

MALKOV I.G., KOVALEV D.P. Typology architectural plan of the decisions of orthodox temples byelorussian Polesia

In Belarus are erected and the temples and monasteries in cities and occupied items are reconstructed. In clause the generalized results of the carried out analysis of receptions of the architectural-composite decision of temples Byelorussian Polesia are considered. On the basis of results of the analysis some types of an architectural composition of temples typical for Byelorussian Polesia are revealed.

УДК 624.012

Тур В.В., Молош В.В.

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОВЕРКАХ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ ПЛОСКИХ ПЛИТ МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Введение. Плоские монолитные перекрытия, состоящие из железобетонных плит, опирающихся на колонны, применяются в Европе с начала XX века. Первоначально в традиционных конструктивных решениях таких перекрытий в местах сопряжения плиты с колоннами присутствовали развитые капители, предназначенные для восприятия усилий, сконцентрированных на относительно небольших площадях. С начала 50-х годов прошлого столетия в практику строительства входят плоские плиты, опирающиеся непосредственно на колонны без капителей. Широкое применение плоских плит в жилых и офисных зданиях было обусловлено, главным образом, простотой их возведения и соответственно меньшими трудозатратами (простая опалубка, схемы армирования и т.д.).

Как известно, проектирование перекрытий с плоскими плитами определяющим образом связано с выполнением требований предельных состояний эксплуатационной пригодности (ограничение прогибов) и несущей способности, а в частности, проверками предельного состояния несущей способности на срез при продавливании. Обе названные проверки являются основными для установления критериев, применяемых при назначении требуемой толщины плиты.

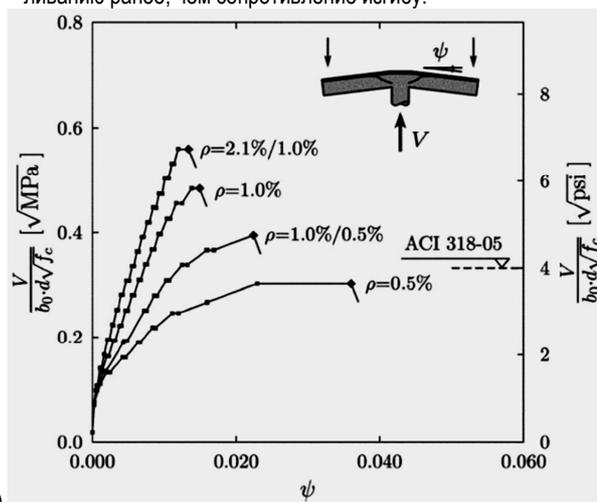
Сопротивление железобетонных элементов срезу при продавливании (или традиционно – продавливанию) является предметом интенсивных исследований, начиная с 50-х годов прошлого столетия. При этом, как справедливо отмечается в работе [3], развиваемые в настоящее время положения теории продавливания (среза при продавливании) существенно отличаются от расчетных зависимостей, внесенных в нормативные документы различных стран [2, 5], включая и действующий на территории Республики Беларусь СНБ 5.03.01 [1]. В рамках положений действующих норм проверки предельного состояния при продавливании производят по назначенным заранее критическим сечениям (критическим периметрам), для которых расчетное сопротивление срезу 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. Некоторые из норм, как например, ТКП EN 1992-1-1 [2] и СНБ 5.03.01 [1], учитывают масштабный фактор, соотношение размеров колонны и толщины плиты. Вместе с тем, практически все применяемые расчетные, полуэмпирические зависимости либо косвенно учитывают, либо вообще не учитывают изменений в фактическом механизме разрушения при продавливании плит при варьировании основных конструктивных параметров узлов сопряжения плит и колонн, отвечающих за деформативность этого типа соединения.

В начале 60-х годов прошлого столетия Kinnunen и Nylander [7] провели испытания серий фрагментов плит на продавливание, варьируя среди прочих параметров количеством продольной растянутой арматуры. По результатам испытаний были сформулированы следующие выводы:

