

СОПРОТИВЛЕНИЕ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ ПЛОСКИХ ПЛИТ С МНОГОРЯДНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ АРМАТУРНЫХ СЕТОК

В. В. Тур¹, А. В. Брич²

¹ Д. т. н., профессор, заведующий кафедрой технологии бетона и строительных материалов УО «БрГТУ», Брест, Беларусь
² М. т. н., аспирант кафедры технологии бетона и строительных материалов УО «БрГТУ», Брест, Беларусь. antonbrich@gmail.com

Реферат

В статье приведены результаты испытаний плит из самоуплотняющегося бетона на основе расширяющегося вяжущего, армированных сетками с малой ячейкой при их многорядном расположении. Описаны формы разрушения плит при локальном нагружении и предельные усилия, зафиксированные в испытаниях.

Ключевые слова: продавливание, плоская плита, самоуплотняющийся бетон.

PUNCHING RESISTANCE OF FLAT SLABS WITH MULTI LOCATION OF REINFORCED MESH

V. V. Tur, A. V. Brich

Abstract

The article presents the results of testing slabs of self-compacting concrete based on an expanding binder reinforced with small mesh with their multi-row arrangement. The forms of plate destruction under local loading and the ultimate forces recorded in the tests are described.

Keywords: punching, flat slab, self-compacting concrete.

Введение

Железобетонные плиты без поперечного армирования, работающие в двух направлениях, обычно применяют при возведении легких конструктивных систем, включая многопролетные каркасы с плоскими перекрытиями, проезжие части мостов, многоэтажные паркинги. Как следует из анализа экспериментальных данных и практического опыта, продавливание (местный срез) плоских плит обычно является хрупкой формой разрушения. В современных нормах различных стран [5, 8] и приложениях, изложенных в fib MC 2010 [7], полное сопротивление срезу V_R (кН) оценивают путем умножения номинального сопротивления срезу V_R (кН/м) (сопротивление срезу, приходящегося на единицу длины в кН/м) на длину базового контрольного периметра, располагающегося на расстоянии $2d$ от грани колонны (или от грани локальной площади нагружения) в случае ТКП EN 1992-1-1 [5] и $0,5d$ в случае на ACI 318 [8] и fib MC 2010 [7]. Исследования [3] показали, что распределение перерезывающих сил вдоль контрольного периметра явно неравномерно и зависит от целого ряда факторов, таких как геометрия плиты и колонны, способ нагружения и схем расположения армирования.

В ТКП EN 1992-1-1 [5] эти эффекты учитывают введением к расчетной поперечной силе повышающего коэффициента $\beta > 1.0$, определяемого в общем случае в зависимости от момента, передаваемого с плиты на колонну.

В fib MC 2010 [7] явно учитываются дополнительные эффекты, такие как: (а) концентрация перерезывающих сил в угловых зонах больших колонн; (б) геометрические разрывности в плитах (например, отверстия, увеличения); (в) наличие значительных по величине сосредоточенных сил около контрольного периметра. Согласно fib MC 2010 [7], все эти эффекты (включая эффекты от передачи момента между колонной и плитой) учитывают снижением длины контрольного периметра до длины эффективного контрольного периметра b_0 :

$$b_0 = \frac{V_{Ed}}{V_{max}}, \quad (1)$$

где b_0 – длина контрольного периметра в предположении равномерного распределения номинального максимального сопротивления срезу V_{max} .

Как показано в работах Sagasets [3], уравнение (1) дает довольно грубое приближение и ведет к и проектированию со значительными запасами. В общем случае образования трещин и нелинейное поведение

материалов будет приводить к перераспределению усилий, главным образом по утверждению Sagasets [3], в зависимости от расположения арматуры в пределах поперечного сечения плоской плиты.

В связи с тем, что довольно сложно выполнить прямые измерения, позволяющие выявить перераспределение перерезывающих сил непосредственно в процессе проведения эксперимента, зачастую прибегают к применению нелинейных конечно-элементных моделей как исследовательского инструмента. Как показано в работах [3, 4], для решения задачи применяют как плоские 2D, так и объемные 3D конечно-элементные модели, при этом подчеркивается, что 3D-модели являются более гибкими и точными по сравнению с 2D-моделями [3].

