

Молош В.В., старший преподаватель, Брестский государственный технический университет, г. Брест

НОВЫЙ ПОДХОД К ОПРЕДЕЛЕНИЮ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ ПЛОСКИХ ПЛИТ МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

NEW APPROACH TO DETERMINATION OF RESISTANCE TO THE PUNCHING SHEAR OF FLAT SLABS OF MONOLITHIC OVERLAPPINGS

Аннотация

Выполнен краткий анализ существующих нормативных моделей к расчету сопротивления срезу при продавливании. Кратко приведены положения нового подхода, базирующегося на положениях модифицированной теории сжатых полей. Приведен разработанный алгоритм расчета сопротивления срезу при продавливании. Представлены результаты и анализ собственного экспериментального исследования сопротивления плоских плит местному срезу. Выполнены расчеты и сравнительный анализ результатов расчетных и опытных данных.

Abstract

Short analysis of existing standard models to calculation of resistance of flat slabs to punching shear is done. New approach to calculations of resistance to of punching shear resistance of flat slabs of the overlappings based on the deformation calculation which is based on provisions of the modified theory of squeezed fields is briefly provided. The developed calculation algorithm of resistance to a punching shear is given. Results and the analysis of the pilot study of resistance of flat slabs are presented to punching shear. Calculations and comparative analysis of initial and experimental data results are held.

ВВЕДЕНИЕ

Проводимые в последнее десятилетие многочисленные теоретические и экспериментальные исследования, связанные с изучением поведения локальной зоны соединения колонны и плоской плиты, были направлены на создание адекватной модели сопротивления срезу при продавливании, обеспечивающей выполнение требований надежности в соответствии с ТКП EN 1990.

Анализ результатов проведенных исследований позволил установить, что сопротивление срезу при продавливании плоских перекрытий, также, как и сопротивление изгибу, в значительной степени зависит от геометрических параметров всей системы (толщины плиты перекрытия, размеров сечения колонны, количества и расположения армирования). Разрушение при местном срезе в большинстве случаев имеет хрупкий характер, при котором сопротивление изгибу не всегда может быть исчерпано полностью.

Существующие расчетные модели сопротивления срезу при продавливании условно можно разделить на две группы. К первой можно отнести эмпирические модели, полученные описанием экспериментальных данных абстрактными математическими зависимостями, не имеющими, как правило, физико-механического смысла. В большинство существующих нормативных документов стран западной Европы и США, а также в нормы Республики Беларусь, вслед за Еврокодом (EC2) внесены именно такие модели. Однако применение таких моделей зачастую ограничено областью экспериментальных данных, на основании которых они были построены, и поэтому они носят скорее частный, чем общий характер.

Ко второй группе моделей сопротивления при местном срезе следует отнести механические модели. В этих моделях учитываются все физические свойства материалов и распределения внутренних усилий в бетоне и арматуре под нагрузкой. Они более осмысленны и фундаментальны. Однако и эти модели, обладая физическим смыслом, очень часто имеют частный характер и могут быть использованы только в конкретных случаях.

Следует отметить, что окончательной модели сопротивления плоских плит перекрытий срезу при продавливании, базирующейся на фундаментальных законах механики и физики, до сих пор не создано.

ОБЗОР СУЩЕСТВУЮЩИХ МОДЕЛЕЙ ДЛЯ РАСЧЕТА СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ

В рамках положений действующих зарубежных и отечественных норм проверки предельного состояния при продавливании чаще всего производят по назначенным заранее критическим сечениям (критическим периметрам). Расчетное сопротивление срезу для критических сечений вычисляют, пользуясь зависимостями, учитывающими, главным образом, влияние прочности бетона (прочность бетона на срез выражают, как правило, через прочность бетона на сжатие) и в отдельных случаях — коэффициента продольного армирования. Многие из норм, относящихся к этой группе, как например, СНБ 5.03.01-2002

[12], DIN 1045-01 [10], EN 1992-1-1 Eurocode-2 [2], ACI 318-02 [1], BS 8110-97 [9], учитывают масштабный фактор как соотношение размеров колонны и толщины плиты. Вместе с тем, практически все применяемые расчетные, полуэмпирические, зависимости либо косвенно учитывают, либо вообще не учитывают деформативности *узла* соединения плиты и колонны.

Основные математические зависимости для определения сопротивления при продавливании расчетных моделей, используемых в нормативных документах СНБ 5.03.01-2002 [12], СНиП 52.01-2003* [11], DIN 1045-01 [10], EN 1992-1-1 Eurocode-2 [2], ACI 318-02 [1], BS 8110-97 [9] и полуэмпирической модели Muttoni [8], приведены в работах [14, 15].

ПРОВЕРКА ОШИБКИ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ, ИСПОЛЬЗОВАННЫХ В НОРМАХ [1, 2, 9, 10, 11, 12], И МОДЕЛИ MUTTONI [8]

В ходе оценивания, рассчитанные по моделям норм [1, 2, 9, 10, 11, 12] и полуэмпирической модели Muttoni [8] значения сопротивлений срезу при продавливании сравнивали с результатами испытаний 253 опытных образцов из работ [7, 5, 6, 3, 4, 5], имеющих широкий диапазон варьирования геометрических и физико-механических характеристик. Совпадения расчетных и опытных значений были оценены методами математической статистики.

Для оценки моделей были использованы основные описательные статистики — среднее по выборке, размах, дисперсия, коэффициент вариации, и были проверены статистические гипотезы о равенстве средних и дисперсий. Все полученные основные статистические параметры приведены в таблице 1.

Таблица 1

Основные параметры статистического анализа

Нормативный документ	$\sum(V_{exp} - V_{m,calc})^2$	t-крит. для $\sum(V_{exp} - V_{m,calc})^2$	Среднее значение V_{calc} / V_{exp}	V_{min} / V_{max} , МН	s_1^2	С.В. для V_{calc} / V_{exp}	s_2^2	t-крит. для s_2^2	$r_{V_{exp} / V_{calc}}$
Эксперимент	117,12	—	1	0,016 / 4,855	—	—	—	—	—
СНБ 5.03.01-2002 [12]	185,62	6,386	0,674	0,009 / 2,963	0,024	0,229	0,13	33,655	0,960
СНиП 52.01-2003* [11]	203,88	3,599	0,793	0,008 / 3,779	0,031	0,222	0,074	18,712	0,973
DIN 1045-01 [10]	203,5	6,408	0,672	0,009 / 2,963	0,024	0,23	0,132	33,716	0,960

