

Подводя итог проведенным экспериментальным исследованиям, можно сделать следующие выводы:

- получены опытные данные о прочности и жесткости многопустотных железобетонных плит безопалубочного формования при кручении и изгибе с кручением;
- выявлена особенность трещинообразования опытных конструкций;
- определено, что величина крутящего момента существенно влияет на характер появления трещин в многопустотных железобетонных плитах безопалубочного формования;
- получена зависимость угла наклона плоскости сжатой от изгиба зоны бетона к продольной оси плиты от величины крутящего момента;
- показано, что опытные и расчетные значения моментов в плитах на всех этапах их нагружения имеют удовлетворительную сходимость данных.

Литература

1. Хаменок, Е.В. Обзор методов расчета железобетонных элементов, работающих на изгиб с кручением / Е.В. Хаменок // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: сб. науч. ст. – Гродно: ГрГУ им Я. Купалы, 2010. – С. 224 – 228.
2. Плиты покрытий и перекрытий железобетонные для зданий и сооружений. Технические условия: СТБ1383-2003.
3. Плиты железобетонные многопустотные предварительно напряженные безопалубочного формования на оборудовании «Вибропресс»: 1.041.1-5.09. (Россия) Серия Б.
4. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: М-во арх. и стр-ва Респ. Беларусь, 2003. – 132 с.

УДК 624.012.25

Хаткевич А.М.; Гринев В.Д., канд. техн. наук, доц.
(ПГУ, г. Новополоцк)

НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ АРМАТУРНЫХ СЕТОК В РАСТВОРНЫХ ШВАХ КАМЕННОЙ КЛАДКИ

Упрочнение армированной кладки достигается за счет ограничения сетчатой арматурой возникающих при сжатии поперечных деформаций (образование пространственного напряжённого состояния – эффекта «обоймы»).

Количественной оценкой эффективности армирования служит коэффициент эффективности, зависящий от прироста несущей способности ар-

мированной кладки по сравнению с неармированной. Также следует рассматривать эффективность использования прочностных свойств арматуры в теле кладки, напрямую зависящую от возникающих напряжений. В [1; 2] указано, что сталь, принятая для сетчатого армирования, используется до предела текучести, если он не превышает 350 МПа. В работе [3] установлено, что в стальной перфорированной ленте, использованной для армирования кладки, напряжения не достигли предела текучести. При исследовании сжатых элементов из мелких ячеистобетонных блоков с косвенным армированием [4] напряжения в стержнях сеток не достигали 100 МПа. Нормами [5] для сетчатого армирования предусмотрена арматура классов А-I (S240) и Вр-I (S500). При этом для стали Вр-I вводится коэффициент условия работы 0,6. Во внедряемых нормах [6] вопрос поперечного армирования рассматривается как дополнительное конструктивное мероприятие, данные же относительно методов расчета подобных конструкций в зарубежной нормативной литературе представлены в крайне ограниченном объеме [7].

Результаты и методика испытаний. Характеристика испытанных образцов из каменной кладки представлена в таблице 1.

Таблица 1

Обозначение, количество и характеристика опытных образцов

Серия	I	II	III	IV	V	VI
Обозначение образцов	K1, K2	K3, K4, K5	K6, K7, K8	K9, K10	K11, K12, K13	K14, K15, K16
Марка кирпича	M150	M150	M150	M200	M200	M200
Марка раствора	M75	M75	M75	M75	M75	M75
Поперечное сечение / высота	1,5 × 1,5 кирпича / 16 рядов кладки					
μ, %	0	0,407	0,407	0	0,19	0,19
Шаг сеток по высоте	–	Один ряд кладки		–	Два ряда кладки	
Арматура для сеток	–	Ø4 мм S500 (Вр-I)		–	Ø4 мм S500 (Вр-I)	

Размеры сеток для армирования подобраны с одинаковой длиной стержней. Образцы испытывались статической кратковременной нагрузкой с ее центральным приложением, с равными ступенями и выдерживанием на каждом этапе 10 ± 2 мин. Напряжения в стержнях арматурных сеток определялись электротензометрическим способом. Использовались проволочные тензорезисторы с базой измерения 20 и 50 мм, изготовленные на клее БФ-2, с воспринимающей решеткой в виде петлеобразных зигзагов.

