

Заключение. Проведенные экспериментальные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Определение минимального процента армирования имеет важное значение при расчете композитных элементов с применением несъемной опалубки из ЦСП. Элементы с применением несъемной опалубки из ЦСП имеют более высокие прочностные показатели, в частности это касается трещиностойкости железобетонных элементов.

2. Применением стандартной методики норм [4] по определению минимального процента армирования данных композитных железобетонных элементов является некорректной.

3. Применение композитных перекрытий с использованием несъемной опалубки из ЦСП с учетом минимального процента армирования может позволить рационально применять данные перекрытия, экономя материалы и ресурсы.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Шалобыта, Н.Н. Плоское многопустотное безбалочное железобетонное перекрытие / Н.Н. Шалобыта, Т.П. Шалобыта, Е.А. Деркач // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь 28–29 нояб. 2012 г.: в 2 ч. / ПГУ Новопол.: редкол. Д.Н. Лазовский [и др.]. – Новополоцк, 2012. – Ч. 1. – С. 116–125.
2. Шалобыта, Н.Н. Эффективное решение плоского безбалочного железобетонного перекрытия с применением элементов системы VST / Н.Н. Шалобыта, В.В. Тур, Е.А. Деркач // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь 28–29 нояб. 2012 г.: в 2 ч. / ПГУ Новопол.: редкол. Д.Н. Лазовский [и др.]. – Новополоцк, 2012. – Ч. 1. – С. 89–90.
3. Н.Н. Шалобыта, Е.А. Деркач // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1(85): Строительство и архитектура. – С. 97–102.
4. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 503.01-02. – С изменениями № 1, 2, 3, 4. – Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.

УДК 624.012.35

Шалобыта Н.Н., Полонский М.Ч., Шалобыта Т.П.

ИССЛЕДОВАНИЕ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ В ИЗГИБАЕМЫХ БАЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТАХ, АРМИРОВАННЫХ СТАЛЬНОЙ АРМАТУРОЙ КЛАССА S500

Введение

В соответствии с требованиями норм [1] при проектировании железобетонных конструкций допускается использовать различные расчетные методы, выбор которых в основном определяется не только квалификацией проектировщика, классом ответственности сооружений, видом несущих конструкций, физико-механическими свойствами материалов, сколько затратами на получение готового продукта при заданном индексе надежности. Усилия в статически неопределимых системах могут определяться с использованием линейно-упругого метода расчета до тех пор, пока материал конструкции работает упруго. При расчете по упруго-пластической схеме эпюра изгибающих моментов в по-

добных конструкциях отлична от линейно-упругой. Это объясняется в первую очередь нелинейной работой материала и появлением трещин при увеличении нагрузки, в месте максимального изгибающего момента. Разница между фактическими усилиями, полученными при расчете по упругопластической и линейно-упругой моделям на участке при заданной нагрузке, называется перераспределением моментов. Значение перераспределения момента может отсутствовать, быть частичным или полным. Абсолютное или полное перераспределение имеет место в случае, когда количество пластических шарниров или участков с незначительным моментом больше степени статической неопределимости. В таком случае разрушающая нагрузка в пластическом шарнире будет определяться значением предельного угла пластического поворота [2, 3].

Основная часть

В настоящее время практически во всех нормах по расчету и проектированию железобетонных конструкций [1-3] допускается учитывать перераспределения усилий [4, 5] в стадии предельного равновесия. Известно, что в статически неопределимых железобетонных конструкциях под действием внешней нагрузки в наиболее нагруженных сечениях возникает участок больших местных деформаций, на котором в растянутой арматуре напряжения достигает предела текучести, что в свою очередь приводит к развитию в арматуре значительных пластических деформаций (деформаций текучести). Это обстоятельство приводит к выключению из работы конструкции данных сечений и увеличению напряженности в других сечениях, т.е. по сути, к перераспределению усилий [5]. При этом процесс перераспределения усилий имеет определенные закономерности и ограничения, которые позволяют запроектированным конструкциям удовлетворять установленным расчетами требованиям первой и второй групп предельных состояний [5-7].

