

СРАВНЕНИЕ ДОСТОВЕРНОСТИ СОВРЕМЕННЫХ ЗАРУБЕЖНЫХ И ОТЕЧЕСТВЕННЫХ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Молош В.В.

Введение

В угоду современным архитектурным решениям все больше жилых и общественных зданий возводят с применением железобетонного монолитного каркаса, где в качестве основных несущих элементов выступают вертикальные колонны и горизонтальные плиты перекрытий, покрытий и фундаментов. Наименее изученным элементом таких каркасов является узел, в котором соединяется плита и колонна. В таких узлах возникает сложное трехосное напряженно-деформированное состояние при одновременном действии изгиба и среза. При этом сопротивление изгибу не всегда исчерпывается полностью. В этом случае вокруг по периметру колонны формируется система наклонных трещин. Разрушение узлов при достижении предельного состояния несущей способности происходит как правило хрупко в результате продавливания плиты и сопровождается выделением из тела плиты фрагмента бетона конической формы (пирамиды продавливания). Хрупкий характер разрушения обусловлен свойствами материала, а также условиями деформирования. В результате деформации в плите накапливается потенциальная энергия деформации, которая после образования и раскрытия наклонной трещины в теле плиты приводит почти к мгновенному разрушению с характерным «щелчком».

В течение прошедшего XX века были проведены многочисленные экспериментальные и теоретические исследования, посвященные изучению поведения локальной зоны сопряжения железобетонной колонны и железобетонной монолитной плиты, целью которых было осознание особенностей деформирования плиты под нагрузкой, особенностей перераспределения внутренних сил и создание безопасной модели сопротивления срезу при продавливании.

Несмотря на внешнюю простоту в изготовлении и функциональность в применении железобетонных монолитных плит, получить расчетную модель, отвечающую фундаментальным физическим представлениям, оказалось не просто. К настоящему времени предложен целый ряд полуэмпирических моделей проверки сопротивления срезу при продавливании, базирующихся на уравнениях статики, классических критериях разрушения и уравнениях, описывающих физические свойства материалов. Но, тем не менее, в наиболее известных нормативных документах стран западной Европы [3] **Ошибка! Источник ссылки не найден.**, 4], а также в нормах Республики Беларусь [1, 2], применены исключительно эмпирические подходы.

Следует отметить, что основные экспериментальные исследования, направленные на изучение сопротивления железобетонных плит действию продавливающей нагрузки, выполнены для нагруженных симметрично плит с центральной колонной. Исследования плит с крайними и угловыми колоннами, а также с учетом внецентренного приложения нагрузки, проводились в значительно меньшем количестве. Тем более важным является вопрос достоверности расчетных моделей сопротивления срезу при продавливании таких плит.

В настоящей работе кратко изложены основные расчетные процедуры, применяемые для определения сопротивления продавливанию железобетонных плит в СНБ 5.03.01 [1], ТКП EN 1992 [2], вышедшем в этом году проекте prEN 1992-1-1:2018 [3] и *fib* Model Code 2010 [4], а также приведены результаты верификации расчетных моделей сопротивления продавливанию указанных нормативных документов.

1 Расчетные модели для определения сопротивления срезу при продавливании

1.1 СНБ 5.03.01.2003 [1]

Согласно расчетной модели [1] прочность на продавливание следует определять вдоль расчетного критического периметра u , отстоящего на расстоянии $l_s = 1,5d$ (где d – рабочая высота сечения плиты) от внешних граней колонны (площади приложения нагрузки) (см. рис. 1). Результирующую поперечную силу v_{Sd} , действующую по длине критического периметра предложено определять по формуле

$$v_{Sd} = V_{Sd} \cdot \bar{\beta} / u, \quad (1)$$

где $\bar{\beta}$ – коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения продавливающего усилия; в случае отсутствия эксцентриситета следует принимать $\bar{\beta} = 1,0$, в остальных ситуациях для средних колонн $\bar{\beta} = 1,15$, для крайних – $\bar{\beta} = 1,4$, для угловых – $\bar{\beta} = 1,5$.

Сопротивление местному срезу плиты без поперечного армирования рекомендовано проверять из условия

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,c1} = \left[0,12k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,10\sigma_{cp} \right] \cdot d \geq (0,4f_{ctd} - 0,10\sigma_{cp}) \cdot d, \quad (2)$$

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ (d – в мм); $d = 0,5(d_x + d_y)$,

d_x, d_y – рабочая высота плиты в x -направлении и y -направлении соответственно, определяемая в критическом сечении;

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02,$$

ρ_{lx}, ρ_{ly} – коэффициенты армирования для стержней, имеющих сцепление с бетоном, в направлении x и y соответственно. Коэффициенты ρ_{lx} и ρ_{ly} следует рассчитывать как средние значения для ширины плиты, равной ширине колонны плюс $3d$ в каждую сторону;

$$\sigma_{cp} = 0,5(\sigma_{cx} + \sigma_{cy}),$$

здесь σ_{cx}, σ_{cy} – нормальные напряжения в бетоне для расчетного сечения по направлению осей x и y (при сжатии необходимо принимать со знаком «минус»).