Нормативный документ	$\sum(V_{exp} - V_{m,calc})^2$	<i>t</i> -крит. для $\sum(V_{exp} - V_{m,calc})^2$	Среднее значение V_{calc} / V_{exp}	V_{min} / V_{max} , МН	s_1^2	С.В. для V_{calc} / V_{exp}	s_2^2	<i>t</i> -крит. для s_2^2	$r_{V_{exp} / V_{calc}}$
Eurocode-2 [2]	235,89	10,032	0,566	0,014 / 2,177	0,02	0,252	0,209	48,412	0,944
ACI 318-02 [1]	204,07	6,34	0,675	0,007 / 3,202	0,019	0,206	0,125	37,176	0,976
BS 8110-97 [9]	243,16	9,463	0,642	0,017 / 2,167	0,048	0,341	0,177	26,017	0,927
Muttoni [8]	112,66	0,215	0,933	0,006 / 3,542	0,068	0,279	0,023	4,095	0,966
<i>t_{табл}</i>	—	1,96	—	—	—	—	—	1,96	—

В таблице приняты следующие обозначения:
 $\sum(V_{exp} - V_{m,calc})^2$ — сумма квадратов отклонений экспериментальных значений V_{exp} от среднего $V_{m,calc}$ из рассчитанных по модели значений;
t-крит. — критерий Стьюдента;
 s_1^2 — дисперсия отношений V_{calc} / V_{exp} относительно собственного среднего;
 s_2^2 — дисперсия отношений V_{calc} / V_{exp} относительно единицы, когда $V_{calc} = V_{exp}$;
С.В. — коэффициент вариации значений выборки;
 $r_{V_{exp} / V_{calc}}$ — коэффициент корреляции расчетных и опытных значений перерезывающих сил;
t_{табл} — табличный *t*-критерий Стьюдента.

Наименьшая сумма квадратов отклонений значений ряда V_{exp} от средних значений из нормативных рядов, а также расчетный *t*-критерий Стьюдента, полученный при проверке гипотезы о равенстве средних, был меньше табличного при расчете по модели Muttoni [8]. Для остальных расчетных моделей, как видно из таблицы 1, условие равенства средних не соблюдается. Модель Muttoni [8] также имеет самое близкое к единице среднее значение отношения V_{calc} / V_{exp} , что также говорит о наилучшем совпадении средних значений.

По всем расчетным моделям максимальные и минимальные значения сопротивлений меньше опытных. Как показал анализ, это в большей степени свойственно образцам с высотой плиты больше 0,4 м и коэффициентом армирования больше 3%.

Следует отметить, что наибольшее рассеивание отношений V_{calc} / V_{exp} получено по моделям Muttoni [8] и BS 8110-97 [9], для которых как дисперсия, так и коэффициент вариации для указанных значений самые большие.

Наилучшая корреляция получена по моделям норм [1] и [11] (таблица 1). Из рисунка 1 видно, что между опытными и рассчитанными по различным нормам перерезывающими силами существует достаточно хорошая функциональная взаимосвязь, а лучшую сходимость по среднему значению показывает модель *Muttoni* [8].

Однако для плит с рабочей высотой от 0,08 м до 0,18 м и коэффициентом продольного армирования от 0,001 до 0,005 расчетные значения значительно превышают опытные. Максимальное превышение получено при расчете по СНиП 2.03.01-84 [18] и по модели *Muttoni* [8] (рис. 1).

Лучшее совпадение расчетных и опытных значений разрушающих усилий было получено в следующих диапазонах: по нормам [12] для плит с рабочей высотой от 200 мм до 400 мм, коэффициентом продольного армирования от 0,8% до 1,2%, прочностью бетона на сжатие от 20 МПа до 40 МПа; по нормам [10] — для плит с рабочей высотой от 250 мм до 350 мм, коэффициентом продольного армирования от 0,44% до 1,76%, прочностью бетона на осевое сжатие от 15 МПа до 29 МПа; по нормам [2] — для плит с рабочей высотой от 300 мм до 350 мм, коэффициентом продольного армирования от 0,37% до 0,75%, прочностью бетона на осевое сжатие от 16,5 МПа до 29,8 МПа; по нормам [11] — для плит с рабочей высотой от 60 мм до 400 мм, коэффициентом продольного армирования от 0,37% до 1,15%, прочностью бетона на осевое сжатие от 19 МПа до 29 МПа; по нормам [9] — для плит с рабочей высотой от 70 мм до 170 мм, коэффициентом продольного армирования от 1,15% до 3,45%, прочностью бетона на осевое сжатие от 14,5 МПа до 50,35 МПа.

В остальных случаях расчет по моделям этих норм дает запас сопротивления от 25% до 70% и превышение на 10—15%.

По нормам [1] расчетные значения перерезывающих сил были больше опытных значений более 100% в образцах с коэффициентом продольного армирования ниже 0,35%. В остальных случаях значения расчетных и опытных усилий совпадали с опытными усилиями или были меньше на 15—20%.

По модели [8] расчетные усилия варьировались в сторону увеличения или уменьшения относительно опытных усилий в диапазоне от 10 до 40%.

Таким образом, механизм разрушения конструктивных плит от среза при продавливании остается до конца не ясным. Исследуемые нормативные расчетные модели [1, 2, 9, 10, 11, 12] показывают не достаточно точное совпадение расчетных и опытных разрушающих уси-

лий, возникающих от среза при продавливании. Для всех расчетных значений разрушающих усилий наблюдается большой размах, в некоторых случаях превышающий в два раза величину опытного разрушающего усилия.

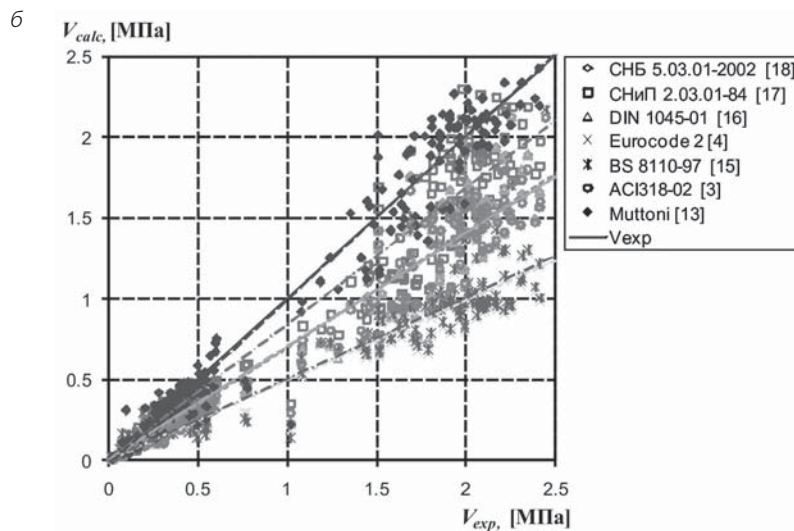
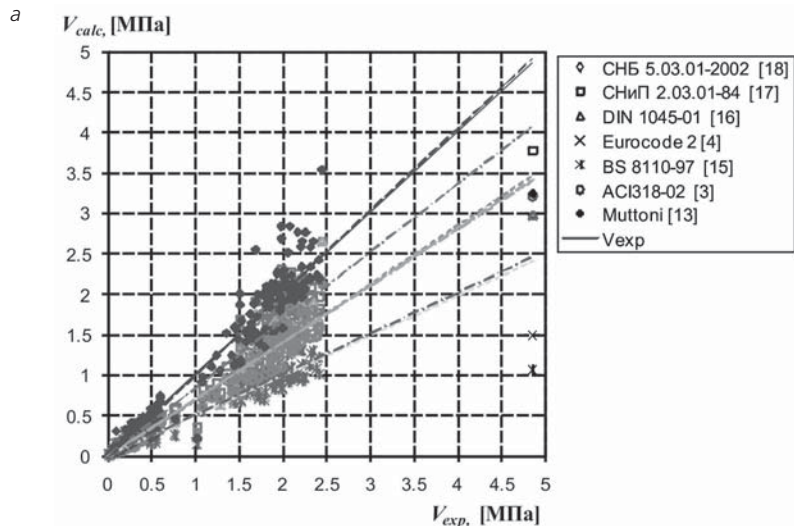


