

На рис. 4 представлена возможная схема работы нормального сечения вблизи отгиба балки из высокопрочного бетона и высокопрочной арматуры. Зона бетона в непосредственной близости от отгиба находится под действием силы нагружения сверху, результирующей составляющей отгибов снизу и боковых сжимающих от изгиба. В результате этого образуется участок бетона, находящийся в условиях двуслоного напряженного состояния – силовой обоймы, где развитие деформаций затруднено по сравнению с бетоном за пределами обоймы. Помимо этого, нагружающая сила действует продавливанием на бетон балки, а результирующая сила в отгибах – в виде силы отрыва. По поверхностям продавливания и отрыва действуют помимо нормальных и касательные усилия $\tau_{sh,1}$ и $\tau_{sh,2}$ (рис.4). Факт наличия касательных напряжений подтверждено последними экспериментами автора. Поверхности продавливания и отрыва формируют в непосредственной близости от отгиба зону повышенного деформирования сжатого бетона, а результирующая касательных напряжений, действующих по поверхности продавливания и отрыва, образует выталкивающую силу части объема бетона повышенной деформативности. При таком напряженном состоянии объясняется причина всплеска деформаций по верхней грани балки, характер разрушения и образование сдвигающих трещин, распространяющихся от зоны выкола бетона до растянутой арматуры.

При загрузении балок пролетной силой в местах, когда отгиб находится в зоне чистого изгиба или в зоне совместного действия изгибающих моментов и поперечных сил объем бетона, работающий в обойме, имеет наклонный вид и при разрушении после выкола бетона трещины распространяются в растянутую зону по линии касательных напряжений по поверхности продавливания (рис. 1.а и 1.б) или по линии отрыва (рис. 1.в).

УДК 624.012.

Молош В.В.

СРАВНЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ ДЛЯ ОЦЕНКИ ПРОЧНОСТИ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ (МЕСТНЫЙ СРЕЗ) ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ВВЕДЕНИЕ

При строительстве каркасных зданий в узлах сопряжения колонны с плитой перекрытия (фундамента) возникают значительные сосредоточенные усилия, в результате действия которых происходит разрушение конструкции от местного среза (продавливания) с образованием фигуры близкой к усеченному конусу. Определение прочности узлов соединения таких конструкций на продавливание (местный срез) является актуальной и вместе с тем одной из наименее изученных проблемой. Для определения прочности на продавливание используют в основном эмпирические зависимости, полученные опираясь на результаты экспериментальных исследований

Целью настоящего исследования явилось сравнение известных моделей расчета прочности на продавливание (местный срез) с опытной прочностью конструкции и выявление расчетной модели, наиболее адекватно описывающей фактическое сопротивление конструкции. Для этого были рассмотрены некоторые, предлагаемые зарубежными [4,5,7,16] и отечественными [19,20,21] исследователями, модели расчета прочности на продавливание узла сопряжения тонкой плиты с колонной.

Оценка несущей способности нормальных сечений подобного рода конструкций может быть произведена по СНБ 5.03.01-02 на основе деформационного расчета критического сечения с использованием уравнений равновесия усилий, условий взаимодействия напряжений и деформаций, особенностей деформирования бетона и арматуры по поверхностям продавливания и отрыва. На характер разрушения балки в числе отмеченных и неотмеченных факторов оказывают влияние и площадь приложения местных нагрузок, и положение критического сечения. Для получения этих и других параметров, необходимых для расчетного аппарата предварительно напряженных балок с полого отогнутой арматурой по методу предлагаемой деформационной модели, требуется дополнительные исследования.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Леонгардт Ф. Предварительно напряженный железобетон. – М.: Стройиздат 1983.
2. Михайлов В.В. Предварительно напряженные железобетонные конструкции: Теория, расчет и подбор сечения. – М.: Стройиздат 1978.
3. Сасонко Л.В. Исследование изгибаемых предварительно напряженных конструкций с отогнутой арматурой: Автореф. дис. на соиск. ученой степени канд. техн. наук. – М., 1974.
4. Чупак И.М. Работа железобетонных балок с отогнутой предварительно напрягаемой арматурой // Совершенствование строительных конструкций и строительного производства. – Кишинев: Штиница. – 1984.
5. Малиновский В.В. Сопротивление предварительно напряженных железобетонных балок из высокопрочного бетона с отогнутой стержневой арматурой при изгибе с поперечной силой: Автореф. дис. на соиск. ученой степени канд. техн. наук. – Л., 1988.

В большинстве используемых в настоящее время моделей расчета считается, что продавливание (местный срез) является результатом действия сосредоточенных сил или реакций, приложенных к малым, по отношению к площади нагружения активной нагрузкой, площадкам. До некоторого времени в большинстве зарубежных норм [3,8,12,10] и в отечественных нормах [21] продавливание рассматривалось как результат отрыва пирамиды (либо другой фигуры, близкой к ней по очертаниям) по боковой поверхности [22]. На данной предпосылке были основаны расчетные положения, включенные в нормы СССР [21], США [3] и Великобритании [8]. Менее распространенной была предпосылка о местном срезе бетона по поверхности фигуры продавливания, положенная в основу расчетных моделей принятых в нормах ГДР [12] и ФРГ [10]. В последнее время устойчивую тенденцию приобретает мнение о том, что разрушение конструкции происходит от среза по граням «фигуры продавливания». В этом случае предполагают, что разрушение происходит от возникающих по граням «фигуры продавливания» касательных напряжений. На этой предпосылке основано большинство применяемых в мировой практике современных расчетных моделей [4,5,7,20].

