

Характеры диаграмм, полученных при помощи численного расчёта, используя нагрузку в качестве аргумента, и по предложенной методике, совпадают, однако их ординаты отличаются на 11–20%. При отсутствии критерия достижения критической нагрузки сложно судить о наступлении потери устойчивости формы сетчатого купола – необходимо сравнивать перемещение центрального узла относительно соседних в пределах рассматриваемого яруса и стрелу подъёма рассматриваемого стержневого многогранника. Стрелками на диаграммах деформирования, полученных в результате численного расчёта, показан переход из одного равновесного состояния, соответствующего выпуклой форме стержневого многогранника, к другому равновесному состоянию, соответствующему его вогнутой форме, при достижении которой внутренние усилия в стержнях способны уравновесить внешнюю нагрузку. Точное значение критической нагрузки при пошаговом назначении внешней распределённой нагрузки не может быть найдено. Также сложно судить и о существовании критического значения внешней нагрузки – в интервале перемещений рассматриваемого узла относительно нижележащих соседних при переходе из выпуклой формы стержневого многогранника к вогнутой может находиться как нисходящая ветвь диаграммы равновесных состояний (неустойчивое состояние), так и восходящая (устойчивое состояние) или горизонтальный участок, который соответствует безразличному равновесному состоянию стержневого многогранника.

Заключение. Полученные зависимости, описывающие характер деформирования стержневых многогранников, образующих однослойные сетчатые купола, позволяют учитывать их геометрически нелинейное деформирование, продольно-поперечный изгиб в стержнях и начальные геометрические несовершенства формы осесимметричного характера, что даёт возможность наиболее точно вычислить величину критической нагрузки.

Предложены графические зависимости изменения безразмерных параметров критических распределённых нагрузок для выпуклых стержневых многогранников в виде правильных шестиугольников в плане для различных величин их эквивалентной гибкости. Предложенные графические зависимости позволяют вычислять величины критических распределённых нагрузок, вызывающих потерю устойчивости формы стальных однослойных сетчатых куполов с жёсткими узлами. Сформулирован критерий устойчивости формы однослойных сетчатых куполов с жёсткими узлами.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Вольмир, А. С. Устойчивость деформируемых систем / А. С. Вольмир. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Наука, 1967. – 948 с.
2. Журавлев, А. А. Прощелкивание стержневой конструкции сетчатого купола в форме 980-гранника / А. А. Журавлев // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1983. – № 6. – С. 34–39.
3. Klöppel, K. Zur Berechnung von Netzkuppeln / K. Klöppel, R. Schardt // Der Stahlbau. – 1962. – № 5. – S. 129–136.
4. Suzuki, T. Elastic buckling analysis of rigidly jointed single-layer reticulated domes with random initial imperfection / T. Suzuki, T. Ogawa, K. Ikarashi // Int J Space Struct. – 1992. – № 7 (4). – P. 265–273.
5. Пиковский, А. Ф. Статика стержневых систем со сжатыми элементами / А. Ф. Пиковский. – М.: ФИЗМАТГИЗ, 1961. – 396 с.
6. Корноухов, Н. В. Прочность и устойчивость стержневых систем / Н. В. Корноухов. – М.: Стройиздат, 1949. – 376 с.
7. Драган, В. И. Определение продольных сил в стержнях и критических нагрузок, вызывающих местную потерю устойчивости сетчатого купола / В. И. Драган, К. К. Глушко // Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САПР): сб. ст. Междунар. науч.-техн. конф., Брест, 30–31 марта 2017 г. / Брест. гос. техн. ун-т; редкол.: С. М. Семенюк [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2017. – С. 39–46.
8. Глушко, К. К. Исследование устойчивости формы стержневых многогранников сетчатых куполов / К. К. Глушко // Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САПР): сб. ст. II Междунар. науч.-техн. конф., Брест, 29–30 марта 2018 г. / Брест. гос. техн. ун-т; редкол.: С. М. Семенюк [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2018. – С. 24–33.
9. Драган, В. И. Определение изгибающих моментов и поперечных сил в радиальной плоскости в стержнях сетчатого купола / В. И. Драган, К. К. Глушко // Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САПР): сб. ст. Междунар. науч.-техн. конф., Брест, 30–31 марта 2017 г. / Брест. гос. техн. ун-т; редкол.: С. М. Семенюк [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2017. – С. 31–38.

Материал поступил в редакцию 15.01.2019

HLUSHKO K.K. Устойчивость формы стальных однослойных сетчатых куполов с жёсткими узлами при действии распределённой внешней нагрузки

The problem of the stability of the form of mesh steel domes with rigid knots in the form of forcing to the center of curvature of the described surface of their individual core polyhedra under the action of a distributed load is considered. A technique has been developed for checking the loss of stability of the shape of mesh domes.

УДК 624.044:624.0.12.4

Санникова О. Г., Тур В. В.

СОПРОТИВЛЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА В УСЛОВИЯХ ПЛОСКОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ

Введение. Широкое применение самонапряженных конструктивных элементов в условиях двухосного ограничения невозможно без разработки научно обоснованных методов определения напряженно-деформированного состояния таких элементов как при расширении напрягающего бетона, так и при действии нагрузок. Расчетные модели [1–3] для определения связанных деформаций расширения и самонапряжений, разработанные в середине 80-х годов прошлого века отечественными исследователями, рассматривались как значительное продвижение в области расчета конструктивных элементов, выполненных из напрягающего бетона. Однако накоп-

ленная к настоящему времени база результатов экспериментально-теоретических исследований в области самонапряженных элементов свидетельствует об ограниченности существующих методов расчета, поскольку модели [1–3], основанные на энергетическом подходе, содержали в качестве основного параметра нормируемую величину расчетного самонапряжения, при этом деформации элемента рассматривались как производные от самонапряжения.

В свою очередь отсутствие рациональной расчетной модели для определения параметров плоского напряженно-деформированного состояния на этапе расширения напрягающего бетона не позволяет

Санникова Ольга Геннадьевна, старший преподаватель кафедры геотехники и транспортных коммуникаций, магистр технических наук Брестского государственного технического университета. Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

адекватно оценить сопротивление самонапряженного элемента в условиях нагружения.

Кроме того, приведенные в нормативных документах [4, 5] расчетные модели для определения сопротивления срезу рассматривают предварительное напряжение арматуры, располагаемой только в одном направлении. При этом особенности поведения конструктивных элементов, в которых выполнено двухосное предварительное напряжение арматуры, проблематично учесть в рамках существующих методов расчета на срез.

В настоящей работе рассмотрена расчетная модель, предложенная для определения исходного напряженно-деформированного состояния самонапряженных элементов в условиях двухосного ограничения в плоскости, влияние которого впоследствии учитывается в разработанной авторами расчетной модели для определения сопротивления внешнему воздействию в рамках модели "Распорки и тяжи".

1. Деформационная модель для определения связанных деформаций расширения и напряжений в случае двухосного ограничения в плоскости

1.1. Основные положения деформационной модели. Базируясь на исследованиях [6], в работе [7] приведены основные положения модифицированной деформационной модели (MSDM) для случая произвольного ограничения, располагаемого по одному направлению элемента.

Как известно, в случае двухосного ограничения упругие деформации, а соответственно и напряжения, действующие по взаимно перпендикулярным направлениям, связаны друг с другом коэффициентом Пуассона. Следует отметить, что в настоящее время существует две противоположные точки зрения относительно величины коэффициента Пуассона для бетона в раннем возрасте. В работах [8, 9] на основании экспериментальных исследований предложено принимать его постоянное значение в пределах $\mu = 0,2$ на протяжении всего этапа расширения, в то время как в работах [10, 11] также на основании экспериментальных исследований утверждается, что коэффициент Пуассона изменяется в процессе расширения напрягающего бетона в интервале от $\mu = 0,47$ до $\mu = 0,2$. При этом в исследованиях [10] отмечается, что в качестве раннего возраста бетона принимается промежуток времени 24 ч. Принимая во внимание, что на таком коротком временном интервале напрягающий бетон характеризуется весьма нестабильными свойствами и преобладают пластические деформации, то для дальнейших расчетов принимаем значение коэффициента Пуассона $\mu = 0,2$.

