

The system of Eurocodes (TCP EN) recognise the responsibility of regulatory authorities to determine values related to regulatory reliability at national level. But studies of reliability based on different probability models can lead to uncomparable results. Therefore, an important task is to develop common approaches to define probabilistic models of basic variables. The submitted study is focussed on analysis of probabilistic models of wind action. The modern approach to probabilistic modeling of wind action with an emphasis on European trends is shown in the article. The analysis of available empirical data of observations of the base value of wind speed is done. On the basis of which the statistical parameters of wind speed were obtained. Probabilistic models wind load taking into account the territorial conditions of the Republic of Belarus are clarified. The probabilistic model of wind action for different referent periods are recommended based on the investigations. It is expected that the results obtained from this study will provide background materials for development of National annexes.

УДК 681.3: 634.04

Семенюк О.С., Тур В.В.

ПАРАМЕТРЫ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА

Введение. На протяжении ряда лет, одним из эффективных способов повышения трещиностойкости конструкций из монолитного бетона, является выполнение предварительного напряжения в построечных условиях (постнапряжение). Несмотря на очевидные преимущества названного способа, его реализация требует применения высокотехнологичного оборудования, специальных анкерных устройств, а также привлечения высококвалифицированного персонала. Альтернативой механическому способу натяжения арматуры является физико-химический способ предварительного напряжения при применении бетонов на основе напрягающего цемента (напрягающий бетон). При реализации данного способа, натяжение арматуры происходит в процессе объёмного расширения напрягающего бетона на стадии твердения и набора прочности последнего.

В настоящее время в мировой практике (Китай [1], Япония [2], США [3]) наблюдается как существенное увеличение объёмов производства и применения бетона, выполненного на основе расширяющихся вяжущих и добавок (в основном сульфалоюминатного и оксидного типа), так и интенсификация исследований в данной области. Необходимо подчеркнуть, что за последние десятилетия в отечественной практике накоплен значительный опыт применения напрягающего бетона в конструкциях зданий и сооружений, основанный на результатах экспериментально-теоретических исследований научной школы проф. В.В. Михайлова [4], заложившей основы современного самоупроченного железобетона.

Вместе с тем, широкое применение конструкций из напрягающего бетона (далее – самоупроченных конструкций) в практике строительства может быть обеспечено только в том случае, если будут достигнуты стабильные значения параметров расширения, соответствующие значениям, заложенным в расчёт при проектировании. Данное требование может быть реализовано с одной стороны совершенствованием технологии получения расширяющихся вяжущих и бетонов на их основе, обеспечивающих достижение заданных характеристик расширения и самоупрочения в стандартных условиях, а с другой стороны – применением адекватных расчётных моделей для определения связанных деформаций для любых условий ограничения деформаций свободного расширения напрягающего бетона. В настоящее время технология получения расширяющихся вяжущих (добавок) и бетонов на их основе опережает в своём развитии разработку моделей, применяемых для расчёта собственных деформаций самоупроченных элементов в раннем возрасте.

Применяемые в настоящее время модели для оценивания связанных деформаций в раннем возрасте базируются, главным образом, на следующих подходах: энергетическом [4, 5]; деформационном [6, 7]; объединённом подходе [8], основанном на совместном использовании положений энергетического и деформационного подходов. Несмотря на ряд преимуществ известные подходы в их актуальной формулировке имеют ряд недостатков, которые подробно проанализированы в наших работах [9].

Как следует из накопленных за последние десятилетия результатов исследования самоупроченных конструкций, величина связанных деформаций к моменту стабилизации расширения зависит главным образом от следующих факторов: энергоактивности применённого вяжущего и его содержания в составе бетонной смеси, степени ограничения деформаций свободного расширения (жёсткости ограничивающих связей), положения ограничивающих связей (граничных условий) и условий хранения конструкции на стадии расширения напрягающего бетона. При этом традиционно бытует представление о том, что на стадии расширения следует обеспечивать достижение максимальных значений сжимающих напряжений в бетоне (самоупрочения), а величина связанной деформации отодвигается на второй план. Так, например, в рамках энергетического подхода [4, 5], выполняют расчёт только самоупрочения без оценки величины связанных деформаций. Вместе с тем в компенсации усадочных деформаций основную роль играет величина достигаемых деформаций связанного расширения. Несложно показать, что при увеличении жёсткости ограничения могут быть достигнуты значительные по величине самоупрочения (например, при условно абсолютной жёсткой связи), которые будут достаточно быстро погашены после реализации усадочных деформаций, равных по величине деформациям упругого обжатия напрягающего бетона, накопленных в процессе его расширения в условиях ограничения. Поэтому следует стремиться к достижению некоторого оптимального соотношения между величиной связанной деформации и самоупрочения как результата упругого обжатия бетона. К сожалению, величина деформации упругого обжатия напрягающего бетона не может быть измерена непосредственно в опытах, однако её можно установить по расчётам, которые реализуются в рамках деформационных моделей. Так, авторами статьи предложена модифицированная деформационная модель (MSDM – «Modified Strains Development Model») [10, 11], предназначенная для расчёта величины связанной относительной деформации расширения напрягающего бетона и самоупрочения в случае применения высокоактивных напрягающих бетонов. Как показано в [11], предложенная модель может быть успешно применена для расчёта связанных деформаций и самоупрочений элементов из напрягающего бетона при произвольных расположении и жёсткости ограничивающих связей.

1. Методика проведения экспериментальных исследований

1.1. Программа экспериментальных исследований. Программа экспериментальных исследований самоупроченных опытных образцов-балок серий I и II с несимметричным расположением ограничивающих связей конечной жёсткости представлена в табл. 1.

1.2. Материалы для изготовления опытных образцов

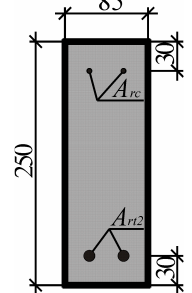
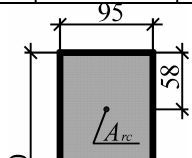
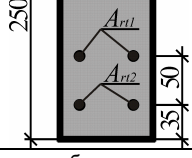
Напрягающий цемент. Для приготовления бетонной смеси использовали трёхкомпонентный напрягающий цемент лабораторного помола НЦ-МГ. Напрягающий цемент НЦ-МГ состоял из смеси портландцемента (CEMI-42,5N), метакаолина, природного двудного

Семенюк Ольга Сергеевна, магистр технических наук, аспирантка кафедры технологий бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Строительство и архитектура

Таблица 1 – Программа экспериментальных исследований самоупрежнённых опытных образцов-балок серий I и II

| Серия | Маркировка образца | Эскиз сечения | Армирование сечения | | | |
|-------|--------------------|---|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------------|
| | | | A_{rc} , мм ² | A_{r1} , мм ² | A_{r2} , мм ² | $\rho_{l,r}$, % |
| I | х-БСН-(1...4) |  | 25,1 (2Ø4) | – | 157,0 (2Ø10) | 0,86 |
| II | х-БКН-(1,2) |  | 13,7 (1Ø4) | 143,5 (2 Ø10) | 143,5 (2Ø10) | 1,27 |
| | х-БКН-(3) |  | 13,7 (1Ø4) | 143,5 (2Ø10) | 330,5 (2Ø14) | 2,05 |

Примечания: 1. В маркировке опытных образцов: х – номер серии (I или II); первая буква – вид образца: «Б» – балка; вторая буква – вид армирования («С» – стальные стержни; «К» – композитные стержни); третья буква – расположение стержней в сечении: «Н» – несимметричное; цифра в скобках – порядковый номер образца в серии.
2. Все опытные образцы-балки были длиной 1500 мм;
3. Геометрические характеристики сечения опытных образцов приведены с точностью ± 3 мм

Таблица 2 – Основные характеристики напрягающего цемента

| Вид напрягающего цемента | Характеристики расширения | | Прочностные характеристики | |
|--------------------------|---------------------------------------|---|-----------------------------|---------------------------|
| | свободное расширение ϵ_f , % | самонапряжение $f_{CE,d}$ Н/мм ² | при изгибе f_{flex} , МПа | при сжатии f_{cm} , МПа |
| НЦ-МГ | 1,21 | 5,9 | 6,5 | 40,9 |

Примечания: 1. Прочностные характеристики напрягающего цемента в возрасте 28 суток были установлены на образцах, твердевших в воде в свободных условиях (в условиях отсутствия ограничения деформаций свободного расширения).
2. Характеристики расширения указаны для возраста напрягающего цемента 28 суток, твердевшего в водных условиях

Таблица 3 – Основные физико-механические характеристики напрягающего бетона, применённого для изготовления образцов серий I и II

| Серия опытных образцов | Характеристики расширения (средние значения) | | Механические характеристики | |
|------------------------|--|-------------------------------|--|------------------------------------|
| | Относительная деформация свободного расширения $\epsilon_{CE,f}$, % | Самонапряжение $f_{CE,d}$ МПа | Прочность при сжатии $f_{cm,28}$, МПа | Модуль упругости $E_{cm,28}$, ГПа |
| I | 0,44 | 2,4 | 43,2 | 26,3 |
| II | 0,55 | 2,8 | 38,5 | 25,7 |

Примечания: 1. Относительная деформация свободного расширения установлена на свободных (неармированных) образцах-призмах с размерами 100×100×515 мм;
2. Величина самонапряжения установлена на образцах-призмах с размерами 100×100×400 мм в стандартных силовых кондукторах в соответствии с [15];
3. Прочность при сжатии была установлена в соответствии с [16];
4. Модуль упругости был установлен на образцах-цилиндрах ($\varnothing=150$ мм, $h=300$ мм)

гипса (CaSO₄·2H₂O) в соотношении составляющих 71:14:15 по массе соответственно. Напрягающий цемент получали совместным помолом перечисленных компонентов в указанных пропорциях в шаровой мельнице объёмом 60 л в течение 5–7 мин. Основные характеристики напрягающего цемента были определены по методикам [12] и [13] и представлены в таблице 2.