Если условие (2) не выполняется, поперечную арматуру следует устанавливать по расчету. Сопротивление срезу при продавливании плиты с поперечной арматурой рекомендовано проверять из условий:

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,max}, \quad (3)$$

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,c}, \quad (4)$$

где $v_{Rd,max} = 1,4v_{Rd,c}$,

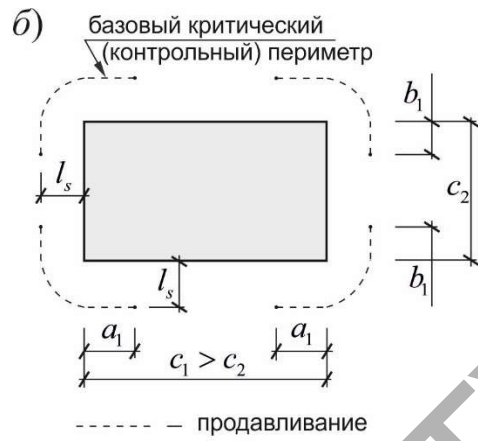
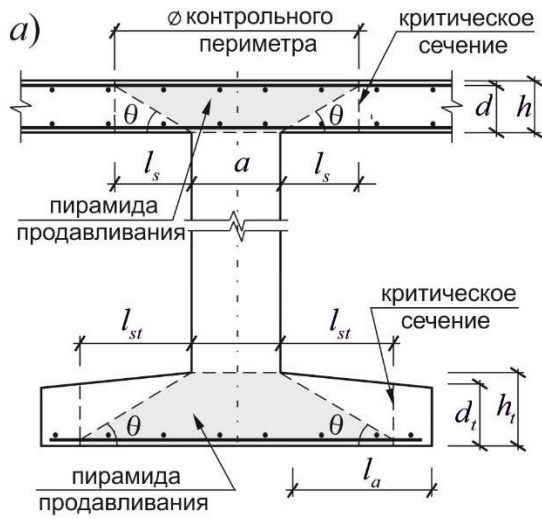
$$v_{Rd,c} = v_{Rd,c1} + \frac{\sum(A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha)}{u}, \quad (5)$$

$\sum(A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha)$ – сумма составляющих усилий, воспринимаемых поперечной арматурой в направлении приложения продавливающей силы; α – угол наклона поперечной арматуры к плоскости плиты.

Расчитанное по формуле (5) поперечное армирование следует размещать в пределах критической площади (расчетная (критическая) площадь – площадь, заключенная внутри расчетного (критического) периметра). При этом минимальная толщина армированной плиты в пределах критической площади должна составлять не менее 200 мм, а минимальный процент армирования определяется по формуле

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw} \cdot \sin \alpha}{A_{crit} - A_{load}}, \quad (6)$$

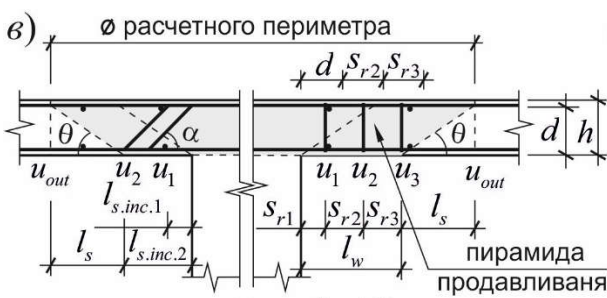
где A_{crit}, A_{load} – соответственно площадь поверхности внутри критического периметра (критическая площадь) и площадь приложения локальной нагрузки.



$$a_1 \leq \begin{cases} c_1/2 \\ c_2 \\ (5,6d - b_1)/2 \end{cases} \quad b_1 \leq \begin{cases} c_2/2 \\ 2,8d/2 \end{cases} \text{ по [1]}$$

$$a_1 \leq \begin{cases} 1,5d \\ 0,5c_1 \end{cases} \quad b_1 \leq \begin{cases} 1,5d \\ 0,5c_2 \end{cases} \text{ по [2],[3],[4]}$$

$$\begin{aligned} d \sim d_v & \quad l_s = 1,5d \text{ по [1]} \\ u_1 \sim b_0 & \quad l_s = 2,0d \text{ по [2]} \\ u_{out} \sim b_{0,out} & \quad l_s = 0,5d \text{ по [3],[4]} \end{aligned}$$



з)

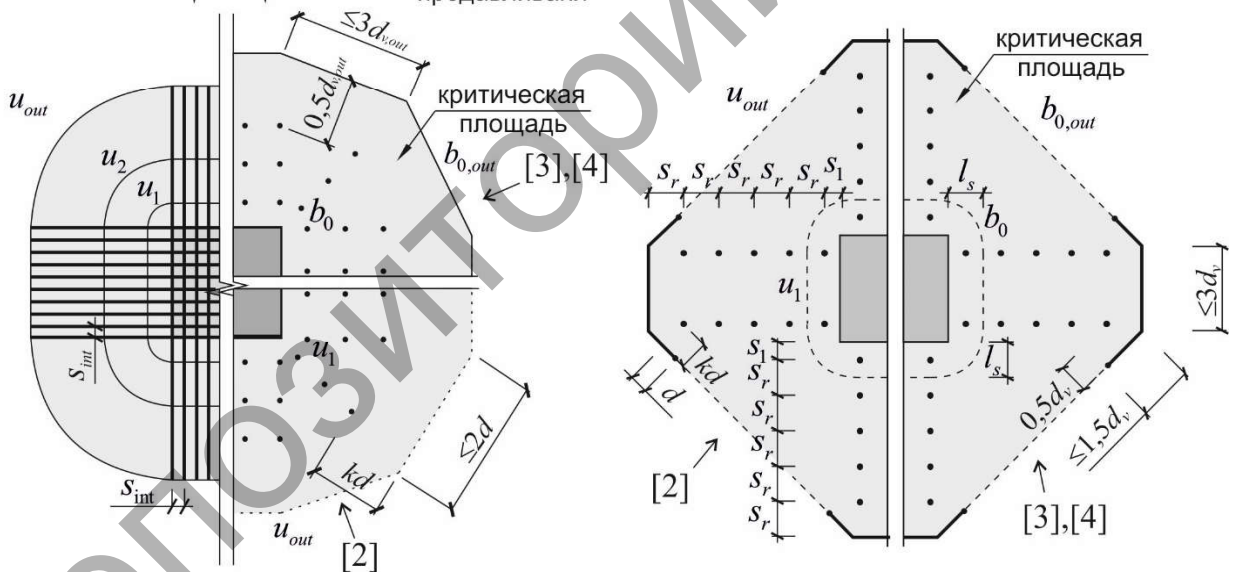


Рисунок 1 – К расчету сопротивления продавливанию по нормам [1], [2], [3], [4]:

а) обозначения расчетных параметров ; б) уменьшение контрольного периметра при больших площадях приложения нагрузки; в), з) способы установки поперечной арматуры.

Дополнительно рекомендовано определять минимальные изгибающие моменты, действующие на единицу ширины плиты $m_{Sd,x}$ и $m_{Sd,y}$ в направлениях x и y , соответственно. В случае если другие расчеты не дают требуемых значений, эти моменты следует определять из условия

$$m_{Sd,x} (m_{Sd,y}) \geq \eta \cdot v_{Sd} \quad (7)$$

где η – коэффициент, корректирующий ширину плиты, включаемой в работу.

1.2 ТКП EN 1992 [2]

В расчетах на продавливание по ТКП EN 1992 [2] рекомендовано выполнять ряд проверок:

- вдоль периметра колонны или периметра площади приложения нагрузки:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max};$$

- поперечная арматура из расчета по основному контрольному периметру u_1 не требуется, если соблюдается условие

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c};$$

- если значение v_{Ed} превышает $v_{Rd,c}$ для рассматриваемого контрольного сечения, необходимо предусматривать установку поперечной арматуры; необходимо определить периметр $u_{out,ef}$, для которого далее не требуется установка поперечной арматуры.

Здесь $v_{Rd,c}$ – расчетное значение сопротивления срезу при продавливании плиты без поперечной арматуры в рассматриваемом контрольном сечении; $v_{Rd,cs}$ – расчетное значение напряжений при сопротивлении срезу при продавливании плиты с поперечной арматурой в основном контрольном сечении; $v_{Rd,max}$ – расчетное значение максимального напряжения при сопротивлении срезу при продавливании в основном контрольном сечении. Основным контрольным периметром u_1 может быть в общем случае принят на расстоянии $l_s = 2,0d$ от площади нагружения и должен быть построен таким образом, чтобы его длина была минимальной.

Максимальное напряжение среза может быть определено по формуле

$$v_{Ed} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Ed}}{u_i d}, \quad (8)$$

где d – то же, что в формуле (2); u_i – длина рассматриваемого контрольного периметра.

Для плит, в которых величина изгибающих моментов не зависит от конструкции узла сопряжения плиты и колонны и смежные пролеты различаются по длине не более чем на 25%, для $\bar{\beta}$ могут быть применены приближенные значения: для колонн в центре плит $\bar{\beta} = 1,15$, на краю плит – $\bar{\beta} = 1,4$, в углах плит – $\bar{\beta} = 1,5$, подобно тому, как в СНБ 5.03.01.2003 [1].

Сопротивление срезу при продавливании плит без поперечной арматуры рекомендовано определять для основного контрольного сечения, пересекающего плиту вдоль основного контрольного периметра u_1 , по формуле, не отличающейся принципиально от зависимости (2):

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp}, \quad (9)$$

где f_{ck} в [МПа]; $k, d, \rho_l, \sigma_{cp}$ – определяют аналогично, как в формуле (2).

Значения $C_{Rd,c}, v_{min}$ и k_1 предложено указывать в Национальном приложении. Рекомендуемые значения: для $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$, для $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$, для $k_1 = 0,1$.

Если требуется поперечная арматура, то проверку сопротивления рекомендовано выполнять по формуле

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}}{u_1 d} \sin \alpha, \quad (10)$$

где A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры одного периметра вокруг колонны, мм²; s_r – радиальное расстояние между периметрами поперечной арматуры, мм; $f_{ywd,ef}$ – эффективное расчетное значение сопротивления поперечной арматуры, МПа

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d f_{ywd};$$

u_1 – в мм; α – угол между поперечной арматурой и плоскостью плиты.

При одном единственном ряде отогнутых стержней для отношения d/s_r в формуле (10) используется значение 0,67.

Сопротивление срезу при продавливании по периметру колонны ограничено максимальным значением:

$$v_{Ed} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd, \max} = 0,24 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd}, \quad (11)$$

где u_0 : для центральной колонны – u_0 – минимальный замкнутый периметр, мм; для крайней колонны – $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$, мм; для угловой колонны – $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$, мм; c_1 – ортогональный к краю плиты размер грани крайней колонны и соответствующий ему по направлению размер грани угловой колонны, c_2 – размер колонны, ортогональный к размеру c_1 .

Контрольный периметр u_{out} (или $u_{out,ef}$ (рис.1)), для которого не требуется поперечная арматура, необходимо определять по формуле

$$u_{out,ef} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} d}. \quad (12)$$

Наиболее удаленный периметр поперечной арматуры должен быть расположен на расстоянии не более kd ($k = 1,5$) по направлению внутрь от u_{out} (или $u_{out,ef}$ (рис.1)).