Основываясь на исследованиях [6, 7], с учетом дополнительной реакции со стороны упругого ограничения, возникающей на предшествующих итерационных этапах, получены выражения для приращения связанных относительных деформаций расширения по направлению осей армирования ОХ и ОУ без учета влияния деформаций в перпендикулярном направлении:

$$\begin{cases} (\Delta \epsilon_{s,x})_i = \frac{D}{D+1} \left((\Delta \epsilon_{cf})_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[(\Delta \sigma_{c,x})_j \cdot \frac{\Delta \varphi(t_j, t_j)}{E_{cm,28}} \right] \right) - ((\Delta \epsilon_{s,x})_{i-1}) \cdot \rho_{s,x} \cdot \frac{E_{s,x}}{E_c(t_{(i-1)+1/2})} \\ (\Delta \epsilon_{s,y})_i = \frac{D}{D+1} \left((\Delta \epsilon_{cf})_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[(\Delta \sigma_{c,y})_j \cdot \frac{\Delta \varphi(t_j, t_j)}{E_{cm,28}} \right] \right) - ((\Delta \epsilon_{s,y})_{i-1}) \cdot \rho_{s,y} \cdot \frac{E_{s,y}}{E_c(t_{(i-1)+1/2})} \end{cases} \quad (1)$$

С учетом влияния связанных деформаций расширения в перпендикулярном направлении получаем следующие выражения:

$$\begin{cases} (\Delta \epsilon_{s,x}^0)_i = (\Delta \epsilon_{s,x})_i - \mu \cdot (\Delta \epsilon_{s,y})_i \\ (\Delta \epsilon_{s,y}^0)_i = (\Delta \epsilon_{s,y})_i - \mu \cdot (\Delta \epsilon_{s,x})_i \end{cases} \quad (2)$$

где $\mu = 0,2$ – коэффициент Пуассона.

Обратим внимание, что на каждом последующем этапе расчета в выражение (1) для учета реакции упругого ограничения следует подставлять приращения связанных деформаций расширения по соответствующей оси из зависимости (2).

Поскольку в процессе расширения напрягающий бетон и арматура деформируются совместно, приращение упругих напряжений в бетоне по направлению осей армирования ОХ и ОУ получаем в виде:

$$\begin{cases} (\Delta \sigma_{c,x}^0)_i = (\Delta \epsilon_{s,x}^0)_i \cdot E_{s,x} \cdot \rho_{s,x} \\ (\Delta \sigma_{c,y}^0)_i = (\Delta \epsilon_{s,y}^0)_i \cdot E_{s,y} \cdot \rho_{s,y} \end{cases} \quad (3)$$

При известных приращениях деформаций и напряжений на каждом итерационном шаге, можно определить общие упругие напряжения в бетоне и общие связанные относительные деформации в арматуре по направлению осей ОХ и ОУ в данный момент времени:

$$\begin{cases} (\sigma_{c,x}^0)_i = (\sigma_{c,x}^0)_{i-1} + (\Delta \sigma_{c,x}^0)_i \\ (\sigma_{c,y}^0)_i = (\sigma_{c,y}^0)_{i-1} + (\Delta \sigma_{c,y}^0)_i \end{cases} \quad \begin{cases} (\epsilon_{s,x}^0)_i = (\epsilon_{s,x}^0)_{i-1} + (\Delta \epsilon_{s,x}^0)_i \\ (\epsilon_{s,y}^0)_i = (\epsilon_{s,y}^0)_{i-1} + (\Delta \epsilon_{s,y}^0)_i \end{cases} \quad (4)$$

Итерационный расчет продолжается до тех пор, пока не наступит момент стабилизации деформаций расширения, что определяется из закона распределения свободных относительных деформаций расширения во времени, получаемого по результатам испытания контрольных образцов в стандартных условиях.

Определение всех составляющих в выражениях (1–4) детально приведено в [12].

1.2. Экспериментальные исследования для определения начального напряженного состояния самонапряженных элементов с двухосным ограничением в плоскости. Верификация разработанной расчетной модели для определения связанных деформаций расширения и напряжений в случае двухосного ограничения в плоскости была выполнена на основании экспериментальных исследований плитных образцов из напрягающего бетона, армированных плоскими сетками, расположенными в центре высоты сечения. Номенклатура опытных образцов приведена в таблице 1, конструктивное решение – на рисунке 1.

Программа экспериментальных исследований плитных образцов подробно приведена в [12]. Характеристики напрягающего бетона контролировали по стандартной методике [13]. Результаты измерения характеристик напрягающего бетона, полученные по контрольным образцам, приведены в таблице 2.

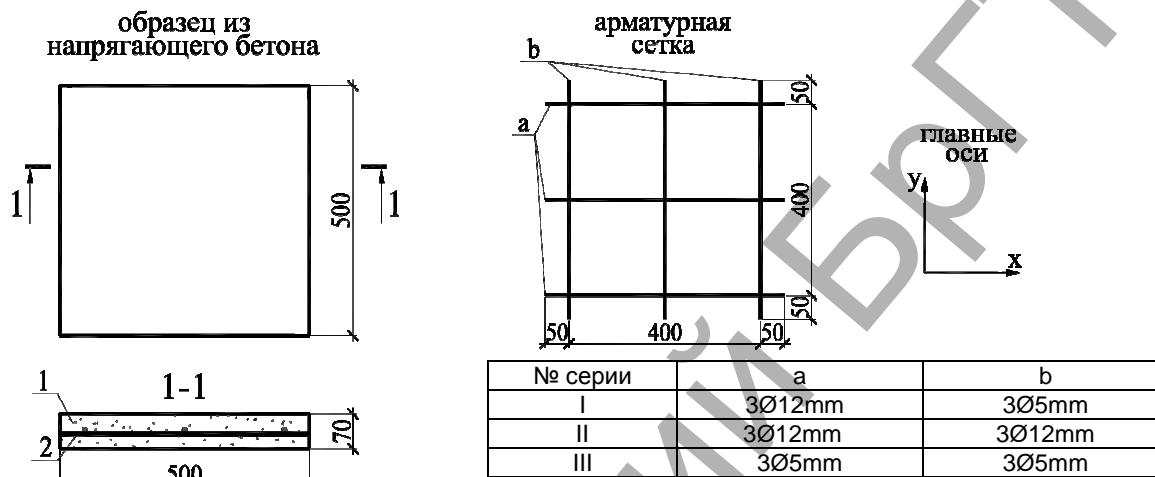
1.3. Анализ результатов экспериментальных исследований. На основании экспериментальных исследований были получены значения деформаций расширения плит по двум направлениям, совпадающим с направлениями армирования. По полученным значениям деформаций расширения были определены значения самонапряжений по направлению каждой оси армирования. Совмещенные графики, отражающие кинетику развития связанных деформаций расширения и соответствующих значений напряжений в бетоне до момента стабилизации процесса расширения, построенные на основании данных экспериментальных исследований и определенных по разработанной расчетной модели и по модели [6], для каждой серии образцов приведены на рисунках 2–4.

Из данных, приведенных на рисунке 2, следует, что связанные деформации расширения и соответствующие напряжения в бетоне, определенные по предлагаемой расчетной модели и по модели [6] имеют весьма близкие значения при минимальном проценте армирования $\rho_{s,y} = 0,16\%$ в направлении оси ОУ (максимальное отличие значений на всем этапе расширения не превышает 5%). Однако при коэффициенте армирования $\rho_{s,x} = 0,97\%$ в направлении оси ОХ отличие в соответствующих расчетных значениях напряжений и деформаций достигает 25%. При этом максимальное отличие между экспериментальными и расчетными значениями связанных деформаций и напряжений составило в направлении оси ОХ 40% и 21%, а в направлении оси ОУ 30% и 26% при расчете по предлагаемой модели и по модели [6] соответственно.

Таблица 1 – Номенклатура опытных образцов

№ серии	Маркировка плит	Геометрические параметры плит, мм, b×l×h	Параметры армирования			
			в направлении оси X		в направлении оси Y	
			$A_{s,x}$, мм ²	$\rho_{s,x}$, %	$A_{s,y}$, мм ²	$\rho_{s,y}$, %
I	P1-1	500×500×70	339	0,97	58,9	0,16
	P1-2		3Ø12 S500		3Ø5 S500	
II	P2-1		339	0,97	339	0,97
	P2-2		3Ø12 S500		3Ø12 S500	
III	P3-1		58,9	0,16	58,9	0,16
	P3-2		3Ø5 S500		3Ø5 S500	

$A_{s,x}$, $A_{s,y}$ – площадь сечения арматуры в направлении оси X и оси Y соответственно;
 $\rho_{s,x}$, $\rho_{s,y}$ – коэффициент армирования в направлении оси X и оси Y соответственно



1 – напрягающий бетон, 2 – арматурная сетка
 Рисунок 1 – Конструктивное решение опытных образцов

Таблица 2 – Характеристики напрягающего бетона

№ серии	Стабилизированная деформация свободного расширения ϵ_{cf} , %	Модуль упругости в возрасте 28 сут. $E_{cm,28}$, ГПа	Самонапряжение бетона в возрасте 28 сут. $f_{ce,d}$, МПа
I	0,117	42,66	1,4
II	0,437	23,1	2,4
III	0,334	33,3	2,1