В таблицах 2 – 7 внесены результаты определения напряжений в арматуре в зависимости от уровня нагружения. Значения относительных деформаций и напряжений в таблицы 3 – 10 внесены со следующими допу-

щениями: из совокупности данных для идентичных стержней (симметрично расположенных) выбраны максимальные удлинения; при наличии датчиков с обеих сторон арматурного стержня принималось наибольшее из полученных значений. При увеличении внешней нагрузки на каждой ступени наблюдался довольно равномерный рост деформаций без резких скачков. Значения напряжений в стержнях сеток зависели от их местоположения.

Таблица 2

Результаты определения напряжений, образец К6

Эскиз сетки, расстановка датчиков сопротивления	σ_i/σ_n	Тензодатчик	$\epsilon, \cdot 10^{-5}$	$\sigma, \text{МПа}$	
	0,6	2, 2*, 2**	20	29	
		3, 3*	18	26	
		4	8	12	
	0,8	2, 2*, 2**	68	104	
		3, 3*	50	72	
		4	22	31	
	0,93	2, 2*, 2**	133	217	
		3, 3*	129	210	
			4	—	—

Таблица 3

Результаты определения напряжений, образец К14

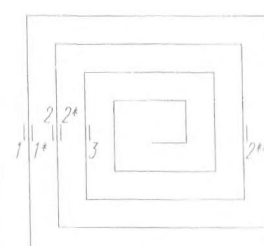
Эскиз сетки, расстановка датчиков сопротивления	σ_i/σ_n	Тензодатчик	$\epsilon, \cdot 10^{-5}$	$\sigma, \text{МПа}$
	0,4	1, 1*	4	7
		2, 2*, 2**	0	0
		3	0	0
		4	4	7
	0,6	1, 1*	40	57
		2, 2*, 2**	15	22
		3	10	15
		4	9	14
	0,8	1, 1*	60	89
		2, 2*, 2**	23	33
		3	20	29
		4	9	14
	0,95	1, 1*	226	352
		2, 2*, 2**	213	338
		3	83	130
		4	31	44

Таблица 4

Результаты определения напряжений, образец К15

Эскиз сетки, расстановка датчиков сопротивления	σ_i/σ_u	Тензодатчик	$\epsilon, \cdot 10^{-5}$	σ , МПа
	0,4	1, 1*	9	14
		2, 2*	14	21
		3, 3*	5	8
		4	9	14
	0,6	1, 1*	19	28
		2, 2*	19	28
		3, 3*	9	14
		4	9	14
	0,8	1, 1*	27	39
		2, 2*	27	39
		3, 3*	14	21
		4	18	26
	0,95	1, 1*	203	327
		2, 2*	106	171
		3, 3*	60	89
		4	31	44

Таблица 5

Результаты определения напряжений, образец К13

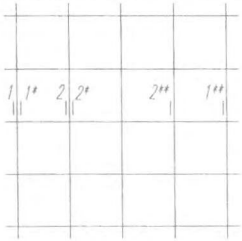
Эскиз сетки, расстановка датчиков сопротивления	σ_i/σ_u	Тензодатчик	$\epsilon, \cdot 10^{-5}$	σ , МПа
	0,4	1, 1*, 1**	9	14
		2, 2*, 2**	23	33
	0,6	1, 1*, 1**	93	148
		2, 2*, 2**	23	33
	0,8	1, 1*, 1**	120	196
		2, 2*, 2**	96	74
	0,95	1, 1*, 1**	320	483
		2, 2*, 2**	317	473

Таблица 6

Результаты определения напряжений, образец КЗ

Эскиз сетки, расстановка датчиков сопротивления	σ_1/σ_n	Тензодатчик	$\epsilon, \cdot 10^{-5}$	σ , МПа
	0,4	1, 1*	40	57
		3	53	77
	0,6	1, 1*	92	146
		3	98	156
	0,8	1, 1*	93	148
		3	205	329

Таблица 7

Результаты определения напряжений, образец К11

Эскиз сетки, расстановка датчиков сопротивления	σ_1/σ_n	Тензодатчик	$\epsilon, \cdot 10^{-5}$	σ , МПа
	0,4	1, 1*, 1**	53	77
		2, 2*, 2**	27	39
		3, 3*	15	22
	0,6	1, 1*, 1**	59	88
		2, 2*, 2**	31	44
		3, 3*	28	40
	0,8	1, 1*, 1**	60	89
		2, 2*, 2**	45	64
		3, 3*	46	65
	0,95	1, 1*, 1**	253	384
		2, 2*, 2**	91	144
		3, 3*	79	123

Заключение. Сетки, армирующие горизонтальные растворные швы кладки, под действием сложного напряженно-деформированного состояния подвержены как растягивающим воздействиям, так и изгибу.