Молош Виктор Викторович. Аспирант каф. технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Таблица 1. Аналитические выражения для расчета параметров продавливания по различным нормативным документам.

Нормативный документ	R_{sh}	α_r	α_d	u	θ
СНиП 2.03.01-84 [21]	R_{bt}	1	1	$4(a+d)$	45
Проект СНБ 5.03.01-98 [19]	$\frac{0.25 \cdot f_{ctk}}{\gamma_c}$	$(1.2 + 40 \cdot \rho_l)$ $\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0.015$	$1.6 - d \geq 1.0$	$4(a + 3\pi d)$	33.7
СНБ 5.03.01-2002 [20]	$\frac{0.18}{\gamma_c} (100 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$	$(\rho_l)^{\frac{1}{3}}$	$1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$ <i>d в мм.</i>	$4(a + 3\pi d)$	33.7
Eurocode 2 [7]	$\frac{0.18}{\gamma_c} (100 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$	$(\rho_l)^{\frac{1}{3}}$	$1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$ <i>d в мм.</i>	$4(a + 4\pi d)$	26.6
Предложение М. Herzog [10]	$\left(\frac{1.6 \cdot \mu \cdot \beta_s / \beta_c}{1 + 12 \cdot \mu \cdot \beta_s / \beta_c} \right) \cdot \beta_c$	1	1	$4(a + d)$	45
BS 8110-85 [4]	$0.79 \cdot \sqrt[3]{\frac{f_{cu}}{25}}$	$\sqrt[3]{100 \cdot \mu}$ $\mu = \frac{\mu_x + \mu_y}{2} \leq 0.03$	$\sqrt[4]{\frac{0.4}{d}} \geq 1.0$	$4(a + 3d)$	33.7
ACI 319-95 [5]	$0.17 \cdot \sqrt{f'_c}$	1	$\frac{20d}{4(a+d)} + 1$	$4(a + d)$	45

Примечание: R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению; f_{ctk} - нормативное сопротивление бетона растяжению; f'_c - расчетное сопротивление бетона сжатию; γ_c - коэффициент безопасности по бетону; ρ_l (μ), ρ_x (μ_x), ρ_y (μ_y) - коэффициенты армирования, соответственно обобщенный, вдоль оси x и вдоль оси y; β_s - предел текучести арматуры; $\beta_c = \frac{5}{6} \beta_w$ - цилиндрическая прочность бетона на сжатие; β_w - кубическая прочность бетона.

Важным фактором, влияющим на величину прочности конструкций при срезе, является принимаемый в расчетах угол наклона «фигуры продавливания». Почти во всех, проанализированных расчетных моделях угол наклона граней «фигуры продавливания» отличается, что в свою очередь оказывает существенное влияние на расчетный критический периметр и расчетную критическую площадь.

1. СТРУКТУРА БАЗОВЫХ ФОРМУЛ ИССЛЕДУЕМЫХ МОДЕЛЕЙ ПРОЧНОСТИ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

Было проведено исследование расчетных моделей прочности на продавливание внесенных в следующие нормативные документы: СНиП 2.03.01-84 [21], проект СНБ 5.03.01-98 [19], СНБ 5.03.01-2000 [20], Eurocode 2 [7], BS 8110-85 [4], ACI 319-95 [5], а также известной модели предложенной М. Herzog [10]. Все перечисленные нормативные документы используют расчетные модели, основанные на предпосылке, согласно которой прочность на продавливание зависит от периметра критического сечения, коэффициента продольного армирования, расчетной высоты сечения плиты и прочностных характеристик бетона. При этом условие прочности на продавливание железобетонных плит из тяжелого бетона без поперечной арматуры может быть представлено согласно [18] в следующем обобщенном виде:

$$V_{Sd} \leq V_{lsh} = R_{lsh} \cdot u \cdot d \quad (1)$$

где V_{Sd} - расчетная продавливающая сила, вызванная действием нагрузок; V_{lsh} - расчетное усилие, воспринимаемое бетоном плиты при продавливании; R_{lsh} - расчетное сопротивление бетона срезу при продавливании; u - периметр условного критического сечения; d - рабочая высота плиты.

Согласно [18] расчетное сопротивление бетона срезу при продавливании R_{lsh} может быть определено по следующей обобщенной формуле:

$$R_{lsh} = \alpha_r \cdot \alpha_d \cdot R_{sh} \quad (2)$$

где R_{sh} - расчетное сопротивление бетона простому срезу; α_r - коэффициент, учитывающий влияние продольной рабочей арматуры плиты; α_d - коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора. Произведение всех параметров формулы (2) по ACI 319-95 [5] должно быть не более $0.34 \sqrt{f'_c}$; то же по СНБ 5.03.01-2002 [20] должно быть не менее $0.4 f_{ctd}$.