Несмотря на выполненные в мировой практике исследования железобетонных элементов и конструкций, в настоящее время вопрос перераспределения усилий остается актуальным. В связи с внесением в новые нормы проектирования железобетонных конструкций [8, 9] стальной арматуры класса S500 [10] очевидным становится необходимость уточнения установленных базовых условий и ограничений, накладываемых на железобетонные конструкции при их проектировании с учетом нелинейной работы. В отличие арматурных сталей с ярко выраженной площадкой текучести (S240, S400), арматурная сталь S50, являясь термомеханически упрочненной, обладает более высокими прочностными, но более низкими деформационными характеристиками, что требует отдельного внимания при проектировании конструкций, рассчитываемых с учетом развития неупругих деформаций.

Для оценки НДС неразрезных балочных элементов, армированных стальной арматурой класса S500, с учетом проявления эффекта перераспределения усилий, были разработаны экспериментальные балочные образцы, в которых варьировались прочностные характеристики бетона при постоянном проценте армирования (таблица 1, рисунок 1).

Таблица 1 – Номенклатура опытных образцов

Опытный образец	Используемая арматура	Размеры сечения $b \times h$ (мм)	Процент армирования $\rho_1 = A_s / b \cdot d, \%$		f_{cm} , МПа
			в пролете	на опоре	
Б-1	Ø 12 S500 Ø 20 S500	120x300	1,5	1,5	17,8
Б-2					26,9
Б-3					35,3
Б-4					24,1

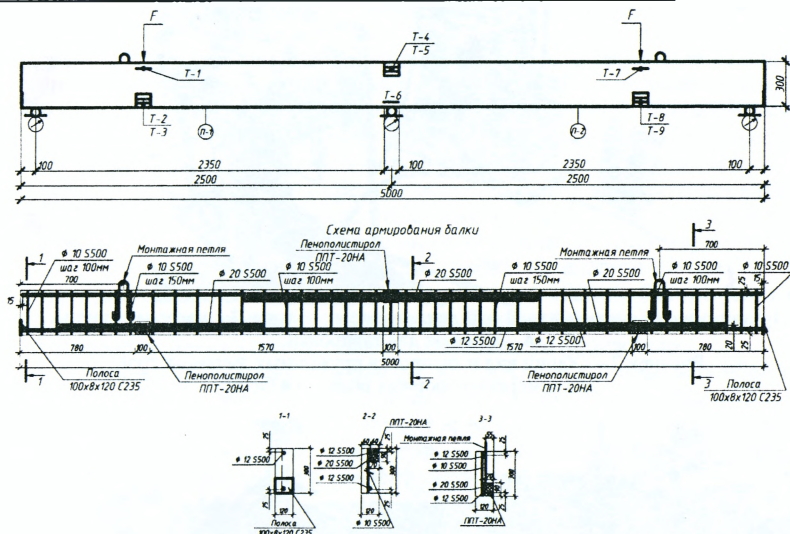
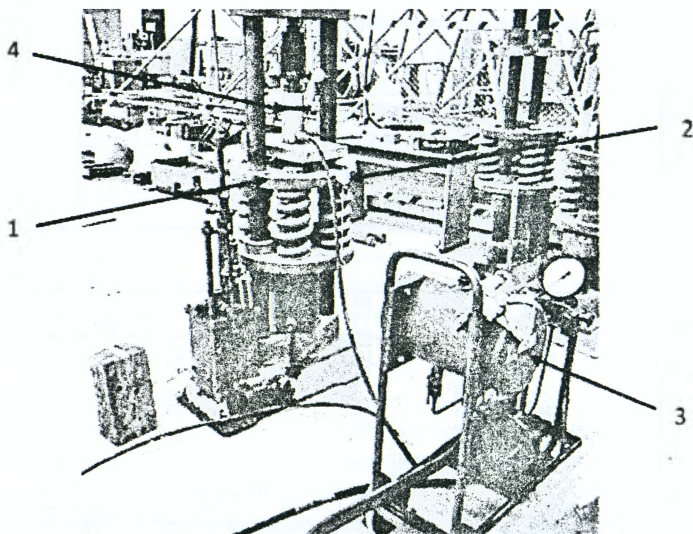