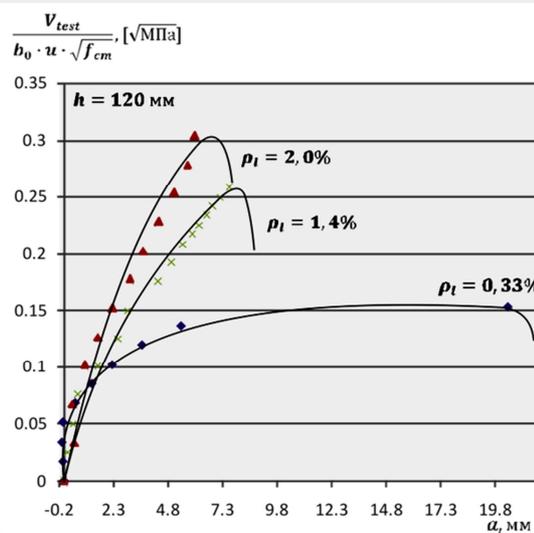
– при низких коэффициентах продольного армирования ($\rho_l \approx 0,5\%$) наблюдали деформативное поведение фрагмента, характеризовавшееся тем, что вся продольная изгибаемая арматура достигала текучести (что иллюстрируется характерным участком с горизонтальной асимптотой к кривой “нагрузка-угол поворота”, показанной на рис. 1а.г). В этом случае сопротивле-

ние фрагмента ограничивалось сопротивлением изгибу плиты, а продавливание происходило только после достижения значительных пластических деформаций. Разрушение от продавливания в завершающей стадии пластического деформирования остается хрупким и ведет к мгновенной потере сопротивления;

– при средних коэффициентах армирования ($\rho_l = 1\%/0,5\%$; $1\%/1\%$) относительные деформации продольной арматуры, располагаемой в непосредственной близости к колонне, близки к пределу текучести, но разрушение от продавливания достигается до того, как произойдет исчерпание сопротивления плиты при изгибе. В этом случае предельное состояние фрагмента достигается в результате исчерпания сопротивления продавливанию ранее, чем сопротивление изгибу.



а)



б)

Тур Виктор Владимирович, доктор технических наук, заведующий кафедрой технологий бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Молош Виктор Викторович, ст. преподаватель кафедры строительной механики Брестского государственного технического университета. Беларусь, БрГУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Строительство и архитектура

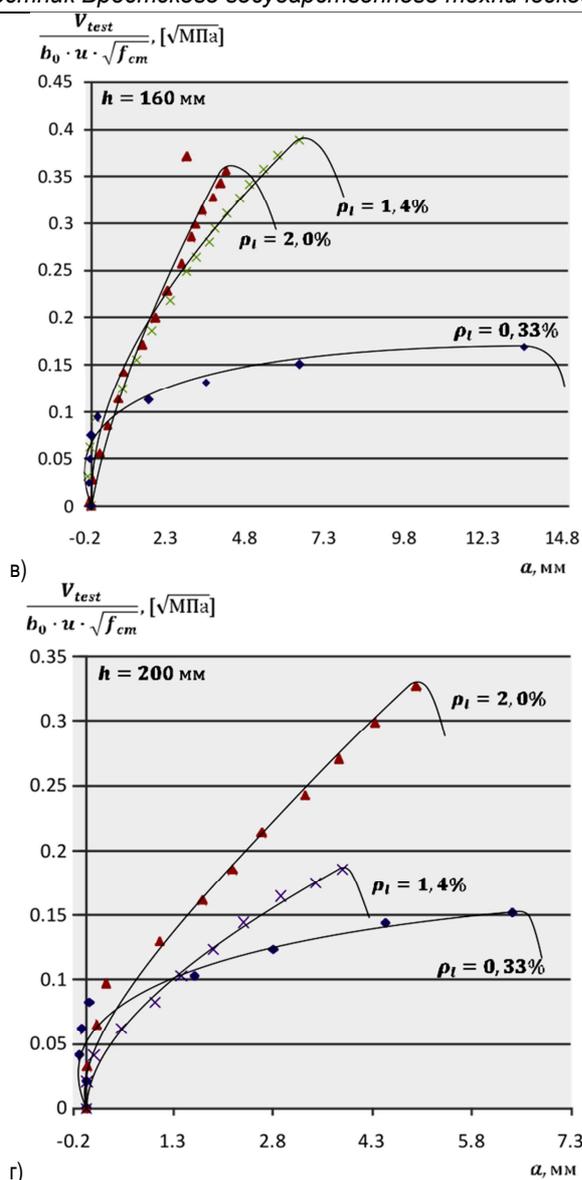


Рис. 1. Графики зависимостей "нагрузка – угол поворота", полученные в опытах Kinnanen и Nylander [7] (а) и "нагрузка – перемещение" (б) – собственные исследования (при различных толщинах плиты)