Рисунок 1. Соотношение расчетных и опытных разрушающих усилий в диапазоне до 5 МН (а) и до 2,5 МН (б)

ПРИМЕНЕНИЕ ПОЛОЖЕНИЙ МОДИФИЦИРОВАННОЙ ТЕОРИИ ПОЛЕЙ СЖАТИЯ К РАСЧЕТУ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ

Используя уравнения совместности деформаций, уравнения равновесия и физические уравнения работы материалов под нагрузкой, были разработаны два метода расчета сопротивления срезу при продавливании.

Первый метод базируется на составлении характерных уравнений равновесия всех сил и уравнений совместности деформаций в наклонном сечении. В нем для оценки сопротивления срезу при продавливании плоских плит по наклонному сечению (сечение 3, рис. 2) предложено применить положения модифицированной теории полей сжатия (англ. *Modified Compression Field Theory, MCFT*).

В соответствии со вторым методом расчет ведут в трех характерных сечениях, рассматривая в них напряженно-деформированное состояние. На начальном этапе рассчитывают нормальное к нейтральной плоскости плиты сечение, проходящее по обрезу колонны, проверяя возможность разрушения конструкции от изгиба (сечение 1, рис. 2). Расчет ведут по общему деформационному методу при совместном действии изгибающего момента и продольной силы в соответствии с положениями [13]. На следующем этапе также по деформационному методу рассчитывают нормальное к серединной поверхности плиты сечение, которое пересекается в области растянутой арматуры с наклонным сечением среза, то есть на расстоянии $d_{cot} \theta$ от обреза колонны

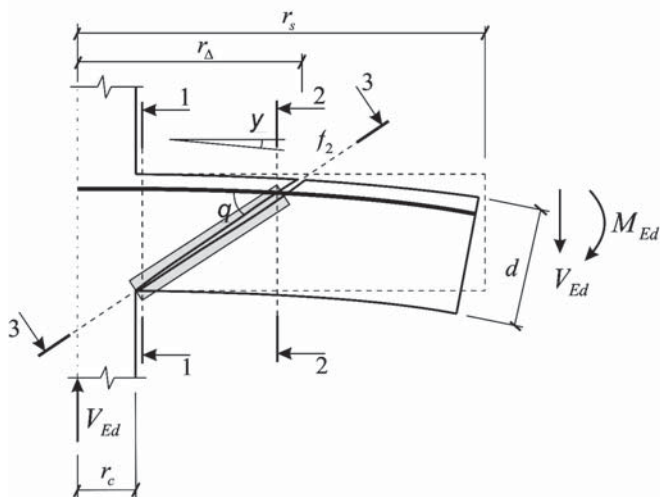


Рисунок 2. К расчету сопротивления срезу при продавливании

(сечение 2, рис. 2). Далее по уравнениям модифицированной теории сжатых полей рассчитывают наклонное сечение (сечение 3, рис. 2). При этом для совместности решения, напряжения и деформации во всех трех сечениях приводят к эквивалентности путем итерационной процедуры.

Главной особенностью разработанной модели является выполнение расчета с учетом совместного действия изгибающего момента и по-

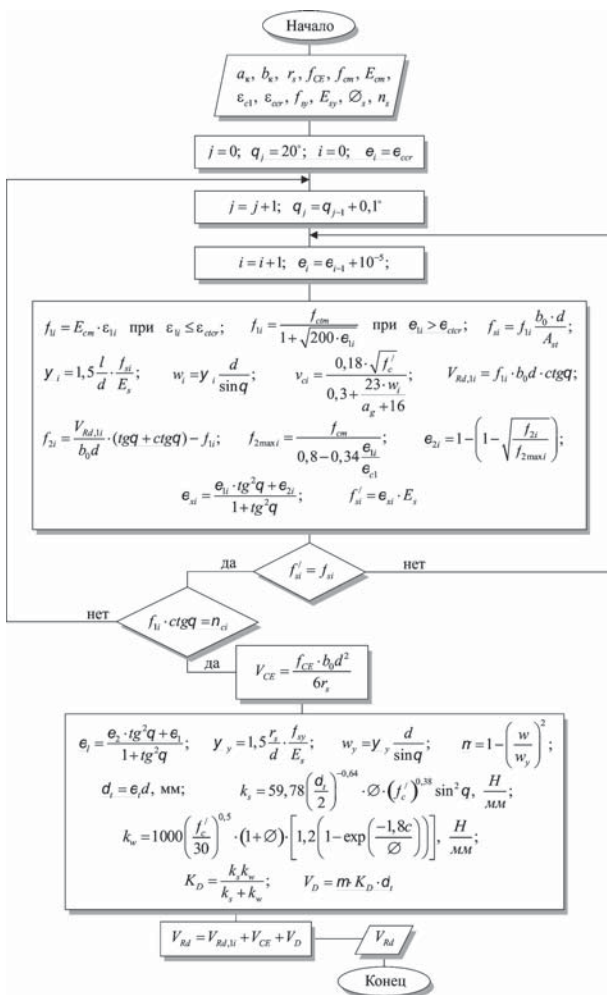


Рисунок 3. Алгоритм № 1 для расчета сопротивления срезу при продавливании

перечной силы в первом методе и совместного действия всех внутренних усилий во втором методе. При этом учитываются изгибная и осевая деформативности железобетонного элемента. Таким образом, в отличие от большинства известных ранее моделей, в предложенной модели предпринята попытка определения сопротивления конструктивного элемента, а не сопротивления отдельного сечения.

Основные положения разработанных методов расчета приведены в работе [14]. Алгоритм расчета, по которому может быть определена предельная перерезывающая сила в рамках первого метода расчета, приведен на рис. 3.

МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ СОБСТВЕННОГО ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ

Экспериментальные исследования проводились по плану многофакторного эксперимента с возможностью проведения дисперсионного анализа, выполненного для проверки гипотезы о наличии связи между откликом системы, которым выступило сопротивление срезу при продавливании, и входными параметрами, степени влияния параметров и их взаимодействия друг с другом. Для проверки ошибки эксперимента было выполнено повторение некоторых образцов.

При проведении дисперсионного анализа была принята модель, в которой два исследуемых фактора (высота плиты и коэффициент продольного армирования) имели фиксированные значения и варьировались на трех уровнях, и один из факторов — прочность бетона на осевое сжатие — задавался составом, так как сама прочность бетона является величиной случайной. Границы варьирования параметров приведены в таблице 2.

Таблица 2

Границы варьирования параметров согласно программе эксперимента

Наименование параметра	Вариации
А — высота плиты	$a_1 - h = 0,12 \text{ м}$ $a_2 - h = 0,16 \text{ м}$ $a_3 - h = 0,2 \text{ м}$
В — коэффициент армирования поперечного сечения плиты	$b_1 - \rho_l = 0,003$ $b_2 - \rho_l = 0,01$ $b_3 - \rho_l = 0,02$

Наименование параметра	Вариации
С — вид вяжущего и состав бетона	c_1 — вяжущее — портландцемент, состав бетона на 1 м^3 , кг — Ц=500, П=750, Ш=1050, В/Ц=0,4
	c_2 — вяжущее — напрягающий цемент НЦ2, состав бетона на 1 м^3 , кг — Ц=380, П=740, Ш=1150, В/Ц=0,43
	c_3 — вяжущее — напрягающий цемент НЦ2, состав бетона на 1 м^3 , кг — Ц=500, П=750, Ш=1050, В/Ц=0,4

План варьирования параметров в рамках дисперсионного анализа представлял собой латинский квадрат размерами 3×3 — таблицу, в которой каждый элемент (уровень фактора) встречается в каждой строке и каждом столбце только один раз (табл. 3).

Таблица 3

План варьирования параметров в рамках дисперсионного анализа

Варьируемые параметры		А		
		a_1	a_2	a_3
В	b_1	c_1^2	c_2^1	c_3^3
	b_2	c_3^3	c_1^2	c_2^1
	b_3	c_2^1	c_3^3	c_1^2
<i>Примечание:</i> верхний индекс в рабочем поле таблицы указывает количество выполненных образцов				

В ходе исследования было изготовлено восемнадцать опытных образцов.

При испытании опытных образцов их устанавливали по контуру на восемь независимых опор, расположенных в углах и в центре каждой из сторон плиты. В углах устанавливали шаровые шарнирно-подвижные опоры, ограничивающие смещение вдоль вертикальной оси вниз и обеспечивающие повороты вокруг любых произвольных осей и смещения вдоль осей в горизонтальной плоскости. В центре каждой стороны плиты были установлены цилиндрические шарнирно-подвижные опоры, ограничивающие смещение вдоль вертикальной оси вниз и вдоль оси, параллельной стороне плиты. Они обеспечивали поворот вокруг оси, параллельной стороне плиты, и смещение в горизонтальной плоскости ортогонально к стороне плиты.

Нагружение опытных образцов осуществлялось гидравлическим домкратом, который был установлен на выступающий над поверхностью плиты фрагмент колонны, по направлению сверху вниз.

В процессе испытания опытных образцов оценивались прогибы плиты, деформирование сжатой поверхности плиты, смещение колонны относительно плиты, деформирование арматуры и растянутой поверхности плиты. Подробно методика и результаты испытаний опытных образцов приведены в работе [15].

АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ СОБСТВЕННОГО ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ

Результаты дисперсионного анализа приведены в таблицах 4, 5.

Таблица 4

Трехфакторный дисперсионный анализ для модели с фиксированными уровнями и различным числом повторения опытов

Источник дисперсии	Число степеней свободы	Сумма квадратов	Средний квадрат	F-критерий Фишера	
				$F_{расч}$	$F_{табл}$
A	2	120980,19	60490,1	50,2	4,26
B	2	126934,26	63467,13	52,7	4,26
C	2	3973,7	1986,853	1,7	4,26
Ошибка	9	10834,1	10834,1		
Итого	15	510636,7			

Таблица 5

Результаты дисперсионного анализа при проверке различий двух средних итогов для уровней каждого фактора

Источник дисперсии		Разность между средними итогами для уровней факторов			Половина ширины доверительного интервала для уровней факторов, $L^*/2$		
		2—1	3—1	3—2	1	2	3
Факторы	A(d)	179,3	180,1	0,8	45,3	45,3	55,4
	B(ρ_1)	147,2	220,8	73,5	49,6	45,3	49,6
	C($\bar{f}_{c,m}$)	31,3	34,8	3,5	49,6	64,0	39,2

Расчетная величина G-критерия Кохрена при определении однородности дисперсии опытов s_{ij}^2 составила $G^{расч} = 0,624$ против табличного значения $G_{0,05;1;9}^{табл} = 0,640$, что говорит об однородности дисперсий во всех опытах с доверительной вероятностью 95%.

Из таблицы 4 видно, что факторы А — рабочая высота плиты, и В — коэффициент продольного армирования сечения, являлись значимыми и оказывали существенное влияние на сопротивление срезу при продавливании, а фактор С — состав бетона — не значимый.

Разность между средними итогами уровней a_2 и a_1 , a_3 и a_1 (таблица 5) значительно превышает величину половины ширины доверительного интервала, а между итогами a_3 и a_2 не превышает. То есть увеличение рабочей высоты плиты с 9,5 см до 13,5 см, и с 9,5 до 17,5 см приводит к статистически заметному росту разрушающего усилия. Увеличение толщины плиты с 13,5 см до 17,5 см статистически не целесообразно.

Для фактора В любая разность двух средних итогов превышает величину половины ширины доверительного интервала. Поэтому увеличение r_i от 0,3% до 2% статистически оказывает существенное влияние на сопротивление срезу при продавливании. При этом увеличение r_i от 1% до 2% значительно менее значимо, чем увеличение от 0,3% до 1%.

Для фактора С, любая разность двух средних итогов не превышает соответствующую величину половины ширины доверительного интервала. Поэтому в целом изменение состава бетонной смеси в пределах, которые были охвачены экспериментом, не значительно влияет на сопротивление срезу при продавливании.