На различных этапах было замечено, что относительные деформации непосредственно после приложения осевого усилия к опытным образцам, а соответственно и напряжения, как правило, были больше, чем по прошествии некоторого времени (выдержки на этапе). При этом было замечено как увеличение напряжений, так и их снижение. Первое может быть объяснено объединением микротрещин по высоте и увеличением абсолютных попе-

речных деформаций. Снижение напряжений связано, скорее всего, со смятием раствора в горизонтальном шве при частичном нарушении его сцепления с арматурой.

Экспериментальным путем установлены напряжения в арматуре в момент, предшествующий разрушению, которые достигали значения в 350 МПа. В одном из стержней зафиксированы напряжения в 483 МПа (приближается к пределу текучести).

В сетках в виде плоской спирали максимальные напряжения были зафиксированы в стержнях, наиболее удаленных от центра. В целом наблюдалась четкая картина увеличения относительных удлинений с удалением от середины поперечного сечения.

В сетках из перекрестных стержней наблюдалась менее стройная картина распределения напряжений.

В трех из четырех исследуемых сеток с приклеенными тензодатчиками, наибольшие напряжения зафиксированы в среднем стержне, что можно объяснить передачей ему усилий поперечного расширения кладки за счет жесткого соединения в точках контактной сварки.

После испытаний производилась разборка кладки армированных образцов. Осмотром армирующих сеток установлены разрывы в стержнях, образование шеек, разрушение стыков контактной сварки и т.п.

Исходя из вышеизложенного можно сделать вывод о том, что возможно проектирование и соответственно применение новых проволочных сеток с концентрацией арматуры у периметра поперечного сечения на удалении от поверхности на толщину защитного слоя. Этим самым будет достигаться эффективное использование арматуры.

Литература

1. Железобетонные и каменные конструкции: учебное издание / О.Г. Кумпяк [и др.]; под ред. О.Г. Кумпяка. – М.: Изд-во АСВ, 2008. – 472 с.
2. Маилян, Р.Л. Строительные конструкции: учеб. пособие / Р.Л. Маилян, Д.Р. Маилян, Ю.А. Веселов; под ред. Р.Л. Маиляна. – 2-е изд. – Ростов н/Д: Феникс, 2005. – 880 с.
3. Рябин А.Л. Прочность и деформативность кирпичной кладки, армированной перфорированными стальными лентами, при центральной сжатии: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.Л. Рябинин. – СПб., 2009 – 204 с.
4. Гойкалов, А.Н. Прочность и деформативность сжатых элементов кладки из мелких ячеистобетонных блоков с косвенным армированием: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.Н. Гойкалов. – Воронеж, 2005. – 161 с.

5. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22-81. – Введ. 31.11.81. – М.: Стройиздат, 1983. – 40 с.
6. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Ч. 1-1: Общие правила для армированных и неармированных конструкций: СТБ EN 1996-1-2008. – Введ. 01.07.2009. – Минск: Госстандарт, 2009. – 127 с.
7. Орлович, Р.Б. Зарубежный опыт армирования каменных конструкций / Р.Б. Орлович, В.Н. Деркач // Жилищное строительство. – 2011. – № 11. – С. 35 – 39.

УДК 624.04

Турищев Л.С., канд. техн. наук, доц.;

Полонец О.И.; Прокоп А.А.

(ПГУ, г. Новополоцк)

ОБ ОПТИМАЛЬНОМ ПРОЕКТИРОВАНИИ СТАТИЧЕСКИ ОПРЕДЕЛИМЫХ ФЕРМ

Важным критерием проектирования несущих конструкций является их материалоемкость. В инженерной практике решение задачи о минимизации расхода конструкционного материала, как правило, осуществляется численно методами математического программирования и возможно только для каждой конструкции в отдельности.

Численное решение задач оптимального проектирования для различных конструкций частного вида рассматривалось рядом авторов. Обзор работ, посвященных решению таких задач, приведен в [1; 2].

Рассматривается аналитическое решение задачи отыскания минимального веса произвольной пространственной статически определимой фермы, которая считается линейно-деформируемой системой. Ферма включает в себя s прямолинейных стержней, соединяющих n узлов, в том числе m внутренних узлов и $n-m$ опорных узлов. Число опорных стержней удовлетворяет соотношениям:

- для плоской фермы

$$s_0 = 2n - s;$$

- для пространственной фермы

$$s_0 = 3n - s.$$