Напрягающий бетон. Состав бетонной смеси (расход составляющих на 1 м³ бетонной смеси) для изготовления опытных образцов серий I и II был принят следующим: цемент напрягающий НЦ-МГ – 600 кг; мелкий заполнитель (песок) с максимальным размером фракций $d_{max}=8$ мм – 600 кг; крупный заполнитель (щебень) с мак-

симальным размером фракций $D_{max}=16$ мм – 960 кг; вода – 240 кг (при $w/c=0,4$). Для достижения требуемой консистенции бетонной смеси была применена химическая добавка на основе поликарбоксилатов. Класс консистенции бетонной смеси, применённой для изготовления опытных образцов серии I и серии II, был S2 и S3 соответственно по [14]. Основные физико-механические характеристики напрягающего бетона, применённого для изготовления образцов серий I и II, в возрасте 28 суток приведены в табл. 3.

Армирующие элементы. Для армирования балок серии I использовали стальные стержни периодического профиля класса S500 номинальным диаметром 4 и 10 мм; а для балок серии II – композитные

стержни: базальтопластиковые стержни номинальным диаметром 5 мм и стеклопластиковые стержни номинальным диаметром 10 и 14 мм.

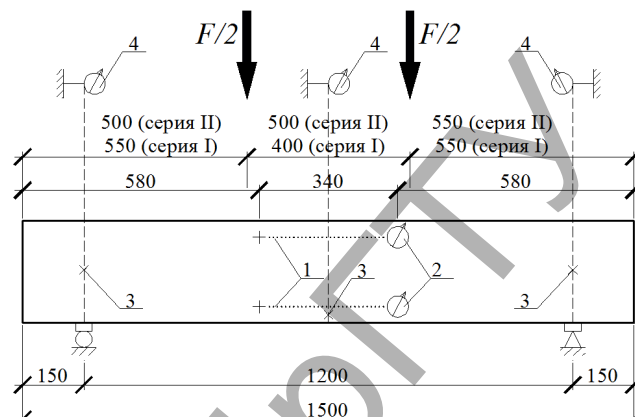
Основные физико-механические характеристики стальных и композитных стержней представлены в таблице 4 и таблице 5 соответственно.

Таблица 4 – Основные физико-механические характеристики стали (средние значения)

| Номинальный диаметр стержня, мм | Физический предел текучести f_{ym} , МПа | Модуль упругости E_{sm} , ГПа |
|---------------------------------|--|---------------------------------|
| 4 | 573,2 | 200,0 |
| 10 | 627,7 | 200,0 |

1.3. Методика проведения статических испытаний. Статические испытания на изгиб балок серий I и II производили двумя сосредоточенными силами как показано на рис. 1. Испытания проводили в прессе с автоматическим режимом нагружения. Нагружение производили монотонно возрастающей нагрузкой со скоростью 0,5 кН/с с последующей выдержкой 10 минут на очередном этапе нагружения. Отсчёты по механическим приборам снимали дважды: после приложения нагрузки, а также к окончанию выдержки образца под нагрузкой. Образование трещин фиксировали при обработке поверхности бетона ацетоном. Ширину раскрытия трещин измеряли с точностью 0,05 мм. В ходе статических испытаний балок серий I и II вертикальные перемещения сечений (опорные сечения и сечение, расположенное в центре пролёта балки) измеряли при помощи прогибомеров с точностью 0,01 мм. Измерение продольных деформаций напрягающего бетона на уровне центра тяжести сжатой и растя-

нутой арматуры в ходе статических испытаний балок серий I и II осуществляли при помощи индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм, установленных на базе измерения 340 мм. Схема размещения измерительных приборов и приложения нагрузки при статических испытаниях на изгиб балок серий I и II показана на рис. 1.



1 – база измерения деформаций; 2 – индикатор часового типа; 3 – сечение, вертикальные перемещения которых измеряли при помощи прогибомера; 4 – прогибомер

Рисунок 1 – Схема размещения измерительных приборов и приложения нагрузки при статических испытаниях на изгиб балок серий I и II

Таблица 5 – Основные физико-механические характеристики композитных стержней (средние значения)

| Номинальный диаметр стержня, мм | Эквивалентный диаметр стержня, мм | Модуль упругости при растяжении $E_{fррм}$, ГПа | Прочность при разрыве $f_{fррм}$, МПа | Предельная деформация растяжения $\epsilon_{fррм}$, % |
|---------------------------------|-----------------------------------|--|--|--|
| 5 | 4,2 | 51,5 | 1 262 | 2,61 |
| 10 | 9,6 | 45,2 | 1027 | 2,27 |
| 14 | 14,5 | | | |

Таблица 6 – Связанные относительные деформации напрягающего бетона и соответствующие им усилия в ограничивающих стержнях к моменту проведения статических испытаний балок серий I и II

| Серия | Маркировка образца | Связанные относительные деформации, % | | | Результирующее усилие в ограничивающих стержнях, кН | | |
|-------|--------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|--------------|--------------|
| | | $\Sigma(\Delta\epsilon_{CE,rc})_i$ | $\Sigma(\Delta\epsilon_{CE,rt1})_i$ | $\Sigma(\Delta\epsilon_{CE,rt2})_i$ | $F_{CE,rc}$ | $F_{CE,rt1}$ | $F_{CE,rt2}$ |
| I | I-БСН-(1) | 0,346 | - | 0,127 | 14,4 | - | 39,9 |
| | | 0,342 | | 0,128 | | | 40,2 |
| | I-БСН-(2) | 0,400 | | 0,135 | | | 42,4 |
| | | 0,372 | | 0,144 | | | 45,2 |
| | I-БСН-(3) | 0,474 | | 0,143 | | | 44,9 |
| | | 0,443 | | 0,144 | | | 45,2 |
| | I-БСН-(4) | 0,513 | | 0,153 | | | 48,0 |
| | | 0,499 | | 0,154 | | | 48,4 |
| II | II-БКН-(1) | 0,501 | 0,334 | 0,266 | 3,6 | 21,9 | 17,4 |
| | | 0,481 | 0,330 | 0,269 | 3,4 | 21,6 | 17,6 |
| | II-БКН-(2) | 0,573 | 0,369 | 0,284 | 4,1 | 24,2 | 18,6 |
| | | 0,556 | 0,365 | 0,276 | 4,0 | 23,9 | 18,1 |
| | II-БКН-(3) | 0,440 | 0,260 | 0,198 | 3,1 | 17,0 | 29,6 |
| | | 0,429 | 0,267 | 0,197 | 3,0 | 17,5 | 29,4 |

Примечание: В таблице над чертой указаны величины связанной относительной деформации расширения напрягающего бетона, рассчитанные в соответствии с модифицированной деформационной моделью [10, 11]; под чертой – экспериментальные значения