– при больших коэффициентах армирования ($\rho_l = 2,0..2,3\%$) продавливание плит фиксировали до того, как продольная арматура достигает предел текучести. Разрушение опытных элементов происходило хрупко. При этом предельное усилие, которое воспринимает фрагмент, значительно меньше, чем усилие, соответствующее достижению изгибного сопротивления. Как видно из обобщающего графика, показанного на рис. 1а..г, повышение коэффициента продольного армирования увеличивает величину продавливающего усилия, но существенно снижает деформативность (способность к повороту) плиты в узлах сопряжения с колонной. Следует отметить, что аналогичные эффекты наблюдали и при проведении собственных исследований (см. рис. 1б..г). На основе проведенных исследований Kinnunen и Nylander [7] предложили рациональную, на наш взгляд, теорию для оценки сопротивления продавливанию плит. Теория базируется на допущении о том, что сопротивление местному срезу связано с некоторым заданным критическим углом поворота ψ , величину которого предлагается вычислять из упрощенных кинематических зависимостей для плиты, принимая билинейную зависимость "момент-кривизна" [7]. По мнению Muttoni [4], эта модель на протяжении ряда лет оставалась "одной из наилучших моделей для описания феномена продавливания".

В последние годы модель была несколько усовершенствована Hallgren и Brows [8, 9] с учетом влияния масштабного фактора и особенностей сопротивления высокопрочных бетонов.

Как показано в работе [4], несмотря на то, что модель [7] является "довольно изящной и дает хорошие результаты", её никогда напрямую не включали в нормы проектирования (за исключением Swedish Code и Swiss Codes, где предложенный подход был использован фрагментарно), обосновывая это сложностью практического применения.

И вот, наконец, в последнюю версию нового ModelCode 2010 [10], опубликованную в 2010 году, был включен расчет на продавливание, в основном опирающийся на положение этой модели. Следует отметить, что модель, внесенная в MC 2010 [10] коренным образом отличается от модели, использованной как в предыдущей версии MC 90 (на этой модели по-прежнему полностью базируется ТКП EN 1992-1-1 [2]), так и ACI 318 [5], и соответственно требует некоторых пояснений. Ниже в краткой форме рассмотрим положения, использованные при разработке этой модели, и некоторые предложения по её усовершенствованию с учетом положений модифицированной теории сжатых полей (MTCF).

Критерии разрушения, базирующиеся на теории критической наклонной трещины (англ. Critical shear crack theory). В соответствии с положениями теории критической наклонной трещины, сопротивление срезу при продавливании снижается при возрастании деформативности, выраженной через способность к повороту плиты в узле сопряжения колонны и плиты.

В работах Muttoni и Schwartz [11] объясняют этот феномен следующим образом: сопротивление срезу снижается в присутствии критической наклонной трещины, которая распространяется через плиту вдоль наклонной сжатой полосы, передающей перерезывающую силу на колонну (рис. 2). Можно привести некоторые доказательства в подтверждение влияния критической наклонной трещины на сопротивление плиты местному срезу.

Как свидетельствуют результаты экспериментальных исследований, приведенные в работе [11], а также собственных испытаний фрагментов плит, радиальные сжимающие деформации на верхней (или нижней, в зависимости от конструкции опытного образца) грани образца в непосредственной близости к колонне после достижения некоторых максимальных значений при увеличении нагрузки начинают уменьшаться и могут переходить в растягивающие деформации непосредственно перед продавливанием плиты. Этот феномен объясняется формированием ломаной, согласно [11] – «локтеобразной» полосы с горизонтальным растянутым элементом вдоль плоскости плиты [7].

Роль критической наклонной трещины подтверждается достаточно показательными опытами Bollinger [13] с плитами, имевшими кольцевое армирование.

Сопротивление срезу как функция от угла поворота плиты.

Раскрытие критической наклонной трещины снижает величину главных напряжений, воспринимаемых наклонной сжатой бетонной полосой. В соответствии с предложениями Muttoni и Schwartz [11], ширина раскрытия критической наклонной трещины может быть определена как произведение $\psi \cdot d$ (рис. 2). Полуэмпирический критерий разрушения при продавливании (при $\psi \cdot d$, в мм) согласно [4], имеет вид:

$$\frac{V_{Ed}}{b_0 \cdot d \cdot \sqrt[3]{f'_c}} = \frac{1}{\left(1 + \frac{\psi \cdot d}{4}\right)^2}, \text{ (H, мм)} \quad (1)$$

где b_0 – базовый периметр;

d – рабочая высота сечения плиты.