Характеризуя влияние **коэффициента продольного армирования** на сопротивление срезу при продавливании, можно отметить, что его увеличение вело к снижению уровня нагружения в момент образования трещин. Наиболее явно это проявилось в образцах с толщиной плит 0,12 м и 0,2 м. Так, первые трещины в образцах группы I, процент армирования которых составлял 0,3%, образовались под нагрузкой $0,47-0,56 V_{exp.u}$, а в образцах групп II и III, процент армирования которых составлял соответственно 1,0% и 2% — под нагрузкой $0,33-0,4 V_{exp.u}$ и $0,35-0,5 V_{exp.u}$ соответственно.

В целом можно отметить, что разрушение образцов группы I происходило по нормальному сечению у граней колонны. При этом только в образцах с высотой плиты 0,2 м в предельной стадии нагружения происходил разрыв стержней продольной рабочей арматуры в сечении у граней колонны. Разрушение образцов групп II и III происходило хрупко в результате среза при продавливании и сопровождалось хлопком и снижением нагрузки до уровня $0,5-0,6 V_{exp.u}$.

Вне зависимости от степени продольного армирования образцов наибольшее развитие, ширину раскрытия и глубину имели радиальные трещины, направленные от колонны по диагоналям к углам плиты, и тангенциальная, огибающая колонну вдоль граней трещина. Образ-

цы группы I, обладающие большей способностью к деформированию, имели соответственно и большую ширину раскрытия этих трещин. Радиальные трещины вдоль диагоналей плит в этих образцах в ряде случаев развились на всю высоту плиты. Раскрытие трещин и развитие их в глубину плиты было тем меньше, чем больше был коэффициент продольного армирования плиты.

В большинстве образцов на сжатой поверхности плит в определенный момент происходило снижение деформаций сжатия, а в некоторых образцах деформации сжатия сменялись деформациями растяжения (рис. 4). При этом в направлении диагоналей плит снижение деформаций сжатия происходило раньше, а сами деформации были меньше, чем в ортогональном направлении.

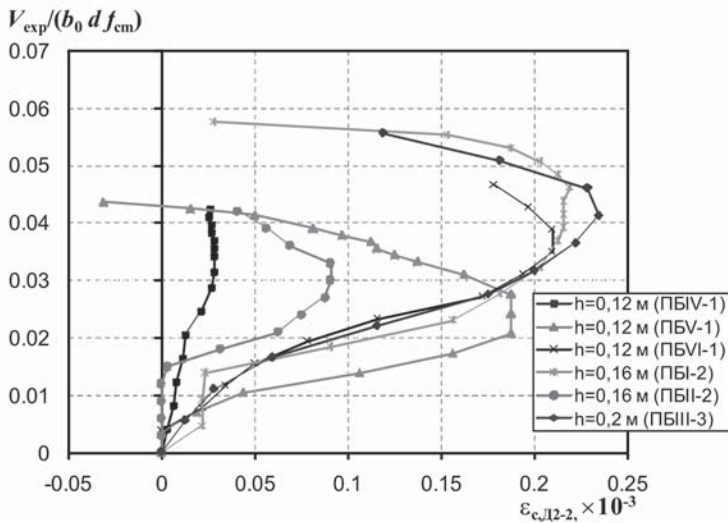


Рисунок 4. График деформирования сжатой поверхности плит в образцах группы II

Увеличение коэффициента продольного армирования образцов сопровождалось снижением их деформативности. В наиболее деформативных образцах группы I под нагрузкой $0,9 V_{exp,u}$ начинался этап интенсивного увеличения деформаций (зона пластичности) (рис. 5). Этого не происходило в образцах групп II и III, где разрушение было хрупким.

Максимальные прогибы и смещения колонны относительной поверхности плиты возникали в образцах группы I, а наименьшие — в образцах группы III.

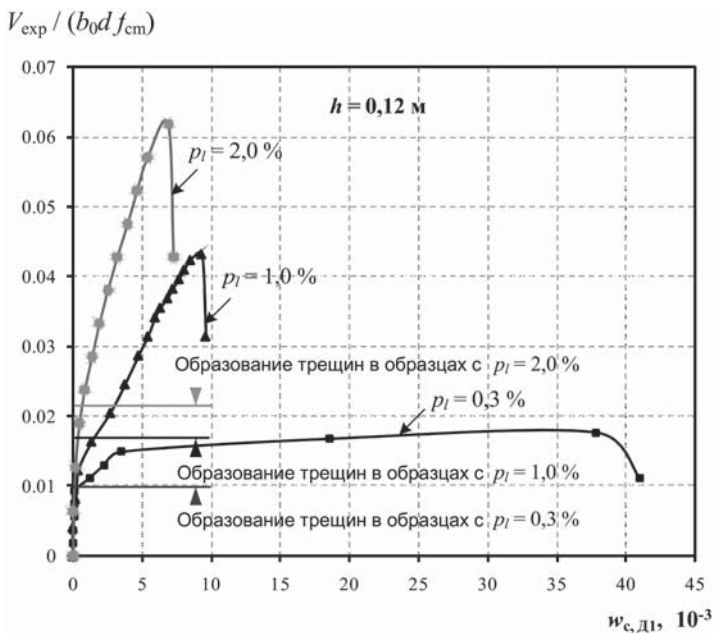


Рисунок 5. График прогибов в образцах с толщиной плиты 0,12 м

Следует отметить, что для всех трех групп образцов при испытании наблюдалось несколько стадий деформирования. Первая стадия характеризовала упругое деформирование образца до образования первых трещин.

На графике прогибов (рис. 5) это восходящий линейный участок. Для второй стадии также характерно упругое деформирование образца, но с измененным модулем упругости, что отражено большим наклоном линии прогиба на графике. Этот участок в большинстве случаев также почти линейный. Третья стадия — это хрупкое разрушение для образцов групп II и III с резко ниспадающей ветвью на графике прогибов. Но для образцов группы I это стадия пластичности, которая очерчена длинной почти горизонтальной ветвью и завершается резко ниспадающей ветвью при разрушении.

Для образцов с толщиной плит 0,12 м и 0,16 м увеличение армирования вело к увеличению сопротивления срезу при продавливании (рис. 6). Для образцов с толщиной плиты 0,2 м увеличение армирования сечения больше 1,4% сопровождалось снижением сопротивления срезу при продавливании.