Рисунок 1– Схемы расположения измерительных приборов и армирования балки

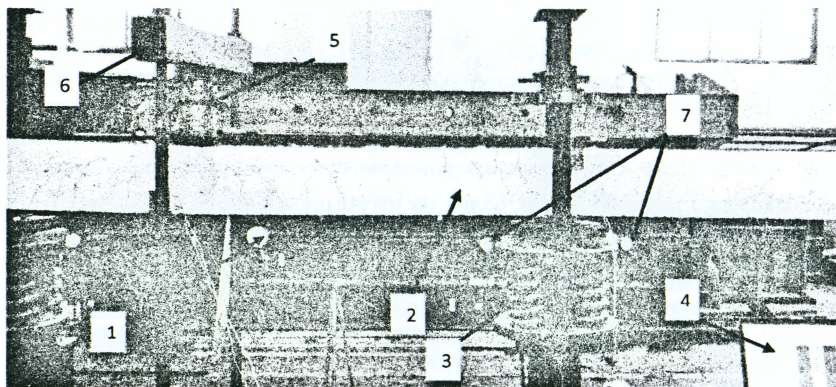
Исследование двухпролетных балок на изгиб проводилось в испытательном центре Брестского государственного технического университета. Было испытано 4 опытных образца – балки. Размеры сечения балок 120x300 (h), общая длина составляет 5 м. Загружение осуществлялось одной сосредоточенной силой в каждом пролете (рисунок 1) ступенями по 5 кН. На балку в заданных местах на песчаную подсыпку устанавливались гидравлические домкраты, которые последовательно соединялись между собой и насосной станцией НСР-400. На размеченных опытных образцах устанавливались измерительные приборы (индикаторы, прогибомеры). Тензорезисторы подключались к измерительному комплексу «ТИССА-В-485/65».

Отличительной особенностью выполненных экспериментальных исследований явилась особая методика по определению действительных усилий, возникающих в процессе образования пластических шарниров в статически неопределимой системе. Для экспериментальных образцов был разработан стенд с силоизмерительными опорами, позволяющими фиксировать значение реакций опор на каждой ступени загрузки конструкции. Данные опоры были выполнены в виде пружинных динамометров (рисунки 2, 3), специально изготовленных и оттарированных под установленную нагрузку для экспериментальных образцов.



1 – пружинный динамометр; 2 – индикатор часового типа; 3 – насосная станция;
4 – домкрат для тарировки

Рисунок 2 – Общий вид и тарировка пружинных динамометров для измерения опорных реакций в балке



1 – прогибомер; 2 – опытный образец; 3 – пружинный динамометр (опора);
4 – измерительный комплекс «ТИССА»; 5 – нагрузочный домкрат; 6 – траверса;
7 – индикаторы часового типа на опорах.

Рисунок 3 – Общий вид испытательного стенда

Анализ диаграмм «момент – относительная высота сжатой зоны бетона» (рисунки 4, 5) показал, что для балок серии Б-1, имеющих более низкие прочностные характеристики бетона на сжатие, зависимость «М - ξ » имеет более пологий вид (значения относительных деформаций находятся в пределах 0,25-0,45), чем для балок серий Б-2 и Б-4 (величина относительных деформаций принимает значение в пределах 0,12-0,26). Для балок серии Б-3, имеющих самые высокие

прочностные характеристики бетона на сжатие, величина относительных деформаций составляет от 0,08-0,215. Это указывает на то, что со снижением прочностных характеристик бетона на сжатие, изменяются его деформационные характеристики и, как следствие, увеличивается величина предельных относительных деформаций, что в конечном итоге влияет и на деформативность растянутой зоны (величину средних деформаций на участке между трещинами).

Аналогичную картину можно наблюдать, анализируя диаграммы зависимостей «момент – средние относительные деформации» в бетоне сжатой зоны (рисунок 6), полученные по результатам обработки показаний тензорезисторов. Рассматривая полученную диаграмму для балок Б-2, можно увидеть, что в первом пролете, отбросив начальные этапы загрузки, сжатая зона бетона работает упруго и носит линейный характер. Во втором же пролете при моменте $M_{cr}=(0.81..1)M_u$, перед самым разрушением эпюра немного искривляется. Значения деформаций стремятся уйти в пластическую зону, но разрушение происходит раньше. Подобно ведут себя под нагрузкой так же балки Б-3 и Б-4.