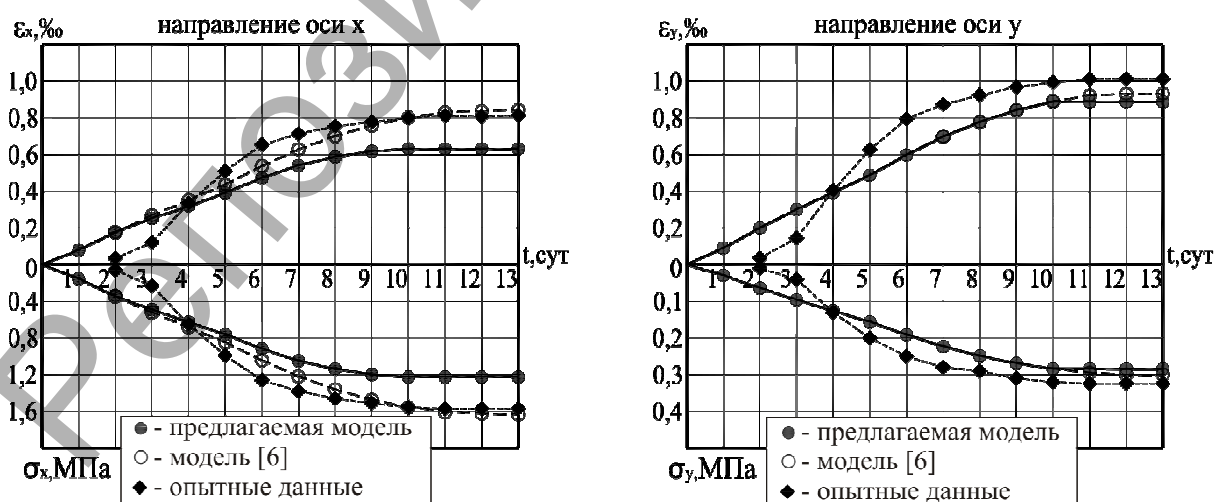


Рисунок 2 – Развитие связанных деформаций расширения и соответствующих значений напряжений в бетоне по направлению осей армирования для плит серии I

Данные, показанные на рисунке 3, свидетельствуют о значительном влиянии реакции упругого ограничения на величину связанных деформаций расширения в случае увеличения осевой жесткости

$E_s A_s$ упругого ограничения в двух направлениях и при использовании бетонов с высокой энергоактивностью. Так, максимальное отличие между расчетными значениями связанных деформаций

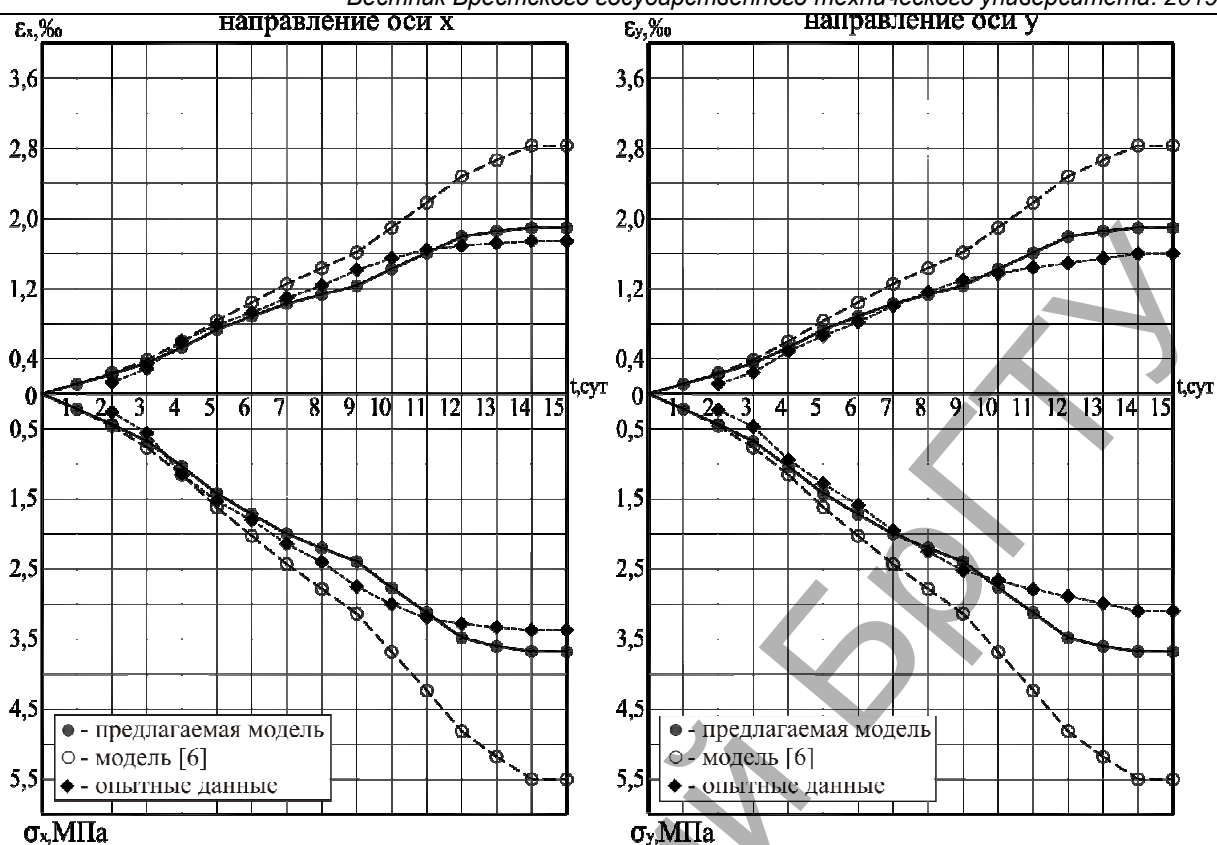


Рисунок 3 – Развитие связанных деформаций расширения и соответствующих значений напряжений в бетоне по направлению осей армирования для плит серии II

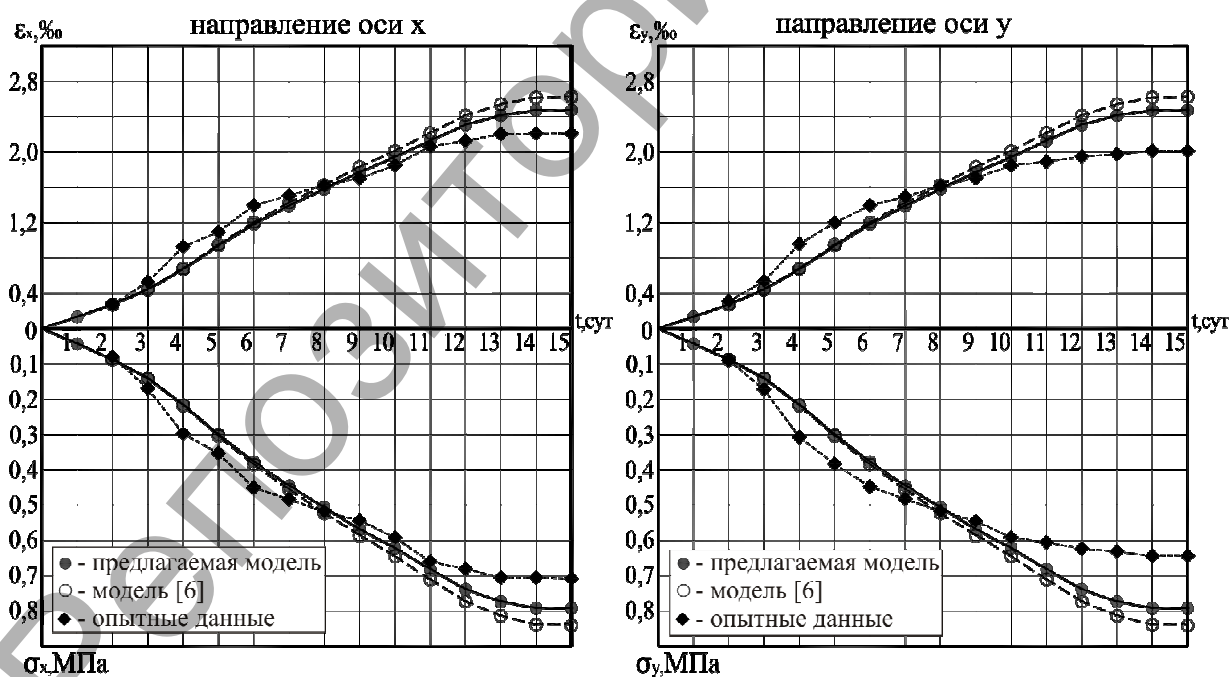


Рисунок 4 – Развитие связанных деформаций расширения и соответствующих значений напряжений в бетоне по направлению осей армирования для плит серии III

расширения и напряжений, определенными по предлагаемой модели и по модели [6], не учитывающей наличие реакции упругого ограничения, достигает 33%. При этом максимальное отличие между экспериментальными и расчетными значениями связанных деформаций и напряжений составило в направлении оси OX 8% и 63%, а в направлении оси OY 19% и 78% при расчете по предлагаемой модели и по модели [6] соответственно.