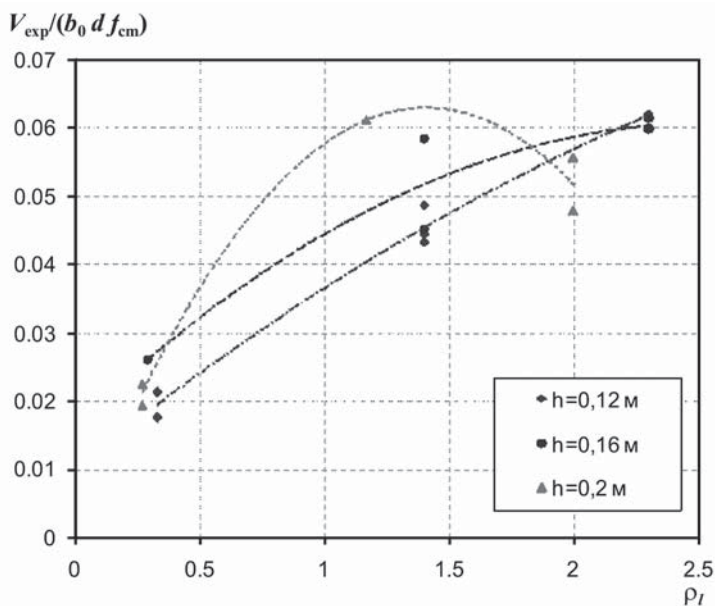


Рисунок 6. График изменения относительной перерезывающей силы в зависимости от уровня продольного армирования плит различной толщины

Влияние **рабочей высоты плиты** на образование первых трещин почти несущественно. Во всех образцах первые трещины образовались независимо от высоты плиты при уровне нагружения $0,33–0,56 V_{exp,u}$. При постоянном коэффициенте продольного армирования изменение высоты плит не вносило существенных изменений в характер образования и развития трещин, а также в характер разрушения опытных образцов.

Эффект изменения деформирования сжатой поверхности плит, при котором деформации сжатия сменялись деформациями растяжения, был наиболее выражен в образцах с высотой плит $0,16$ м.

По причине низкой податливости бетона, в сравнении с арматурой, рабочая высота плиты меньше влияла на деформативность, чем коэффициент продольного армирования. Наиболее деформативны были образцы с рабочей высотой плит $0,09$ м, которые относились к группе I (рис. 7).

При увеличении рабочей высоты плиты значения $V_{exp} / (b_0 \cdot d \cdot f_{cm})$ в образцах группы I фактически не изменялись, в образцах группы II — увеличивались, а в образцах группы III — снижались (рис. 8). Эти из-

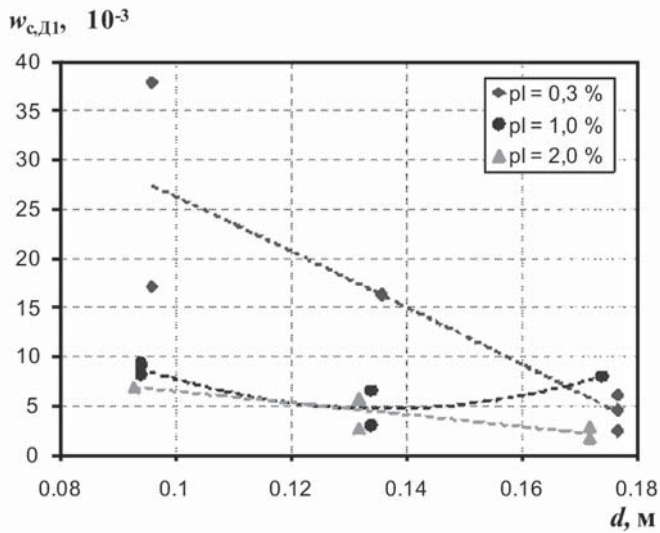


Рисунок 7. Прогибы в центре плит при различных рабочих высотах плит

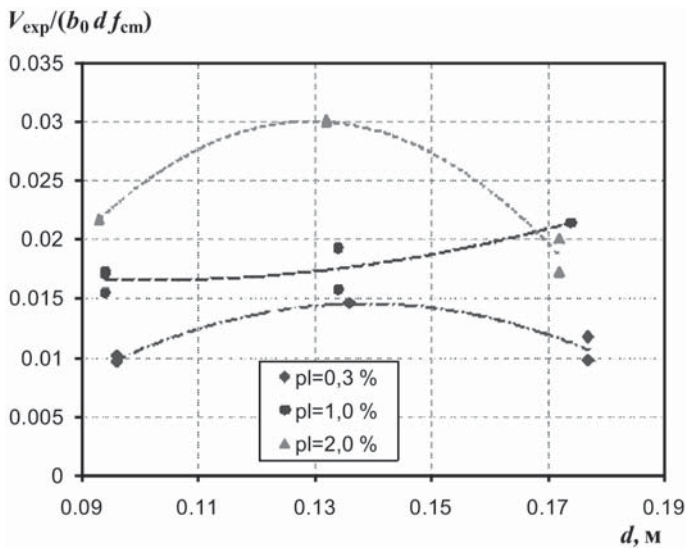


Рисунок 8. График изменений относительной перерезывающей силы в зависимости от рабочей высоты плит

менения во всем диапазоне варьирования рабочих высот составляли 15—25%.

Как видно из рисунка 9, увеличение **средней прочности бетона на осевое сжатие** сопровождалось снижением сопротивления срезу при продавливании. При этом самые высокие значения $V_{exp} / (b_0 \cdot d \cdot f_{cm})$ были получены в образцах со средней прочностью на осевое сжатие 30,75 МПа, минимальной из полученных в результате экспериментальных данных.

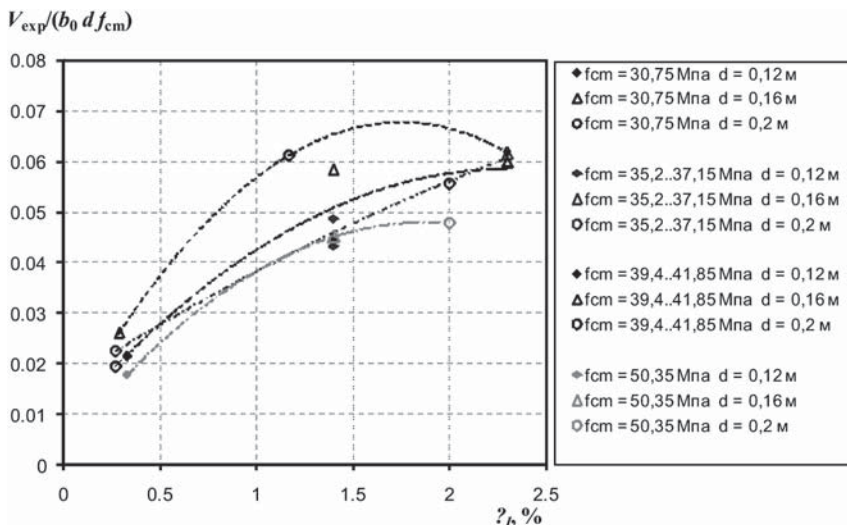


Рисунок 9. График изменения относительной перерезывающей силы при различной прочности бетона на осевое сжатие

СХОДИМОСТЬ ОПЫТНЫХ И РАСЧЕТНЫХ ЗНАЧЕНИЙ ПРЕДЕЛЬНЫХ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ

Оценку расчетных моделей, приведенных в алгоритмах № 1, № 2 и в модели *Muttoni* [8], выполнили сравнением с результатами испытаний из 18 образцов собственного экспериментального исследования и испытаний 253 образцов зарубежных авторов.