В таблице 1, построенной с использованием данных работы [18], представлены аналитические выражения для расчета параметров, входящих в формулу (2) в соответствии с нормативными документами [4,5,7,10,19,20,21].

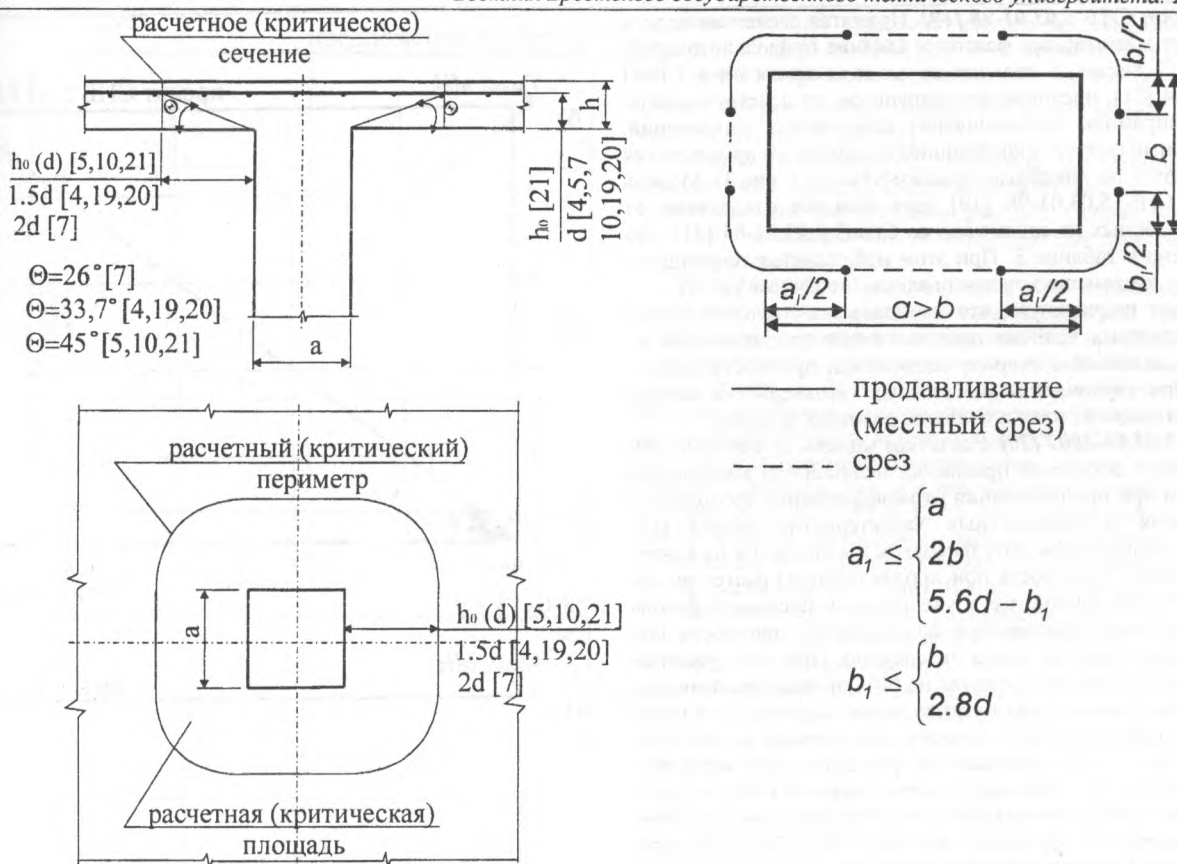


Рис. 1. Иллюстрация к назначению основных параметров расчетной модели для определения прочности на продавливание (местный срез).

Таблица 2. Характеристики анализируемой выборки.

Анализируемые расчетные модели	Среднее значение отношения $\frac{V_{расч}}{V_{опыт}}$	Среднее отклонение $V_{расч}$ от $V_{опыт}$	Максимальное отклонение $V_{расч}$ от $V_{опыт}$	Минимальное отклонение $V_{расч}$ от $V_{опыт}$
СНиП 2.03.01-84 [21]	0,5659	0,1499	1,5535	-0,0080
проект СНБ 5.03.01-98 [19]	0,5992	0,1778	3,0573	-0,1839
СНБ 5.03.01-2002 [20]	0,7772	0,1447	3,8525	-0,2134
Eurocode 2 [7]	0,9467	0,0837	3,6239	-0,2847
модель M. Herzog [10]	13,3132	-2,8086	3,0481	-7,2915
BS 8110-85 [4]	3,5602	-0,3434	3,2279	-1,7445
ACI 319-95 [5]	0,8036	-0,0402	0,2425	-3,5628

Иллюстрация к назначению основных параметров расчетной модели для определения прочности на продавливание (местный срез) показана на рисунке 1.

2. АНАЛИЗ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ

При анализе были использованы результаты экспериментальных исследований зарубежных и отечественных исследователей, опубликованные в работах [1,2,6,9,11,15]. На основании данных, полученных при испытаниях 92-х опытных образцов, проводился расчет по исследуемым моделям [4,5,7,10,19,20,21] и сопоставление опытных и расчетных значений предельных продавливающих сил.

