

СОПРОТИВЛЕНИЕ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ ПРИ СОВМЕСТНОМ РАССМОТРЕНИИ НОРМАЛЬНОГО И НАКЛОННОГО СЕЧЕНИЙ

В. В. Молош¹, И. Г. Томашев², М. В. Колесниченко³

¹ К. т. н., доцент, доцент кафедры прикладной механики

Брестского государственного технического университета, Брест, Беларусь, e-mail: m.vic@rambler.ru

² Магистр технических наук, старший преподаватель кафедры прикладной механики

Брестского государственного технического университета, Брест, Беларусь, e-mail: tomashev@mail.ru

³ Студентка четвёртого курса строительного факультета

Брестского государственного технического университета, Брест, Беларусь

Реферат

Многочисленные экспериментальные и теоретические исследования, выполненные к настоящему времени в области изучения сопротивления срезу при продавливании плоских железобетонных плит, не позволили к настоящему времени разработать точную и надёжную расчётную модель. В настоящей работе представлена расчётная модель, в которой предложено одновременно выполнять проверку нормального и наклонного к плоскости плиты сечений. В основу модели положены уравнения равновесия, уравнения совместности и уравнения, описывающие физические свойства материалов. При этом предельное состояние конструктивного элемента наступает при достижении предельных значений относительных деформаций в бетоне или арматуре.

Ключевые слова: сопротивление срезу при продавливании, расчётная модель, предельное состояние, уравнения равновесия, уравнения совместности относительных деформаций.

PUNCHING SHEAR RESISTANCE OF FLAT REINFORCED CONCRETE SLABS WITHOUT TRANSVERSAL REINFORCEMENT IN COMBINED CONSIDERATION OF NORMAL AND INCLINED SECTIONS

V. V. Molosh, I. G. Tomashev, M. V. Kolesnichenko

Abstract

Numerous experimental and theoretical studies carried out to date in the field of punching shear resistance when flat reinforced concrete slabs have not made it possible to develop an accurate and reliable calculation model by now. In this paper, a calculation model is proposed, in which it is proposed to simultaneously check the normal and inclined sections of the slab. The model is based on equilibrium equations, compatibility equations and equations describing the physical properties of materials. In this case, the limit state of the structural element occurs when the limit values of relative deformations in concrete or reinforcement are reached.

Keywords: shear resistance at punching, computational model, limit state, equation, equation, complexity, deformation relationship.

Введение

Широкое применение монолитного железобетона в строительстве зданий и сооружений различного назначения, имеющее место в последние несколько десятилетий, вынуждает совершенствовать существующие методы расчётов различных конструкций из данного материала. В жилых и общественных зданиях из монолитного железобетона к таким конструкциям относятся элементы каркаса: плоские плиты фундаментов, перекрытий и покрытий, колонны, лестничные марши и диафрагмы жёсткости в виде вертикальных плоских панелей. Одним из наименее изученных элементов монолитного железобетонного каркаса является узел сопряжения плоской плиты и колонны.

Несмотря на многочисленные экспериментальные и теоретические исследования, выполненные к настоящему времени, в проблеме сопротивления срезу при продавливании до конца не ясен механизм распределения внутренних усилий и деформаций, а также не разработана точная и надёжная расчётная модель, позволяющая предсказывать величину указанного сопротивления. Расчёты таких узлов в настоящее время ведутся как правило с применением моделей, полученных путём статистической обработки результатов экспериментальных исследований, и являются эмпирическими.

1 Теоретические основы

В результате экспериментального исследования в работе [3] было установлено, что плиты с коэффициентом продольного армирования $\rho_l \leq 0,002$ разрушались от изгиба с разрывом продольной арматуры в наиболее нагруженном сечении, нормальном к продольной плоскости плиты. Поэтому следует одновременно выполнять проверку

нормального и наклонного к плоскости плиты сечений (сечения 1 и сечения 2 соответственно, рисунок 1).