1.3 Проект prEN 1992-1-1:2018 [3]

В соответствии с положениями проекта prEN 1992-1-1:2018 [3] при расчете сопротивления продавливанию проверяют следующие условия:

I. Детальную проверку сопротивления продавливанию допускается не выполнять при соблюдении условия:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd, \min}. \quad (13)$$

II. Для плит без поперечной арматуры проверяют выполнение условия:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}. \quad (14)$$

III. В тех случаях, когда $\tau_{Ed} > \tau_{Rd,c}$, необходимо устанавливать поперечную арматуру, обеспечив выполнение условия:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs}. \quad (15)$$

IV. В случаях применения поперечной арматуры, касательные напряжения по контрольному периметру не должны быть больше максимального сопротивления срезу при продавливании:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd, \max}. \quad (16)$$

V. Для плит с поперечной арматурой необходимо проверить сопротивление по периметру $b_{0,out}$, после которого поперечное армирование устанавливать не требуется.

Расчетное напряжение среза при продавливании τ_{Ed} необходимо рассчитывать по формуле:

$$\tau_{Ed} = \beta_e \frac{V_e}{b_0 d_v}, \quad (17)$$

где V_e – продавливающая сила; β_e – коэффициент, учитывающий внецентренное приложение нагрузки; b_0 – длина контрольного периметра, расположенного на расстоянии $l_s = 0,5d_v$ от площади приложения нагрузки и построенного таким образом, чтобы его длина была минимальной; d_v – эффективная высота поперечного сечения; $d_v = 0,5(d_{v,x} + d_{v,y})$.

Для плит, в которых величина изгибающих моментов не зависит от конструкции узла сопряжения плиты и колонны, а смежные пролеты не отличаются длиной более 25%, для ко-

эффицента β_e могут быть приняты значения: для центральной колонны $\beta_e = 1,15$; для крайней колонны $\beta_e = 1,4$; для угловой колонны $\beta_e = 1,5$; для угловой стены $\beta_e = 1,2$.

Минимальное сопротивление срезу при продавливании $\tau_{Rd,min}$ рекомендовано рассчитывать следующим образом:

$$\tau_{Rd,min} = \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck} d_{dg}}{f_{yd} d_v}}, \text{ в (МПа)}, \quad (18)$$

где f_{yd} – предел текучести продольной арматуры, в МПа; d_{dg} – параметр, учитывающий шероховатость поверхности разрушения, принимаемый в зависимости от типа бетона и величины крупного заполнителя:

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40 \text{ [мм]} \text{ для бетонов с } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа};$$

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} (60 / f_{ck})^2 \leq 40 \text{ [мм]} \text{ для бетонов с } f_{ck} > 60 \text{ МПа};$$

где D_{lower} – наименьший размер зерна крупного заполнителя.

Сопротивление срезу при продавливании плит без поперечной арматуры следует определять по формуле:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} k_{pb} \left(100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{1/3} \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}, \text{ в [МПа]}, \quad (19)$$

где f_{ck} в [МПа]; $\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}}$; $\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}$ – коэффициенты продольного армирования в направлении осей x и y соответственно, определяемые как средние значения по ширине расчетной полосы плиты b_s , равной ширине колонны плюс $3d_v$ в каждую сторону для средней колонны и плюс $\leq 3d_v$ для крайней и угловой колонн; величина k_{pb} может быть вычислен по формуле:

$$k_{pb} = \sqrt{5 \mu_p \frac{d_v}{b_0}} \leq 2,5,$$

μ_p – коэффициент, учитывающий соотношение продавливающей силы и изгибающего момента в области контрольного периметра. Его величина может быть установлена следующим образом: $\mu_p = 8$ – для центральной колонны; $\mu_p = 4$ – для крайней колонны; $\mu_p = 2$ – для угловой колонны.

Если по расчету требуется устанавливать поперечную арматуру, то сопротивление срезу при продавливании необходимо рассчитывать по формуле:

$$\tau_{Rd,cs} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \geq \rho_w \cdot f_{ywd}, \quad (20)$$

где

$$\eta_c = \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed}, \quad (21)$$

$$\eta_s = \left(15 \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/2} \left(\frac{1}{\eta_c k_{pb}} \right)^{3/2} \leq 0,8, \quad (22)$$

$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t}$ – коэффициент поперечного армирования; A_{sw} – площадь одного стержня по-

перечной арматуры; s_r – радиальное расстояние между периметрами поперечной арматуры ($s_r = s_1$); s_t – среднее тангенциальное расстояние между стержнями поперечной арматуры, измеренное по критическому периметру (длина критического периметра, деленная на количество пересеченных периметром рядов арматуры).

Сопротивление срезу при продавливании должно быть ограничено максимальным значением:

$$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c}, \quad (23)$$

где коэффициент $\eta_{sys} = 1,5$ – для поперечных стержней; $\eta_{sys} = 1,8$ – для стержней с концевыми анкерами.

Контрольный периметр, на котором не требуется устанавливать поперечную арматуру ($b_{0,out}$, см. рис. 1), может быть определен, по формуле:

$$b_{0,out} = b_0 \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v,out}} \frac{1}{\eta_c} \right)^2. \quad (24)$$

где $d_{v,out}$ – представляет собой внешнюю устойчивую к сдвигу эффективную высоту; η_c – следует определять так же, как в выражении (21).

Самый внешний периметр поперечной арматуры должен располагаться на расстоянии не более $0,5d_v$ от периметра $b_{0,out}$ вглубь контрольной площади продавливания (рис.1).