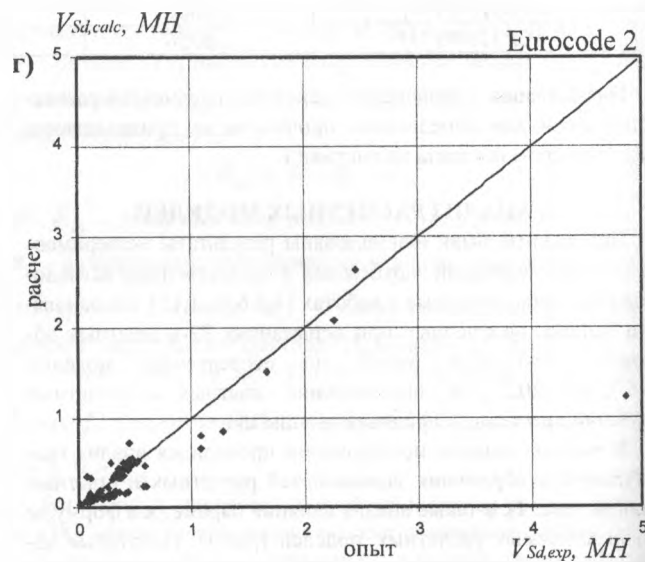
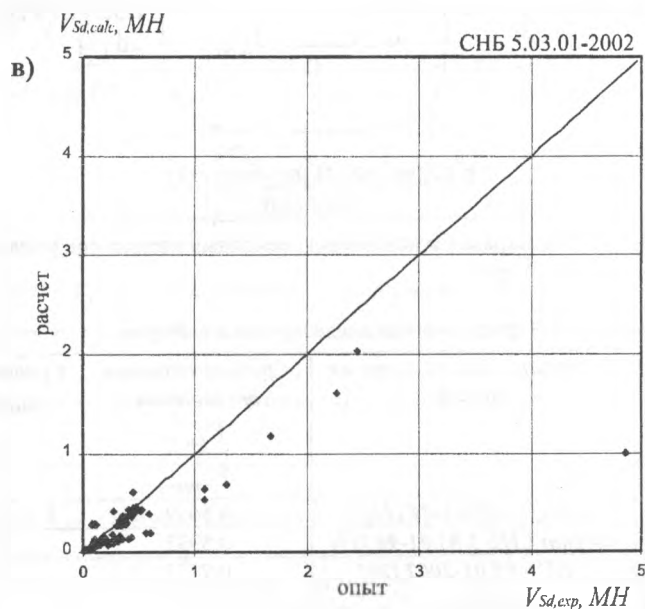
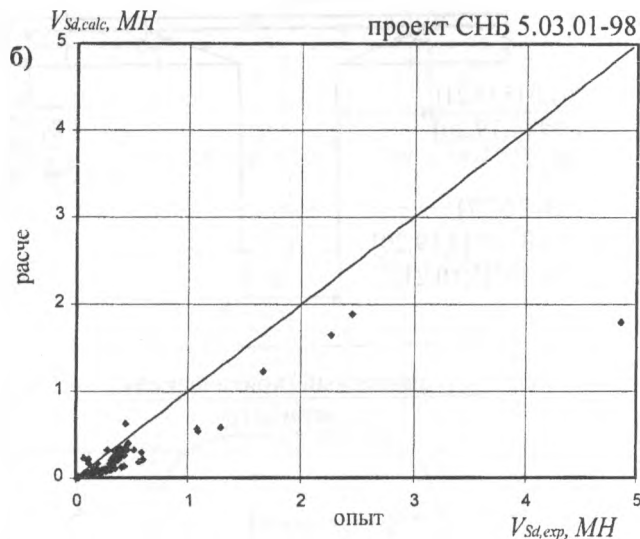
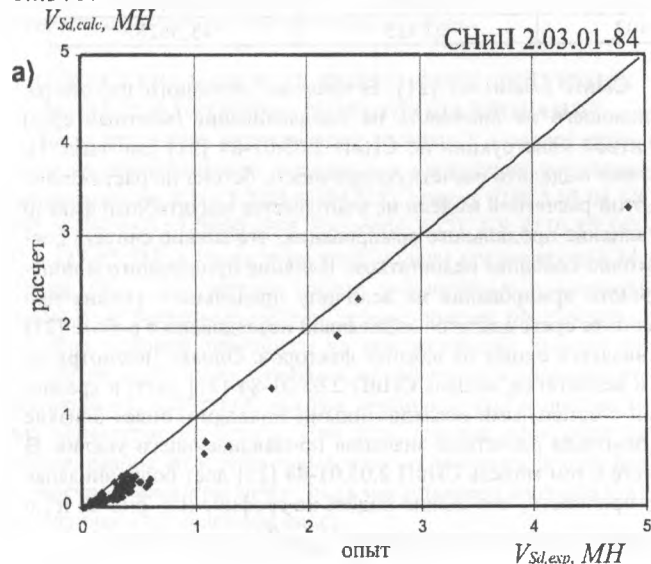
В рамках данного исследования проводился анализ графического отображения зависимостей расчетных и опытных данных (рис. 2), а также анализ влияния параметров формулы (2) исследуемых расчетных моделей (рис.3). Некоторые характеристики анализируемой выборки, полученные расчетом, внесены в таблицу 2.