Графики, показанные на рисунке 4, как и графики на рисунке 2, свидетельствуют о незначительном влиянии реакции упругого ограничения при малых процентах армирования. Максимальное отличие между расчетными значениями связанных деформаций расширения и напряжений, определенными по предлагаемой модели и по модели [6], не учитывающей наличие реакции упругого ограничения, достигает 6%. Максимальное отличие между экспериментальными и расчетными

Таблица 3 – Сравнительный анализ экспериментальных и расчетных значений связанных относительных деформаций расширения самонапряженных плит к моменту стабилизации процесса расширения

Серия		I		II		III	
		$\rho_{s,x}=0,97\%$, $\rho_{s,y}=0,16\%$		$\rho_{s,x}=\rho_{s,y}=0,97\%$		$\rho_{s,x}=\rho_{s,y}=0,16\%$	
		направление осей армирования					
Параметр		OX	OY	OX	OY	OX	OY
Расчетные значения связанных относительных деформаций расширения	по предлагаемой модели, ϵ^{calc} , ‰	0,632	0,887	1,894	1,894	2,473	2,473
	по модели [1], $\epsilon^{calc(1)}$, ‰	0,860	3,070	1,470	1,470	4,610	4,610
	по модели [2], $\epsilon^{calc(2)}$, ‰	0,792	2,850	1,240	1,240	3,793	3,793
	по модели [6], $\epsilon^{calc(6)}$, ‰	0,843	0,938	2,834	2,834	2,625	2,625
Опытные значения связанных относительных деформаций расширения, ϵ^{exp} ‰		0,811	1,013	1,743	1,591	2,213	2,010
$\epsilon^{exp} / \epsilon^{calc}$		1,283	1,140	0,920	0,840	0,895	0,812
$\epsilon^{exp} / \epsilon^{calc(1)}$		0,943	0,329	1,186	1,082	0,480	0,436
$\epsilon^{exp} / \epsilon^{calc(2)}$		1,024	0,355	1,406	1,283	0,583	0,529
$\epsilon^{exp} / \epsilon^{calc(6)}$		0,962	1,079	0,615	0,561	0,843	0,765

значениями связанных деформаций и напряжений составило в направлении оси OX 12% и 18%, а в направлении оси OY 23% и 30% при расчете по предлагаемой модели и по модели [6] соответственно.

В настоящих исследованиях выполнено сравнение результатов расчета связанных деформаций к моменту стабилизации процесса расширения на основании существующих моделей [1, 2, 6] и предлагаемой расчетной модели с аналогичными параметрами, полученными в процессе экспериментальных исследований, для каждой серии опытных образцов (таблица 3).

Сравнение расчетных и экспериментальных данных (см. таблицу 3) показывает, что значения связанных относительных деформаций расширения, полученные по модели действующих норм [1] и по модели [2], значительно отличаются от соответствующих опытных значений в направлении с минимальным процентом армирования (отличие в опытных и расчетных значениях составило для серии I в направлении оси OY 68% и 65% при расчете по модели [1] и [2] соответственно; для серии III в направлении оси OX 52% и 42% при расчете по модели [1] и [2] соответственно, а в направлении оси OY 54% и 47% при расчете по модели [1] и [2] соответственно. При расчете по модели [6] наибольшее отличие по сравнению с экспериментальными значениями наблюдается в случае наибольшего процента армирования (для серии II отличие составило 38% и 44% в направлении оси OX и OY соответственно). В то же время данные, полученные на основании предлагаемой расчетной модели, учитывающей кумулятивную реакцию упругого ограничения на очередных этапах расширения, довольно хорошо (в пределах от 8% до 28%) совпадают с соответствующими экспериментальными значениями.

2. Расчетная модель для определения сопротивления срезу плоских самоупреженных элементов при действии нагрузки

2.1. Работа плоских самоупреженных элементов в условиях нагружения.

Наличие начальных сжимающих напряжений в бетоне и растягивающих напряжений в арматуре существенно отличает работу предварительно напряженного железобетонного конструктивного элемента от работы аналогичного элемента без предварительного напряжения арматуры. По мере возрастания воздействия происходит постепенное погашение сжимающих напряжений в бетоне до нуля (момент декомпрессии) и одновременное увеличение начальных растягивающих напряжений в арматурных стержнях. После полного погашения сжимающих напряжений в бетоне предварительно напряженный элемент сопротивляется эффекту воздействия подобно элементу без предварительного напряжения. Таким образом, поведение пред-

варительно напряженного элемента под нагрузкой можно условно разделить на два этапа: до и после момента декомпрессии. При этом на этапе погашения сжимающих напряжений до нуля (этап декомпрессии) сопротивление эффекту воздействия осуществляется за счет стержней предварительно напрягаемой арматуры, а именно – все растягивающее усилие воспринимает арматура.

Особенности сопротивления предварительно напряженного элемента в условиях нагружения справедливы и в случае физико-химического способа предварительного напряжения арматуры. Отличие самоупреженных элементов от элементов с любым другим способом создания предварительного напряжения арматуры наблюдается только при определении параметров напряженно-деформированного состояния на этапе расширения напрягающего бетона в условиях ограничения.

В общем случае непрерывную работу самоупреженного железобетонного конструктивного элемента от момента начала расширения напрягающего бетона вплоть до разрушения, можно представить в виде графика, отражающего перераспределение усилий между бетонным сечением и арматурой (рисунок 5). Поскольку графики перераспределения эффектов воздействий в одноосно предварительно напряженных механическим способом железобетонных элементах при различных условиях нагружения подробно охарактеризованы в работе [14], рассмотрим картину сопротивления внешнему воздействию самоупреженного конструктивного элемента, в котором расширение напрягающего бетона происходило в условиях двухосного ограничения в плоскости. При этом следует отметить ряд особенностей, присущих элементам, работающим в условиях плоского напряженного состояния, которые следует учитывать при определении усилий в бетоне и арматуре при нагружении.

Начальное напряженное состояние самоупреженного конструктивного элемента, формируемое в результате расширения напрягающего бетона, характеризуется взаимно уравновешенными усилиями в растянутой арматуре F_S^0 и в сжатом бетоне F_C^0 , которые к моменту стабилизации численно равны и противоположны по знаку (см. рисунок 5). При этом, как отмечено в работе [15], упругая деформация напрягающего бетона мала по сравнению с деформацией арматурных стержней, следовательно, в качестве деформации элемента можно рассматривать связанную деформацию расширения арматуры.

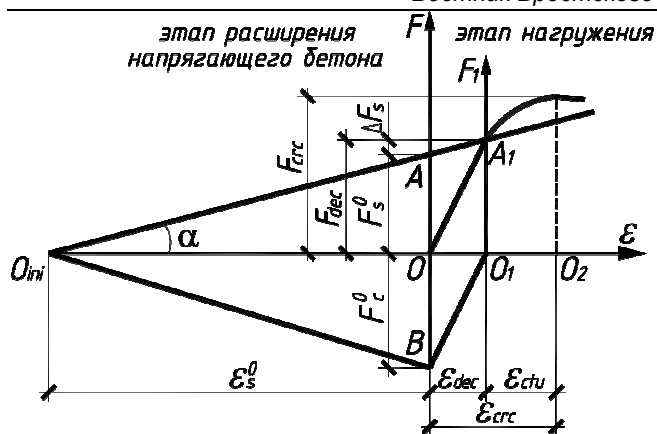
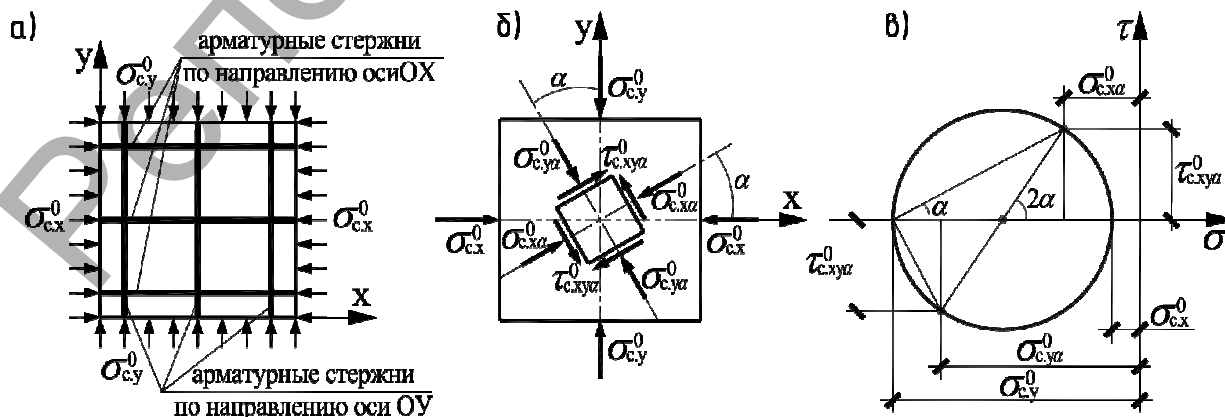


