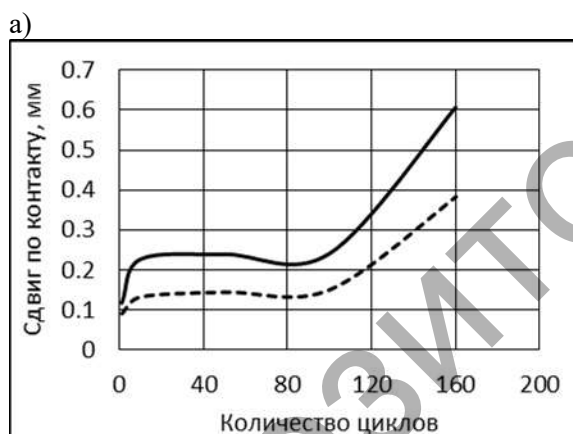
Сдвиг монолитной набетонки относительно сборной части сечения на уровне контакта, а также раскрытие горизонтальной трещины по контакту фиксировали в области, ограниченной наклонными трещинами над выделенным сжатым бетонным подкосом. Данные представлены на рисунках 7, 8 (графики представлены для приопорных зон, в которых произошло разрушение).

Как видно из графиков, показанных на рис. 7 и 8, в процессе развития деформаций контакта можно выделить три стадии: первая характеризуется резким скачком в развитии повреждений и таким же быстрым затуханием, переходя в практически в линейную вторую стадию. Второй этап охватывает большую часть «жизнеспособности» (до 70% общей продолжительности испытания) опытного образца и характеризуется невысоким приростом деформаций. Третья стадия описывается резким скачкообразным деформированием контакта, оканчивающееся физическим разрушением конструкции.



а) балка Б2; б) балка Б3; в) балка Б4

Рисунок 6 – Картина трещинообразования и разрушения опытных сборно-монолитных балок при циклическом приложении нагрузки.

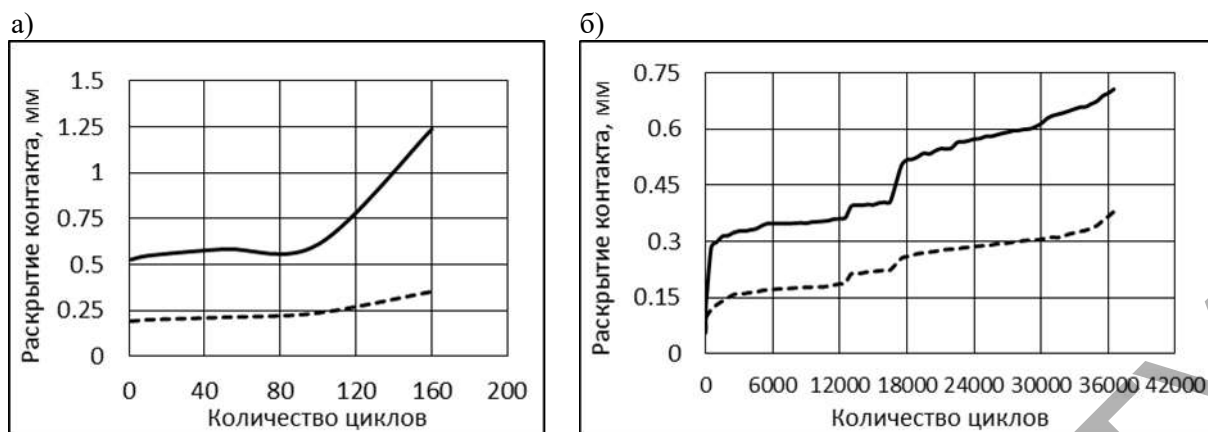


Примечание:

Сплошной линией обозначены сдвиги в нагруженном состоянии; пунктирной линией – после снятия нагрузки.

а) балка Б2; б) балка Б3; в) балка Б4

Рисунок 7 – Графики развития сдвига по контакту монолитной части относительно сборной в зависимости от количества циклов нагружения



Примечание:

Сплошной линией обозначены раскрытия трещин в нагруженном состоянии; пунктирной линией – после снятия нагрузки.

а) балка Б2; б) балка Б3

Рисунок 8 – Графики изменения ширины раскрытия горизонтальной трещины по контакту монолитной и сборной частей в зависимости от количества циклов нагружения

Так как в эксперименте циклические испытания балочных элементов начинали после формирования начальной трещины расслоения монолитной и сборной частей (на этапе статического нагружения балки до требуемого уровня), и эффект химического сцепления (адгезии) в контакте практически отсутствует, то в основном будет иметь место два механизма передачи среза вдоль трещины: эффект зацепления заполнителей бетона (или эффект трения) и нагельный эффект из-за изгиба поперечных стержней по поверхности контакта. Ввиду того, что сдвиговые смещения развиваются вдоль плоскости трещины, то выступающие по контакту части заполнителя увеличивают ширину раскрытия трещины (эффект дилатансии). Раскрытие трещины увеличивает осевое напряжение стержней, в то время как сдвиговое смещение вызывает в них изгибный эффект. Таким образом полное напряженное состояние в контакте, а именно работа поперечных стержней и окружающего их бетона, регулируется раскрытием трещины по контакту и сдвиговым смещением.