Доля перерезывающего усилия, воспринимаемого за счет зацепления по берегам трещины, зависит от ряда факторов, которые подробно проанализированы в монографии Тура В.В. и Кондратчика А.А. [12]. В соответствии с исследованиями [14] шероховатость наклонной трещины и её способность воспринимать перерезывающую силу может быть рассчитана с учетом отношения ширины раскрытия трещины ($W = \psi \cdot d$) к сумме ($a_{g0} + a_g$) (здесь a_{g0} – базовый размер зерна крупного заполнителя, равный 16 мм, a_g – максимальный размер крупного заполнителя, применяемого для приготовления бетонной смеси). В случае легких заполнителей размер a_g следует принимать равным нулю.

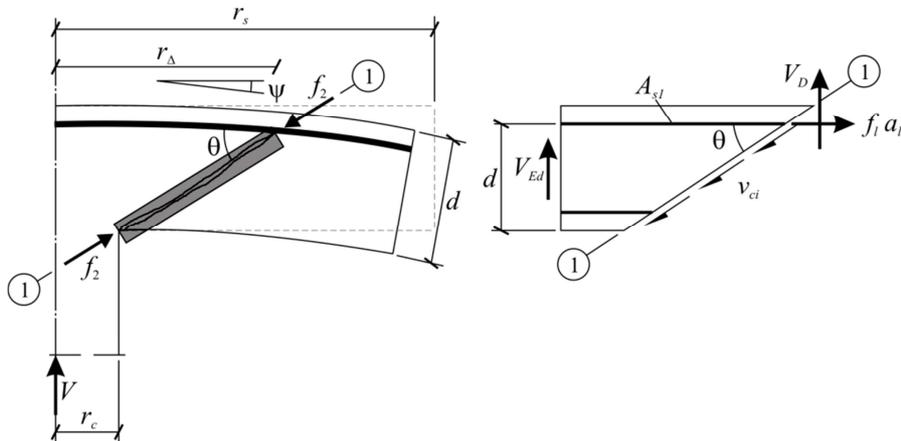


Рис. 2. К расчету сопротивления срезу при продавливании железобетонных плит с учетом деформационного критерия

Опираясь на ранние исследования [14], Muttoni [4] предложил следующий критерий разрушения при продавливании:

$$\frac{V_R}{b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \frac{\psi \cdot d}{a_{g0} + a_g}}, \quad (\text{Н, мм}) \quad (2)$$

На рис. 3 представлено сравнение результатов вычислений по зависимости (2) с результатами испытаний из 99 опытов по различным литературным источникам. Углы поворота плит были получены либо непосредственным измерением, либо пересчитаны автором [4] из измеренных деформаций плиты. При ближайшем рассмотрении критерия ф.(2) несложно заметить, что он может быть легко преобразован к виду, предложенному в работах Warlavén, что подробно проанализировано в монографии [12].

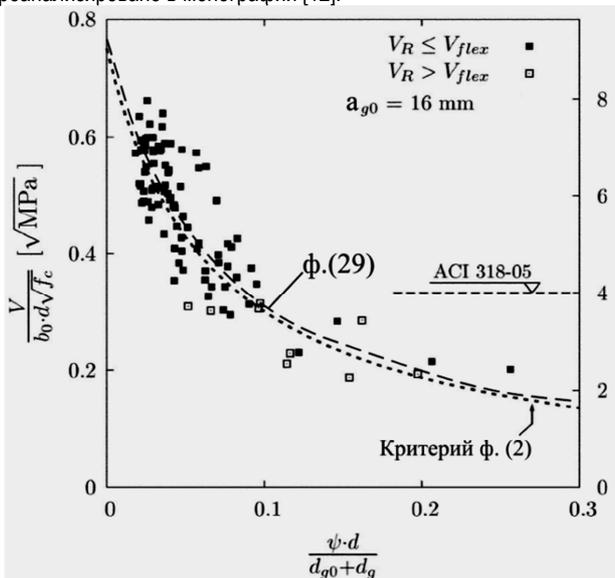


Рис. 3. Критерий разрушения согласно [14]: сопротивление срезу при продавливании в зависимости от ширины раскрытия критической трещины (результаты 99 опытов, описанные в [4])

Зависимость между продавливающим усилием и углом поворота плиты. В соответствии с [4, 7] разрушение от продавливания достигается при пересечении критериальной кривой с продавливающим усилием, действующим на конструкцию.

Для расчета сопротивления срезу по ф. (2) необходимо иметь зависимость между углом поворота ψ и действующим продавливающим усилием V_{Ed} . В наиболее общем случае, зависимость “угол поворота – усилие продавливания” или расчетное значение угла поворота может быть получена из нелинейного численного расчета плиты, например, методом конечного элемента (МКЭ). В осесиммет-

ричных случаях, численное интегрирование зависимости “момент-кривизна” может быть выполнено непосредственно.