СНиП 2.03.01-84 [21]. В качестве основного параметра, влияющего на прочность на продавливание (местный срез) плитной конструкции по СНиП 2.03.01-84 [21] (см. табл. 1), можно выделить расчетную прочность бетона на растяжение. В этой расчетной модели не учитывается масштабный фактор и влияние продольного армирования, что можно считать достаточно большим недостатком. Влияние продольного и поперечного армирования на величину предельного усилия при местном срезе достаточно детально исследовано в работе [23] и является одним из важных факторов. Однако, несмотря на эти недостатки, модель СНиП 2.03.01-84 [21] дает, в сравнении с остальными исследованными моделями, более близкие к опытным расчетные значения продавливающего усилия. В месте с тем модель СНиП 2.03.01-84 [21] дает большой запас по прочности, что можно видеть на графике (см. рис. 2) и по среднему значению отношения $V_{расч}/V_{опыт}$ в таблице 2.

Проект СНБ 5.03.01-98 [19]. Принятая расчетная модель учитывает масштабный фактор и влияние продольного армирования, а также, в отличие от модели принятой в СНиП 2.03.01-84 [21], предполагает разрушение от действующих по граням пирамиды продавливания касательных напряжений. Масштабный фактор и коэффициент продольного армирования учитываются по линейным зависимостям (см. рис.3). Модель проекта СНБ 5.03.01-98 [19] дает большее отклонение от опытных данных по сравнению со СНиП 2.03.01-84 [21], что отобразено в таблице 3. При этом наблюдается тенденция к большему отклонению от линии адекватности (см. рис.2).

Следует подчеркнуть, что наиболее значительные отклонения расчетных величин прочности при продавливании от опытных значений в сторону недооценки прочности наблюдаются при увеличении прочностных характеристик бетона, больших толщинах плит и больших размерах штампа.

СНБ 5.03.01-2002 [20]. Расчетная модель, принятая в этом нормативном документе предлагает нелинейную зависимость прочности при продавливании от коэффициента продольного армирования и прочностных характеристик бетона (см. рис.3). С увеличением этих параметров влияние их на конечный результат (прочность при продавливании) растет по логарифмической кривой, т.е. с увеличением прочности бетона и коэффициента продольного армирования, прочность при продавливании растет менее интенсивно. При этом увеличение коэффициента армирования на 60% по расчетной модели [20] ведет к увеличению влияния этого параметра на прочность при срезе на 26,3%. Аналогичное влияние имеет прочность бетона. Учет масштабного фактора носит несколько иной характер. Увеличение толщины плиты на 56% ведет к снижению влияния масштабного фактора на прочность при продавливании на 50%. Модель СНБ 5.03.01-2002 [20] дает более близкое, в процентном выражении, значение среднего отношения $V_{расч}/V_{опыт}$ равное 0,7772. Вместе с тем необходимо отметить, что точки $V_{расч}/V_{опыт}$ (см. рис.2) располагаются вдоль линии адекватности с незначительным отклонением. Наиболее значительное различие расчетных и опытных величин было выявлено при анализе плит имеющих большую толщину. В проанализированных опытах для плит имевших наибольшую толщину 0,476м. оно составило 70,6%. К недостаткам расчетной модели следует отнести также переоценку прочности на местный срез при больших коэффициентах продольного армирования. В исследуемой выборке при $\rho_l = 0,117$ расчетная прочность плит превышает прочность по опыту в 2,8 раза. В то время как, при $\rho_l = 0,002...0,08$ и небольших толщинах плит разница составляла всего 1...3%.