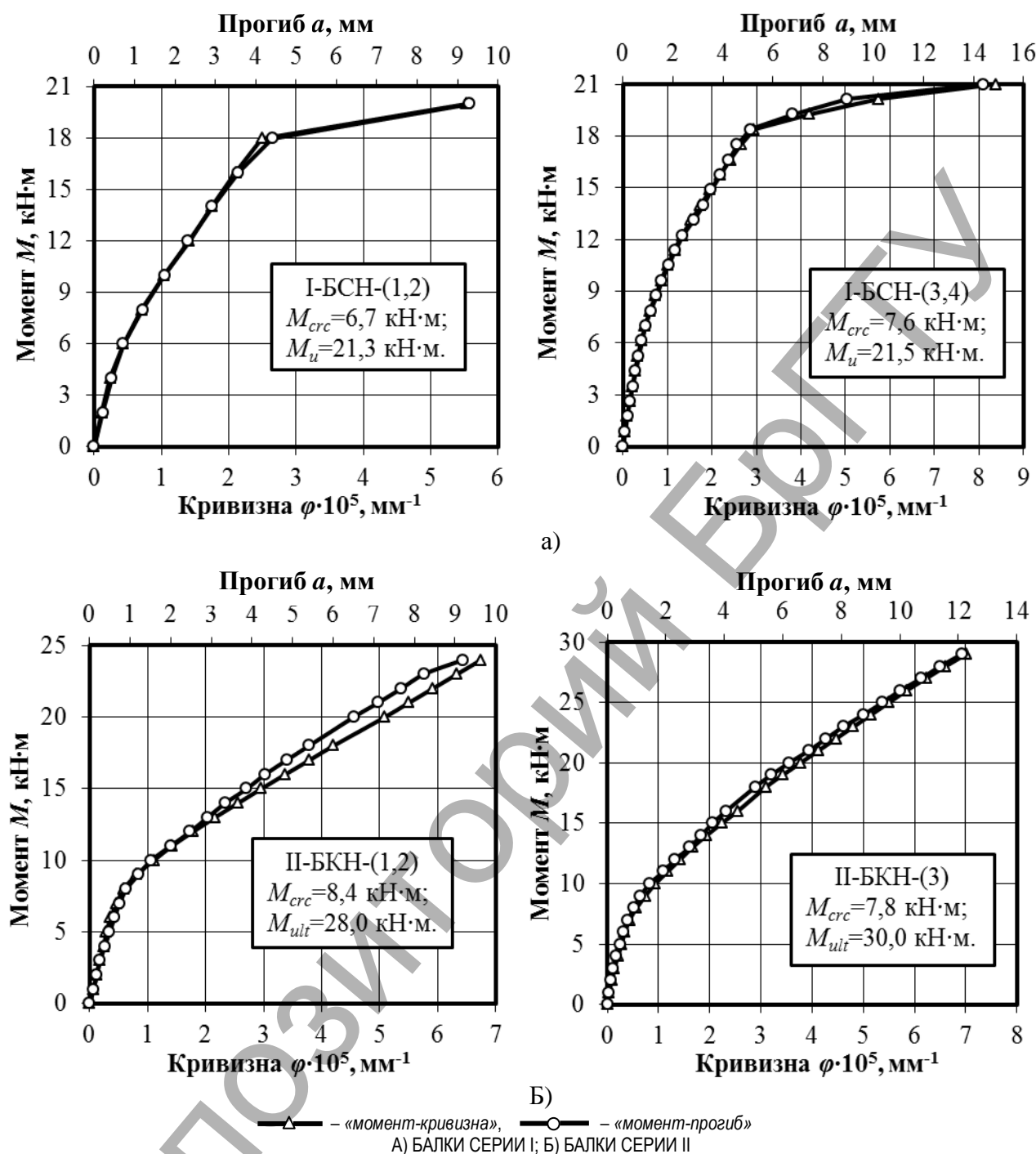


Рисунок 2 – Графики зависимостей «момент-кривизна» и «момент-прогиб», полученные по измерениям при статических испытаниях балок

2. Результаты экспериментальных исследований самонапряжённых бетонных элементов на стадии статических испытаний. Балки I-БСН-(1,2) и I-БСН-(3,4) серии I в возрасте напрягающего бетона 22 суток (после 19 суток хранения в водных условиях и последующих 3 суток хранения в воздушно-сухой среде) и 25 суток (после 23 суток хранения в водных условиях и последующих 2 суток хранения в воздушно-сухой среде) соответственно и балки II-БКН-(1,2) и II-БКН-(3) серии II в возрасте напрягающего бетона 30 суток (после 27 суток хранения в водных условиях и последующих 3 суток хранения в воздушно-сухой среде) и 26 суток (после 25 суток хранения в водных условиях и последующих 1 суток хранения в воздушно-сухой среде) соответственно подвергали статическим испытаниям как показано на схеме, представленной на рис. 1. Связанные относительные деформации напрягающего бетона на уровне центра

тяжести ограничивающих арматурных стержней и соответствующие им усилия в ограничивающих стержнях к моменту проведения статических испытаний балок серий I и II представлены в табл. 6 (см. совместно с табл. 1).

Графики, показывающие развитие кривизн и прогибов балок серии I и серии II в зависимости от величины приложенной нагрузки в ходе статического нагружения, представлены на рис. 2.

Сводные результаты статических испытаний балок серий I и II представлены в таблице 7.

В процессе нагружения балок серии I и II были выявлены характерные стадии, описывающие сопротивление изгибаемого самонапряжённого элемента.

При приложении нагрузки, первые волосяные трещины нормального отрыва в опытных балках серии I регистрировали в зоне

Таблица 7 – Сводные результаты статических испытаний балок серий I и II

| Серия | Маркировка образца | Усилие трещинообразования P_{crc} , кН (M_{crc} , кН·м) | Относительная деформация $\varepsilon_{rt,crc}$, ‰ к моменту образования трещин | Прогиб a , мм | Ширина раскрытия трещин (w_{max}/w_m), мм | Предельное усилие P_{ult} , кН (M_{ult} , кН·м) | Форма разрушения |
|-------|--------------------|--|--|-----------------|---|--|------------------|
| I | I-БСН-(1) | 34 (6,8) | 0,528 | 2,3 | 0,1/0,1 | 108 (21,6) | «В» |
| | I-БСН-(2) | 37,3 (6,5) | 0,542 | 2,7 | 0,15/0,07 | 120 (21,0) | |
| | I-БСН-(3) | 39,5 (6,9) | 0,533 | 2,9 | 0,1/0,09 | 120 (21,0) | |
| | I-БСН-(4) | 46,6 (8,2) | 0,658 | 3,2 | 0,1/0,1 | 125,4 (22,0) | |
| II | II-БКН-(1) | 40,5 (8,1) | 0,494 | 4,9 | 0,7/0,59 | 150 (30,0) | «Sh» |
| | II-БКН-(2) | 43,5 (8,7) | 0,480 | 4,6 | 0,6/0,38 | 130 (26,0) | |
| | II-БКН-(3) | 39,0 (7,8) | 0,490 | 4,6 | 0,6/0,47 | 150 (30,0) | |

Примечания. 1. В таблице приведена величина прогиба, зафиксированная на этапе нагружения, соответствовавшему $\approx(0,55-0,6) \cdot P_{ult}$, где P_{ult} – предельная сила.

2. В таблице приведена максимальная (w_{max}) и средняя (w_m) ширина раскрытия трещин, зафиксированная на этапе нагружения, соответствовавшему $\approx(0,55-0,6) \cdot P_{ult}$.

3. Наблюдавшаяся форма разрушения опытных образцов-балок: «В» – изгибная форма разрушения; «Sh» – срез по диагональной трещине

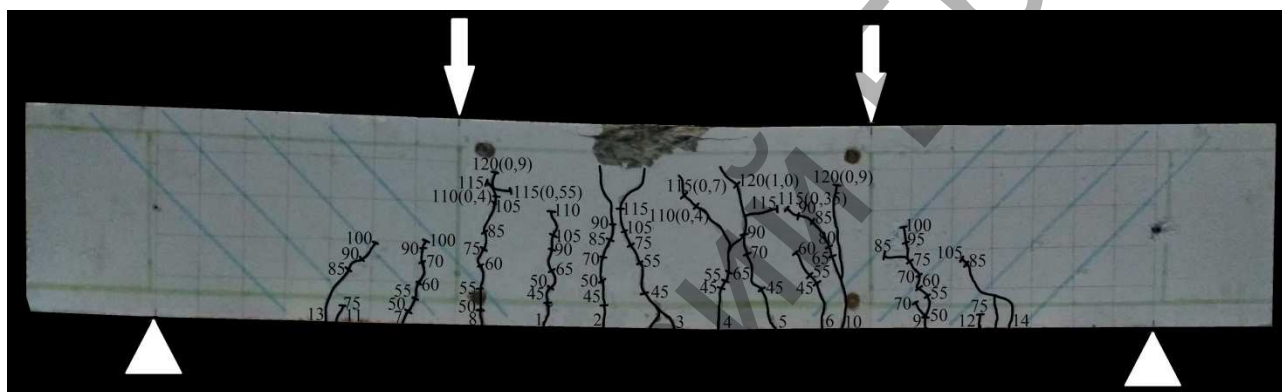


Рисунок 3 – Характерная картина трещинообразования балок серии I

чистого изгиба при $P_{crc} = (35-50)$ кН. Распространение трещин по высоте сечения не превышало 90 мм, а шаг трещин составлял в среднем 70 мм. Как следует из графиков, показывающих изменение кривизны и прогибов (см. рис. 2), образовавшиеся трещины не оказывали существенного влияния на изменение изгибной жёсткости элемента. По мере приложения нагрузки, образовывались новые трещины (см. рис. 3) с распространением по высоте сечения от 70 до 140 мм. При нагрузке, составлявшей в среднем по серии $P=80$ кН (что соответствовало около 70% от предельного усилия P_{ult}), развитие трещин по высоте сечения приостанавливалось и по зафиксированным величинам относительных деформаций, высота сжатой зоны составляла в среднем по серии 109 мм. На данном этапе нагружения образовалось в среднем $N=13$ трещин (которые разделили растянутую зону балок на блоки одинаковой длины 60 ± 15 мм), средняя и максимальная ширина раскрытия трещин при этом была ограничена величиной 0,1 и 0,2 мм соответственно, распространение трещин по высоте сечения не превышало при этом 190 мм и было практически одинаковым для всех образовавшихся трещин. Наблюдаемый характер трещинообразования свидетельствовал о равномерном распределении напряжений по длине растянутых арматурных стержней, подобно тому, как это имеет место в традиционных предварительно напряжённых элементах. Следует отметить, что при дальнейшем увеличении нагрузки, новые трещины образовывались вне зоны чистого изгиба, при этом ширина раскрытия ранее образовавшихся трещин оставалась примерно на достигнутом ранее уровне, а положение нейтральной оси смещалось вверх, оставляя высоту сжатой зоны бетона на уровне 75 мм. При нагрузке, составлявшей в среднем по серии $P=80$ кН, образовывались наклонные трещины №13 и №14 (см. рис. 3) шириной раскрытия до 0,15 мм по линии от опоры к силе в пролёте (угол наклона трещины составлял около 45°). При нагрузке $P=120$ кН происходило лавино-

образное развитие и раскрытие трещин нормального отрыва в зоне чистого изгиба, деформации арматуры при этом достигали значений, соответствующих пределу текучести, с последующим неограниченным развитием прогибов балочного элемента, разрушение балки завершалось раздавливанием бетона сжатой зоны. На этапе, предшествующем разрушению, высота сжатой зоны составляла в среднем по серии 60 мм.