Это позволяет учесть в расчете перераспределение моментов в плоских плитах и повышение сопротивления местному срезу за счет продольного армирования в зоне колонны. Полный вывод зависимостей “усилие-угол поворота” представлен в работе [4]. Принимая для плоских плит положение нулевой точки $r_s \cong 0,22L$ и $V_{flex} \cong 8 \cdot m_{Rd}$ (где m_{Rd} – расчетное сопротивление плиты в месте примыкания к колонне), Muttoni [4] для вычисления угла поворота предложил зависимость:

$$\psi = 0,33 \frac{L \cdot f_{yd}}{d \cdot E_s} \left(\frac{V_{Ed}}{8 \cdot m_{Rd}} \right)^{3/2}, \quad (3)$$

где V_{Ed} – расчетная перерезывающая сила.

Как видно, предложенная зависимость (3) учитывает влияние масштабного фактора (L/d). В уравнении (3) для крайних колонн, константу 8 следует заменить на 4, а для угловых на 2.

Согласно Swiss Code SIA 262 [6] расчетный критерий (3) представлен в виде:

$$\frac{V_{Rd}}{b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{2}{3 \cdot \gamma_c} \frac{1}{1 + 20 \frac{\psi \cdot d}{16 + a_g}}, \quad (\text{Н, мм}) \quad (4)$$

В работе [4] отмечено, что при составлении норм можно комбинировать уравнение (3) и критерий (4). Точное решение (т. А рис. 4) достигается приравнением $V_{Rd} = V_{Ed}$ и итерационным решением результирующего уравнения. Учитывая, что даже для простых случаев требуется итерационное решение, в [4] сделан вывод, что такой подход очень сложно применить на практике.

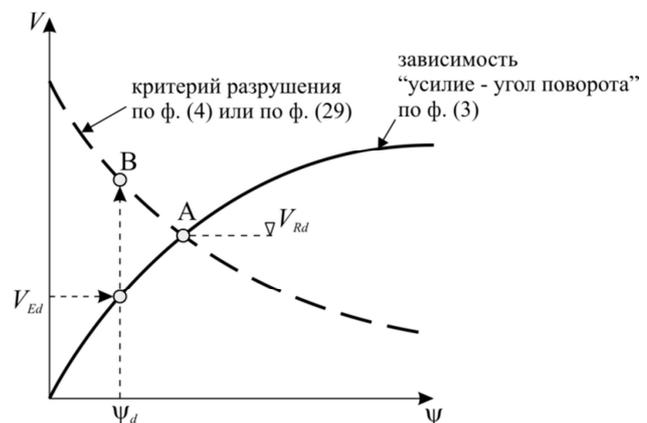


Рис. 4. К расчетной проверке условия предельного состояния плиты при продавливании ($V_{Ed} \leq V_{Rd}$) согласно [4]

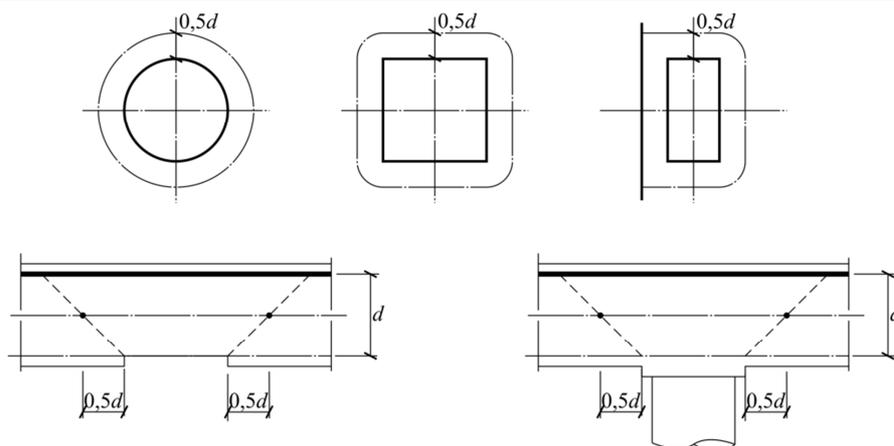


Рис. 5. К определению положения базового контрольного периметра согласно МК 2010 [10]

Поэтому довольно просто расчетная проверка может быть выполнена рассчитывая по ф. (3) угол поворота и ширину раскрытия трещины $\psi \cdot d$ для соответствующего условия нагружения V_{Ed} . Для этого значения $\psi \cdot d$ соответствующее V_{Rd} (т.В, рис. 4) может быть определено по зависимости (4). Если сопротивление продавливанию по зависимости (4) больше чем расчетное усилие ($V_{Rd} \geq V_{Ed}$), считается, что результат безопасен и консервативен. В противном случае необходимо изменить количество продольного армирования, размер колонны и толщину плиты.