Так же как и ранее, для оценки использовали основные описательные статистики. Основные статистические параметры, полученные в результате оценивания, приведены в таблице 6.

Таблица 6

Основные параметры статистического анализа

Нормативный документ	$\sum(V_{exp} - V_{m,calc})^2$	t -крит. для $\sum(V_{exp} - V_{m,calc})^2$	Среднее значение V_{calc} / V_{exp}	V_{min} / V_{max} , МН	s_1^2	С.В. для V_{calc} / V_{exp}	s_2^2	t -крит. для s_2^2	$r_{V_{exp}/V_{calc}}$
Эксперимент	96,9 (0,347)	—	1 (1)	0,21 (0,09) / 2,42 (0,55)	—	—	—	—	—
Алгоритм № 1	221,6 (0,413)	14,88 (5,55)	0,412 (0,811)	0,074 (0,08)/ 0,914 (0,49)	0,019 (0,04)	0,33 (0,24)	0,366 (0,07)	56,52 (4,17)	0,911 (0,89)
Алгоритм № 2	153,7 (0,459)	10,04 (7,26)	0,519 (0,732)	0,043 (0,06)/ 1,612 (0,43)	0,02 (0,02)	0,27 (0,19)	0,252 (0,10)	44,39 (8,22)	0,95 (0,69)
Muttoni [8]	172,8 (0,459)	0,08 (-14,11)	0,967 (1,672)	0,18 (0,19)/ 2,84 (0,83)	0,033 (0,19)	0,19 (0,26)	0,034 (0,67)	2,39 (-6,54)	0,96 (0,91)
$t_{табл}$	—	1,96	—	—	—	—	—	1,96	

В таблице приняты следующие обозначения:
 Без скобок приведены значения по выборке из 173 образцов зарубежных исследований, в скобках — по собственным исследованиям.
 $\sum(V_{exp} - V_{m,calc})^2$ — сумма квадратов отклонений экспериментальных значений V_{exp} от среднего $V_{m,calc}$ из рассчитанных по модели значений;
 t -крит. — критерий Стьюдента;
 s_1^2 — дисперсия отношений V_{calc}/V_{exp} относительно собственного среднего;
 s_2^2 — дисперсия отношений V_{calc}/V_{exp} относительно единицы ($V_{calc} = V_{exp}$);
 С.В. — коэффициент вариации значений выборки;
 $r_{V_{exp}/V_{calc}}$ — коэффициент корреляции расчетных и опытных значений перерезывающих сил;
 $t_{табл}$ — табличный t -критерий Стьюдента.

Расчетные и опытные распределения предельных поперечных сил в целом совпадают по направлению, но в то же время показывают запас или завышение сопротивления, что следует из рисунка 10 и результатов статистического анализа (табл. 6). Результаты сравнения расчетных и опытных значений предельных поперечных сил, полученные из собственных и зарубежных исследований, неоднозначны. Так, по результатам зарубежных исследований модель *Muttoni* [8] показывает до-

статочную хорошую сходимость, а модели по алгоритмам № 1 и № 2 показывают значительный запас сопротивления, который в некоторых случаях составляет около 100% по алгоритму № 1 и 40% по алгоритму № 2. При этом по результатам собственных исследований расчетные значения поперечных сил по модели *Muttoni* [8] превышают опытные в среднем на 25%, а по алгоритмам № 1 и № 2 запас сопротивления составляет в среднем 15%.

Важно отметить, что основные неточности в определении сопротивления срезу при продавливании получаются для элементов, у которых процент продольного армирования либо слишком низкий (меньше 0,2%), либо слишком высокий (больше 3%), или при рабочей высоте плиты меньше 3 см, с армированием образца в нейтральной зоне плиты, или больше 40 см.

Так, по результатам собственных исследований для образцов группы I расчет по алгоритму № 1 показывал завышение значений поперечной силы на 30% лишь для образца ПБВИ-3, который был армирован поперечной арматурой. В данном случае может быть неточно учтена составляющая поперечной силы, возникающая вследствие применения поперечной арматуры. Для образцов группы I при расчете по алгоритму № 2 в случае тонких плит ($d = 0,09$ м) расчетные разрушающие усилия были ниже опытных, а для более толстых ($d = 0,17$ м) — выше.

В образцах с коэффициентом продольного армирования 0,3% в расчете по алгоритму № 2 проверяется нормальное сечение у граней

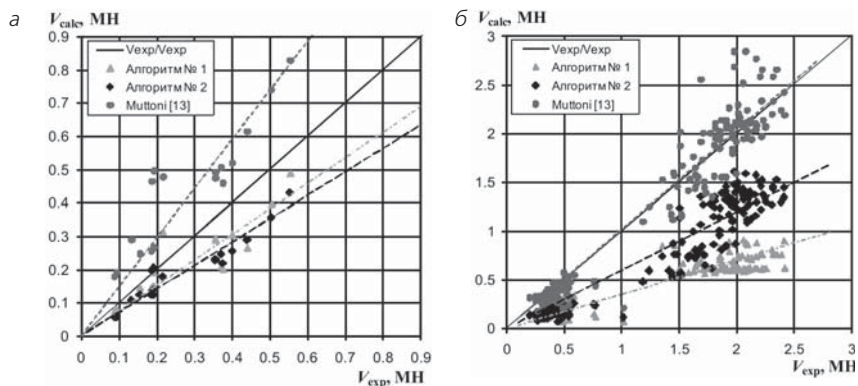


Рисунок 10. Расчетные и опытные значения предельных перерезывающих сил сопротивления срезу при продавливании по результатам собственных экспериментальных исследований (а) и по результатам зарубежных исследований (б)

колонны. Разрушение в них, как правило, происходит именно по этому сечению. При этом расчет ведется в плоской постановке задачи. Однако фактическое напряженно-деформированное состояние в плите не соответствует плоской задаче. Это может вносить погрешности при расчете элементов с низким коэффициентом продольного армирования.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Внесенные в нормативные документы модели расчета сопротивления срезу при продавливании построены на основании эмпирических данных и не обладают физико-механическим смыслом. Применение этих моделей ограничено областью экспериментальных данных, на основании которых они были построены. Поэтому при возникновении в процессе проектирования каких-либо особых ситуаций, выходящих за рамки проведенных ранее исследований, могут неизбежно возникать спорные ситуации, касающиеся поведения конструктивной системы под нагрузкой в узле соединения колонны и плоской монолитной плиты. Все нормативные расчетные модели дают существенный запас в сопротивлении даже при использовании средних значений прочности бетона на осевое сжатие и коэффициент вариации относительной величины V_{calc} / V_{exp} в границах 25—35%. При переходе к расчетным значениям сопротивления срезу при продавливании это приведет к еще более консервативному результату и неэкономичному решению.