При испытаниях балок серии II первые трещины нормального отрыва образовывались при нагрузке $P_{crc} = (40-50)$ кН в зависимости от образца и развивались практически до половины высоты сечения (см. рис. 4), в отличие от балок серии I со стальным армированием, в которых развитие первых образовавшихся трещин не превышало высоты защитного слоя. При этом, ширина раскрытия трещин на уровне арматуры наиболее растянутого ряда составила 0,1 мм (для сравнения, в балках серии I зафиксированная ширина раскрытия трещин не превышала 0,05 мм – т.н. волосяные трещины).

По мере увеличения нагрузки наблюдали развитие трещин как по высоте сечения, так и увеличение их количества по длине элемента, что приводило к более ощутимому изменению изгибной жёсткости балок серии II по сравнению с балками серии I. При нагрузке $P=75$ кН (что соответствовало около 52% от предельного усилия P_{ult}), наблюдали стабилизацию трещинообразования на длине элемента. При этой нагрузке образовалось от 9 до 11 трещин нормального отрыва, располагавшихся примерно на равных расстояниях, что определило длину блока около 80 мм. При дальнейшем увеличении нагрузки не происходило образования новых блоков, выделенных трещинами в зоне чистого изгиба. Причем высота развития трещин нормального отрыва оставалась практически постоянной вплоть до этапа, предшествующего разрушению. Вместе с тем наблюдали увеличение ширины раскрытия трещин нормального отрыва (максимальная ширина раскрытия к моменту разрушения не превышала 0,7 мм).

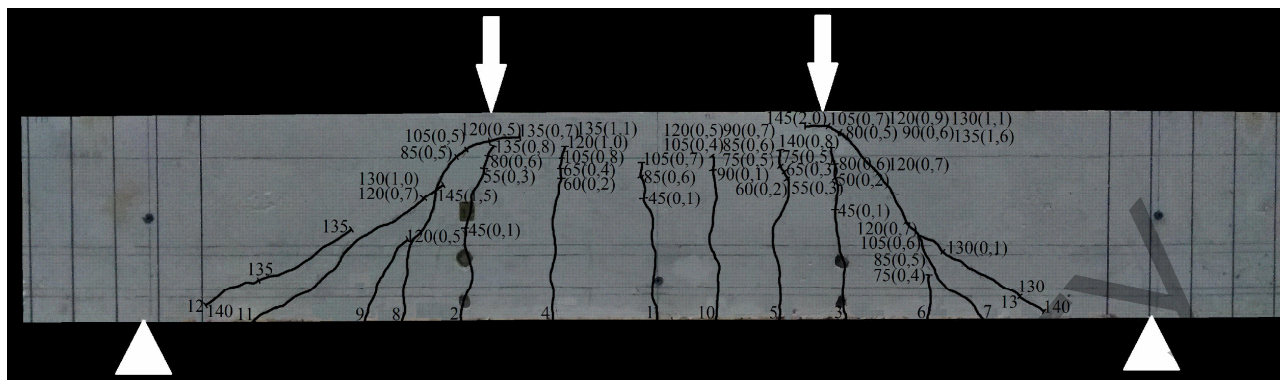


Рисунок 4 – Характерная картина трещинообразования балок серии II

При нагрузке $P=85$ кН (что соответствовало около 59% от предельного усилия P_{ult}), трещины №7 и №8, образовавшиеся в растянутой грани сечений, расположенные вне зоны чистого изгиба, изменили своё направление и переходили в наклонные (наклонные трещины второго рода), а при нагрузке $P=115$ кН (что соответствовало около 80% от предельного усилия P_{ult}) происходило образование наклонной трещины первого рода №11, ориентированной по направлению от опоры к точке приложения сосредоточенной силы и имевшей наклон к продольной оси элемента под углом, близким к 45° (см. рис. 4). Разрушение балки II-БКН-(2) происходило при нагрузке $P_{ult}=130$ кН по диагональной трещине. Следует отметить, что в данной балке на этапах, близких к разрушению, наблюдали образование горизонтальных трещин на уровне наиболее растянутого ряда арматуры в локальных зонах на длине блока, выделенного трещинами вне зоны чистого изгиба. Учитывая то обстоятельство, что данная балка характеризовалась наибольшими значениями связанных деформаций, достигнутых на стадии расширения (см. табл. 6), наблюдавшийся эффект, очевидно, следует связывать с нарушением сцепления по контакту композитного стержня с окружающим бетоном. В силу этого, происходило проскальзывание стержня на участке, отсекаемом диагональной трещиной. В остальных балках данной серии, в которых были зафиксированы меньшие величины деформаций связанного расширения, подобные эффекты не наблюдались и образовавшиеся наклонные трещины при аналогичной величине нагрузки не привели к разрушению.

Во всех испытанных балках серии II не были достигнуты предельные деформации композитной арматуры, в то время как деформации сжатого бетона достигали предельных значений. Такой характер разрушения в общем случае отвечает требованиям по проектированию балок с композитным армированием [17].

3. Анализ результатов статических испытаний. Верификацию разработанной модифицированной деформационной модели для элементов из напрягающего бетона с несимметричным расположением ограничивающих связей конечной жёсткости выполняли дополнительно базируясь на результатах статических испытаний самонапряжённых балочных элементов серий I и II. По результатам испытаний монотонно возрастающей статической нагрузкой устанавливали два основных параметра, характеризующих исходное напряжённо-деформированное состояние: величину начального усилия обжатия, полученного балочными элементами на стадии расширения, и относительную упругую деформацию бетона, соответствующую декомпрессии (погашению сжимающих напряжений в бетоне на уровне центра тяжести растянутой арматуры). Полученное по результатам испытания усилие обжатия (начальный момент от усилия обжатия) сравнивали с величиной момента от усилия в ограничивающей арматуре, определённого по зафиксированной величине связанной деформации арматуры к моменту проведения статических испытаний, а величину деформации декомпрессии сравнивали с упругой деформацией сжатия напрягающего бетона, накопленной в процессе расширения, величина которой была полу-