1.4 fib Model Code 2010 [4]

В соответствии с [4] расчетное продавливающее усилие рассчитывают как равнодействующую перерезывающих сил, действующих на длине базового контрольного периметра b_1 . Базовый контрольный периметр располагают на расстоянии $l_s = 0,5d$ от периметра колонны или площади приложения нагрузки (рис. 1) и конструируют минимальной длины.

Расчетное сопротивление срезу при продавливании следует рассчитывать, как сумму составляющих:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed}, \quad (25)$$

где $V_{Rd,c}$ – составляющая расчетного сопротивления срезу при продавливании, воспринимаемая бетоном; $V_{Rd,s}$ – составляющая расчетного сопротивления, воспринимаемая арматурой.

Составляющую расчетного сопротивления продавливанию $V_{Rd,c}$ рекомендовано рассчитывать по формуле:

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d, \quad (26)$$

где f_{ck} – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа; γ_c – частный коэффициент безопасности по материалу.

В формуле (26) параметр k_{ψ} рассчитывается в зависимости от угла поворота плиты относительно опорной площади по формуле:

$$k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \leq 0,6. \quad (27)$$

Составляющая расчетного сопротивления, воспринимаемого за счет поперечной арматуры, рассчитывается по формуле:

$$V_{Rd,c} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{sw} \cdot \sin \alpha, \quad (28)$$

где $\sum A_{sw}$ – суммарная площадь всех поперечных стержней, надлежащим образом заанкеренных в бетоне и пересекающих поверхность потенциального разрушения (коническая поверхность с наклоном грани под углом 45°) в пределах участка, ограниченного периметрами от $0,35d_v$ до $1,0d_v$; k_e – коэффициент, указывающий уменьшение контрольного периметра для случая внецентренное приложение продавливающего усилия; если возникновение изгибающих моментов в колонне не зависит от конструкции сопряжения плиты и колонны и смежные пролеты не отличаются по длине более чем на 25%, коэффициент

$k_e = 0,9$ для центральной колонны, $k_e = 0,7$ для крайней колонны, $k_e = 0,65$ для угловой колонны, $k_e = 0,75$ для угловой стен; α – угол наклона относительно горизонтали стрежней поперечной арматуры; k_{dg} – коэффициент, зависящий от размеров крупного заполнителя

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75, \quad (29)$$

где d_g – максимальный диаметр крупного заполнителя, в мм.

Напряжение в поперечной арматуре σ_{swd} может быть рассчитано по формуле:

$$\sigma_{swd} = \frac{E_s \Psi}{6} (\sin \alpha + \cos \alpha) \left(\sin \alpha + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \frac{d}{\varphi_w} \right) \leq f_{ywd}, \quad (30)$$

где φ_w – диаметр поперечной арматуры; f_{ywd} – предел текучести поперечной арматуры; для арматуры периодического профиля может быть принято значение $f_{bd} = 3$ МПа.

С целью обеспечения требуемой деформативности (способности к повороту) рекомендовано, чтобы составляющая сопротивления за счет поперечной арматуры удовлетворяла условию $V_{Rd,s} \geq 0,5 \cdot V_{Rd}$.

Максимальное значение сопротивления срезу при продавливании ограничивается условием:

$$V_{Rd,max} = k_{sys} \cdot k_{\Psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 \cdot d_v \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_e} b_0 \cdot d_v, \quad (31)$$

где $k_{sys} = 2,0$.

При вычислении углов поворота плиты на опоре предлагается использовать несколько уровней приближения (англ. *approximation level*).

По *первому уровню аппроксимации* при проектировании регулярных плит безопасное значение угла поворота может быть получено по упрощенной формуле:

$$\Psi = 1,5 \frac{r_s \cdot f_{yd}}{d E_s}, \quad (32)$$

где r_s – положение сечения, в котором изгибающий радиальный момент равняется нулю (расстояние отсчитывается от оси колонны). Значение r_s для регулярных плит с соотношением пролетов (L_x / L_y) в пределах от 0,5 до 2,0 может быть принято равным $0,22L_x$ и $0,22L_y$ соответственно.

В случае, когда плиты воспринимают значительные изгибающие моменты и выполняется перераспределение внутренних усилий, рекомендуется использовать *аппроксимацию второго уровня*:

$$\Psi = 1,5 \frac{r_s \cdot f_{yd}}{d E_s} \left(\frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \right)^{1,5}, \quad (33)$$

где m_{Ed} – среднее значение расчетного изгибающего момента на единицу длины опорной полосы в районе колонны; m_{Rd} – расчетное сопротивление изгибу плиты на единицу длины опорной полосы.

Ширину расчетной опорной полосы (ширину плиты, включающую ширину колонны и ширину плиты в обе стороны от колонны) следует определять по формуле:

$$b_s = 1,5 \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} \leq L_{min}. \quad (34)$$

Среднее значение изгибающего момента (m_{Ed}) может быть определено по упрощенным зависимостям:

- для внутренних колонн: $m_{Ed} \cong V_{Ed} / 8$;
- для угловых колонн: $m_{Ed} \cong V_{Ed} / 2$.

Кроме того, *fib* Model Code 2010 [4] в отличие от ТКП EN1992-1-1 [2] и СНБ 5.03.01 [1] содержит формулу для расчета углов поворота плит, выполненных с предварительным напряжением:

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{Ed} - m_{pd}}{m_{Rd} - m_{pd}} \right)^{1,5}, \quad (35)$$

где m_{pd} – момент декомпрессии для средней опорной полосы, ширина которой определяется согласно [10].