В основу модели положены следующие допущения:

- в расчёте рассматривают модель плиты в виде плоского консольного балочного элемента, защемлённого в зоне сопряжения плиты и колонны, длина консольного свеса которого ограничена сечением, в котором внутренний изгибающий момент принимает нулевое значение;
- рассматриваемый железобетонный элемент в процессе деформирования после образования нормальной и наклонной трещин делится на три блока, которые взаимодействуют между собой посредством оставшихся неразрушенными связей (рисунок 1); первый блок – колонна, второй блок – ABCNSD; третий блок – BGLNC;
- после образования наклонной трещины бетон испытывает сжатие по направлению вдоль наклонной трещины в зоне между наклонной трещиной и колонной и вдоль нейтральной плоскости плиты в сжатой зоне плиты (фрагмент SDCN);
- в наклонной трещине действуют касательные напряжения, которые вызваны зацеплением контактирующих поверхностей бетона и зависят от степени шероховатости поверхностей и ширины раскрытия трещины;
- в расчётах используют постоянный угол наклона диагональной трещины, равный $\theta = 34^\circ$;
- в сжатой зоне бетона над вершиной наклонной трещины формируется плоское напряжённо-деформированное состояние (рисунок 1б, в), при котором на вертикальных и горизонтальных гранях элементарных площадок плоского параллелепипеда

в бетоне возникают нормальные напряжения f_{cx} и f_{cy} и касательные напряжения V_c , подчиняющиеся закону парности, а по наклонным площадкам – главные растягивающие f_1 и главные сжимающие f_2 напряжения; в расчетах используют средние значения всех перечисленных напряжений как функции соответствующих им относительных деформаций;

- в наклонной трещине главные растягивающие напряжения не возникают.

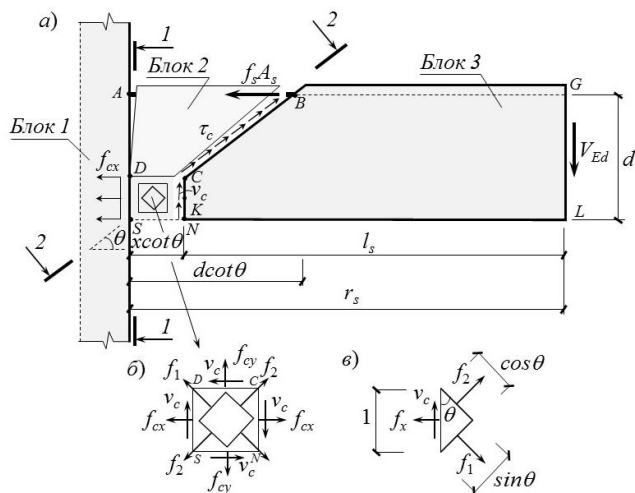


Рисунок 1 – Схема образования нормальной и наклонной трещин в процессе сопротивления срезу при продавливании

Наиболее нагруженное нормальное сечение плиты (сечение 1 у грани колонны, рисунок 1) предложено рассчитывать по общему деформационному методу, детально изложенному в работе [4].

При этом нормальное к продольной оси поперечное сечение разбивают на отдельные полосы прямоугольной формы площадью A_{ci} . Ширина каждой полосы принимается равной расчётной ширине элемента b . В упрощенных моделях принимают допущение о том, что напряжения σ_{ci} в пределах каждого выделенного элементарной полосы бетона постоянны и равны напряжениям на уровне его центра тяжести. Поэтому относительные деформации рассчитывают на уровне центра тяжести каждого элементарного участка. Поперечное сечение разбивают на 10–12 полос по высоте, так как в этом случае допущение о постоянных напряжениях в пределах элементарного участка не вносит существенной погрешности в расчеты.

Для поперечного сечения необходимо составить:

- уравнения равновесия:

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} = N_z; \\ \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} A_{ci} y_{ci} + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} y_{sj} = M_z; \end{cases} \quad (1)$$

- уравнения совместности относительных деформаций, опирающиеся на гипотезу плоского сечения и определяющие их распределение по сечению:

$$\begin{cases} \varepsilon_{ci} = \varepsilon_z + \psi \cdot y_{ci}; \\ \varepsilon_{sj} = \varepsilon_z + \psi \cdot y_{sj}; \end{cases} \quad (2)$$

- физические уравнения, связывающие напряжения и относительные деформации для бетона и арматуры в виде диаграмм деформирования для бетона и арматуры;

$$\begin{cases} \sigma_{ci} = f(\varepsilon_{ci}); \\ \sigma_{sj} = f(\varepsilon_{cj}), \end{cases} \quad (3)$$

где σ_{ci} , σ_{sj} – средние нормальные напряжения соответственно в i -й бетонной полосе и в j -м стержне арматуры (могут быть определены по аналитическим выражениям, описывающим диаграммы деформирования материалов, принятыми из [4]);

A_{ci} , A_{sj} – площадь поперечного сечения соответственно i -й бетонной полосы и j -го стержня арматуры;

y_{ci} , y_{sj} – расстояние по вертикали от наиболее сжатой грани бетона до центра тяжести соответственно i -й бетонной полосы и j -го стержня арматуры;

M_z – изгибающий момент, вызванный действием внешней поперечной силы V_{Ed} ;

ε_z – средние относительные деформации наиболее сжатой грани бетонного сечения;

ψ – кривизна поперечного сечения элемента.