Основные положения по расчету продавливания согласно Model Code [10]. Как уже было отмечено ранее, положения теории [4, 7] были положены в основу последней редакции Model Code [10]. Рассмотрим некоторые из них в краткой форме.

В соответствии с п. 7.3 (2) [10] расчетное продавливающее усилие рассчитывается как равнодействующая перерезывающих сил, действующих на длине базового контрольного периметра (b_1). При этом в отличие от MC90, а соответственно ТКП EN 1992-1-1 [2] и СНБ 5.03.01 [1] базовый контрольный периметр b_1 рекомендовано назначать на расстоянии $0,5d_v$ от периметра колонны или площади нагружения (рис. 5) и конструировать таким образом, чтобы его длина была минимальной.

Для плит перекрытий и фундаментов, как и в действующих нормах [1, 2], расчетная продавливающая сила согласно [10] принята равной реакции колонны за вычетом суммы воздействий, приложенных внутри базового контрольного периметра и передающегося непосредственно на колонну (вертикальные нагрузки, давление отпора грунта, вертикальная составляющая усилия обжатия от предварительно напрягаемой арматуры, отгибаемой по трассе)*.

Согласно п. 7.3.5.3 [10] расчетное сопротивление срезу при продавливании следует рассчитывать как сумму составляющих:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s}, \quad (5)$$

где $V_{Rd,c}$ – составляющая расчетного сопротивления продавливания за счет бетона;

$V_{Rd,s}$ – составляющая расчетного сопротивления, воспринимаемая за счет поперечного армирования.

Составляющую расчетного сопротивления продавливанию V_{Rd} с учетом описанных выше результатов исследований [4, 7, 11] рекомендовано рассчитывать по формуле:

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d, \quad (6)$$

где f_{ck} в МПа.

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

В формуле (6) параметр k_{ψ} рассчитывается в зависимости от угла поворота плиты относительно опорной площади по формуле:

$$k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,6 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \leq 0,6. \quad (7)$$

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

$$V_{Rd,c} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{sw} \cdot \sin \alpha, \quad (8)$$

где $\sum A_{sw}$ – суммарная площадь всех поперечных стержней, надлежащим образом заанкеренных в бетоне и пересекающих поверхность потенциального разрушения (прим. автора: грани пирамиды продавливания наклонены под углом 45 градусов) в пределах участка, ограниченного периметрами от $0,35d_v$ до $1,0d_v$;

k_e – коэффициент, указывающий уменьшение контрольного периметра для случая несбалансированных моментов (внецентренное приложение продавливающего усилия)

$$\sigma_{sw} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \leq f_{ywd}. \quad (9)$$

Максимальное значение сопротивления срезу при продавливании ограничивается отдельным условием:

$$V_{Rd,max} = k_{sys} \cdot k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 \cdot d_v \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 \cdot d_v. \quad (10)$$

При вычислении углов поворота плиты на опоре использованы, по существу, в полном объеме зависимости, рекомендованные в работе [4, 11]. При этом для решения задачи полагается использовать несколько уровней приближения (англ. approximation level).

Первый уровень аппроксимации рекомендовано применять при проектировании регулярных плит, статический расчет которых выполняются по линейно-упругой модели без перераспределения усилий. В этом случае безопасное значение угла поворота может быть получено по упрощенной формуле, в которой напряжения в продольной арматуре принимают равным расчетному сопротивлению (достижение текучести в продольной арматуре):

$$\psi = 1,5 \frac{r_s \cdot f_{yd}}{d E_s}, \quad (11)$$

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.

* Здесь следует отметить, что в МК 2010 [10] впервые напрямую содержится указание об учете вертикальной составляющей от усилия обжатия при расчетах на продавливание.