При *аппроксимации третьего уровня* в ф. (35) коэффициент 1,5 заменяется на коэффициент 1,2, если:

- расстояние r_s рассчитывается по линейно-упругой модели сопротивления для плит;
- m_{Ed} рассчитывается по линейно-упругой модели для плит как среднее значение изгибающего момента в опорной полосе.

При *аппроксимации четвертого уровня* значение угла поворота ψ определяется непосредственно из результатов нелинейного расчета конструктивной системы с учетом трещинообразования, перераспределения усилий и других нелинейных эффектов (например, методом конечных элементов, конечных разностей и т.д.).

2 Анализ и проверка достоверности расчетных моделей

Можно отметить, что модели сопротивления срезу при продавливании, использованные в нормах [1, 2, 3] в целом достаточно схожи. Фактически они представляют собой одну и ту же эмпирическую модель и отличаются лишь рядом эмпирических коэффициентов, корректирующих в той или иной степени величину сопротивления срезу при продавливании. В наибольшей мере это свойственно проверкам сопротивления срезу при продавливании плит без поперечной арматуры. В основу критерия разрушения таких элементов положена зависимость вида $(100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$, связывающая влияние продольной арматуры и прочности бетона при сжатии на величину продавливающей силы.

Среди них можно выделить расчет по prEN 1991-1-1 [3]. В критерии (19) разработчики внесли отношение d_{dg}/d_v , и тем самым попытались учесть влияние шероховатости поверхностей бетона в наклонной трещине и влияние эффективной высоты плиты. В такой постановке задачи функция изменяется монотонно, а ее рост на определенном этапе ограничивают введением дополнительного условия $0,6/\gamma_c \cdot \sqrt{f_{ck}}$, превышение которого не допускается. И если увеличение площади продольной арматуры в сечении и прочности бетона при сжатии будут сопровождаться увеличением величины сопротивления срезу при продавливании, то увеличение рабочей высоты плиты формально приведет к его снижению. В целом это может быть возможно, но скорее для плит большой толщины. По мнению автора, в расчетной модели [3] также более точно учтено влияние внецентренного приложения нагрузки.

Более существенные изменения в prEN 1991-1-1 [3] получил расчет плит с поперечной арматурой. Величина усилия, воспринимаемого поперечной арматурой, также зависит от отношения $(d_{dg}/d_v)^{1/2}$. Это снижает влияние поперечной арматуры с увеличением рабочей высоты плиты.

Расчетная модель *fib* Model Code 2010 [4] базируется на критерии, в основу которого положена предпосылка, что разрушение при продавливании в предельном состоянии происходит в результате исчерпания сопротивления в наклонной трещине, вызванного зацеплением контактирующих в трещине поверхностей бетона. Этот критерий детально изучался швейцарским исследователем Aurelio Muttoni [6] и формально аналогичным вошел в нормы [4]. В модели предложено четыре уровня приближения в определении угла поворота плиты в наклонной трещине от самого простого линейного расчета, до нелинейного с применением ме-

тодов конечных элементов или конечных разностей. От величины угла поворота плиты на прямую зависит ширина раскрытия наклонной трещины, что в сочетании со степенью шероховатости бетона в трещине существенно влияет на величину касательных напряжений, вызванных зацеплением контактирующих в трещине поверхностей бетона. Формально данный подход реализован введением коэффициента k_{ψ} , определяемого по формуле (27).

С конструктивной точки зрения рассматриваемые модели отличаются в основном подходами к формированию базового контрольного периметра.

Проверка достоверности и сравнение моделей сопротивления срезу при продавливании, использованных в нормативных документах [1, 2, 3, 4] выполнена путем сравнения экспериментальных и расчетных значений продавливающих сил. Экспериментальные данные содержали информацию об образцах, исследованных как зарубежными авторами, так и самостоятельно [7]. Были сформированы несколько выборок. В первой выборке были собраны необходимые данные об образцах плит без поперечной арматуры с колонной в центре плиты. Объем выборки составил 250 экспериментальных образцов. Данных об аналогичных образцах с поперечной арматурой на данном этапе найдено не было. Были также сформированы выборки: плит без поперечной арматуры с колонной в углу плиты (78 опытных образцов); плит без поперечной арматуры с колонной у края плиты (84 опытных образца); плит с поперечной арматурой и колонной в углу плиты (7 опытных образцов); плит с поперечной арматурой и колонной у края плиты (17 опытных образцов).

Сравнивая результаты расчетов, выполненных по описанным выше моделям и экспериментальных испытаний, можно отметить, что наиболее точные значения продавливающих сил были получены для плит без поперечной арматуры с центральной колонной. В этом случае расчетные значения наиболее плотно сгруппированы относительно экспериментальных значений, имеют закономерное распределение и относительно небольшой размах (рисунок 2, а). Это подтверждается результатами статистического анализа, приведенными в таблице 1. Для таких плит разница между минимальным и максимальным значениями отношений V_{Rd} / V_{Ed} (размах) относительно не велика, коэффициент корреляции близок единице, относительно небольшие коэффициенты вариаций относительно собственного среднего значения отношений V_{Rd} / V_{Ed} и для вектора ошибок расчетной модели δ .

Следует уточнить, что при этом все модели показывают достаточно большой поправочный коэффициент b для среднего значения отношений V_{Rd} / V_{Ed} , что свидетельствует о значительном запасе сопротивления. Такая закономерность не соблюдается для плит без поперечной арматуры с угловой колонной (рисунок 2, б) и крайней колонной (рисунок 2, в), а так же для таких плит с поперечной арматурой (рисунок 2, г, д). Расчетные значения продавливающих сил для таких плит имеют не плотное распределение с большим размахом, что подтверждают минимальные и максимальные значения отношений V_{Rd} / V_{Ed} (таблица 1).