Целью настоящих исследований явилось экспериментальное изучение поведения плоских элементов с арматурой, распределенной по высоте сечения плиты, и последующее моделирование испытанных плит с применением нелинейных конечно-элементных моделей (NLFEA). Учитывая факторы, влияющие на перераспределение усилий в процессе трещинообразования в плитах, и принимая во внимание, что в нелинейных расчетных моделях приняты слоистые конечные элементы, опытные плиты были изготовлены из высокопрочного самоуплотняющегося бетона на основе расширяющегося вяжущего с многоуровневым армированием (6 слоев) из сеток диаметром 3 мм с ячейкой 50x50 мм.

В качестве аналога были испытаны плиты, армированные традиционным образом стержневой арматурой ($\varnothing 12$ S500).

Для последующего анализа была исследована многоуровневая расчетная стратегия для плоских плит (англ. Multi-level Assessment strategy for RC-slabs), предложенная Ploset.at [3] и схематически показанная на рисунке 1.

1 Экспериментальные исследования

1.1 Опытные образцы и краткая программа испытаний

В качестве опытных образцов были исследованы фрагменты плоских плит с номинальными размерами 2000x2000x180 мм. Фактический размер плит (см. рисунок 2) составил 1890x1890x180 мм с отклонениями от геометрических размеров в плане $\Delta = \pm 5$ мм. В средней части плиты были выполнены элементы (200x200x70 мм), моделирующие сопряжение с колонной. Нагрузку на плиты прикладывали через жесткий металлический штамп. Все плиты были разделены на две серии (см. табл. 1) в зависимости от примененного бетона и расположения армирования.

Усовершенствованный анализ	3 D нелинейный конечно-элементный анализ (с учетом проскальзывания арматуры) $\rightarrow Q_R \rightarrow Q_E \leq Q_R$			← Модель сопротивления MC2010 (наивысший уровень) \rightarrow локальное сопротивление $V_R \square F_{SR}$	Комбинация одношаговой и двухшаговой процедуры
	3 D нелинейный конечно-элементный анализ, неразрывные элементы, полное сцепление арматуры с бетоном $\rightarrow Q_R, F_{SE} \rightarrow Q_E \leq Q_R$	$F_{SE} \leq F_{SR}$			
Современный подход	3 D нелинейный конечно-элементный анализ, перераспределение среза $\rightarrow Q_R, V_E, F_{SE} \rightarrow Q_E \leq Q_R$	$V_E \leq V_R$ $F_{SE} \leq F_{SR}$		Модели сопротивления согласно норм ЕС 1992 [5], АСІ 318 [8] и т.д., локальное сопротивление сечения, т.е. m_R, V_R, F_{SR}	Двухшаговая процедура
	3 D нелинейный конечно-элементный анализ, перераспределение среза $\rightarrow m_E, V_E, n_E$	$m_E \leq m_R$ $V_E \leq V_R$ $F_{SE} \leq F_{SR}$			
Традиционный подход	Упрощенный метод анализа 2D линейный анализ, метод вырезания полос $\rightarrow M_E, V_E, N_E (T_E)$	Момент $M_E \leq M_R$ $m_E \leq m_R$ Поперечная сила $V_E \leq V_R$ $V_E \leq V_R$ Анкеровка $F_{SE} \leq F_{SR}$ (локальное сопротивление)		Модели сопротивления согласно норм ЕС 1992 [5], АСІ 318 [8] и т.д., локальное сопротивление сечения, т.е. m_R, V_R, F_{SR}	Двухшаговая процедура
	Статистический анализ	Верификация			

Рисунок 1 – Многоуровневая расчетная стратегия проверки сопротивления срезу согласно [3]

Таблица 1 – Маркировка опытных образцов согласно плану эксперимента

Серия бетонирования	Маркировка образца	Размеры плит $a \times b \times h$, мм	Варьируемые параметры					Ожидаемая средняя прочность бетона на осевое сжатие f_{cm} , МПа
			Кол-во уровней и тип арматурных сеток	$A_{s, мм^2}$ w	$A_s^*, мм^2$ w	Коэффициент продольного армирования (по плану), %		
						ρ_l	ρ_l	
I	ПБИ-3-3	1890×1890×180	6 $\frac{38 \times 50 \times 3}{38 \times 50 \times 3}$	1590 300×3	1060 300×3	0,526	0,35	35 (ПЦ)
	ПБИІ-3-3	1890×1890×180	6 $\frac{38 \times 50 \times 3}{38 \times 50 \times 3}$	1590 300×3	1060 300×3	0,526	0,35	
	ПБИІІ-3-3	1890×1890×180	6 $\frac{38 \times 50 \times 3}{38 \times 50 \times 3}$	1590 300×3	1060 300×3	0,526	0,35	
	ПБИІV-3-3	1890×1890×180	6 $\frac{38 \times 50 \times 3}{38 \times 50 \times 3}$	1590 300×3	1060 300×3	0,526	0,35	
II	ПНІV-3-4	1890×1890×180	6 $\frac{38 \times 50 \times 3}{38 \times 50 \times 3}$	1590 300×3	1329 300×3	1,2	1,2	35 (НЦ2)
	ПНІVІ-3-4	1890×1890×180	6 $\frac{38 \times 50 \times 3}{38 \times 50 \times 3}$	1590 300×3	1329 300×3	0,15	0,15	
	ПНІVІІ-12	1890×1890×180	2 $\frac{19 \times 50 \times 4}{14 \times 140 \times 12}$	1932 14Ø12	1693 14Ø12	0,6	0,6	
	ПНІVІІІ-12	1890×1890×180	2 $\frac{19 \times 50 \times 4}{14 \times 140 \times 12}$	1932 14Ø12	1693 14Ø12	1,2	1,2	