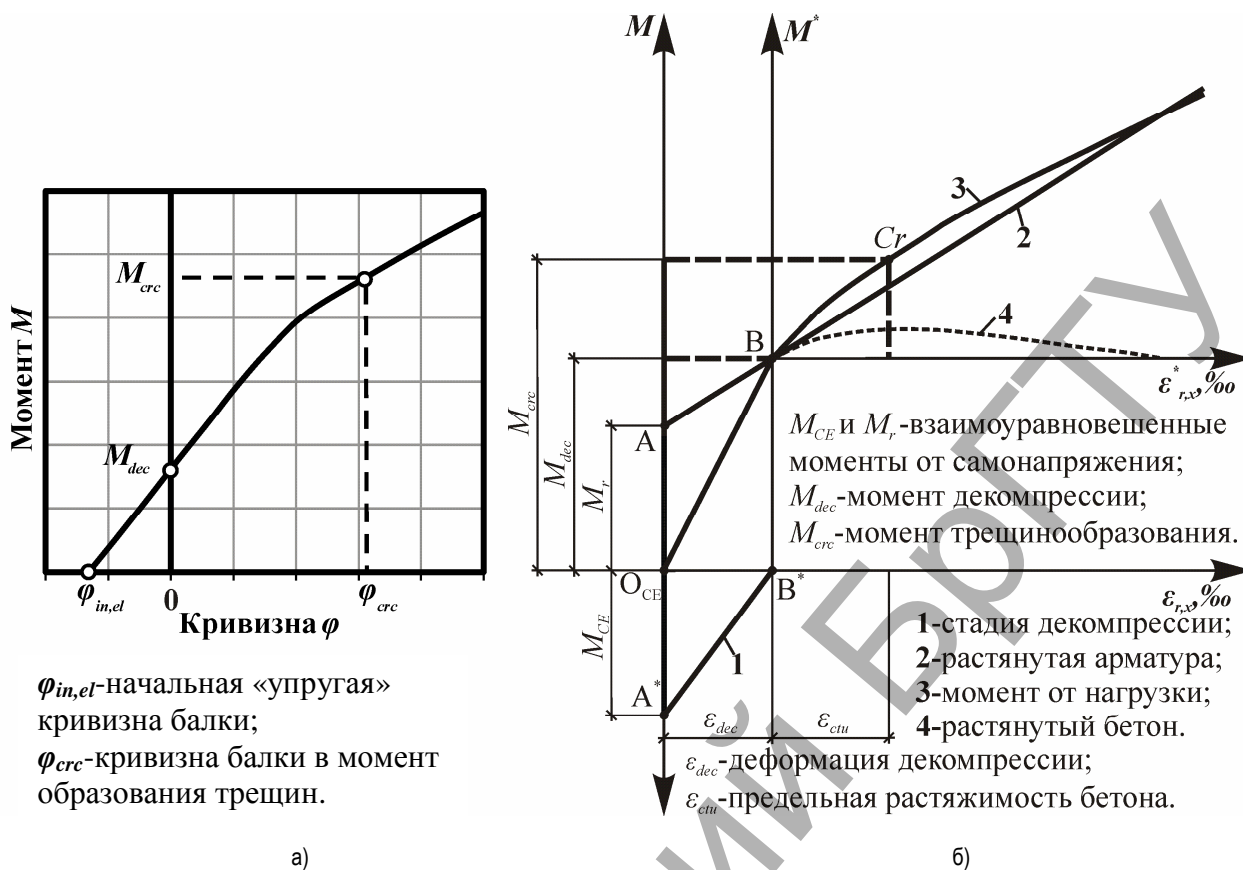
чена из расчёта по разработанной модифицированной деформационной модели (см. табл. 6).

Необходимо отметить одно важное обстоятельство, связанное с определением исходного напряжённо-деформированного состояния самонапряжённого элемента к моменту проведения статических испытаний. В отличие от традиционных предварительно напряжённых конструкций, для которых величина начальных напряжений, а, соответственно, и относительных деформаций после приложения усилия обжатия, определяется из условий равновесия как для внецентренно сжатых элементов, деформирующихся в упругой стадии, процесс накопления упругой деформации в бетоне напрягающего элемента развивается во времени (от момента времени, когда достигается сцепление бетона с ограничивающей арматурой до момента, когда наблюдается стабилизация процесса расширения). При этом на всех этапах монотонно возрастающей деформации расширения (как это следует из положений предложенной расчётной модели), все усилия относятся к внутренним и взаимно уравновешены. В процессе расширения наблюдается перераспределение усилий при изменении соотношения доли упругой и пластической деформации (что обусловлено ползучестью бетона в раннем возрасте при достигаемых уровнях приращений сжимающих напряжений в бетоне от приращений реакции в ограничивающей арматуре).

Таким образом, достигнутый уровень исходных упругих деформаций в напрягающем бетоне не может быть рассчитан подобно тому, как это выполняется в традиционных предварительно напряжённых конструкциях. В этом случае при расчёте относительных деформаций следовало бы оперировать некоторым «средневзвешенным» модулем упругости бетона к моменту стабилизации расширения, который объективно отражал бы процесс деформирования самонапряжённого элемента от расширения напрягающего бетона на фоне непрерывно изменяющихся во времени жесткостных характеристик (величина модуля упругости) в раннем возрасте. Следует также подчеркнуть, что достигнутое к моменту стабилизации деформированное состояние балочного элемента, характеризуют исключительно измеренные величины связанных деформаций, из которых в явном виде невозможно выделить упругие деформации бетона, непосредственно характеризующие уровень начального обжатия. Таким образом, для получения объективной оценки достигнутого начального напряжённо-деформированного состояния от расширения напрягающего бетона, анализ удобно выполнять исходя из оценки изменения усилий в бетоне и ограничивающей арматуре в процессе нагружения балок.

При выполнении анализа результатов статических испытаний элементов с несимметричным расположением ограничивающей арматуры было предложено воспользоваться диаграммой « $M-\epsilon_{rt,x}$ » (где M – величина изгибающего момента от приложенной нагрузки; $\epsilon_{rt,x}$ – величина продольной деформации растяжения, зарегистрированной в процессе статического нагружения на уровне центра тяжести растянутой арматуры), общий вид которой показан на рис. 5.

На диаграмме (см. рис. 5), по вертикальной оси отложены значения изгибающих моментов M , а по горизонтальной – значения



а) б)
а – модифицированная диаграмма « $M-\varphi$ »; б – общий вид диаграммы « $M-\varepsilon_{rt,x}$ »

Рисунок 5 – Диаграммы для анализа влияния исходного деформированного состояния на поведение несимметрично армированной балки под нагрузкой

относительных деформаций $\varepsilon_{rt,x}$ на уровне центра тяжести растянутой арматуры. Перед приложением нагрузки в балке действуют взаимно уравновешенные моменты, полученные на стадии расширения напрягающего бетона (отрезки $O_{CE}A=O_{CE}A^*$), определяемые по величине зафиксированного усилия в ограничивающей арматуре:

$$M_{CE} = M_r = \sum_{j=1}^n F_{rj,tot} \cdot e_{j,o} \quad (1)$$

где M_{CE} и M_r – взаимноуравновешенные моменты от самоупреждения; $e_{j,o}$ – эксцентриситет усилия j -ого ряда ограничивающей арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения; $F_{rj,tot}$ – суммарное накопленное на стадии самоупреждения усилие в j -ом ряду ограничивающей арматуры, определяемое как:

$$F_{rj,tot} = \varepsilon_{rj}(t_{tot}) \cdot E_r \cdot A_j \quad (2)$$

где $\varepsilon_{rj}(t_{tot})$ – суммарная относительная деформация в j -ом ряду ограничивающей арматуры, накопленная на стадии самоупреждения к моменту стабилизации процесса расширения в момент времени t_{tot} ; E_r , A_j – соответственно модуль упругости и площадь j -ого ряда ограничивающей арматуры.

По мере приложения нагрузки происходит погашение начального обжатия, достигнутого на стадии самоупреждения. При этом, до момента декомпрессии всё усилие растяжения воспринимается арматурой. На данном этапе прирост относительных деформаций арматуры, а, соответственно, и изгибающего момента, воспринимаемого за счёт растянутой арматуры, характеризуется отрезком АВ на графике на рис. 5. В то же время, погашение обжатия в бетоне происходит с изменением момента по линии A^*B^* . В точке B^* происходит погашение (декомпрессия) исходных упругих деформаций сжатия напрягающего бетона на уровне центра тяжести растянутой арматуры. Соответственно, в точке В, отрезок АВ имеет общую точку с

линией $O_{CE}B$, характеризующей изменение момента от нагрузок на этапе, предшествующем декомпрессии самоупрежденного элемента. При дальнейшем нагружении, поведение самоупрежденного элемента не отличается от поведения традиционной железобетонной балки (участок диаграммы в осях « $M-\varepsilon_{rt,x}$ »). Усилие в растянутой зоне сечения воспринимается совместно растянутым бетоном и арматурой вплоть до момента образования трещин нормального отрыва. Образование трещин наблюдается при достижении бетоном деформаций предельной растяжимости ε_{ctu} в осях « $M-\varepsilon_{rt,x}$ ».

Таким образом, к моменту образования трещин нормального отрыва, общая деформация на уровне центра тяжести арматуры $\varepsilon_{rt,crc}$, установленная при проведении испытаний, представляет собой сумму деформаций, соответствующих декомпрессии ε_{dec} и предельной растяжимости бетона ε_{ctu} .

Принимая во внимание, что до момента образования трещин нормального отрыва, зависимость « $M-\varepsilon_{rt,x}$ » остаётся практически линейной, начальное значение момента от усилия обжатия $M_{CE,s}$ определяется из представленных ниже уравнений.

Линейную функцию, характеризующую прирост момента в растянутой арматуре, представим в виде:

$$M_1(\varepsilon_{rt,x}) = M_{CE} + \sum_{j=1}^n E_{rj} \cdot A_j \cdot z_{rj} \cdot \varepsilon_{rj}(t_{tot}) \quad (3)$$

где z_{rj} – плечо усилия в j -ом ряду ограничивающей арматуры относительно точки приложения равнодействующей в сжатой зоне сечения.