Анализируя отечественные нормативные документы [5], а также ряда европейских стран [6, 7] и США [8] можно заключить следующее:

1) Общеевропейские нормы Еврокод 2 [6] (как и действующий в РБ ТКП EN 1992-1-1 [5]) не уделяют должного внимания работе контактных швов комбинированных сечений в конструкциях при статических нагружениях. При циклических или повторных воздействиях вопрос практически не проработан. На страницах EN 1992-1-1 [6] можно найти единственную зависимость по расчёту предельных напряжений сдвига по контакту, которая при циклических нагрузках модифицируется лишь уменьшением вдвое одного из коэффициентов, зависящего от шероховатости поверхности контакта.

2) Греческая «Организация планирования и защиты от землетрясений» в 2012 году ввела в действие финальную версию национального стандарта о воздействиях на конструкции при землетрясениях «Greek Code of Structural Interventions 2012» (GCSI 2012 [7]). В данном документе подробно рассмотрен вопрос о проектировании зоны контакта старого и нового бетона при динамических воздействиях в соответствии с положениями теории надёжности.

Стоит отметить, что сдвиг вдоль контактного шва напрямую взаимосвязан с соответствующим раскрытием трещин и влияет на уровень поврежденности усиливаемого элемента. По этой причине, сдвиг по контакту – это критический параметр, который должен быть оценен при нахождении критериев возможных повреждений усиливаемого элемента, в частности при устройстве набетонки.

Согласно греческому стандарту [7], допустимая величина относительных сдвиговых смещений в контакте зависит от целевого уровня ответственности конструкции. Так, макси-

мальное приемлемое значение сдвигового смещения для уровня А (связанного с ограничением уровня поврежденности) равно 0,2мм, для уровня В (связанного с уровнем обеспечения безопасности жизнедеятельности или с уровнем ограничения значительных повреждений) равно 0,8мм и для уровня С (связанного с уровнем ограничения отказа или с уровнем состояния близкого к отказу) равно 1,5мм. Следует отметить, что испытания балок, проведенные при уровне нагружения 0,62Fu, показали, что на стадии, предшествующей разрушению, ширина раскрытия горизонтальной трещины не превышала 1мм.

3) В качестве альтернативы греческому GCSI 2012 [7] можно обратиться к североамериканским нормам FEMA 356/2000 [8], в которых максимальное значение ширины раскрытия трещины по контакту не должно превышать 1,6мм и 3,2мм для стадии пригодности к эксплуатации и обеспечения безопасности жизнедеятельности соответственно.

Заключение. На основании изложенного можно сделать следующие выводы:

1. Проведенные исследования позволили установить характер разрушения сборно-монолитных балочных элементов при циклическом нагружении.
2. С уменьшением уровня прикладываемой нагрузки, при неизменной её частоте, увеличилась «живучесть» опытной конструкции (количество циклов до разрушения);
3. При циклических воздействиях, деформации сдвига и раскрытия контакта описываются нелинейными функциями;
4. С увеличением количества циклов нагружения снижается жесткость балочного образца;
5. При циклических нагружениях уровнем 0,9Fu и 0,62Fu максимальный зафиксированный прогиб в середине пролета опытных балок соответственно на 12% и 35% меньше, чем при статических испытаниях.

Список источников

1. O. Tsioulou, S. Dritsos (2011), «A Theoretical Model to Predict Interface Slip due to Bending», RILEM – Materials and Structures, Vol. 44(4), pp. 825-843.
2. V. Palieraki, E. Vintzileou, K. Trezos, (2014). «Shear Transfer Along Interfaces: Constitutive Laws», Proceedings of the 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turkey.
3. Мирсаяпов Ил.Т. Новые методы расчета железобетонных конструкций на выносливость при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил/ Ил.Т.Мирсаяпов// Научные труды III Всероссийской (II международной) конференции по бетону и железобетону «Бетон и железобетон - взгляд в будущее». В семи томах, том 1. «Теория железобетона. Железобетонные конструкции. Расчет и конструирование». Москва, 2014. - С. 335-342.
4. A. R. Moradi, M. Soltani, and A. A. Tasnimi, «A simplified constitutive model for dowel action across RC cracks,» Journal of Advanced Concrete Technology, vol. 10, no. 8, pp. 264–277, 2012.
5. ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий. – Введ. 01.01.2010. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2010. – 112 с.
6. EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. – Brussels: CEN, 2004.
7. E.P.P.O. (2012). Code for Structural Interventions, Earthquake Planning and Protection Organization of Greece (E.P.P.O.). Athens.
8. FEMA (2000) FEMA 356: prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings American society of civil engineers. Federal Emergency Management Agency, Washington.