Примечание:
 A_s^* – поперечная площадь арматуры, находящейся в растянутой зоне;
 ρ_l – коэффициент продольного армирования в растянутой зоне

1.2 Изготовление образца фрагментов

Изготовление опытных образцов производили в специально разработанной опалубке (см. рисунок 2). Одновременно изготавливали 4 образца, входивших в одну серию. Армирование плит I серии выполняли арматурно-пространственными каркасами, состоящими из 5 слоев сварных стальных оцинкованных сеток из проволоки Ø3 S500 с шагом 50x50 мм. Нижний, пятый слой пространственного каркаса выполняли из 2 связанных между собой сеток. В плитах ПБИІ-3-3 и ПБИІV-3-3 сетки располагали со смещением стержней наполовину ячейки (25 мм). Общий вид расположения армирования в опалубке показан на рисунке 3 (а, б), а схема армирования на рисунке 4. Плиты II серии были разделены на 2 подгруппы: в 1-й подгруппе армирование соответствовало серии I, а во 2-й подгруппе армирование было выполнено с использованием арматурных стержней диаметром 12 мм и стальной сеткой с ячейкой 100x100 мм из стержней диаметром Ø4 S500. Как отмечалось ранее, при бетонировании плит происходило смещение сеток по высоте сечения. Фактическое положение (см. рисунок 5) сеток устанавливали по срезам плит, выполненным после испытаний.

2 Материалы

2.1 Бетон

Для изготовления бетонной смеси исследовали следующие составляющие: цемент СЕМІ-42.5N, по СТБ EN197, изготовленный ОАО «Красносельскстройматериалы»; добавка расширяющая минеральная «Арколин» ТУ ВУ 200217281.001- 2016; щебень гранитный ГОСТ 8267-93 фракции 5.10 мм, изг. РУПП «Гранит» г. п. Микашевичи; песок ГОСТ 8736-2014, группы по крупности «средний», модуль крупности $M_k=2,2$, изг. ОАО «Каменецкий Райагросервис», карьер «Околица»; Комплексная добавка для бетонов и растворов Стахемент 3000, ТУ ВУ 800013176.005 - 2012, изг. СООО «Стахема-М»; вода по СТБ 1114.

Подбор номинального состава произведен с учетом заполнителей в сухом состоянии. Образцы серии I были изготовлены на основе порландцемента с расширяющейся добавкой (РД), расход которой составил 35 кг/м³, а серии II – из бетона с расширяющейся добавкой сульфаминатного типа, с расходом 75 кг/м³. В первом случае расход РД был принят с учетом компенсации усадки, а во втором случае – достижение самоупрочнения. Рекомендуемый расход материалов на приготовление 1 м³ бетонной смеси представлен в таблице 2.