В случае, когда плиты воспринимают значительные изгибающие моменты и выполняется перераспределение внутренних усилий, рекомендуется использовать аппроксимацию второго уровня, в рамках которой угол поворота плиты предлагается рассчитывать по формуле:

$$\psi = 1,5 \frac{r_s f_{yd}}{d E_s} \left(\frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \right)^{1,5}, \quad (12)$$

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 для вычисления сопротивления изгибу следует определять по формуле (см. рис. 6):

$$b_s = 1,5 \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} \leq L_{\min}. \quad (13)$$

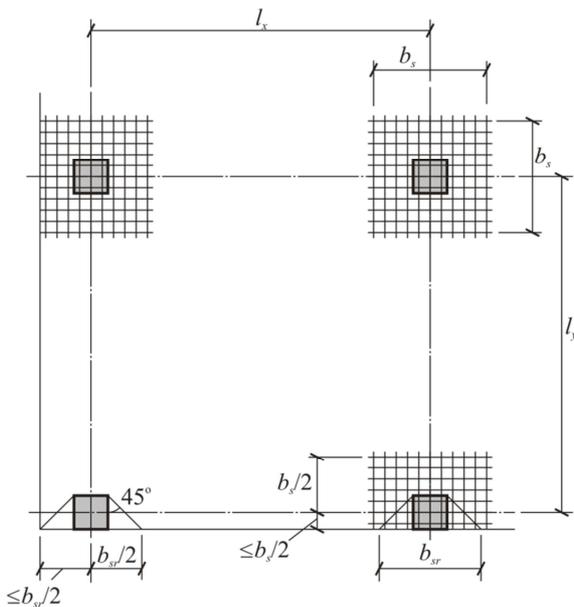


Рис. 6. К определению ширины опорной полосы b_s согласно МС 2010 [10] (First Complete Draft)

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, МС 2010 [10] 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:

$$\psi = 1,5 \frac{r_s f_{yd}}{d E_s} \left(\frac{m_{Ed} - m_{pd}}{m_{Rd} - m_{pd}} \right)^{1,5}, \quad (14)$$

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

При аппроксимации третьего уровня в ф. (13) коэффициент 1,5 заменяется на коэффициент 1,2, если:

- расстояние r_s рассчитывается по линейно-упругой модели сопротивления для плит;
- m_{Ed} рассчитывает 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 (в том числе *tension-stiffening effects*), перераспределения усилий и других нелинейных эффектов (например, методом конечных элементов, конечных разностей и т.д.).

Кроме того, в соответствии с требованиями п.7.3.5.5 [10] в плитах без поперечного армирования или с незначительной деформативностью (способностью к повороту) впервые введено положение о необходимости постановки дополнительной связевой арматуры, обеспечивающей сопротивление плиты после продавливания (post-punching) с целью исключения развития прогрессирующего (непропорционального) обрушения, количество которой определяется из условия:

$$V_{Rd,int} = \sum \left(A_{si} \cdot f_{yd} \frac{d}{22 \cdot \varnothing_{int}} (3\sqrt{\varepsilon_{su}} + \sin \alpha) \right) \quad (15)$$

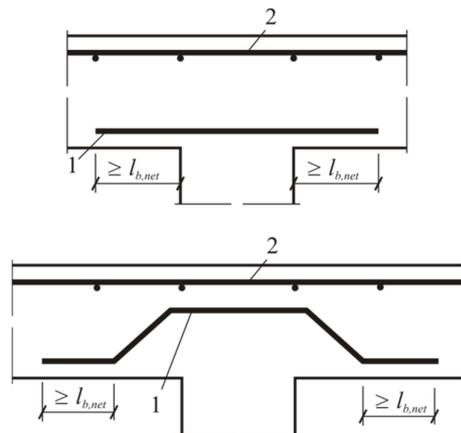
где

$$\frac{d}{22 \cdot \varnothing_{int}} \leq 1 \text{ и } 3 \cdot \sqrt{\varepsilon_{su}} + \sin \alpha \leq 1. \quad (16)$$

В формулах (15) и (16):

ε_{su} – предельные деформации продольной арматуры, соответствующие прочности при разрыве;

\varnothing_{int} – диаметр связевой арматуры (см. рис. 7).



1 – связевая арматура; 2 – основная продольная арматура плиты
Рис. 7. К размещению дополнительной связевой арматуры согласно [10]

Подходы, основанные на применении положений модифицированной теории полей сжатия к проблеме среза при продавливании (MCFT). Для оценки сопротивления плоских плит срезу при продавливании (местному срезу) в наших работах [12] предложено применить положения модифицированной теории полей сжатия (англ. *Modified Compression Field Theory, MCFT*). Основные положения модифицированной теории полей сжатия детально рассмотрены в монографии [12] и впервые в отечественной практике внесены в нормы СНБ 5.03.01 [1] в качестве общего деформационного метода расчета сечений железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил.