Расчёт выполняется с учётом физической нелинейности сопротивления бетона элемента в итерационной форме. Диаграммы деформирования для бетона приведена на рисунке 2 и описывается следующими выражениями:

- напряжения в бетоне при сжатии:

$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \cdot f_{cm}, \quad (4)$$

где $k = \frac{1,1E_{cm}|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$;

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}};$$

$$\varepsilon_{c1} = -0,002;$$

E_{cm} , f_{cm} – среднее значение соответственно модуля упругости и прочности бетона при сжатии;

ε_c – текущие относительные деформации в бетоне при осевом сжатии;

ε_{c1} – относительные деформации в бетоне, соответствующие пиковой точке на диаграмме деформирования при сжатии;

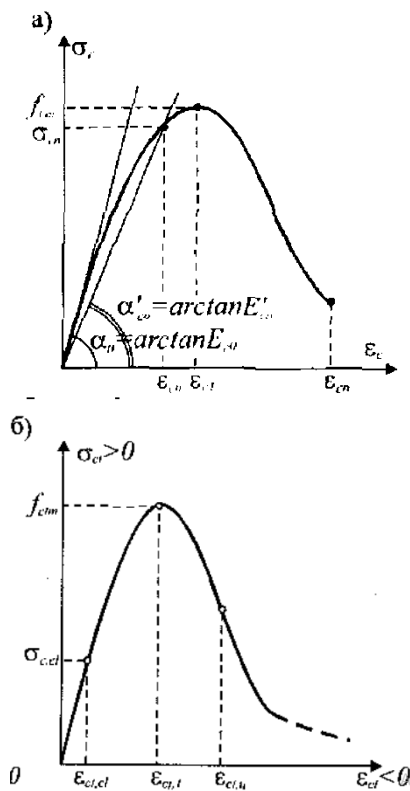


Рисунок 2 – Диаграммы деформирования бетона при осевом сжатии (а) и при осевом растяжении (б)

- напряжения в бетоне при растяжении на восходящей ветви:

$$\sigma_{ct} = \left[1,2 \left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \right) - 0,2 \left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \right)^6 \right] \cdot f_{ctm}, \quad (5)$$

где ε_{ct} – текущие относительные деформации в бетоне при осевом растяжении;

$$\varepsilon_{ct1} = (44f_{ctm}) \cdot 10^{-6}, \text{ МПа – относительные деформации, со-}$$

ответствующие пиковой точке на диаграмме деформирования при растяжении;

$$f_{ctm} = 0,312f_{cm}^{\frac{2}{3}} - \text{среднее значение прочности бетона при рас-}$$

тяжении;

- напряжения в бетоне при растяжении на нисходящей ветви:

$$\sigma_{ct} = \frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \cdot f_{ctm}, \quad (6)$$

$$\alpha_{ct} \left[\left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \right) - 1 \right]^{1,7} + \left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \right)$$

где $\alpha_{ct} = 0,312f_{ctm}^2$.

Для арматуры принята билинейная диаграмма деформирования Прандтля с пиковой точкой соответствующей пределу текучести арматуры f_y .

Учитывая, что напряжения и относительные деформации на рассматриваемом уровне нагружения конструкции связаны секущим модулем деформаций E'_c , который представляет собой модуль упругости на соответствующем этапе нагружения и определяется из диаграмм деформирования [рисунок 2, выражения (4)-(6)], можно записать:

$$\sigma_{ci}(\varepsilon_{ci}) = E'_{ci} \varepsilon_{ci}; \quad (7)$$

$$\sigma_{sj}(\varepsilon_{sj}) = E'_{sj} \varepsilon_{sj}.$$

Из совместного решения (1), (2) и (7) система уравнений (1) может быть преобразована к виду:

$$\left\{ \left(\sum_{i=1}^n E'_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^m E'_{sj} A_{sj} \right) \varepsilon_z + \left(\sum_{i=1}^n E'_{ci} A_{ci} y_{ci} + \sum_{j=1}^m E'_{sj} A_{sj} y_{sj} \right) \psi = N_z; \right.$$

$$\left. \left(\sum_{i=1}^n E'_{ci} A_{ci} y_{ci} + \sum_{j=1}^m E'_{sj} A_{sj} y_{sj} \right) \varepsilon_z + \left(\sum_{i=1}^n E'_{ci} A_{ci} y_{ci}^2 + \sum_{j=1}^m E'_{sj} A_{sj} y_{sj}^2 \right) \psi = M_x. \right. \quad (8)$$