Рисунок 2 – Опалубка для изготовления образцов



Рисунок 3 – Установка арматурных каркасов при изготовлении первой серии плит



Рисунок 4 – Установка арматурных каркасов при изготовлении второй серии плит

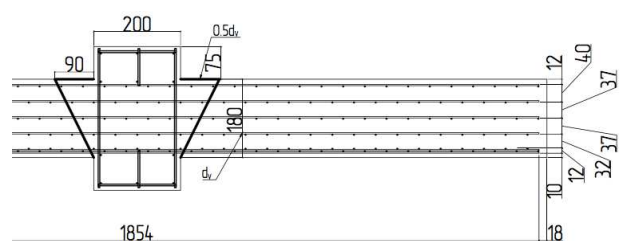


Рисунок 5 – Схема арматурного каркаса для первой серии плит

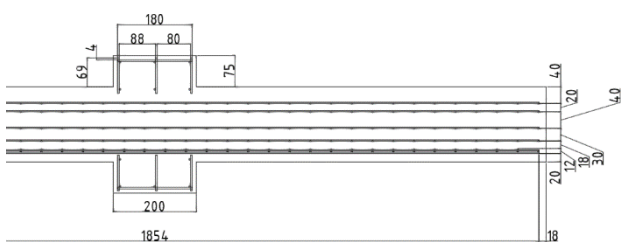


Рисунок 7 – Фактическое расположения арматурных сеток по вертикали на примере плиты ПБIII-3-3

Армирование. Вид сверху.

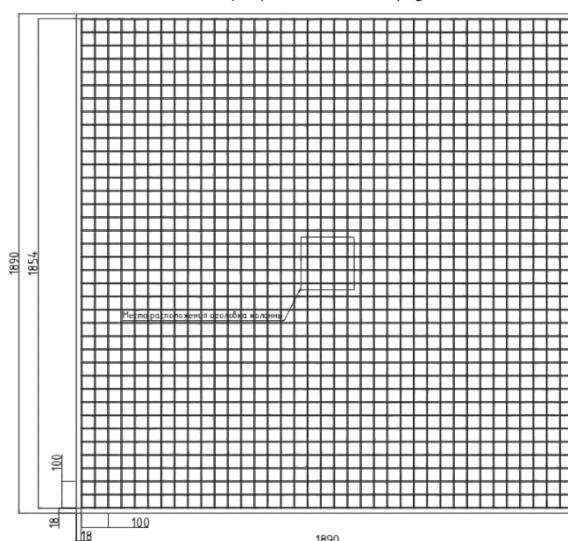


Рисунок 6 – Схема арматурного каркаса для первой серии плит

Физико-механические характеристики бетона, использованного для изготовления опытных образцов, приведены в таблице 3.

2.2 Армирование

Армирование опытных образцов было выполнено сетками Ø3 S500 с шагом 50x50 мм и стержнями Ø12 S500 с шагом 140x140 мм, характеристики которых приведены в таблице 4.

Таблица 2 – Номинальный состав бетона (на 1 м³ в сухом состоянии)

№ Серии	Класс бетона	Расход материалов на 1 м³ бетонной смеси					
		Цемент, кг	Арколин, кг	Песок, кг	Щебень, кг	Вода, л	Стахемент, кг
Серия I	SF-1 C30/37 St-3	440	35	860	885	118..128	5,2
Серия II Напрягающий бетон	SF-1 C30/37 St-3	390	75	860	880	150..160	5..7

Таблица 3 – Основные физико-механические характеристики бетона (в возрасте не менее 28 суток)

Серия №	Марка образца	f_{cm} , МПа	$f_{c,cube}$, МПа	E_{cm} , ГПа	ρ_1 / ρ_1^* , %
1	2	4	5	6	7
I	ПБ I-3-3	65,2	27,19	0,526 / 0,35	0,526 / 0,35
	ПБ II-3-3				0,526 / 0,35
	ПБ III-3-3				0,526 / 0,35
	ПБ IV-3-3				0,526 / 0,35
II	ПН V-3-4	73,0	34,86	0,526 / 0,35	0,526 / 0,35
	ПН VI-3-4				0,526 / 0,35
	ПН VII-12				0,639 / 0,56
	ПН VIII-12				0,639 / 0,56

Таблица 4 – Характеристики арматуры

Класс арматуры	Диаметр, мм	Среднее значение предела текучести f_y , МПа	Относит. удлинение при разрыве, %
S500	3	543	14<
S500	12	560	14<

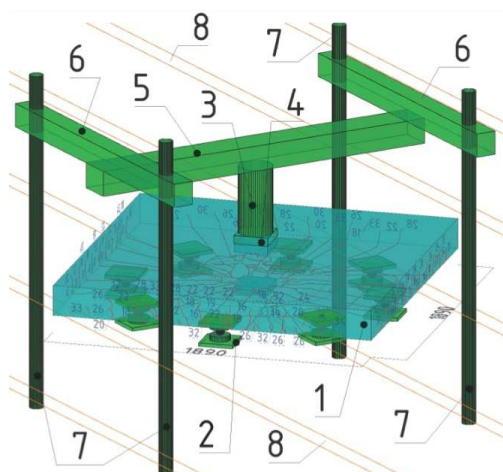
3 Установка для испытаний и расположение измерительных приборов

Установка для проведения испытаний представляет собой конструкцию, состоящую из опор, выставленных по кругу, на которые установлены шарнирные опоры (рисунок 8).