До момента декомпрессии растянутая арматура самоупрежденного элемента деформируется с обобщённой жёсткостью, характеризующейся условным коэффициентом K_1 , который может быть определён по следующей формуле:

Таблица 8 – Результаты измерения входных параметров для анализа исходного напряжённо-деформированного состояния балок серий I и II

| Серия | Маркировка образца | Параметры диаграммы, представленной на рис. 5 | | | Коэффициент K_1 , [кН·м/‰] по формуле (4) |
|-------|--------------------|---|-------------------------|----------------------|---|
| | | M_{crc} , кН·м | $\epsilon_{rt,crc}$, ‰ | ϵ_{ctu} , ‰ | |
| I | I-БСН-(1) | 6,8 | 0,528 | 0,339 | 18,69 |
| | I-БСН-(2) | 6,5 | 0,542 | 0,301 | 17,86 |
| | I-БСН-(3) | 6,9 | 0,533 | 0,304 | 21,08 |
| | I-БСН-(4) | 8,2 | 0,658 | 0,346 | 18,42 |
| II | II-БКН-(1) | 8,1 | 0,494 | 0,403 | 26,32 |
| | II-БКН-(2) | 8,7 | 0,480 | 0,385 | 26,32 |
| | II-БКН-(3) | 7,8 | 0,490 | 0,389 | 33,90 |

Примечание: В таблице приняты следующие обозначения: M_{crc} – момент образования трещин; $\epsilon_{rt,crc}$ – относительная деформация на уровне центра тяжести растянутой арматуры, соответствующая моменту образования трещин; ϵ_{ctu} – предельная растяжимость напрягающего бетона

$$K_1 = \frac{M_{init}}{\epsilon_{rt,xinit}} \cdot \left[\frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{‰}} \right] \quad (4)$$

где M_{init} – изгибающий момент, действующий в сечении бетонного элемента до декомпрессии, установленный по диаграмме (см. рис. 5), полученной по результатам статических испытаний; $\epsilon_{rt,xinit}$ – опытное значение относительной деформации на уровне центра тяжести растянутой арматуры, соответствующее изгибающему моменту M_{init} , полученное из диаграммы (см. рис. 5).

Линейную функцию, характеризующую приращение момента от нагрузки до наступления стадии декомпрессии, представим в виде:

$$M_2(\epsilon_{rt,x}) = K_1 \cdot \epsilon_{rt,x} \quad (5)$$

На стадии декомпрессии, когда $\epsilon_{rt,x} = \epsilon_{dec}$, моменты

$M_1(\epsilon_{rt,x}) = M_2(\epsilon_{rt,x})$, тогда:

$$M_{CE} + \sum_{j=1}^n E_{rj} \cdot A_{rj} \cdot z_{rj} \cdot \epsilon_{rj}(t_{tot}) = K_1 \cdot \epsilon_{dec} \quad (6)$$

или:

$$M_{CE} = K_1 \cdot \epsilon_{dec} - \sum_{j=1}^n E_{rj} \cdot A_{rj} \cdot z_{rj} \cdot \epsilon_{rj}(t_{tot}) \quad (7)$$

Принимая во внимание, что относительная деформация декомпрессии ϵ_{dec} представляет собой разность полной относительной деформации на уровне центра тяжести растянутой арматуры, зафиксированной в момент трещинообразования $\epsilon_{rt,crc}$ и предельной растяжимости бетона ϵ_{ctu} , получаем:

$$M_{CE} = K_1 \cdot (\epsilon_{rt,crc} - \epsilon_{ctu}) - \sum_{j=1}^n E_{rj} \cdot A_{rj} \cdot z_{rj} \cdot \epsilon_{rj}(t_{tot}) \quad (8)$$

Таким образом, при проведении статических испытаний, основными параметрами, которые определяли экспериментально, были приняты: распределение и значения относительных деформаций в характерных точках по высоте сечения балки для различных уровней нагружения статической нагрузкой, зависимости «момент – кривизна» и «момент – прогиб» (применяемые для контроля момента образования трещин). Дополнительно устанавливали величину деформаций предельной растяжимости ϵ_{ctu} напрягающего бетона. При установленных значениях параметров, входящих в формулу (8), определяли момент, соответствующий усилию обжатия M_{CE} , который затем сравнивали с моментом, полученным по усилиям в ограничивающей арматуре, зафиксированным к моменту стабилизации процесса расширения напрягающего бетона, а также с моментом, рассчитанным по усилиям в ограничивающей арматуре, соответствующим связанным деформациям напрягающего бетона, рассчитанным по предложенной модифицированной деформационной модели.

Как видно из полученных результатов (см. табл. 7), исходное напряжённо-деформированное состояние от расширения оказало влияние на сопротивление балочных элементов при действии статических нагрузок. При испытаниях было установлено, что самонапряжённые элементы показали повышенное значение момента образования трещин нормального отрыва (см. табл. 7 и рис. 2) как в балках серии I, так и серии II. Наличие начального самонапряжения повлияло на кинетику развития трещин по высоте сечения: торможение трещин было обусловлено тем, что в отличие от предварительно напряжённых конструкций, исходные упругие деформации сжатия напрягающего бетона сохраняются в сечении над трещиной. Это приводит к тому, что увеличивается количество трещин, которые имеют меньшую ширину раскрытия. Кроме того, большее количество трещин с примерно равным расстоянием между ними свидетельствует о том, что напряжения в растянутой арматуре распределяются более равномерно, что свойственно предварительно напряжённым конструкциям.

Анализ результатов испытаний балок серий I и II в рамках поставленной задачи выполняли главным образом на этапе, предшествующем образованию трещин нормального отрыва. Момент образования трещин при принятой схеме нагружения устанавливали как по результатам визуальной фиксации, так и по изменению угла наклона графиков «момент – кривизна» и «момент – прогиб» (см. рис. 2). Величину относительной деформации на уровне центра тяжести растянутой арматуры, соответствующей трещинообразованию $\epsilon_{rt,crc}$, определяли непосредственно из результатов измерений деформаций по установленным приборам в характерных уровнях по высоте сечения балки.

По результатам испытаний балок серий I и II были установлены основные параметры диаграммы « $M-\epsilon_{rt,x}$ » (см. рис. 5), приведенные в табл. 8, что дало возможность произвести оценку начального усилия обжатия к моменту стабилизации процесса расширения напрягающего бетона.

В соответствии с принятой методикой, величины начальных моментов от усилия обжатия, достигнутого на стадии расширения к моменту проведения статических испытаний, выполняли следующим образом: используя диаграмму « $M-\epsilon_{rt,x}$ », полученную по измерениям в ходе статических испытаний, устанавливали значения входных параметров (см. табл. 8), а затем по формуле (8) рассчитывали значения начального момента обжатия M_{CE} . Результаты расчётов приведены в табл. 9.

Обращает на себя внимание следующее обстоятельство: зависимость « $M-\epsilon_{rt,x}$ » для балок серий I и II, установленная экспериментально, имела три характерных участка, отличавшихся углом наклона графика к продольной оси. При этом до образования трещин, график имеет два характерных участка с различными углами наклона. Первый участок графика (отрезок АВ) характеризует поведение балочного элемента до состояния декомпрессии. Учитывая то обстоятельство, что в данном интервале деформирования всё растягивающее усилие воспринимает арматура в растянутой зоне сечения, тангенс угла наклона этого отрезка графика выражает

Таблица 9 – Сравнение моментов от усилия обжатия

| Серия | Маркировка образца | Момент от усилия обжатия | | | (б)/(3) | (б)/(4) | M_{dec} , кН·м | $M_{срс}$, кН·м | (8)/(9) |
|-------------|--------------------|--------------------------|---------------------|-----------------|---------|---------|------------------|------------------|---------|
| | | $M_{r,exp}$, кН·м | $M_{r,calc}$, кН·м | M_{CE} , кН·м | | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| I | I-БСН-(1) | 2,50 | 2,42 | 2,84 | 1,14 | 1,17 | 3,62 | 6,8 | 0,53 |
| | I-БСН-(2) | 2,94 | 2,72 | 2,83 | 0,96 | 1,04 | 4,29 | 6,5 | 0,66 |
| | I-БСН-(3) | 3,03 | 2,85 | 3,43 | 1,13 | 1,20 | 4,35 | 6,9 | 0,63 |
| | I-БСН-(4) | 3,30 | 3,78 | 4,45 | 1,35 | 1,18 | 5,00 | 8,2 | 0,61 |
| \bar{m} : | | | | | 1,15 | 1,15 | | | |
| II | II-БКН-(1) | 2,20 | 2,44 | 2,67 | 1,21 | 1,09 | 2,39 | 8,1 | 0,30 |
| | II-БКН-(2) | 2,30 | 2,12 | 2,33 | 1,01 | 1,10 | 2,50 | 8,7 | 0,29 |
| | II-БКН-(3) | 3,09 | 2,95 | 3,23 | 1,05 | 1,09 | 3,50 | 7,8 | 0,45 |
| \bar{m} : | | | | | 1,09 | 1,09 | | | |

Примечание: В таблице приняты следующие обозначения: $M_{r,exp}$ – начальный момент обжатия от реакции в ограничении; $M_{r,calc}$ – начальный момент обжатия от реакции в ограничении, рассчитанной по теоретической величине относительной деформации связанного расширения в соответствии с [10, 11]; M_{CE} – начальный момент обжатия исходя из анализа диаграммы « $M-\epsilon_{rt,x}$ »; M_{dec} – момент от внешней нагрузки, соответствующий стадии декомпрессии; $M_{срс}$ – момент образования трещин

некоторую обобщенную жесткостную характеристику (которая оценивается величиной коэффициента K_1) растянутого армирования.