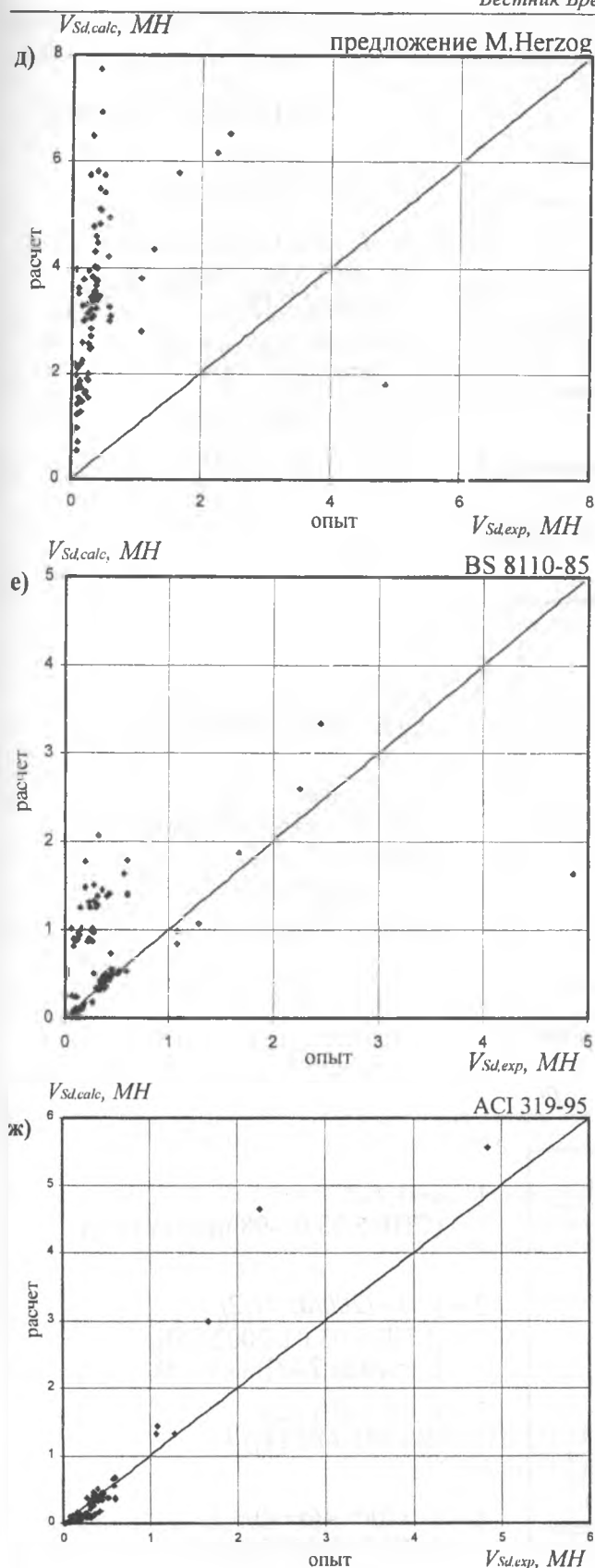


Рис. 2. Сравнение отношения расчетных ($V_{Sd,calc}$) и опытных ($V_{Sd,exp}$) продавливающих сил по: а – СНиП 2.03.01-84 [21]; б – проекту СНБ 5.03.01-98 [19]; в – СНБ 5.03.01-2002 [20]; г – Eurocode 2 [7]; д – предложению M. Herzog [10]; е – BS 8110-85 [4]; ж – ACI 319-95 [5].

Eurocode 2 [7] предлагает расчетную зависимость аналогичную СНБ 5.03.01-2002 [20]. В отличие от [20] угол наклона грани пирамиды продавливания принимается равным 26.6°. По результатам анализа это делает модель более адекватной (см. рис.2, табл. 2).

Модель M. Herzog [10] дает самые неблагоприятные характеристики. Модель, предложенная M. Herzog [10], не учитывает влияние масштабного фактора. Основным недостатком этого метода расчета является большая переоценка прочности при местном срезе.

BS 8110-85 [4]. Предложенная в этом нормативном документе модель учитывает влияние параметров продольного армирования и масштабного фактора. Как и в рассмотренных выше расчетных моделях они носят нелинейный характер (см. рис.3). Расчет по BS 8110-85 [4] дает завышенную прочность при продавливании в случае применения больших коэффициентов армирования и высокой прочности бетона. Однако в этой модели наиболее благоприятно учтено влияние масштабного фактора. Как и в рассмотренных ранее расчетных моделях, в модели BS 8110-85 [4] с увеличением толщины плиты влияние масштабного фактора снижается, но менее значительно, что приводит к более точному учету его влияния при больших толщинах плит. В месте с тем в расчетной модели недооценивается влияние размеров штампа.

ACI 319-95 [5]. Модель ACI 319-95 [5] не учитывает влияние продольного армирования. Влияние прочности бетона и масштабного фактора имеет нелинейный характер (см. рис.3). Следует отметить, что влияние масштабного фактора имеет зависимость противоположную той, которая используется в ранее рассмотренных моделях. Увеличение толщины плиты влечет за собой увеличение влияния масштабного фактора (в методах расчета проект СНБ 5.03.01-98 [19], СНБ 5.03.01-2000 [20], Eurocode 2 [7] оно снижалось). Это ведет к переоценке прочности при продавливании (местном срезе) в плитах большой толщины и значительных размерах штампа (см. рис.2).

Следует отметить, что доля влияния каждого из параметров табл. 1 на прочность при продавливании (местном срезе) выраженная в процентах имеет различные значения и в некоторых случаях достаточно большую несогласованность при учете ее по различным нормативным документам (см. табл.3). Что свидетельствует о неоднозначных подходах к оценке влияния параметров табл. 1 используемых различными нормативными документами.

ВЫВОДЫ

1. Графический анализ расчетных моделей, оценивающий прочность на продавливание (местный срез) показал следующее: модели СНиП 2.03.01-84 [21], проекта СНБ 5.03.01-98 [19] дают значительный запас по прочности. Модели BS 8110-85 [4], предложение M. Herzog [10] и, в случае исследования плит с большими толщинами и размерами штампа, ACI 319-95 [5] переоценивают прочность. Наиболее адекватно отвечают опытным данным расчеты по нормам СНБ 5.03.01-2002 [20], Eurocode 2 [7].
2. Расчетные модели СНиП 2.03.01-84 [21], проекта СНБ 5.03.01-98 [19], СНБ 5.03.01-2002 [20], Eurocode 2 [7] несколько недооценивают прочность при продавливании плит из высокопрочного бетона, значительными размерами штампа, большой рабочей высотой плиты и большим коэффициентом армирования.
3. Графический анализ и анализ данных табл. 3 показывает, что наиболее адекватной можно считать модель Eurocode 2 [7], а неадекватной модель Herzog Max [10]. Модель СНиП 2.03.01-84 [21] (см. табл. 3) показывает наименьший разброс отклонений расчетных значений предельных усилий прочности на продавливание (местный срез) от опытных. Однако в расчете по нормам СНиП 2.03.01-84 [21] не учитывается влияние продольного армирования и масштабный фактор.
4. Для определения действительной доли влияния параметров формулы (2) на прочность при продавливании (местном срезе) необходим более углубленный анализ.