Рисунок 8 – Общий вид установки для испытаний

Шарнирные опоры были выставлены по кругу с радиусом 770 мм, таким образом, чтобы равномерно воспринимать опирающуюся на них плиту (рисунок 9). На имитацию колонны в центре плиты устанавливали домкрат, который опирался на плиту через стальную пластину $\delta=50$ мм, для равномерной передачи нагрузки. Домкрат может создавать максимальное усилие в 100 тонн. На схеме, указанной на рисунке 9, представлена подробная схема установки для испытания плитных элементов на продавливание.



1 – испытываемая железобетонная плита; 2 – шаровые опоры; 3 – домкрат; 4 – переходная пластина для полного соприкосновения; 5 – главная траверса; 6 – переходные вспомогательные траверсы (2 шт.); 7 – тали (4 шт.); 8 – ручей для закрепления тяжей (шаровые опоры опираются на бетонные блоки, они условно не показаны)

Рисунок 9 – Схема установки испытания плит

4 Результаты испытаний

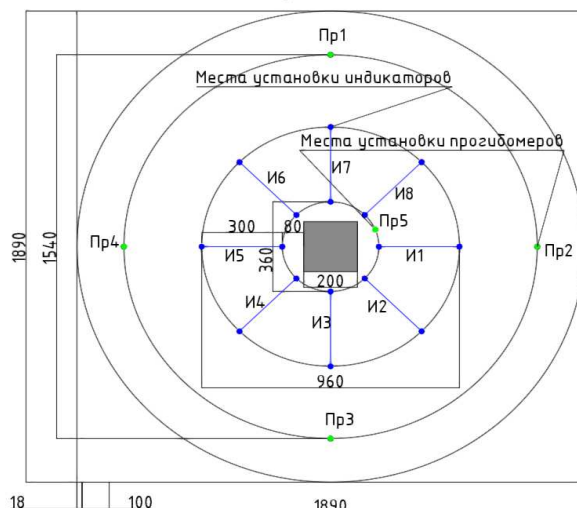
Результаты проведенных испытаний представлены в виде графиков, связывающих:

- продавливающее усилие и прогиб (" $F-\delta$ ", см. рисунок 12а);
- продавливающее усилие и относительные деформации по верхней грани плиты (" $F-\epsilon$ ", см. рисунок 12б).

При этом, как было показано ранее, в процессе нагружения фиксировали картину трещинообразования и регистрировали форму разрушения.

Следует отметить, что при испытаниях плит формально наблюдали как разрушение в результате изгиба при разрыве продольной арматуры, так и разрушение от продавливания (местного среза). Предельные значения усилий, при которых наблюдали разрушение опытных фрагментов, а также форма разрушения показаны в таблице 5.

Схема закрепления датчиков



И – индикаторы часового типа с ценой деления 0,01мм на базе 300 мм;
 П – прогибомеры с ценой деления 0,01мм

Рисунок 10 – Схема расположения измерительных приборов

Несмотря на то, что плиты I серии имели одинаковое армирование (многорядное расположение сеток согласно рисунку 5), их разрушение имело различные формы. Так, плита ПБ I-3-3 разрушилась при нагрузке $F_{ult}=300$ кН с разделением на четыре практически равные части. Плиты первой серии ПБ III-3-3, ПБ IV-3-3, разрушились при нагрузке $F_{ult}=350$ кН, разделившись на 3 части. Вместе с тем плита ПБ II-3-3 разрушилась при нагрузке $F_{ult}=320$ кН в результате ярко выраженного местного среза (продавливания) (см. рисунок 11).

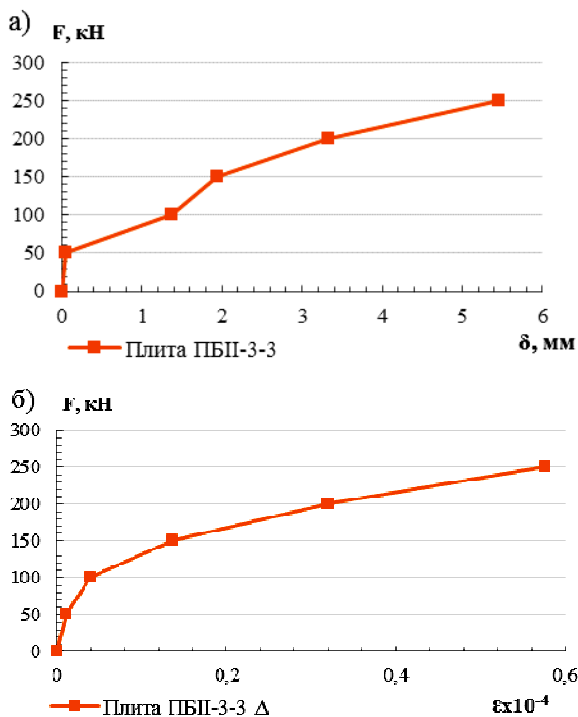
Таблица 5 – Результаты испытаний опытных фрагментов