После достижения состояния декомпрессии, растягивающее усилие перераспределяется и воспринимается совместно бетоном и растянутой арматурой, подобно тому, как это реализуется в традиционных железобетонных конструкциях. При этом, основную часть растягивающего усилия, начинает воспринимать бетон в растянутой зоне сечения. В силу большей деформативности растянутого бетона, жесткость элемента снижается, что приводит к уменьшению угла наклона графика к продольной оси (отрезок ВСr). Следует отметить, что до состояния, близкого к образованию трещин, сохраняется практически линейная зависимость между моментом и продольной деформацией. При деформациях, приближающихся к предельной растяжимости бетона ϵ_{cti} , график становится нелинейным, что характеризует развитие неупругих деформаций в растянутом бетоне. После образования трещин происходит изменение жесткостных характеристик сечения, что приводит к появлению нового участка на графике « $M-\epsilon_{rt,x}$ » (от точки Сr и далее). Наличие участка (отрезок АВ) с повышенной жесткостью деформирования растянутой арматуры до момента образования трещин дополнительно свидетельствует о том, что до приложения нагрузки в испытанных балках действовали начальные усилия обжатия.

Значения изгибающих моментов от обжатия M_{CE} полученные по результатам статических испытаний, сравнивали со значениями моментов $M_{r,exp}$, рассчитанных по экспериментально зафиксированным на стадии самонапряжения связанным деформациям и соответствующим им усилиям в ограничивающей арматуре, а также со значениями моментов $M_{r,calc}$, создаваемых усилиями в ограничивающей арматуре, рассчитанных по величине связанной относительной деформации расширения, установленной по ранее разработанной модифицированной деформационной модели [10, 11]. Результаты сравнения представлены в табл. 9.

Как видно из табл. 9, значения моментов от усилия обжатия, полученные при обработке результатов статических испытаний, отличались от 4 до 35% (в среднем по серии до 15%) и от 1 до 21% (в среднем по серии до 9%) от значений, установленных по результатам измерений связанных деформаций на стадии самонапряжения балок серии I и серии II соответственно, а также от 4 до 20% (в среднем по серии до 15%) и от 9 до 10% (в среднем по серии до 9%) от значений, установленных по результатам расчёта связанных деформаций балок серии I и серии II соответственно с применением разработанной модифицированной деформационной модели [10, 11]. Полученные отклонения включают также ошибку моделирования расчётной модели определения связанных деформаций. Вместе с тем следует отметить, что результаты статических испытаний, во-первых, подтвердили наличие исходного напряжённого состояния от

расширения напрягающего бетона, которое благоприятно повлияло на сопротивление элемента при эксплуатационных уровнях нагружения; во-вторых, подтвердили результаты расчётов связанных деформаций расширения по разработанной модифицированной деформационной модели [10, 11].

Как было показано ранее, величину деформаций упругого обжатия, следует определять по рассчитанным в соответствии с разработанной модифицированной деформационной моделью [10, 11] относительных деформаций бетона, которые представляют собой накопленные (кумулятивные) упругие деформации на этапе связанного расширения. Очевидно, что величиной, объективно характеризующей упругие деформации бетона к моменту приложения статической нагрузки, являются деформации, соответствующие стадии декомпрессии. Поэтому дополнительно было выполнено сравнение зафиксированных в опыте деформаций, соответствующих декомпрессии с кумулятивными относительными деформациями упругого обжатия, рассчитанными по предложенной модифицированной деформационной модели [10, 11].

Суммарную упругую относительную деформацию напрягающего бетона $\epsilon_{CE,ellot}$ на уровне как верхней, так и нижней ограничивающей связи, рассчитывали по следующей формуле:

$$\epsilon_{CE,ellot} = \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta\sigma)_i}{E_c(t_i)}, \quad (9)$$

где $(\Delta\sigma)_i$ – приращение величины самонапряжения на уровне верхней (нижней) ограничивающей связи на i -ом элементарном временном интервале, рассчитанное в соответствии с разработанной моделью [10, 11]; $E_c(t_i)$ – модуль упругости напрягающего бетона в середине i -ого элементарного временного интервала.

Следует отметить, что накопление самонапряжений (а также величины упругой деформации бетона) происходит непрерывно на протяжении всей стадии связанного расширения на фоне постоянно изменяющейся величины модуля упругости (в раннем возрасте до 28 суток). С некоторым допущением можно утверждать, что к моменту стабилизации расширения, величину упругих деформаций бетона следует рассчитывать с использованием «средневзвешенного» модуля упругости $E_{c,aw}$, величину которого определяют по следующей формуле:

$$E_{c,aw} = \frac{\sum_{i=1}^n (\Delta\sigma)_i \cdot E_c(t_i)}{\sum_{i=1}^n (\Delta\sigma)_i}. \quad (10)$$

Таблица 10 – Сравнение упругих относительных деформаций обжатия из расчёта по модели и по статическим испытаниям

| Серия | Маркировка образца | ε_{dec} , ‰ | $\varepsilon_{CE,el}$, ‰ | $\varepsilon_{rt,crc}$, ‰ | (3)/(4) | (3)/(5) |
|-------|--------------------|-------------------------|---------------------------|----------------------------|---------|---------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| I | I-БСН-(1) | 0,189 | 0,179 | 0,528 | 1,06 | 0,36 |
| | I-БСН-(2) | 0,241 | 0,207 | 0,542 | 1,16 | 0,44 |
| | I-БСН-(3) | 0,229 | 0,261 | 0,533 | 0,88 | 0,43 |
| | I-БСН-(4) | 0,312 | 0,304 | 0,658 | 1,03 | 0,47 |
| | | | | \bar{m} : | 1,03 | 0,43 |
| II | II-БКН-(1) | 0,091 | 0,103 | 0,494 | 1,13 | 0,18 |
| | II-БКН-(2) | 0,095 | 0,124 | 0,480 | 1,31 | 0,20 |
| | II-БКН-(3) | 0,101 | 0,106 | 0,490 | 1,05 | 0,21 |
| | | | | \bar{m} : | 1,16 | 0,20 |

Примечание: В таблице приняты следующие обозначения: ε_{dec} – относительная деформация декомпрессии, полученная по результатам обработки данных статических испытаний исходя из анализа диаграммы «М- $\varepsilon_{rt,x}$ »; $\varepsilon_{CE,el}$ – относительная деформация декомпрессии, соответствующая накопленным в процессе связанного расширения упругим деформациям сжатия напрягающего бетона на уровне центра тяжести растянутой арматуры в соответствии с предлагаемой модифицированной деформационной моделью; $\varepsilon_{rt,crc}$ – относительная деформация на уровне центра тяжести растянутой арматуры, соответствующая моменту образования трещин

В то же время, на этапе статических испытаний деформирование балок происходит при некотором установившемся модуле упругости (соответствующем модулю упругости напрягающего бетона к моменту проведения испытаний – $E_{cm}(t_{sl})$). Очевидно, что упругие относительные деформации бетона $\varepsilon_{CE,el}$ на уровне центра тяжести растянутой арматуры к моменту проведения испытаний следует рассчитывать по следующей формуле:

$$\varepsilon_{CE,el} = \frac{\varepsilon_{CErt,el,tot} \cdot E_{c,av}}{E_{cm}(t_{sl})}, \quad (11)$$

где $\varepsilon_{CErt,el,tot}$ – накопленная упругая относительная деформация обжатия напрягающего бетона на уровне центра тяжести растянутой арматуры, рассчитанная в соответствии с разработанной модифицированной деформационной моделью [10, 11].

Результаты сравнения упругих относительных деформаций обжатия на уровне центра тяжести растянутой арматуры, полученные исходя из расчёта по разработанной модифицированной деформационной модели [10, 11] и по результатам обработки данных статических испытаний представлены в табл. 10.

Как видно из результатов, представленных в табл. 10, относительные деформации декомпрессии, зафиксированные в ходе экспериментальных исследований и рассчитанные с применением предложенного метода «средневзвешенного» модуля упругости напрягающего бетона достаточно хорошо совпадают и отличаются в пределах от 3 до 16% (в среднем до 3% по серии I) и от 5 до 31% (в среднем до 16% по серии II) для балок серии I и серии II соответственно.

Таким образом, при расчёте параметров исходного деформированного состояния после стабилизации процесса расширения следует пользоваться «средневзвешенным» модулем упругости напрягающего бетона $E_{c,av}$, величина которого определяется по формуле (10) в каждом конкретном случае, исходя из результатов расчёта в соответствии с разработанной модифицированной деформационной моделью [10, 11] величин приращений самонапряжения и изменения величины фактического модуля упругости напрягающего бетона.

Следует отдельно остановиться на анализе эффективности применения композитной арматуры в предварительно напряжённых (самонапряжённых) конструкциях. Существуют общие представления о том, что для повышения эффективности применения композитной арматуры, обладающей низким модулем упругости, необходимо осуществлять её предварительное натяжение [18]. Применение напрягающего бетона позволило исключить ряд недостатков, свойственных механическому способу натяжения композитных стержней и получить требуемое значение усилия обжатия. Вместе с тем, сравнение работы под нагрузкой самонапряжённых элементов, армированных композитной и стальной арматурой, позволило вы-

явить некоторые существенные различия, имеющие место на стадии декомпрессии до момента погашения начального обжатия.