Или к следующему виду:

$$\begin{cases} R_{11} \varepsilon_z + R_{12} \psi = N_z; \\ R_{21} \varepsilon_z + R_{22} \psi = M_x. \end{cases}$$

где $R_{11} = \sum_{i=1}^n E'_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^m E'_{sj} A_{sj}$ – осевая жесткость;

$$R_{12} = R_{21} = \sum_{i=1}^n E'_{ci} A_{ci} y_{ci} + \sum_{j=1}^m E'_{sj} A_{sj} y_{sj} - \text{изгибно-осевая}$$

жесткость, отражающая взаимное влияние продольного сжатия (растяжения) и изгиба вокруг оси x ;

$$R_{22} = \sum_{i=1}^n E'_{ci} A_{ci} y_{ci}^2 + \sum_{j=1}^m E'_{sj} A_{sj} y_{sj}^2 - \text{изгибная жесткость во-}$$

круг оси x .

Расчёт нормального сечения на заданном уровне нагружения следует вести в итерационном виде, изменяя в процессе расчёта величину секущего модуля упругости до тех пор, пока рассчитанные

и заданные значения продольной силы N_z и изгибающего момента M_x не будут равны между собой с требуемой точностью.

В результате расчёта нормального к продольной оси элемента сечения получают текущие значения напряжений, деформаций и модуля упругости в сжатой зоне бетона и растянутой арматуре.

Расчёт наклонного к продольной оси сечения следует вести из рассмотрения равновесия блока 3 (рисунок 1). При этом для элементов без поперечной арматуры могут быть составлены следующие уравнения равновесия:

$$\begin{cases} \sum X = f_c b x + \tau_c (d - x) b \cot \theta - f_s A_s = 0; \\ \sum Y = v_c b x + \tau_c (d - x) b - V_{Ed} = 0; \\ \sum M_k = V_{Ed} l_s - f_s A_s (d - 0,5x) + \tau_c (d - x) b \cot \theta \cdot 0,5x = 0. \end{cases} \quad (9)$$

где f_c – текущие нормальные напряжения в сжатой зоне бетона, полученные после расчёта наиболее нагруженного нормального сечения;

$b = 2 \cdot (a_k + b_k) + 3,1 \pi d$ – ширина расчётного сечения плоского балочного элемента; a_k ,

b_k – размеры колонны в плане в зоне сопряжения с плитой;

x – высота сжатой зоны бетона;

τ_c , – касательные напряжения, вызванные зацеплением контактирующих поверхностей бетона в наклонной трещине;

d – эффективная рабочая высота плиты, определяемая расстоянием от нижней сжатой грани плиты до центра тяжести растянутой арматуры;

f_s – текущие напряжения в продольной арматуре;

A_s – площадь продольной арматуры;

v_c – касательные напряжения, возникающие в сжатой зоне бетона над вершиной наклонной трещины;

V_{Ed} – внешняя обобщенная поперечная сила;

$l_s = r_s - x \cot \theta$ – расстояние по горизонтали от сечения с нулевым моментом до вершины наклонной трещины (рисунок 5);

r_s – пролёт среза – расстояние от точки приложения поперечной силы V_{Ed} до грани колонны (плечо внешней пары сил);

θ – угол наклона трещины среза.

Из решения системы уравнений (9) может быть получено выражение для определения касательных напряжений V_c в сжатом бетоне над наклонной трещиной:

$$v_c = f_s \rho_l \frac{h}{x} \left(\frac{d - x}{l_s} - \tan \theta \right) - f_c \left(\frac{x}{2l_s} + \tan \theta \right), \quad (10)$$

где ρ_l – коэффициент продольного армирования поперечного сечения;

h – высота плиты.

Средняя величина относительных деформаций при сдвиге в сжатой зоне бетона может быть получена по известной формуле

$$\gamma = \frac{V_c}{G}, \quad (11)$$

где $G = k \cdot E'_c$ – текущий модуль сдвига бетона;

$k = 0,305$ – корректирующий эмпирический коэффициент.

Зависимости между осевыми и главными относительными деформациями в сжатой зоне бетона могут быть получены из рассмотрения элементарной призмы (рисунок 1в) с учётом приведенных выше допущений в виде

$$\varepsilon_x = \varepsilon_1 \sin^2 \theta + \varepsilon_2 \cos^2 \theta; \quad (12)$$

$$\frac{\gamma}{2} = (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \sin \theta \cos \theta.$$

Из системы уравнений (12) могут быть определены главные относительные деформации ε_1 и ε_2 .