Серия	Обозначение плиты	Предельное усилие F_{ult} , кН	Форма разрушения
I	ПБ I-3-3	300	Изгибная, хрупкая с разделением на четыре части
	ПБ II-3-3	320	Продавливание, расстояние до критического периметра 300 ± 10 мм
	ПБ III-3-3	350	Изгибная, хрупкая с разделением на 3 части. На разделе наклонные трещины
	ПБ IV-3-3	350	То же
II	ПН V-3-4	270	То же
	ПН VI-3-4	320	Продавливание, расстояние до критического периметра 300 ± 10 мм
	ПН VII-12	280	Продавливание, расстояние до критического периметра 600..700 мм
	ПН VIII-12	340	То же



Рисунок 11 – Характерная форма разрушения при местном срезе, полученная при испытаниях плиты ПБ II-3-3

В отличие от плит ПБ I-3-3, ПБ IV-3-3, ПБ III-3-3, имевших хрупкий, мгновенный характер разрушения, плита ПБ II-3-3 демонстрировала очень ограниченные пластические свойства, о чем свидетельствует практически полное отсутствие на графиках прогибов участка пластического деформирования (см. рисунок 12).



а) зависимость прогиба от нагрузки; б) зависимость относительных деформаций верхней грани плиты от нагрузки

Рисунок 12 – Опытные зависимости, полученные при испытаниях плиты ПБ II-3-3

Вместе с тем обращает на себя внимание следующий факт. Несмотря на то, что плиты ПБ I-3-3, ПБ III-3-3, ПБ IV-3-3 разрушились, разделившись на 3-4 части изгибными трещинами, на разделах (см. рисунок 13) отчетливо видны образовавшиеся наклонные трещины, пересекающие сечение.

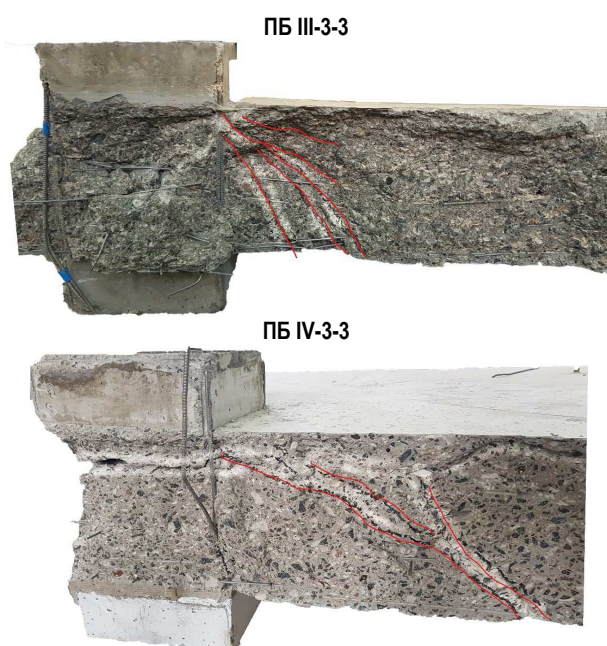
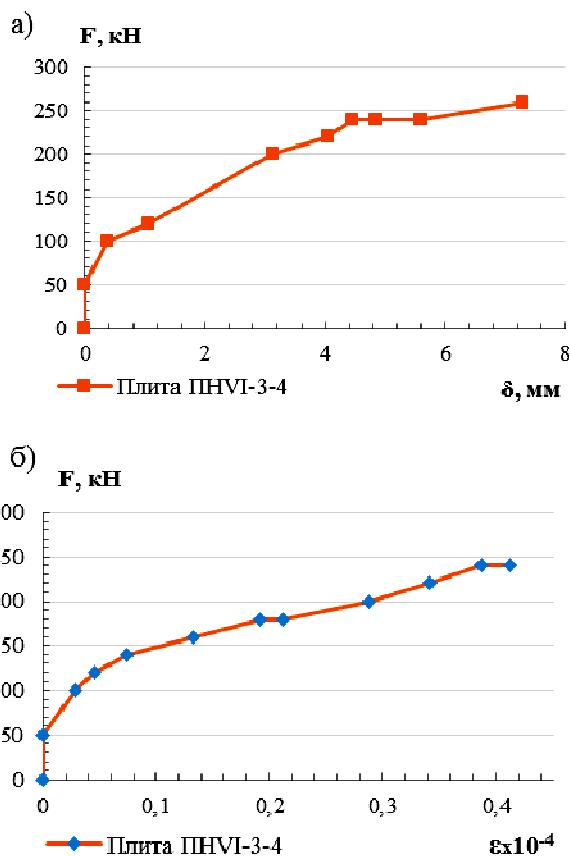