Следует отметить, что перед приложением нагрузки балки серии I и II имели сравнимые по величине начальные изгибающие моменты от усилия обжатия M_{CE} . Как было показано ранее, при приложении статической нагрузки до декомпрессии всё растягивающее усилие в зоне чистого изгиба воспринимается растянутыми арматурными стержнями. При этом, для балок серии II, в силу низкого модуля упругости композитной арматуры (45,2 ГПа), соизмеримого с модулем упругости бетона к моменту проведения статических испытаний (25,7 ГПа), усилие, воспринимаемое композитной арматурой и, как следствие, величина изгибающего момента от этого усилия значительно меньше по своей величине соответствующих показателей, зафиксированных в балках серии I. Таким образом, на этапе декомпрессии вклад композитной арматуры в восприятие момента от нагрузки является незначительным по сравнению с аналогичным вкладом от армирования стальными стержнями. По существу, всё растягивающее усилие в балках серии II воспринимается растянутым бетоном с повышенным сопротивлением растяжению за счёт начальных сжимающих напряжений. В силу этого, погашение начальных сжимающих напряжений происходит при меньших деформациях, соответствующих декомпрессии (см. табл. 10).

Для того, чтобы получить хотя бы соизмеримые приросты моментов в случае стеклопластиковой и стальной арматуры, следует увеличивать площадь сечения первой для получения осевой жёсткости, близкой к осевой жёсткости стального армирования. В ряде случаев это потребует решения оптимизационной задачи (увеличение количества ограничивающей арматуры приводит к уменьшению величины связанных деформаций, а, соответственно, и к неэквивалентному уменьшению усилий обжатия на стадии расширения).

Вместе с тем следует подчеркнуть, что в отличие от механического способа натяжения композитной арматуры, в самонапряжённых конструкциях деформации растяжения создаются не одновременно, а представляют собой непрерывный процесс деформирования во времени на протяжении всего периода расширения. Это очевидно благоприятно влияет на релаксационное поведение композитных стержней. Учитывая то обстоятельство, что действующие рекомендации [18] ограничивают значение напряжений в композитной арматуре до $0,24 \cdot f_{tp}$ в эксплуатационной стадии с учётом начальных напряжений, полученных на стадии предварительного напряжения, применение напрягающего бетона является рациональным с точки зрения достижения начальных деформаций. Так, в балках серии II к моменту завершения процесса расширения величина связанной деформации достигала до 0,3%, что соответствует напряжениям 136 МПа (что составляет $0,13 \cdot f_{rpm}$) и не превышает установленные пределы согласно [18].

Заключение. Представленные результаты верификации разработанной модифицированной деформационной модели [10, 11] на фоне опытных данных, полученных на стадии статического нагружения изгибаемых самонапряжённых бетонных элементов, подтвердили, что данная модель является адекватной, позволяет достоверно описать процесс связанного расширения во времени и может быть применена для прогнозирования параметров самонапряжения при проектировании элементов, выполненных из напрягающего бетона. Проведенные исследования показали, что при применении композитной арматуры в сочетании с напрягающим бетоном, удаётся повысить эффективность её использования за счёт создания выгодного исходного напряжённо-деформированного состояния. При этом, содержание композитной арматуры в сечении следует устанавливать на основании расчёта исходя из достижения требуемых параметров декомпрессии.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Distributed models of self-stress value in textile-reinforced self-stressing concrete / B. Wang [et al.]. – Construction and Building Materials Journal, 2016. – № 126. – P. 286–296.
2. Serviceability performance evaluation of RC flexural members improved by using low-shrinkage high-strength concrete / M. Tanimura [et al.]. – Journal of Advanced Concrete Technology, 2007. – № 2 (5). – P. 149–160.
3. Expansive (self-stressing) cements: in reinforced concrete. Purdue University, West Lafayette, Indiana, 1976. – 122 p.
4. Расширяющийся и напрягающий цементы и самонапряжённые железобетонные конструкции: монография / В.В. Михайлов, С.Л. Литвер. – Москва: Стройиздат, 1974. – 389 с.
5. Methods of estimating chemical prestress and expansion distribution in expansive concrete subjected to uniaxial restraint / Y. Tsuji. – Concrete Library of JSCE, 1984. – № 3. – P. 131–143.
6. Early age deformation and resultant induced stress in expansive high strength concrete / I. Hidetoshi [et al.]. – Journal of Advanced Concrete Technology, 2004. – Vol. 2, №2. – P. 155–174.
7. Confined expansion and bond property of micro-expansive concrete-filled steel tube columns / X. Kai-Cheng [et al.]. – The Open Civil Engineering Journal, 2011. – № 5. – P. 173–178.
8. Theoretical development of CP method in predicting expansive cement concrete cracking, Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures / Y. Ishikawa [et al.]. – Recent Advances in Fracture Mechanics of Concrete, 2010. – P. 398–405.
9. Модели, применяемые для расчёта связанных деформаций и самонапряжений в элементах из напрягающего бетона / В.В. Тур, О.С. Семенюк. – Вестник Брестского государственного технического университета, 2016. – №1 (97): Строительство и архитектура. – С. 53–69.
10. Early age strains and self-stresses of expansive concrete members under uniaxial restraint conditions / V. Semianjuk [et al.]. – Construction and Building Materials Journal, 2017. – №1 (131). – P. 39–49.
11. Собственные деформации и самонапряжения элементов из напрягающего бетона в условиях осевого ограничения / О.С. Семенюк, В.В. Тур. – Строительство и реконструкция, 2017. – № 2 (70), (в печати).
12. Цемент напрягающий. Технические условия: СТБ 1335-2002. – Введ. 01.04.2012. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2002. – 14 с.
13. Методы испытания цемента. Часть 1. Определение прочности: СТБ ЕН 196-1-2007. – Введ. 01.08.2007. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2007. – 30 с.
14. Бетоны. Часть 1. Требования, показатели, изготовление и соответствие: СТБ ЕН 206-1-2011. – Введ. 01.06.2012. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2012. – 67 с.
15. Бетоны напрягающие. Технические условия: СТБ 2101-2010. – Введ. 01.01.2011. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2011. – 23 с.
16. Методы испытаний бетона. Часть 3. Определение прочности на сжатие испытываемых образцов: СТБ ЕН 12390-3-2012. – Введ. 29.08.2012. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2013. – 19 с.
17. Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars: CNR-DT 203/2006 / Rome: National Research Council. Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, June 2007. – 35 p.
18. Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers: CAN/CSA-S806-02 / Toronto: Canadian Standards Association, 2002. – 187 p.

Материал поступил в редакцию 31.03.2017

TUR V.V., SIEMIENIUK O.S. Crack resistance parameters of the expansive concrete bending members

Testing results under static loading of the expansive concrete bending members reinforced with steel and FRP bars are presented in the paper. It was shown that obtained initial stress-strain state from the concrete expansion affects the crack resistance of the bending self-stressed member under the applied load mainly at the decompression stage. Proposed diagram method of the testing data analysis allowed to assess concrete elastic compressive strains that is equal to decompression strains. Comparison of the experimental and calculated in accordance with the proposed by the authors modified strains development model values of the crack resistance parameters has shown a good fit. It was stated that FRP bars in combination with expansive concrete allow to enhance performance of the structural members reinforced with FRP bars as it is realized in traditionally prestressed members.

УДК 624.014.27

Драган В.И., Глушко К.К.

МЕСТНАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ ОДНОСЛОЙНЫХ СЕТЧАТЫХ КУПОЛОВ С ЖЁСТКИМИ УЗЛАМИ ПРИ ДЕЙСТВИИ ОСЕСИММЕТРИЧНОЙ УЗЛОВОЙ НАГРУЗКИ

Введение. При проектировании сетчатых куполов необходимо производить проверочные расчёты для определения критических нагрузок, вызывающих различные виды потери устойчивости. Одним из видов является потеря устойчивости положения отдельных фрагментов – стержневых многогранников.

Необходимость рассмотрения местного изменения формы сетчатого купола при действии узловой нагрузки обусловлена тем, что статический расчёт и подбор сечений стержней всей конструкции был произведён без учёта этого явления. При прощелкивании отдельных

фрагментов наступает изменение расчётной схемы, поведение же купола с дефектами формы в изначальной расчётной схеме не рассматривалось. Таким образом при потере местной устойчивости происходит изменение напряжённо-деформированного состояния стержневой конструкции. Потеря местной устойчивости сетчатого купола является недопустимым явлением, поскольку нарушает целостность конструкции покрытия и герметичность кровли. Вопрос о потере местной устойчивости сетчатого купола может возникнуть при его реконструкции, в случае изменения узловых нагрузок наступает необходимость

Драган Вячеслав Игнатьевич, к.т.н., доцент, профессор кафедры строительных конструкций, первый проректор Брестского государственного технического университета.

Глушко Константин Константинович, аспирант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.