Рисунок 5 – Работа самоупнряженного конструктивного элемента

Параметры сопротивления самоупнряженного элемента в условиях плоского напряженного состояния (см. рисунок 5) представим следующим образом:

F_S^0, F_C^0 – усилия в ограничивающей арматуре и в бетоне (отрезки OA и OB соответственно) по направлению главных растягивающих напряжений к началу приложения внешней силы (как для элемента, работающего в упругой стадии); ΔF_S – приращение усилия в арматуре по направлению главных растягивающих напряжений на этапе, предшествующем декомпрессии (увеличение отрезка OA по направлению AA₁ до значения O₁A₁); F_{dec} – усилие декомпрессии в арматуре в момент полного погашения сжимающих напряжений в бетоне по направлению главных растягивающих напряжений; F_{cr} – усилие в самоупнряженном элементе по направлению главных растягивающих напряжений, соответствующее моменту трещинообразования; ϵ_S^0 – связанные деформации расширения в арматуре (отрезок O_{ini}O) по направлению главных растягивающих напряжений к началу приложения внешней силы; ϵ_{dec} – деформации самоупнряженного элемента (отрезок OO₁) по направлению главных растягивающих напряжений в момент декомпрессии; ϵ_{cr} – деформации самоупнряженного элемента (отрезок O₁O₂) по направлению главных растягивающих напряжений, соответствующие моменту трещинообразования, ϵ_{ctu} – предельная растяжимость бетона.

2.2. Определение параметров напряженно-деформированного состояния самоупнряженного элемента в условиях двухосного ограничения в плоскости к моменту приложения нагрузки. Рассмотрим самоупнряженный конструктивный элемент, в котором расширение напрягающего бетона развивалось в условиях двухосного ограничения в плоскости (рисунок 6).



а) напряжения по направлению арматурных стержней; б) напряжения по наклонным площадкам; в) круг Мора для начальных сжимающих напряжений

Рисунок 6 – Напряжения в плоском самоупнряженном элементе

Примем допущение о том, что до этапа декомпрессии (погашения до нуля сжимающих напряжений в бетоне) самоупнряженный элемент работает в упругой стадии, и к нему применимы классические условия плоского напряженного состояния: 1) напряжения и деформации в бетоне связаны соответствующими кругами Мора; 2) направления главных напряжений и главных деформаций совпадают.

К моменту приложения нагрузки в самоупнряженном элементе действуют сжимающие напряжения $\sigma_{c,x}^0$ и $\sigma_{c,y}^0$ по направлениям, совпадающим с направлением арматурных стержней. Значения напряжений в бетоне $\sigma_{c,x}^0$ и $\sigma_{c,y}^0$ определены с применением расчетной модели для связанных относительных деформаций расширения и напряжений в случае двухосного ограничения (см. раздел 1.1).

Для плоского бетонного элемента в случае произвольной наклонной площадки, нормаль к которой составляет угол α с осью OY (см. рисунок 6б), сжимающие напряжения в бетоне $\sigma_{c,x}^0$ и $\sigma_{c,y}^0$ по направлению осей армирования являются внешним воздействием. При этом по наклонной площадке будут действовать нормальные и касательные напряжения, которые связаны с главными напряжениями кругом Мора (см. рисунок 6в) и определяются на основании следующего выражения:

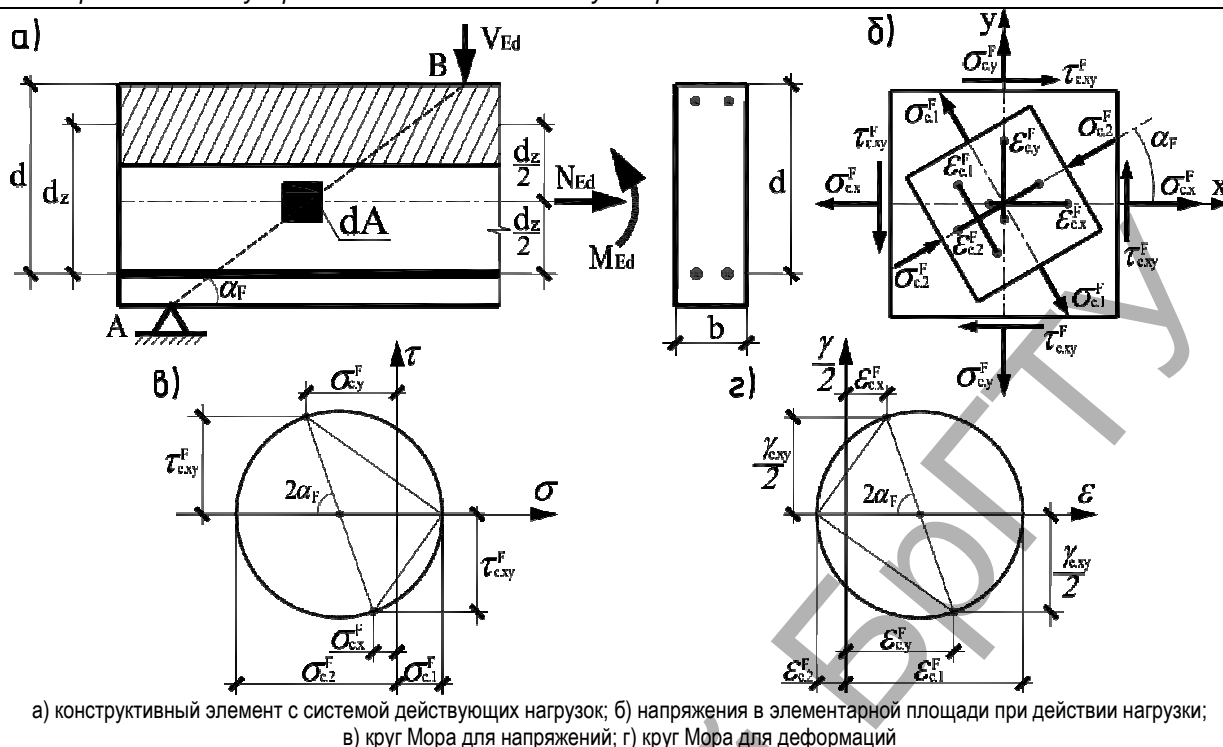
$$\begin{cases} \sigma_{c,\alpha\alpha}^0 = \sigma_{c,x}^0 \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_{c,y}^0 \cdot \sin^2 \alpha \\ \sigma_{c,y\alpha}^0 = \sigma_{c,x}^0 \cdot \sin^2 \alpha + \sigma_{c,y}^0 \cdot \cos^2 \alpha \\ \tau_{c,\alpha y\alpha}^0 = \frac{\sigma_{c,x}^0 - \sigma_{c,y}^0}{2} \sin 2\alpha. \end{cases} \quad (5)$$

К моменту приложения нагрузки начальные значения упругих деформаций в бетоне, как по направлению осей армирования, так и по направлению нормалей к произвольной наклонной площадке, в общем случае определяют из условий упругого деформирования:

$$\begin{cases} \epsilon_{c,x}^0 = \sigma_{c,x}^0 / E_{cm,28} \\ \epsilon_{c,y}^0 = \sigma_{c,y}^0 / E_{cm,28} \end{cases}, \begin{cases} \epsilon_{c,\alpha\alpha}^0 = \sigma_{c,\alpha\alpha}^0 / E_{cm,28} \\ \epsilon_{c,y\alpha}^0 = \sigma_{c,y\alpha}^0 / E_{cm,28} \end{cases} \quad (6)$$

где $\sigma_{c,x}^0, \sigma_{c,y}^0$ – начальные сжимающие напряжения в бетоне по направлениям осей OX и OY соответственно, $\sigma_{c,\alpha\alpha}^0, \sigma_{c,y\alpha}^0$ – начальные сжимающие напряжения в бетоне по нормалям к произвольной наклонной площадке OX_α и OY_α соответственно; $E_{cm,28}$ – модуль деформации бетона в возрасте 28 суток.