Величина предельной перерезывающей силы V_{Ed} может быть определена из выражения:

$$V_{Ed} = v_c b x + \tau_c (d - x) b, \quad (13)$$

где $\tau_c = \frac{0,18 \sqrt{f_{cm}}}{0,3 + 30 \cdot d \cot \theta \cdot \varepsilon_{sx}}$ – касательные напряжения,

вызванные зацеплением контактирующих поверхностей бетона в трещине среза;

ε_{sx} – относительные деформации в растянутой арматуре наклонного сечения 2, которые для упрощения расчёта могут быть приняты равными относительным деформациям в растянутой арматуре нормального сечения 1.

Расчёт может быть выполнен в следующей последовательности:

1. Выполнить разбиение на элементарные полосы нормального к продольной оси плиты сечения 1. Задать начальные геометрические параметры сечения и физико-механические параметры материалов.
2. Задать начальные значения продольной силы N_z и изгибающего момента M_x для расчёта нормального сечения 1 по деформационной модели.
3. Из решения систем уравнения (8) и (2) рассчитать значения относительных деформаций в i -й полосе бетона и j -м стержне арматуры.
4. Зная относительные деформации определить по диаграммам деформирования (4), (5), (6) для бетона и диаграмме Прандтля для арматуры величину нормальных напряжений в i -й полосе бетона и j -м стержне арматуры.
5. Рассчитать значения продольной силы $N_{z,calc}$ и изгибающего момента $M_{x,calc}$ по выражениям (1).
6. Проверить равенство заданных значений N_z и M_x и рассчитанных значений $N_{z,calc}$ и $M_{x,calc}$. Если условие равенства выполняется с заданной точностью, перейти к расчёту наклонного сечения 2, если нет – рассчитать секущие модули упругости по выражениям (7) и повторить расчётную процедуру, начиная с шага 3. Продолжать расчёт, пока не будут выполняться условия $N_z = N_{z,calc}$ и $M_x = M_{x,calc}$.
7. Рассчитать величину касательных напряжений V_c в бетоне сжатой зоны над вершиной наклонной трещины по выражению (10).
8. Рассчитать угол сдвига γ в бетоне сжатой зоны над вершиной наклонной трещины по выражению (11), а из системы (12) – главные относительные деформации ε_1 и ε_2 .
9. Расчёт следует вести монотонно повышая (изменяя) величину N_z и M_x , пока не будет достигнута предельная величина каких-либо из относительных деформаций ε_1 , ε_2 , ε_x в бетоне или ε_s в арматуре.
10. Рассчитать предельную перерезывающую силу V_{Ed} по выражению (13).

2 Экспериментальные данные

Оценивание расчетной модели сопротивления срезу при продавливании выполнено, опираясь на экспериментальные данные доступной базы, включающей результаты испытаний образцов-плит с разными геометрическими, физико-механическими характеристиками и значениями предельных перерезывающих сил. В оценивании использовались взятые из доступных литературных источников данные для 250 экспериментальных образцов, испытанных зарубежными и отечественными авторами. Частично экспериментальные данные, использованные в оценке достоверности расчётной модели, приведена в таблице 1.

Таблица 1 – Основные экспериментальные данные и результаты испытаний опытных образцов на сопротивление срезу при продавливании

№ п.п.	d , м	f_c' , МПа	E_c , МПа	ρ_l	f_y , МПа	E_s , МПа	V_{exp}
	1	2	3	4	6	7	8
1	0,2	89,2	51800	0,008	643	210000	0,965
2	0,2	86,7	42900	0,008	627	210000	1,021
3	0,194	81,4	37200	0,008	620	210000	0,889
4	0,2	87	41300	0,012	596	195000	1,041
5	0,198	90,2	43500	0,008	631	213000	0,944
...
25	0,098	97,2	43200	0,013	550	210000	0,362
26	0,098	41,4	35100	0,013	650	210000	0,286
27	0,098	83,2	41200	0,013	650	210000	0,405
28	0,1	55,7	36500	0,009	650	210000	0,341
29	0,1	32,5	32400	0,012	650	210000	0,244
...
125	0,082	16,6	25900	0,009	559	210000	0,245
126	0,082	9,1	21200	0,009	466	210000	0,162
127	0,082	12,9	23800	0,009	510	210000	0,215
128	0,08	16,3	25800	0,02	403	210000	0,239
129	0,082	9,1	21200	0,013	373	210000	0,152
...
212	0,0808	52,08	45165	0,0147	400	200000	0,2429
213	0,0394	52,88	45566,9	0,0396	400	200000	0,0766
214	0,078	52,88	45566,9	0,0396	400	200000	0,2754
215	0,02	47,94	43085,1	0,0358	400	200000	0,0225
216	0,0394	47,94	43085,1	0,0329	400	200000	0,0787