При этом модель *fib* Model Code 2010 [4] практически во всех случаях дает значительное превышение расчетных значений продавливающего усилия для всех плит и особенно для плит без поперечной арматуры с угловой колонной и крайней колонной. Среднее расчетное значение продавливающих сил по модели *fib* Model Code 2010 [4] на 30%-60% превышает экспериментальное среднее, а величина отдельных значений – зачастую в несколько раз. По всем статистическим данным эта модель показывает самый неблагоприятный результат.

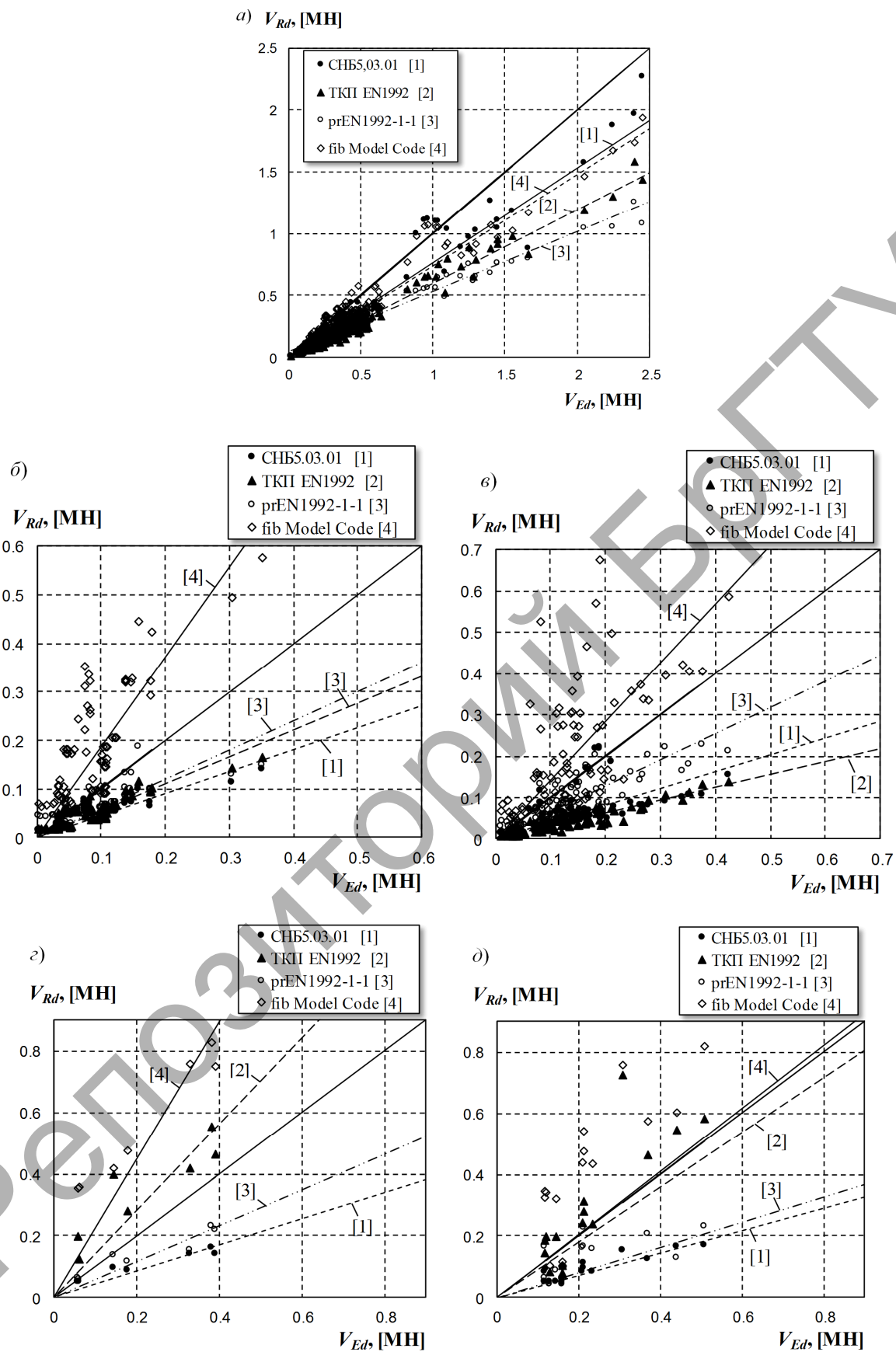


Рисунок 3 – Соотношения расчетных и экспериментальных предельных продавливающих сил для плит: а) без поперечной арматуры с колонной в центре; б), в) без поперечной арматуры с колонной соответственно в углу и у края; г) д) с поперечной арматуры с колонной соответственно в углу и у края

Таблица 2 – Результаты статистического анализа при сравнении расчетных и экспериментальных величин продавливающих сил