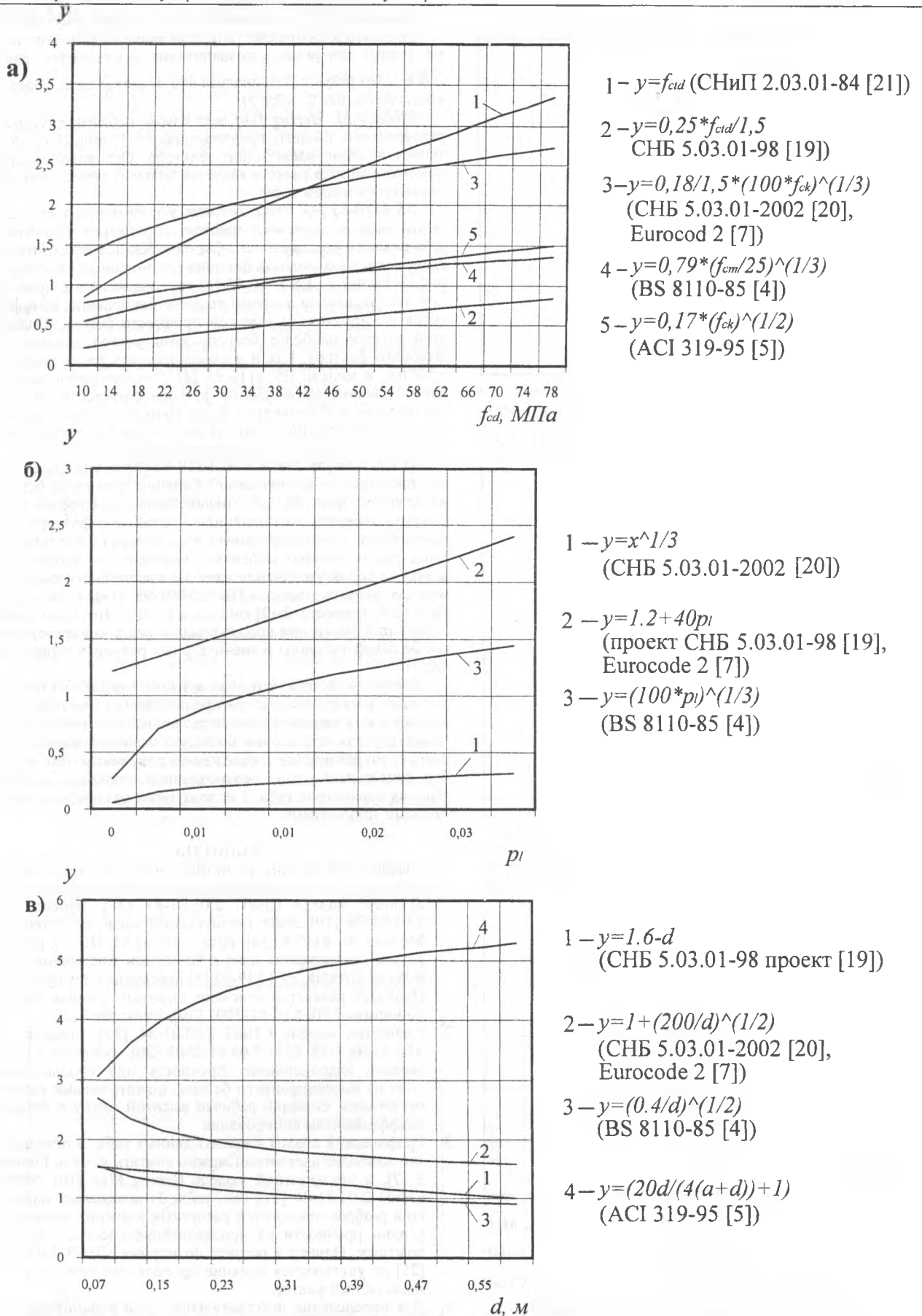


Рис. 3. Графическое отражение зависимостей влияния на прочности при продавливании (местном срезе) параметров формулы (2): а – влияние расчетного сопротивления бетона срезу, б – влияние коэффициента армирования, в – влияние масштабного фактора.