С учетом того, что напрягающий бетон и арматура деформируются совместно, проекция напряжений в арматурных стержнях на нормаль к произвольной наклонной площадке определяется следующим образом:



а) конструктивный элемент с системой действующих нагрузок; б) напряжения в элементарной площадке при действии нагрузки; в) круг Мора для напряжений; г) круг Мора для деформаций

Рисунок 7 – Самонапряженный элемент в условиях плоского нагружения

$$\epsilon_{s,\alpha\alpha}^0 = \frac{\sigma_{c,\alpha\alpha}^0}{E_s \cdot \rho_{s,\alpha\alpha}}; \epsilon_{s,y\alpha}^0 = \frac{\sigma_{c,y\alpha}^0}{E_s \cdot \rho_{s,y\alpha}}, \quad (7)$$

где $\rho_{s,\alpha\alpha}$, $\rho_{s,y\alpha}$ – коэффициент армирования по направлению осей OX_α и OY_α соответственно:

$$\rho_{s,\alpha\alpha} = \rho_{s,y\alpha} = \sqrt{\rho_{s,x}^2 + \rho_{s,y}^2}. \quad (8)$$

Таким образом, при известных значениях начальных сжимающих напряжений в бетоне, действующих по нормали к произвольной наклонной площадке, и соответствующих значениях начальных связанных относительных деформаций в арматуре возможно определить равнодействующие усилия в сжатом бетоне и растянутой арматуре по направлению нормали к произвольной наклонной площадке к началу приложения внешней силы:

$$\begin{cases} F_{c,\alpha\alpha}^0 = \sigma_{c,\alpha\alpha}^0 \cdot A_{c,\alpha} \\ F_{s,\alpha\alpha}^0 = \epsilon_{s,\alpha\alpha}^0 \cdot E_s \cdot \rho_{s,\alpha\alpha} \cdot A_{c,\alpha} \end{cases}; \begin{cases} F_{c,y\alpha}^0 = \sigma_{c,y\alpha}^0 \cdot A_{c,y} \\ F_{s,y\alpha}^0 = \epsilon_{s,y\alpha}^0 \cdot E_s \cdot \rho_{s,y\alpha} \cdot A_{c,y} \end{cases} \quad (9)$$

2.3. Влияние начального напряженно-деформированного состояния самонапряженных элементов на сопротивление срезу. Рассмотрим самонапряженный конструктивный элемент, подверженный совместному действию изгибающего момента, продольной и поперечной силы (рисунок 7).

В общем случае при нагружении элемента по элементарной площадке dA , расположенной в сжатом наклонном подкосе по линии опора – сила в пролете (линия АВ на рисунке 7а), действуют нормальные напряжения $\sigma_{c,x}^F$ и $\sigma_{c,y}^F$ по направлению арматурных стержней, касательные напряжения $\tau_{c,xy}^F$, главные сжимающие напряжения $\sigma_{c,2}^F$ и главные растягивающие напряжения $\sigma_{c,1}^F$ (см. рисунок 7б), которые связаны друг с другом кругом Мора (см. рисунок 7в).

Напряжениям, действующим по элементарной площадке dA в результате приложения нагрузки, соответствуют деформации $\epsilon_{c,x}^F$ и $\epsilon_{c,y}^F$ по направлению арматурных стержней, главные сжимающие деформации $\epsilon_{c,2}^F$ и главные растягивающие деформации $\epsilon_{c,1}^F$, ко-

торые также связаны между собой кругом Мора (см. рисунок 7г) и следующим выражением:

$$\tan^2 \alpha = \frac{\epsilon_{c,x}^F - \epsilon_{c,2}^F}{\epsilon_{c,1}^F - \epsilon_{c,x}^F} = \frac{\epsilon_{c,1}^F - \epsilon_{c,y}^F}{\epsilon_{c,y}^F - \epsilon_{c,2}^F}. \quad (10)$$

На основании зависимости (10) главные растягивающие деформации, развивающиеся в бетоне под нагрузкой, традиционно представляют в виде:

$$\epsilon_{c,1}^F = \epsilon_{c,x}^F + (\epsilon_{c,x}^F - \epsilon_{c,2}^F) \cdot \cot^2 \alpha. \quad (11)$$

В качестве продольных деформаций $\epsilon_{c,x}^F$ в упрощенных расчетных моделях принято рассматривать деформации наиболее растянутого ряда продольной арматуры [16] либо в сечении на расстоянии $0,6d$ от наиболее сжатой грани. Следовательно, при схеме нагружения, показанной на рисунке 7, продольные деформации $\epsilon_{c,x}^F$ запишем в виде:

$$\epsilon_{c,x}^F = \frac{M_{Ed}/d_z + 0,5 \cdot N_{Ed} + 0,5 \cdot V_{Ed} \cdot \cot \alpha}{E_s \cdot A_s}. \quad (12)$$

Главные сжимающие деформации $\epsilon_{c,2}^F$, действующие в диагональной полосе по линии АВ, принимаем в следующем виде:

$$\epsilon_{c,2}^F = \frac{\sigma_{c,2}^F}{E_{c,28}} = \frac{V_{Ed}}{b \cdot d \cdot E_{c,28}} (\tan \alpha + \cot \alpha). \quad (13)$$

Рассматривая наклонную площадку, угол наклона α которой к оси OX (см. рисунок 7а) совпадает с углом наклона сжатого бетонного подкоса α_F (линия АВ на рисунке 7а), несложно заметить, что начальные сжимающие напряжения от самонапряжения $\sigma_{c,y\alpha}^0$ и главные растягивающие напряжения $\sigma_{c,1}^F$ действуют по одной и той же нормали (ось OY_α), но противоположны по знаку. При этом начальные сжимающие напряжения от самонапряжения $\sigma_{c,\alpha\alpha}^0$ и главные сжимающие напряжения $\sigma_{c,2}^F$ также действуют по одной нормали (ось OX_α), но дополняют друг друга.

Под действием нагрузки в плоском самонапряженном элементе происходит постепенное погашение начальных сжимающих напря-

жений $\sigma_{c,y\alpha}^0$ за счет развивающихся растягивающих напряжений $\sigma_{c,1}^F$. Следовательно, в момент полного погашения начальных сжимающих напряжений в бетоне (момент декомпрессии) суммарное напряжение в нем по направлению главных растягивающих напряжений становится равным:

$$\sigma_{c,y\alpha}^0 + \sigma_{c,1}^F = 0. \quad (14)$$

Записывая выражение (14) для деформаций с учетом знака, получим следующее:

$$\varepsilon_{c,y\alpha}^0 - \varepsilon_{c,1}^F = 0 \Rightarrow \varepsilon_{c,y\alpha}^0 = \varepsilon_{c,1}^F, \quad (15)$$

где $\varepsilon_{c,y\alpha}^0$ – начальное значение сжимающих деформаций в бетоне по нормали OY_α к наклонной площадке, определяемое по зависимости (6); $\varepsilon_{c,1}^F$ – главные растягивающие деформации в бетоне по направлению главных растягивающих напряжений от действия системы внешних сил, определяемые по зависимости (11).

Таким образом, на основании зависимости (15) с учетом зависимости (11) возможно определить значение поперечной силы $V_{Ed,dec}$, при которой происходит полное погашение начальных сжимающих напряжений в бетоне, образующихся в процессе расширения напрягающего бетона.

Поскольку с момента декомпрессии самоупругившийся конструктивный элемент сопротивляется внешнему воздействию аналогично элементу без предварительного напряжения арматуры, следовательно, общее сопротивление срезу может быть представлено в виде:

$$V_{Rd} = V_{Rd,dec} + V_{Rd}^F, \quad (16)$$

где $V_{Rd,dec}$ – сопротивление срезу, соответствующее моменту декомпрессии;

V_{Rd}^F – сопротивление срезу, определенное для элемента без предварительного напряжения (самоупругивания).

Следует отметить, что предлагаемая модель для определения сопротивления плоских самоупругившихся элементов при совместном действии нормальных и касательных напряжений с учетом начального напряженного состояния в равной степени может быть использована для определения сопротивления плоских железобетонных конструктивных элементов с любым способом предварительного напряжения арматуры.

2.4. Верификация расчетной модели сопротивления срезу плоских самоупругившихся элементов.

2.4.1. Методика проведения исследований. Верификация расчетной модели для определения сопротивления плоских самоупругившихся элементов при совместном действии нормальных и касательных напряжений с учетом начального напряженного состояния была проведена на основании экспериментальных и теоретических исследований плитных образцов, номенклатура и конструктивное решение которых приведены в таблице 1 и на рисунке 1 соответственно.

Экспериментальные и теоретические исследования выполнялись при нагружении плитных образцов сосредоточенной силой по схеме, приведенной на рисунке 8.

В настоящих исследованиях плитный образец представляет собой фрагмент сжатого бетонного подкоса, располагаемого по линии опора – поперечная сила и испытывающего воздействие центрально приложенного сжимающего усилия, подобно работе сжатого бетонного подкоса в модели “Распорки и тяжи”.

В соответствии со схемой, показанной на рисунке 8, нагрузку прикладывали ступенями с последующей выдержкой в течение 10 минут. Появление трещин фиксировали визуально. На каждом этапе нагружения по индикаторам часового типа с ценой деления 0,002 мм фиксировали деформации самоупругившегося образца по направлению осей армирования и по направлению главных осей. Также фиксировали нагрузку появления трещин нормального отрыва $F_{crc,total}^{exp}$, а также принятую для каждой серии образцов предельную нагрузку F_{ult}^{exp} . После появления трещины нормального отрыва на каждом последующем этапе нагружения фиксировали ширину ее раскрытия.