Рисунок 13 – Схемы расположения наклонных трещин (местного среза) в опытных фрагментах плит ПБ III-3-3 и ПБ IV-3-3

Как и разрушение плиты ПБ II-3-3, разрушение плиты ПН VI-3-4 произошло от продавливания (местного среза) при нагрузке $F_{ult}=320$ кН. При этом для данной плиты помимо ярко выраженной пирамиды продавливания на графике " $F-\delta$ " наблюдали участок пластического деформирования (см. рисунок 14а).



а) зависимость прогиба от нагрузки; б) зависимость относительной деформации сжатой грани от нагрузки

Рисунок 14 – Опытные зависимости для плиты ПН VI-3-4

Плиты-аналоги ПН VII-12 и ПН VIII-12, армированные традиционно сетками из стержней $\varnothing 12S500$, разрушились с образованием пирамиды продавливания (см. рисунок 15). Следует отметить, что в случае этих плит расстояние до критического периметра составило 600..700 мм, тогда как в плитах с многоуровневым армированием это расстояние было равно 300 ± 10 мм, как в случае плиты ПН VI-3-4, так и плиты ПБ II-3-3.



Рисунок 15 – Характерная картина разрушения плит ПН VII-12 и ПН VIII-12, армированных сетками $\varnothing 12S500$

На рисунках 17а, б приведены опытные графики, показывающие развитие относительных деформаций верхней (сжатой) грани бетона плиты при нагружении. На графиках обращает на себя внимание характерная точка, в которой кривая изменяет свое направление. Это означает, что как в первом, так и во втором случае, при нагрузке в пределах от 250 до 270 кН происходит разгрузка бетона в пределах пирамиды продавливания, что свидетельствует, очевидно, о том, что наклонная трещина пересекает все сечение по высоте.

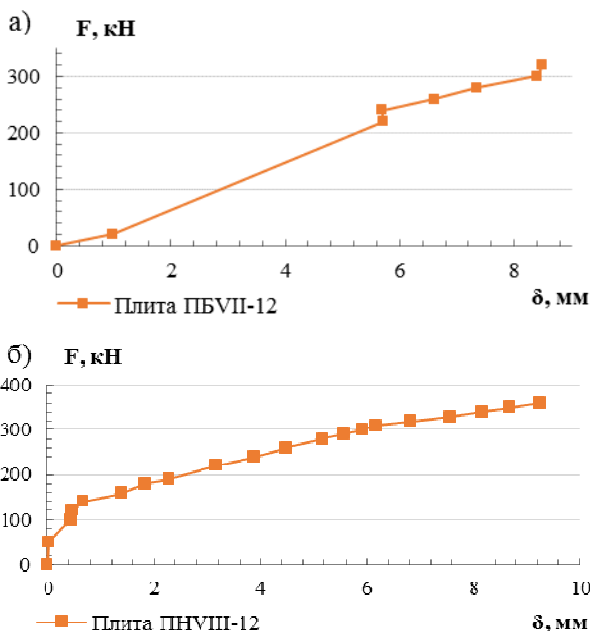
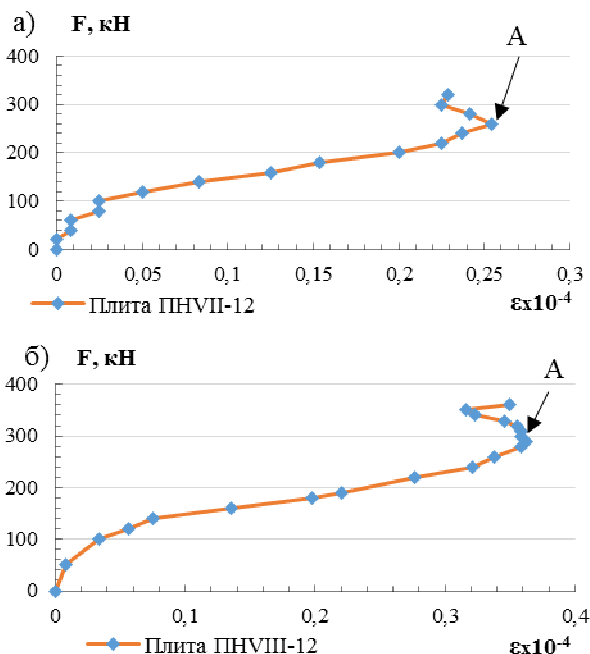