Таблица 3. Влияние параметров формулы (2) на прочность при продавливании выраженное в процентах

Параметры	СНиП 2.03.01-84 [21]	СНБ 5.03.01-98 проект [19]	СНБ 5.03.01-2002 [20]	Eurocode 2 [7]	Предложение М.Герцог [10]	BS 8110-85 [4]	ACI 319-95 [5]
R_{sh}	64	5	19	16	73	11	16
α_r	0	17	2	2	0	11	0
α_d	0	15	21	18	0	14	67
u	36	63	58	65	27	65	17

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- Azad A., Baluch M., Abbasi M., Kareem K., Punching Capacity of Deck Slabs in Girder-Slab Bridges // ACI Structural Journal. – 1987. – Vol.91, № 6. – P. 656 – 662.
- Bazant Z., Cao Z. Size Effect in Punching Capacity of Deck Slabs // ACI Structural Journal. – 1987. – Vol.84, № 1. – P. 44 – 53.
- Bowles, Joseph E. Foundation analysis and design. – New York etc.: Graw Hill. cop., 1982. – 818p.
- BS8110. Structural use of concrete. Part 1: Code of practice for design and construction./ British Standards institution. – London, 1985. – 70 pp.
- Building code requirements for structural concrete (ACI 319-95) and commentary (ACI 318R-95)/ American Concrete Institute. – Detroit, 1995. – 369 pp.
- Elstner R., Hognestad E. Shearing Strength Reinforced Concrete Slab // ACI Journal. – 1956. – Vol.53, № 1. – P. 29 – 58.
- EN 1992-1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode-2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building – Brussels – 2002, October – 230 p.
- Faber, John, Johnson Brian. Fondation design Simply explained – Oxford univ press, 1981. – 161 p.
- Gandner N., Relationship of the Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs with Concrete Strength // ACI Structural Journal. – 1987. – Vol.84, № 4. – P. 349 – 360.
- Herzog M. Einfluss der Spanngliedordnung auf den Durch Stanzwiderstand vorgespannter Flachdecken nach Versuchen // Beton und Stahlbetonbau/ - 1979. – 2 – P.294 – 296.
- Мое J. Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads // Development Department Bulletin No. D47, Portland Cement Association. – 1961. – 130 p.
- Rubener Rolf, Stiegler Wilhelm. Einfuhrung in Theorie und Praxis des Grundbautechnik. – Dusseldorf, Werneri, 1978. – 271 p.
- Ахназарова С.Л., Кафаров В.В. Методы оптимизации эксперимента в химической технологии: Учеб. пособие для хим.-технолог. спец. вузов. – 2-е изд., перераб. и доп. – Высш. шк., 1985. – 327 с., ил.
- Звездов А.И., Михайлов К.В., д.т.н., Волков Ю.С., к.т.н. (НИИЖБ) XXI век – век бетона и железобетона. // Бетон и железобетон. – 2001. - № 1. – С.11 – 13.
- Коровин Н.Н. Голубев А.Ю. Продавливание толстых железобетонных плит // Бетон и железобетон. – 1989. - № 11. – С.21 – 23.
- Навой Д.И. Основные положения существующих методов расчета железобетонных плит на продавливание / Пространственные конструктивные системы зданий и сооружений, методы расчета, конструирования и технология возведения. // Труды научно-технической конференции. БелНИИС. – стр. 226.
- Никитин В.И. Моделирование и вычислительный эксперимент в строительно-технологических задачах: Учебное пособие. – Брест: БГТУ, 2001. – 167 с.
- Рак Н.А.. Апробация методики расчёта прочности железобетонных элементов на местное действие нагрузки // Отчёт о научно-исследовательской работе. – Минск: УНИЦ «БЕЛСТРОИТЕЛЬСТВО». – 2000. – 151 с.
- СНБ 5.03.01-98 (проект). Бетонные и железобетонные конструкции / ГП «Стройтехнорм». – Мн.: Минсктиппроект, 1997. – 80 с.
- СНБ 5.03.01-2000. Бетонные и железобетонные конструкции / ГП «Стройтехнорм». – Мн.: Минсктиппроект, 1997. – 80 с.
- СниП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
- Тетиор А.Н., Дьяков И.М. Расчёт на продавливание отдельно стоящих фундаментов колонн // Бетон и железобетон. – 1989. - № 3. – С.11 – 13.
- Тур В.В., Кондратчик А.А. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: Монография. – Брест: изд. БГТУ, 2000. – 400 с.: ил.
- Siao W. Punching Shear Resistance of Flat Slabs: A Beam-Strip Analogy // ACI Structural Journal. – 1994. – Vol.91, № 5. – P. 594 – 604.

УДК 614.841.33:624.014

Касперов Г.И., Полевода И.И.

РАСЧЕТ ПРЕДЕЛОВ ОГНЕСТОЙКОСТИ КОЛОНН ИЗ
ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА

Введение в действие СНБ 5.03.01 позволяет использовать для изготовления колонн высокопрочные бетоны (ВБ) классов C^{55}_{67} – C^{90}_{105} [1], экспериментальная оценка огне-

стойкости которых в нашей республике затруднена [2]. В такой ситуации особое значение приобретают расчетные методы. Для колонн предел огнестойкости - это время от начала стандартного огневого испытания до разрушения конструк-

Касперов Георгий Иванович. К.т.н., доцент, начальник каф. пожарной профилактики и предупреждения чрезвычайных ситуаций Командно-инженерного института МЧС Республики Беларусь.

Полевода Иван Иванович. Ст. преподаватель каф. пожарной профилактики и предупреждения чрезвычайных ситуаций Командно-инженерного института МЧС Республики Беларусь.

Беларусь, Командно-инженерный институт МЧС РБ, г. Минск, ул. Машиностроителей, 25.