Оценка диаграмм «момент – средние относительные деформации» в растянутой арматуре (рисунок 7) показала, что в момент разрушения для балок Б-1 и Б-2 деформации в растянутой арматуре ниже значений, соответствующих деформациям физического предела текучести. Также из анализа соответствующих диаграмм для бетона очевидно, что деформации в сжатом бетоне для данных образцов не достигли предельных значений. Таким образом, можно утверждать, что перераспределения усилий в данных образцах не произошло.

В то же время, анализируя диаграммы, полученные для опытных образцов Б-3 и Б-4 (рисунок 7), можно предположить, что при моменте $M_{cr}=(0.65..93)M_u$ относительные деформации в растянутой арматуре переходят в зону пластических деформаций, тем самым давая возможность образования пластического шарнира, что подтверждается и численным расчетом.

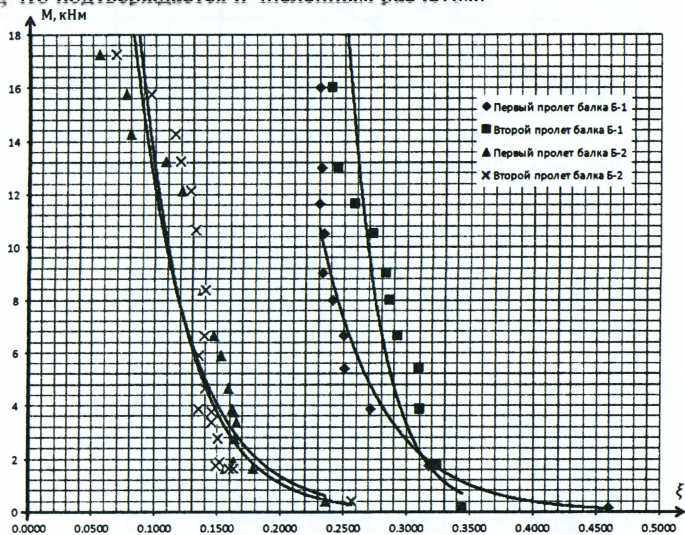


Рисунок 4 – Диаграмма зависимости «М-ξ» для образцов Б-1, Б-2

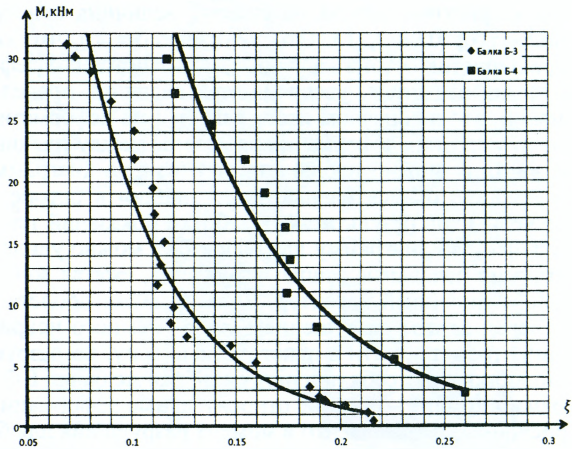


Рисунок 5 – Диаграмма зависимости «М-φ» для образцов Б-3, Б-4

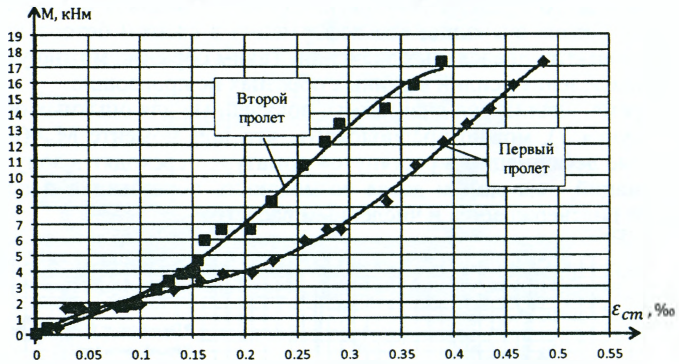


Рисунок 6 – Диаграмма зависимости «М – ε_{ст}» для балки Б-2

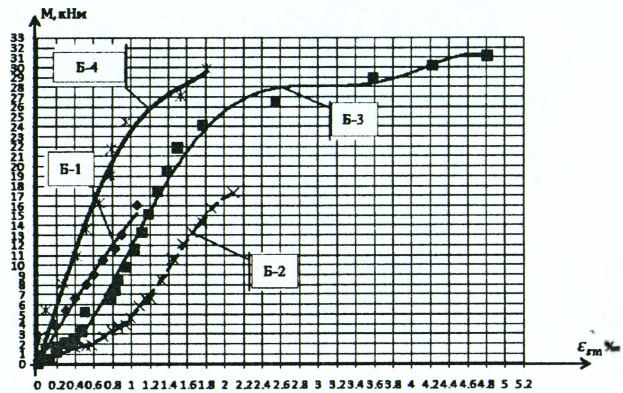


Рисунок 7 – Диаграммы зависимости «М – ε_{ст}» в растянутой арматуре

Заключение

Выполненный анализ проведенных экспериментальных исследований позволил установить функциональные зависимости изменения НДС железобетонных двухпролетных балок, армированных арматурой класса S500. Установлено, что с уменьшением прочностных характеристик бетона на сжатие изменяются его деформационные характеристики

(модуль деформаций) и, как следствие, увеличивается величина предельных относительных деформаций, что в конечном итоге влияет и на деформативность растянутой зоны (величину средних деформаций на участке между трещинами). Таким образом, можно сделать вывод, что мера перераспределения усилий будет большей для бетона низкой прочности, имеющего пониженные модули деформативности и относительно большие предельные относительные деформации.