Следует отметить, что принятое в экспериментальных исследованиях расположение индикаторов часового типа позволяет учесть фактическую картину распределения напряжений и в то же время избежать влияния местного действия нагрузки.

Первая трещина нормального отрыва образовывалась внезапно в середине плитного образца по линии действия сжимающей сосредоточенной силы при ее значениях $F_{crc,total}^{exp} = 0,65F_{ult}^{exp}$ для серии I, $F_{crc,total}^{exp} = 0,68F_{ult}^{exp}$ для серии II и $F_{crc,total}^{exp} = 0,91F_{ult}^{exp}$ для серии III. При дальнейшем увеличении нагрузки новые трещины не образовывались, но происходило увеличение ширины раскрытия начальной трещины вместе с ее распространением к точкам приложения сжимающей силы.

Испытание опытных образцов продолжалось до достижения ширины раскрытия трещины величины 1 мм для серий I и II и до разрушения в результате разрыва арматурных стержней вследствие чрезмерного раскрытия трещин для серии III. Характерные картины трещинообразования опытных образцов приведены на рисунке 9.

2.4.2. Анализ результатов экспериментальных и теоретических исследований. Поскольку схема приложения нагрузки, принятая в настоящих исследованиях, отличается от схемы приложения нагрузок, рассматриваемой при обосновании расчетной модели (см. рисунок 7), следует произвести корректировку уравнений (12, 13) в соответствие со схемой нагружения на рисунке 8.

В случае действия на плитный образец сжимающей сосредоточенной силы напряжения в бетонном сечении распределяются в виде “bottle-shaped” формы, подобно тому, как это представлено в модели “Распорки и тяжи” для сжатой бетонной распорки [17]. Как отмечается в нормах [18], к расчету прочности сжатой бетонной распорки следует принимать наиболее опасное сечение вблизи места приложения сосредоточенной силы, геометрические параметры которого определяются из геометрических параметров узловых элементов. Следовательно, в настоящих исследованиях в качестве расчетного сечения целесообразно принимать сечение вблизи опорной пластины.

При действии сжимающей силы F на плитный образец в бетоне сжатой полосы сечением $a \times b = 140 \times 70$ мм возникают главные сжимающие напряжения $\sigma_{c,2}^F$ и соответствующие им главные сжимающие деформации $\varepsilon_{c,2}^F$:

$$\sigma_{c,2}^F = \frac{F}{a \cdot b}; \quad \varepsilon_{c,2}^F = \frac{F}{a \cdot b \cdot E_{c,28}}. \quad (17)$$

В то же время в перпендикулярном направлении от действия силы F возникают главные растягивающие деформации $\varepsilon_{c,1}^F$, связанные с главными сжимающими деформациями коэффициентом Пуассона $\mu = 0,2$. Следовательно, значение внешней силы, при которой происходит полное погашение начальных сжимающих напряжений в бетоне, можно представить в виде:

$$F_{Ed,dec} = \frac{\sigma_{c,1}^0 \cdot a \cdot b}{\mu}; \quad (18)$$

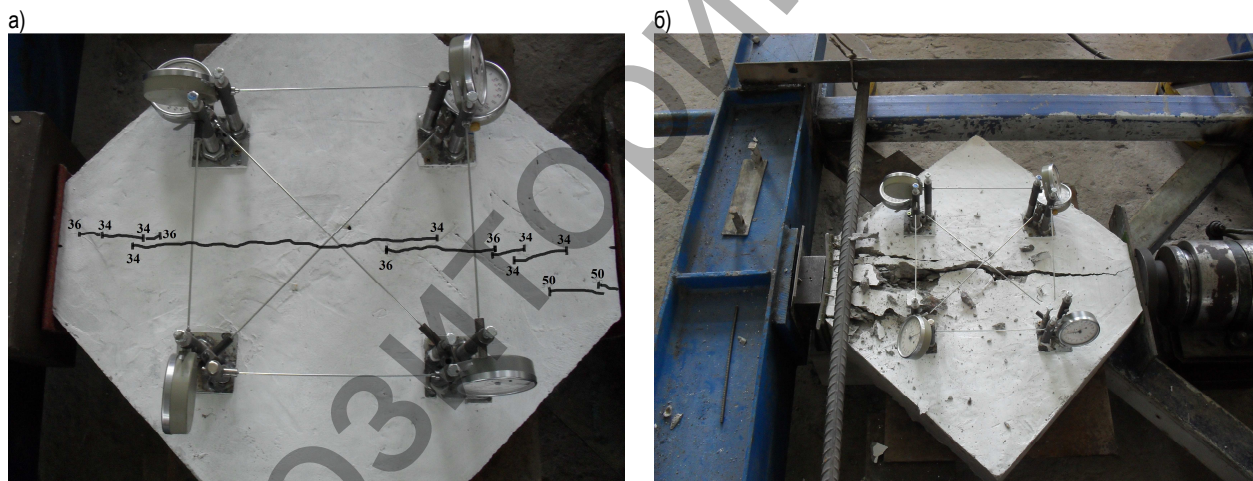
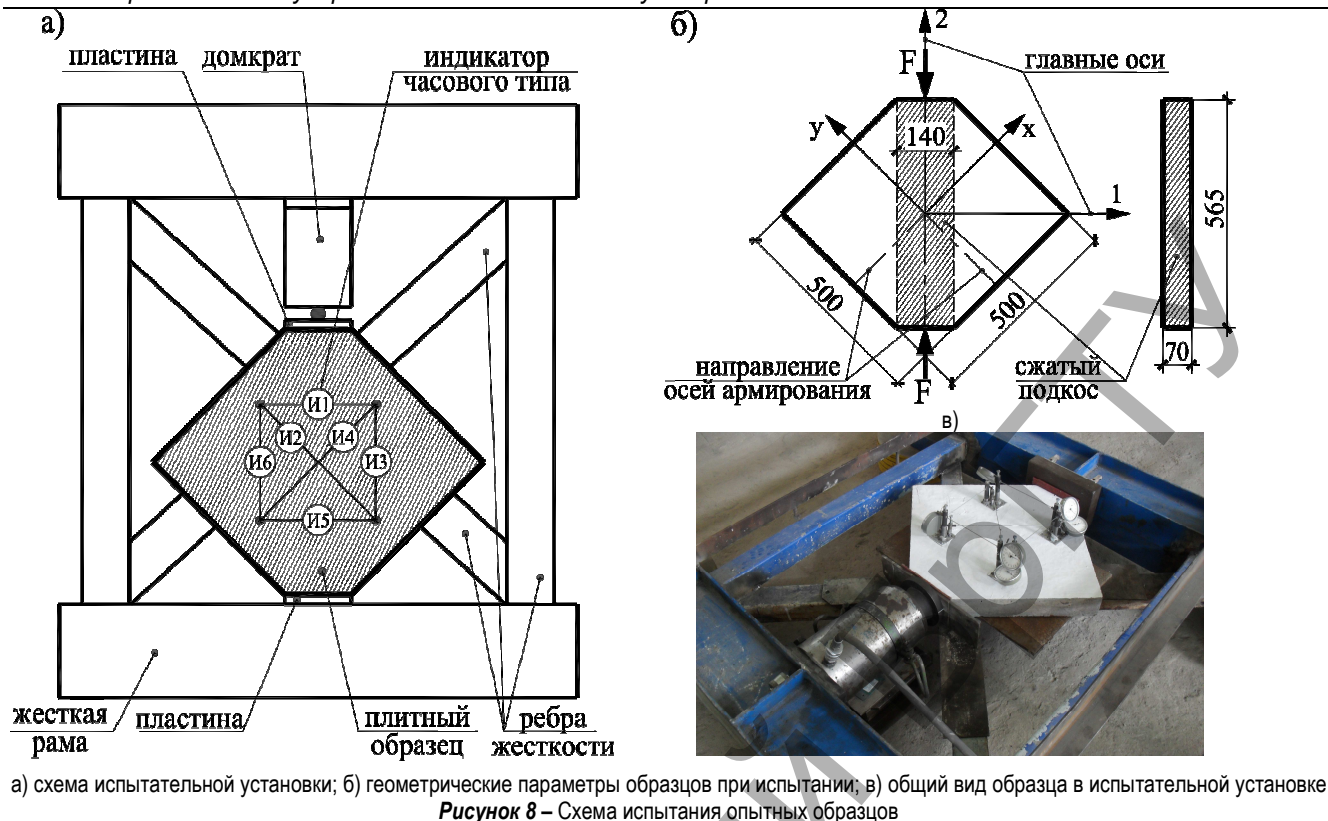
$$\sigma_{c,1}^0 = \sigma_{c,x}^0 \cdot \sin^2 \alpha + \sigma_{c,y}^0 \cdot \cos^2 \alpha, \quad (19)$$

где $\sigma_{c,x}^0, \sigma_{c,y}^0$ – начальные сжимающие напряжения в бетоне по направлению осей армирования OX и OY соответственно; α – угол поворота арматурных стержней относительно главных осей.