3 Оценка достоверности расчетной модели

Статистические параметры ошибки моделирования были определены согласно процедуре, описанной в приложении Д к ТКП EN 1990 [5]. Качество модели определяли оценочными статистическими параметрами отношений экспериментальных и расчетных значений перерезывающих сил V_{exp} / V_{calc} : оценочным средним, максимальным и минимальным значениями, коэффициентом вариаций, а также коэффициентом корреляции r_{ik} фактических экспериментальных и расчетных значений сопротивления срезу при продавливании (таблица 2).

Распределение отношений расчётных и экспериментальных значений перерезывающих сил V_{calc} / V_{exp} приведено на рисунке 3.

Таблица 2 – Сравнительные статистические параметры отношений расчетных и экспериментальных значений перерезывающих сил V_{calc} / V_{exp}

Результаты	Min	Среднее	Max	C_v , %	b	V_δ , %	r_{ik}
	2	3	4	5	6	7	8
Модель	0,489	0,96	1,66	21,9	0,846	22	0,964

Min, среднее, *max* – соответственно минимальное, среднее и максимальное значения отношений V_{calc} / V_{exp} ; C_v – коэффициент вариации отношений V_{calc} / V_{exp} ; b – поправочный коэффициент для среднего значения отношений V_{calc} / V_{exp} ; V_δ – коэффициент вариации для вектора ошибок δ отношений V_{calc} / V_{exp} ; r_{ik} – коэффициент корреляции экспериментальных V_{exp} и расчётных V_{calc} перерезывающих сил.

Анализируя результаты статистического исследования, приведенные в таблице 2 и на рисунке 3, можно отметить, что в среднем модель консервативна и даёт запас в пределах 5 % (среднее значение отношений V_{calc} / V_{exp} составляет 0,96). При относительно высоком уровне корреляции расчётных и экспериментальных значений

перерезывающих сил (коэффициент корреляции r_{ik} близок к единице и составляет 0,964) и невысоких коэффициентах вариации C_V отношений V_{calc} / V_{exp} и коэффициентах вариации вектора ошибок V_{δ} , составивших по 22 %, модель даёт достаточно большой разброс отношений V_{calc} / V_{exp} относительно их среднего значения, составляющий около 100 % во всём диапазоне по ширине разброса. При этом для перерезывающих сил в диапазоне до 0,6 МН модель более безопасна (около 65% отношений V_{calc} / V_{exp} меньше единицы), чем в диапазоне значений, превышающих 0,6 МН.

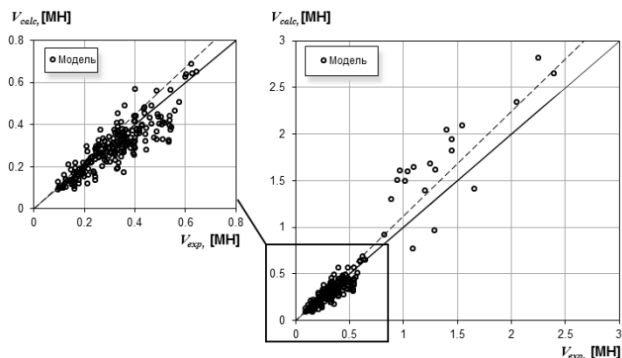


Рисунок 3 – Соотношение расчётных V_{calc} и экспериментальных V_{exp} значений перерезывающих сил

Следует отметить, что причины большого разброса данных могут заключаться как в недостатках самой модели, так и в неточностях, относящихся к данным экспериментальных исследований из-за неточностей интерпретаций, изложений, передачи через литературные источники.

Из рисунка 4 следует, что в среднем наиболее точные расчётные значения сопротивления срезу при продавливании получены для элементов с рабочей высотой плиты d , изменяющейся в пределах 0,1–0,15 м, с коэффициентом армирования ρ_l , изменяющимся в пределах 0,007–0,017 м, и со средней прочностью бетона f_{cm} , изменяющейся в пределах 25–35 МПа. Также можно отметить, что при увеличении рабочей высоты плит d в пределах от 0,15 м до 0,28 м, превышение расчётных значений перерезывающих сил V_{calc} над экспериментальными значениями V_{exp} изменяется в среднем в диапазоне от 0 % до 25 %. При изменении средней прочности бетона при осевом сжатии f_{cm} в пределах от 35 МПа до 120 МПа превышение V_{calc} над V_{exp} составляет 0–50 %. А при изменении коэффициента продольного армирования ρ_l в пределах от 0,017 до 0,052 отмечается снижение V_{calc} относительно V_{exp} в среднем в диапазоне от 0 % до 18–20 %.