Нормативный документ	$\min\left(\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}\right)$	$\max\left(\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}\right)$	$m\left(\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}\right)$	r_{ik}	$V_x, \%$	b	$V_\delta, \%$
2	3	4	5	6	7		8
Плиты без поперечной арматуры с колонной в центре							
СНБ 5.03.01 [1]	0,049	0,818	0,435	0,949	31,2	1,722	38,1
ТКП EN 1992-1 [2]	0,334	0,802	0,575	0,984	16,9	1,647	17,7
prEN 1992-1-1 [3]	0,361	0,93	0,645	0,978	17	1,754	07,6
fib Model Code [4]	0,405	1,314	0,791	0,964	23,1	1,263	23
Плиты без поперечной арматуры с колонной в углу плиты							
СНБ 5.03.01 [1]	0,302	4,289	0,618	0,812	80,5	2,022	26,5
ТКП EN 1992-1 [2]	0,364	5,06	0,741	0,854	79,1	1,673	25,3
prEN 1992-1-1 [3]	0,404	12,353	0,987	0,718	147	1,443	32,5
fib Model Code [4]	0,862	19,61	2,525	0,744	91,2	0,469	31,4
Плиты без поперечной арматуры с колонной у края плиты							
СНБ 5.03.01 [1]	0,212	1,531	0,488	0,634	57,1	1,919	25,8
ТКП EN 1992-1 [2]	0,153	0,751	0,323	0,917	34,3	3,069	18,2
prEN 1992-1-1 [3]	0,329	3,397	0,778	0,808	59,7	1,412	25,4
fib Model Code [4]	0,577	6,859	1,749	0,677	70,4	0,566	33
Плиты с поперечной арматурой и колонной в углу плиты							
СНБ 5.03.01 [1]	0,358	0,858	0,572	0,978	34,6	2,279	5,3
ТКП EN 1992-1 [2]	1,181	3,331	1,926	0,899	42,1	0,667	6,1
prEN 1992-1-1 [3]	0,468	1,019	0,731	0,952	29	1,666	4,6
fib Model Code [4]	1,914	5,887	3,332	0,983	50	0,425	7
Плиты с поперечной арматурой и колонной у края плиты							
СНБ 5.03.01 [1]	0,302	0,748	0,419	0,984	31,6	2,696	6,9
ТКП EN 1992-1 [2]	0,465	2,334	1,156	0,864	41,4	0,967	11,4
prEN 1992-1-1 [3]	0,258	1,47	0,631	0,877	57,8	2,114	13,3
fib Model Code [4]	0,621	2,873	1,754	0,754	47,2	0,742	14,6
В таблице приняты следующие обозначения:							
min, max, m – соответственно минимальное, максимальное и среднее значения; r_{ik} – коэффициент корреляции расчетных и экспериментальных сопротивлений продавливанию; b – поправочный коэффициент для среднего значения; V_δ – коэффициент вариации для вектора ошибок δ .							

Расчетные модели ТКП EN 1992 [2] и prEN 1992-1-1:2018 [3] можно отметить, как самые точные, имеющие не только для плит без поперечной арматуры с центральной колонной, но и для плит с угловой колонной и крайней колонной наилучшие значения коэффициента корреляции r_{ik} , коэффициента вариации V_x относительно средних отношений V_{Rd} / V_{Ed} и коэффициента вариации вектора ошибок V_δ . Исключение составляют изучаемые плиты с поперечной арматурой, для которых наилучшие результаты статистических данных получены по модели СНБ 5.03.01.2003 [1]. Эта модель достаточно консервативна и показывает для всех плит значительный запас прочности, за исключением отдельных случаев.

Следует также отметить, что несовершенство полученных результатов статистического сравнительного исследования может возникать в силу ряда неопределенностей: возможных неточностей при выполнении экспериментальных исследований; неточностей оценки результатов; ошибок, возникающих при сборе существующих ранее данных других исследователей; несовершенств моделей плит, применяемых при испытании (плиты малых размеров,

не соответствующие применяемым в строительстве); использование численных исследований с применением расчетных программ на базе метода конечных элементов взамен испытаниям натуральных образцов и т.д.

Заключение

1. Модели сопротивления срезу при продавливании, использованные в современных отечественных и зарубежных нормативных документах, являются эмпирическими, полученными путем математической аппроксимации результатов испытаний опытных элементов, которые были проведены в течение прошлого века зарубежными исследователями.

2. К настоящему времени наиболее детально изучено сопротивление срезу при продавливании плит без поперечной арматуры с центральной колонной. Это подтверждено результатами статистического исследования, приведенными в таблице 1.

3. Из анализа следует, что в данных, взятых из литературных источников, возможно наличие несовершенств, вызывающих целый ряд неточностей в расчетах и искажающих общую картину результатов расчета.

4. На основании анализа оценок сопротивления срезу при продавливании плит без поперечной арматуры с центральной, угловой и крайней колонной, а также плит с поперечной арматурой с угловой и крайней колонной, выполненного по результатам расчетов и сравнения с имеющимися экспериментальными данными можно отметить: наиболее консервативна модель, содержащаяся в СНБ 5.03.01.2003 [1]; наиболее точные модели ТКП EN 1992 [2] и prEN 1992-1-1:2018 [3] (для разных плит по разному); модель *fib* Model Code 2010 [4] показывает превышение расчетных значений сопротивления срезу при продавливании и особенно для плит с угловой или крайней колонной.

Список источников

1. Бетонные и железобетонные конструкции = Бягонныя і жалезабягонныя канструкцыі : СНБ 5.03.01-2003. – Введ. 20.06.2002. – Минск : РУП «Стройтехнорм» : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. – 146 с.

2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1 : Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1992-1-1. – Введен 10.12.2009. – Минск : М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2009. – 207 с.

3. 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.

4. fib Model Code for Concrete Structures 2010. – Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), Switzerland, 2013. – 432 p.

5. Основы проектирования строительных конструкций = Асновы праектавання будаўнічых 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. 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.

7. Молош В.В. Экспериментально-теоретические исследования прочности на продавливание (местный срез) плитных конструкций из обычного и самонапряженного бетона // Вестник БГТУ. – 2005. №2(32): Строительство и архитектура. – С.8-18.