В настоящих исследованиях дополнительно устанавливали величину предельной растяжимости бетона (см. рисунок 5) с учетом фактического места расположения измерительных приборов:

$$\varepsilon_{ctu} = \varepsilon_{crc} - \varepsilon_{dec}, \quad (20)$$

где ε_{crc} – среднее значение деформаций плитных образцов, измеренных по индикаторам часового типа к моменту образования трещины нормального отрыва по направлению главных растягивающих напряжений;



ϵ_{dec} – деформация опытного образца в момент декомпрессии, определенная в направлении главных растягивающих напряжений при значении внешней силы $F_{Ed,dec}$.

Таким образом, в исследованиях были определены следующие параметры: $F_{dec}^{calc,\sigma}$ – усилие декомпрессии на основании значений начальных сжимающих напряжений, рассчитанных по деформационной модели для случая двухосного ограничения [12]; $F_{dec}^{exp,\sigma}$ – усилие декомпрессии на основании экспериментальных значений начальных сжимающих напряжений; F_{crc} – усилие трещинообразования от момента погашения начальных сжимающих напряжений в бетоне, определенное на основании предельной растяжимости бетона по зависимости (21); $F_{crc,total}^{calc,\sigma}$ – полное усилие сопротивления внешнему воздействию в момент появления трещины нормального отрыва с учетом расчетных значений начальных сжимающих напряжений; $F_{crc,total}^{exp,\sigma}$ –

полное усилие сопротивления внешнему воздействию в момент появления трещины нормального отрыва с учетом экспериментальных значений начальных сжимающих напряжений; $F_{crc,total}^{exp}$ – полное усилие трещинообразования, зафиксированное при испытании плитных образцов сосредоточенной сжимающей силой. Результаты определения указанных параметров приведены в таблице 4.

Как следует из таблицы 4, полное усилие трещинообразования, определенное с учетом экспериментальных значений начальных напряжений, отличается от зафиксированного при испытании усилия трещинообразования на 4% для серий I и II и на 9% для серии III. При этом полное усилие трещинообразования, определенное на основании расчетных значений начального напряженного состояния, отличается от опытного усилия трещинообразования на 2% для серий I и II и на 7% для серии III.

Анализируя данные таблицы 4, можно сделать вывод о достаточно хорошей сходимости экспериментальных и расчетных значений усилия трещинообразования, что в свою очередь свидетельствует о

Таблица 4 – Результаты определения параметров экспериментальных и теоретических исследований

№ серии	Начальные сжимающие напряжения по главному растягивающему направлению, МПа		Усилие декомпрессии, кН		Усилие трещинообразования с момента декомпрессии, кН	Полное усилие трещинообразования, кН		
	$\sigma_{с.1.calc}^0$	$\sigma_{с.1.exp}^0$	$F_{dec}^{calc,\sigma}$	$F_{dec}^{exp,\sigma}$	F_{crc}	$F_{crc.total}^{calc,\sigma}$	$F_{crc.total}^{exp,\sigma}$	$F_{crc.total}^{exp}$
I	0,755	0,947	36,99	46,4	309,4	347	355,8	340
II	3,674	3,235	180	159	167,5	347,5	326,5	340
III	0,791	0,675	38,76	33,08	241	279,8	274,1	300

рациональности предлагаемой расчетной модели для определения сопротивления внешнему воздействию с учетом начального напряженного состояния, а также подтверждает разработанную ранее модифицированную деформационную модель для связанных относительных деформаций расширения и напряжений в случае двухосного ограничения.

Заключение

1. Аналитическая модель для определения связанных деформаций расширения и напряжений в условиях двухосного ограничения в плоскости позволяет оценивать и прогнозировать параметры напряженно-деформированного состояния элемента на всем этапе расширения напрягающего бетона при произвольных коэффициентах армирования в ортогональных направлениях с учетом реальных условий твердения. Основным преимуществом предложенной модели является учет кумулятивной реакции упругого ограничения, сдерживающей развитие процесса расширения, что особенно ярко проявляется в случае увеличения осевой жесткости ограничения и при использовании активных бетонов.
2. Разработанная расчетная модель для определения сопротивления срезу плоских самоупроченных элементов позволяет оценить напряженно-деформированное состояние элемента при произвольной системе сосредоточенных сил с учетом начального напряженного состояния от расширения напрягающего бетона. Предложенная модель в равной степени может быть применима при любом способе создания предварительного напряжения.
3. Рациональность предложенных моделей была подтверждена посредством экспериментальных исследований плитных образцов на этапе расширения напрягающего бетона с последующими статическими испытаниями сосредоточенной сжимающей силой.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Бетонные и железобетонные конструкции из напрягающего бетона: ТКП 45-5.03-158-2009/ Министерство архитектуры и строительства РБ. – Минск : Минстройархитектуры, 2010. – 28 с.
2. Марчук, В. А. Деформации и собственные напряжения несимметрично двухосно армированных плоских элементов из напрягающего бетона на стадии его расширения: дис. ... канд. техн. наук 05.23.01 / В. А. Марчук. – Брест, 2002. – 176 с.
3. Литвер, С. Л. Самонапряжение при двухосном ограничении деформаций расширения / С. Л. Литвер, А. И. Петухов // Исследования и применение напрягающего бетона и самоупроченных конструкций: сб. тр. / НИИЖБ; под науч. ред. В. В. Михайлова. – Москва, 1984. – С. 67-68.
4. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990-2011. – Введ. 15.11.2011. – Минск : РУП «Стройтехнорм», 2011. – 61 с.

5. Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures: prEN 1992-1-1:2018 (Eurocode 2) / Brussel: European Committee for Standardization, April 2018. – 293 p.
6. Ito, H. Early Age Deformation and Resultant Induced Stress in Expansive High Strength Concrete / H. Ito [et. al] // Journal of Advanced Concrete Technology. – 2004. – Vol. 2, № 2. – P. 155-174.
7. Тур, В. В. Модель, применяемая для расчета связанных деформаций и самоупрочений в элементах из напрягающего бетона / В. В. Тур, О. С. Семенов // Вестник БрГТУ. Сер. Строительство и архитектура. – 2016. – № 1(97). – С. 54-70.
8. Oluokun, F. A. Elastic moduli, Poisson's ratio and compressive strength relationships at early ages / F. A. Oluokun, E. G. Burdette, J. H. Deatherage // ACI Material Journal. – Jan.-Feb. 1991. – P. 3-10.
9. Truman, K. Z. Creep, shrinkage and thermal effects on mass concrete structures / K. Z. Truman, D. J. Petruska, C. D. Norman // Journal of Eng. Mech. – June 1991; 117(6). – P. 1274-1288.
10. De Schutter, G., Degree of hydration-based description of mechanical properties of early age concrete / G. De Schutter, L. Taerwe // Materials and Structures. – July 1996. (29). – P. 335-344.
11. Михайлов, В. В. Плоские самоупроченные конструкции / В. В. Михайлов, В. С. Гершвальд // Исследования и применение напрягающего бетона и самоупроченных конструкций: сб. тр. / НИИЖБ; под науч. ред. В. В. Михайлова. – Москва, 1984. – С. 62-67.
12. Тур, В. В. Определение параметров напряженно-деформированного состояния плоских самоупроченных элементов на стадии твердения / В. В. Тур, А. А. Кондратчик, О. Г. Санникова // Вестник БрГТУ. Сер. Строительство и архитектура. – 2016. – № 1(97). – С. 70-76.
13. Бетоны напрягающие. Технические условия: СТБ 2101 – 2010. – Введ. 28.07.2010. – Минск : РУП «Стройтехнорм», 2010. – 19 с.
14. Михайлов, В. В. Предварительно напряженные железобетонные конструкции: (теория, расчет, подбор сечений) / В. В. Михайлов. – М.: Стройиздат, 1978. – 383 с.
15. Михайлов, В. В. Расширяющийся и напрягающие цементы и самоупроченные конструкции / В. В. Михайлов, С. Л. Литвер. – М.: Стройиздат, 1974. – 312 с.
16. Тур, В. В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: монография / В. В. Тур, А. А. Кондратчик. – Брест : БрГТУ, 2000. – 397 с.
17. Schlaich, J. Towards a Consistent Design of Structural Concrete / J. Schlaich, K. Schäfer, M. Jennewein // Journal of the Prestressed Concrete Institute. – May-June 1987. – V.32. - №3. – P. 74-150.
18. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. – 8th Edition. – Washington, September 2017.

Материал поступил в редакцию 15.04.2019

SANNIKAVA V. H., TUR V. V. The resistance of self-stressed elements under plane state

In the article the general theoretical background of the deformation model for the estimation of the restrained strains and self-stresses under two-way restraint conditions is presented. This model takes into account the cumulative force and can be applied at arbitrary restraint conditions in orthogonal directions. The paper also contains the main provisions of the design model that allows for the effect of the initial stress state under the static loading.