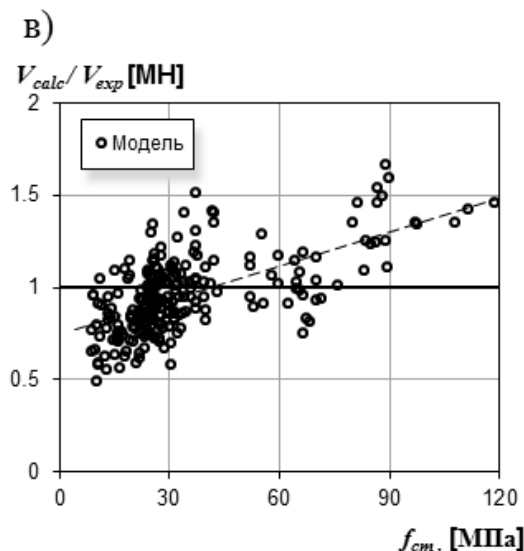
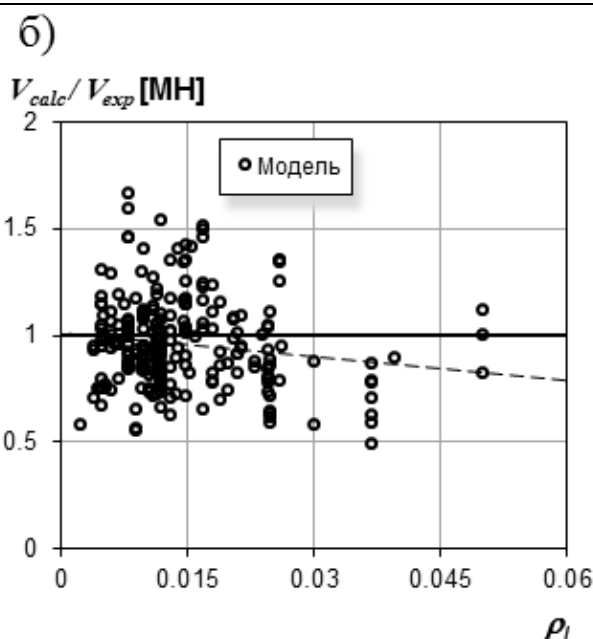
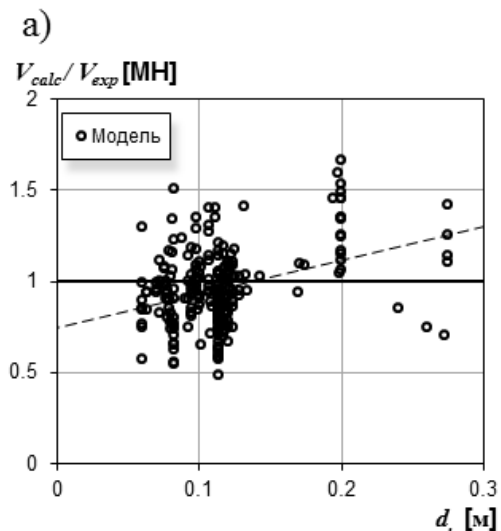


Рисунок 4 – Изменение отношений расчётных и экспериментальных значений сопротивления срезу при продавливании V_{calc} / V_{exp} в зависимости от величины рабочей высоты плиты d (а), коэффициента продольного армирования ρ_l (б) и средней прочности бетона при осевом сжатии f_{cm} (в)

Наименее точные значения расчётных перерезывающих сил рассматриваемая модель показывает при рабочей высоте d меньше 0,07 м, а также при одновременно рабочей высоте d , превышающей 0,2 м, и высокой средней прочности бетона f_{cm} , превышающей 60 МПа.

Заключение

Несмотря на указанные несовершенства, рассматриваемая расчётная модель показывает неплохое совпадение расчётных и экспериментальных значений перерезывающих сил, которое по статистическим оценочным параметрам, приведенным в таблице 2 настоящей работы, не уступает моделям сопротивления срезу при продавливании, принятым в действующих нормативных документах или в проектах нормативных документов [6–8], а также широко известной модели сопротивления срезу при продавливании, базирующейся на положениях модифицированной теории полей сжатия [1, 2]. Детальный сравнительный анализ моделей [1–2, 6–8] приведен в работе [3].