2. На основании положений модифицированной теории полей сжатия в плоской постановке задачи разработана модель расчета, позволяющая оценить величину предельной поперечной силы при сопротивлении конструкции срезу при продавливании.

Главной особенностью разработанной модели является то, что расчет выполняют с учетом совместного действия изгибающего момента и поперечной силы в первом методе расчета и совместного действия всех внутренних усилий во втором методе. При этом учитываются изгибная и осевая деформативность железобетонного элемента. Таким образом, в отличие от большинства известных ранее моделей, в предложенной модели рассматривается сопротивление конструктивного элемента, а не сопротивление отдельного сечения.

3. Разработана методика и выполнены экспериментальные исследования железобетонных образцов, моделирующих узел соединения колонны и плоской плиты перекрытия, позволившие получить следующие основные результаты:

— Наибольший вклад в величину предельной поперечной силы при сопротивлении срезу при продавливании и в характер разрушения вносит количество и расположение продольного армирования; изменение высоты плиты влияет менее значительно, а состав бетона статистически не значим. Тем не менее, величина прочности бетона на осевое сжатие влияет на сопротивление срезу при продавливании обратно пропорционально (рис. 9).

— Разрушение образцов группы I ($\rho_l = 0,3\%$) происходило по нормальному сечению у граней колонны. При этом только в образцах с высотой плиты 0,2 м в предельной стадии нагружения происходил разрыв стержней продольной рабочей арматуры в сечении у граней колонны. Разрушение образцов групп II ($\rho_l = 1,0\%$) и III ($\rho_l = 2,0\%$) происходило хрупко по наклонному сечению в результате среза при продавливании и сопровождалось хлопком и снижением нагрузки до уровня $0,5\text{--}0,6 V_{\text{exp.л}}$.

— Для всех образцов при испытании наблюдалось несколько стадий деформирования. Первая стадия характеризовала упругое деформирование образца до образования первых трещин. На графике прогибов (рис. 5) это восходящий линейный участок. Для второй стадии также характерно упругое деформирование образца, но с измененным модулем упругости, что отражено большим наклоном линии прогиба на графике. Этот участок в большинстве случаев также почти линейный. Третья стадия — это хрупкое разрушение для образцов групп II и III с резко ниспадающей ветвью на графике прогибов. Но для образцов группы I это стадия пластичности, которая очерчена длинной почти горизонтальной ветвью и завершается резко ниспадающей ветвью при разрушении.

— Анализируя историю деформирования образца в процессе нагружения, можно отметить, что для большинства образцов после начала образования наклонной трещины существует еще значительный запас к сопротивлению, указывающий на достаточно большой вклад составляющей поперечной силы, вызванной зацеплением по берегам трещины.

4. Разработанные расчетные модели в достаточной степени адекватно оценивают величину сопротивления срезу при продавливании и показывают удовлетворительную сходимость с данными экспериментальных исследований.

5. Кроме перечисленных можно отметить еще целый ряд вопросов. Например, какое соотношение армирования и рабочей высоты плиты оптимально? Какую прочность бетона на осевое сжатие следует при-

нимать при конструировании плоских перекрытий? До сих пор не ясно истинное напряженно-деформированное состояние в узле соединения плиты и колонны. В разработанной модели лишь в первом приближении осуществлена попытка описать напряженно-деформированное состояние при рассмотрении плоской задачи. Очевидно, что в узле соединения плиты и колонны возникает объемное напряженно-деформированное состояние.

Список цитированных источников

1. Byiliding Code Requirements for Structural Concrete and Commentary: ACI 318R-02.
2. Design of Concrete Structures — Part 1: EN 1992—1:2002 Eurocode 2. — Brussels, General Rules and Rules for Building, 2002, October. — 230 p.
3. *Elstner, R.* An Investigation of Reinforced Concrete Slabs Failing in Shear / R. C. Elstner, E. Hognestad // University of Illinois, Department of Theoretical and Applied Mechanics, Mimeographed Report. — March 1953. — 84 p.
4. *Elstner, R. C.* Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs / R. C. Elstner, E. Hognestad // Journal of the American Concrete Institute. — July, 1956. — Proceedings, 53. — P. 29—58.
5. *Graf, O.* Strength Tests of Thick Reinforced Concrete Slabs Supported on all Sides under Concentrated Loads (Versuche über die Widerstandsfähigkeit von allseitigen aufliegenden dicken Eisenbetonplatten unter Einzellasten), (In German) / Deutscher Ausschuss für Eisenbeton (Berlin). — 1938. — Heft 88. — 26 p.
6. *Graf, O.* Tests of Reinforced Concrete Slabs under Concentrated Load Applied Near One Support (Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonplatten unter konzentrierter Last nahe einem Auflager), (In German) / O. Graf // Deutscher Ausschuss für Eisenbeton (Berlin). — 1933. — Heft 73. — 2 p.
7. *Moe, J.* Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads / J. Moe // Portland Cement Association Research and Development Laboratories. 5420 Old Orchard Road, Skokie, Illinois — April, 1961. — 144 p.
8. *Muttoni, A.* Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement / A. Muttoni, J. Schwartz // IABSE Colloquium. — Zurich, Switzerland, 1991. — v. 62. — P. 703—708.
9. Structural use of concrete. Part 1: Code of practice for design and construction / BS8110. — London, British Standards institution, 1985. — 70 p.
10. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Ergänzungsband zum Beton Kalender: DIN 1045-01. — Berlin, Deutsche Norm (Entwurf), Beuth, 2002.
11. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 52.01-2003* — М.: ЦИТП РФ, 2003. — 80 с.

12. Бетонные и железобетонные конструкции = Бятонныя і жалезабятонныя канструкцыі: СНБ 5.03.01-2003. — Введ. 20.06.2002. — Минск: РУП «Стройтехнорм»: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. — 146 с.
13. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования / Т. М. Пецольт [и др.]; под общ. ред. Т. М. Пецольтда, В.В. Тура. — Брест: БГТУ, 2003. — 380 с.
14. Тур, В.В. К определению сопротивления срезу при продавливании плоских плит монолитных перекрытий / В.В. Тур, В.В. Молош // Проблемы современного бетона и железобетона: материалы III междунар. симпозиума: в 2 т. / Минск, 9—11 ноября 2011 г., — Т. 2: Бетонные и железобетонные конструкции / Институт БелНИИС. — Минск, 2011. — 450 с.
15. Молош, В.В. Экспериментально-теоретические исследования прочности на продавливание (местный срез) плитных конструкций из обычного и самонапряженного бетона / В.В. Молош // Вестник Брест. гос. тех. ун-та, Сер. Стр. и арх. — 2005. — № 2 (32). — С. 8—18.

Получено 04.12.12 г.