Рисунок 16 – Графики прогибов для плит ПН VII-12(а) и ПН VIII-12(б)



а) ПН VII-12; б) ПН VIII-12 (в точке А трещина пересекает всё сечение по высоте)

Рисунок 17 – Графики изменения относительных деформаций сжатой грани сечения плиты

Заключение

Испытания фрагментов плит с многоядным расположением арматурных сеток с малой ячейкой показали, что их разрушение имеет свои специфические особенности. В первую очередь обращает на себя внимание тот факт, что при довольно близких значениях предельных продавливающих сил F_{ult} от 320 до 360 кН образцы ПБ II-3-3, ПН VI-3-4 разрушились с образованием пирамиды продавливания, имевшей меньшие размеры, чем для плит ПН VII-12 и ПН VIII-12 (расстояние до критического периметра составило в первом случае 300 ± 10 мм, а во втором – 600..700 мм). Требуется детальный теоретический анализ полученных результатов.

Список цитированных источников

1. Dharanidharan, S. Flexural behavior of ferrocement composite slab / S. Dharanidharan // JJESRT. – 2016. – Vol. 5, iss. 10.
2. Kumar Pavan, G. Experimental study on minimum tension reinforcement for sandwich slab under punching shear / G. Kumar Pavan // IJSRTE. – 2019. – Vol. 7, iss. 62.
3. Shu, J. Internal force distribution in RC slabs subjected to punching shear / J. Shu, B. Belletti, A. Muttoni // Engineering Structures. – 2017. – Vol. 153. – P. 766–781.
4. Awal, A.S.M.A. Flexural strength and punching shear resistance of ferrocement slab / A.S.M.A. Awal, M.S. Rahman, A.I. Khan // J. Bangladesh Agril. Univ. – 2007. – Vol. 5, iss. 2. – P. 407–412.
5. European Committee for Standardization. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. – Part 1 : General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures. Draft for committee works, April 2018. – P. 293.
6. Hallgren, M. Punching shear capacity of reinforced high-strength concrete slabs. Doctoral Thesis, Royal Institute of Technology in Stockholm (KTH). – Stockholm, 1996.
7. fib Model Code for Concrete Structures, 2010, Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), 2013. – P. 389.
8. ACI Committee 318. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14). American Concrete Institute, Farmington Hills, 2014. – 524 p.

References

1. Dharanidharan, S. Flexural behavior of ferrocement composite slab / S. Dharanidharan // JJESRT. – 2016. – Vol. 5, iss. 10.
2. Kumar Pavan, G. Experimental study on minimum tension reinforcement for sandwich slab under punching shear / G. Kumar Pavan // IJSRTE. – 2019. – Vol. 7, iss. 62.
3. Shu, J. Internal force distribution in RC slabs subjected to punching shear / J. Shu, B. Belletti, A. Muttoni // Engineering Structures. – 2017. – Vol. 153. – P. 766–781.
4. Awal, A.S.M.A. Flexural strength and punching shear resistance of ferrocement slab / A.S.M.A. Awal, M.S. Rahman, A.I. Khan // J. Bangladesh Agril. Univ. – 2007. – Vol. 5, iss. 2. – P. 407–412.
5. European Committee for Standardization. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. – Part 1 : General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures. Draft for committee works, April 2018. – P. 293.
6. Hallgren, M. Punching shear capacity of reinforced high-strength concrete slabs. Doctoral Thesis, Royal Institute of Technology in Stockholm (KTH). – Stockholm, 1996.
7. fib Model Code for Concrete Structures, 2010, Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), 2013. – P. 389.
8. ACI Committee 318. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14). American Concrete Institute, Farmington Hills, 2014. – 524 p.

Материал поступил в редакцию 04.03.2020