В результате экспериментальных исследований получить полное перераспределение усилий в сечении запроектированных балок не удалось. Разрушение произошло в приопорных зонах в результате среза бетона и разрушения сварного шва поперечной и продольной арматуры. Данное обстоятельство противоречит выполнению теоретического расчета по определению несущей способности наклонного сечения и может быть объяснено только лишь недопущением при проектировании применения контактной сварки для арматуры класса S500. Кроме того, необходимо также отметить негативное влияние на несущую способность наличия только лишь одного плоского каркаса в сечении изгибаемого элемента, что не позволяет создать достаточные условия для предотвращения поперечных деформаций бетона и обеспечить необходимое сцепление арматуры с бетоном.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Eurocode: EN 1990 : 2001. – Basis of Structural Design. – Brussels – 2011. – 67 p.
2. CEB-FIP Model Code 1990- Chapter 1-3, Final Draft. CEB Bull.d' Inf. – 1991. – No. 203.
3. (Final Draft, April, 2002) Eurocode 2: EN 1992-1:2001. Design of concrete structures. g – Brussels – 2002. – Part 1: General Rules and Rules for Buildin. – 230 p.
4. Шалобьга, Н.Н. Перераспределение усилий в изгибаемых железобетонных балочных элементах, армированных стальной арматурой класса S500 / Н.Н. Шалобьга, М.Ч. Полонский, Т.П. Шалобьга, А.В. Масилевич // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1(79): Строительство и архитектура. – С. 131–135.
5. Тихий, М. Расчет железобетонных рамных конструкций в пластической стадии. Перераспределение усилий / М. Тихий, Й. Ракошник; перевод с чешского Б.М. Сергеенко. – 1976.
6. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций – М.: Стройиздат, 1975 – 191 с.
7. Проектирование железобетонных конструкций: Еврокод 2. – Часть 2: Железобетонные мосты. Правила проектирования и расчета.
8. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02 – с изменениями 1, 2, 3, 4. – Мн.: Стройтехнорм, 2002 – 274 с.
9. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – Ч.1-1: Общие правила и правила для зданий.
10. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций: СТБ 1704-2012. – Мн.: Госстандарт РБ, 2013 – 16 с.