При этом рассматриваемая в данной работе расчётная модель базируется на уравнениях механики, обладает большим физическим смыслом и целесообразностью применения в сравнении с моделями [6–8], а также в дальнейшем может быть усовершенствована.

Список цитированных источников

1. Vecchio, F. J. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear / F. J. Vecchio, M. P. Collins // ACI Journal Proceedings. – 1986. – Vol. 83, iss. 2. – P. 219–231.
2. Тур, В. В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил / В. В. Тур, А. А. Кондратчик // Брест : БрГТУ, 2000. – 400 с.
3. Молош, В. В. Сопrotivlenie srezu pri prodaвлivании самонапряженных плоских железобетонных элементов без поперечного армирования : дис. ... канд. тех. наук : 01.07.14 / В. В. Молош. – Брест, 2014. – 226 л.
4. Блещик, Н. П. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчёта и конструирования : учеб. пособие / Н. П. Блещик, Д. Д. Жуков, Д. Н. Лазовский ; под ред. проф. Т.М. Пецольда и проф. В. В. Тура. – Брест : БрГТУ, 2003. – 380 с., с ил.
5. Основы проектирования строительных конструкций = Основы проектирования будаунічных канструкцый : ТКП EN 1990-2011. – Введ. 15.11.2012. – Минск : CEN/TC 250 «Конструкционные Еврокоды» : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2011. – 70 с.
6. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий = Праектаванне жалезабетонных канструкцый. Частка 1-1. Агульныя правілы і правілы для будынкау : ТКП EN 1992-1-1-2009. – Введ. 10.12.2009. – Минск : CEN/TC 250 «Еврокоды конструкций» : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – 207 с.
7. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures : prEN 1992-1-1:2018 Eurocode 2. – Final draft of April 2018 by the Project Team SC2.T1 working on Phase 1 of the CEN/TC 250 work programme under Mandate M/515. – 293 p.
8. fib Model Code for Concrete Structures 2010. – Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), Switzerland, 2013. – 432 p.

References

1. Vecchio, F. J. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear / F. J. Vecchio, M. P. Collins // ACI Journal Proceedings. – 1986. – Vol. 83, iss. 2. – P. 219–231.
2. Tur, V. V. Raschet zhelezobetonnykh konstrukcij pri dejstvii pere-rezyvayushchih sil / V. V. Tur, A. A. Kondratchik // Brest : BrGTU, 2000. – 400 s.
3. Molosh, V. V. Soprotivlenie srezu pri prodaвлivanii samonapryazhen-nykh ploskikh zhelezobetonnykh elementov bez poperechnogo armirovaniya : dis. ... kand. tekh. nauk : 01.07.14 / V. V. Molosh. – Brest, 2014. – 226 l.
4. Bleshchik, N. P. Zhelezobetonnye konstrukcii. Osnovy teorii, raschyota i konstruirovaniya : ucheb. posobie / N. P. Bleshchik, D. D. Zhukov, D. N. Lazovskij ; pod red. prof. T. M. Pecol'da i prof. V. V. Tura. – Brest : BrGTU, 2003. – 380 s., s il.
5. Osnovy proektirovaniya stroitel'nykh konstrukcij = Asnovy praektavannya budaunichykh kanstrukcyj : TKP EN 1990-2011. – Vved. 15.11.2012. – Minsk : CEN/TS 250 «Konstrukcionnye Evrokody» : Ministerstvo arhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus', 2011. – 70 s.
6. Proektirovanie zhelezobetonnykh konstrukcij. CHast' 1-1. Obshchie pravila i pravila dlya zdaniy = Praektavanne zhalezabetonnykh kanstrukcyj. Chastka 1-1. Agul'nyya pravily i pravily dlya budynkau : TKP EN 1992-1-1-2009. – Vved. 10.12.2009. – Minsk : CEN/TS 250 «Evrokody konstrukcij» : Ministerstvo arhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus', 2009. – 207 s.
7. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures : prEN 1992-1-1:2018 Eurocode 2. – Final draft of April 2018 by the Project Team SC2.T1 working on Phase 1 of the CEN/TC 250 work programme under Mandate M/515. – 293 p.
8. fib Model Code for Concrete Structures 2010. – Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), Switzerland, 2013. – 432 p.

Материал поступил в редакцию 01.07.2022