При построении расчетной деформационной модели в рамках модифицированной теории сжатых полей приняты предпосылки и не противоречащие им допущения, изложенные в [12]:

1. После образования наклонных трещин железобетонный элемент разделен на диагональные полосы, испытывающие сжатие в продольном направлении (направлении действия главных сжимающих напряжений f_2) и растяжение в поперечном направлении. При этом принято допущение о том, что для бетонной полосы, заключенной между диагональными трещинами, направления главных напряжений и главных относительных деформаций совпадают. Следует отметить, что в реальных расчетных ситуациях это допущение не вполне корректно, в частности, когда имеем дело с расчетом элементов с минимальными коэффициентами поперечного армирования, либо когда такое армирование вовсе отсутствует. Однако, как показывают результаты исследований, представленные в монографии [12], разница в углах осей наклона главных напряжений и главных относительных деформаций не превышает $\pm 10^\circ$, что не вносит ощутимых погрешностей в окончательные результаты расчетов армированных элементов.

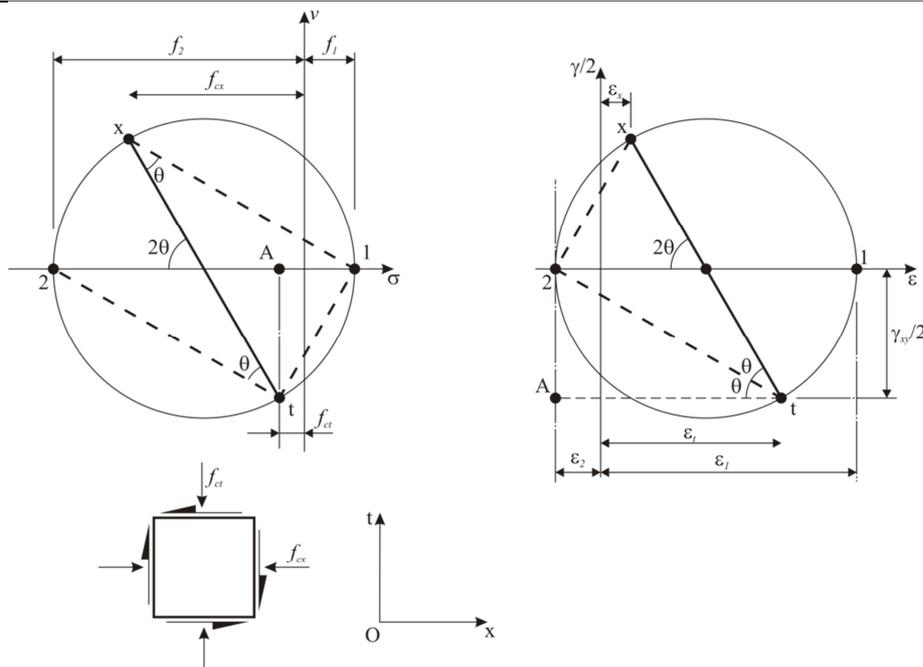


Рис. 8. Круги Мора для средних напряжений (а) и средних относительных деформаций (б)

2. Главные растягивающие напряжения неравномерно распределены по ширине диагональной полосы между диагональными трещинами. В расчетах используют средние значения главных растягивающих напряжений, представляя их в виде функции средних растягивающих относительных деформаций для элемента, пересеченного диагональными трещинами. В сечении, проходящем по наклонной трещине, главные растягивающие напряжения равняются нулю.
3. В сечении, проходящем по наклонной трещине, действуют касательные напряжения, вызванные зацеплением по берегам трещины (англ. *aggregate interlock*). При этом на величину сопротивления сдвигу вдоль трещины, помимо прочностных характеристик бетона, оказывает существенное влияние степень шероховатости контактирующих поверхностей, нормальные (выраженные через ширину раскрытия трещин) и тангенциальные (скольжение вдоль трещин) перемещения берегов трещины, количество и дисперсность армирования, пересекающего диагональную трещину.
4. Бетон полосы, заключенный между наклонными трещинами, находится в условиях плоского напряженного состояния «растяжение-сжатие». В связи с этим параметрические точки базовой диаграммы деформирования, получаемой при осевом сжатии, следует трансформировать с учетом т.н. эффекта разупрочнения бетона (англ. *softening effect*). Трансформированные диаграммы деформирования для сжатого бетона подробно рассмотрены в монографии [12].
5. Средние напряжения, а также средние относительные деформации железобетонного элемента с диагональными трещинами в условиях плоского напряженного состояния связаны соответствующими кругами Мора (см. рис. 8).

В рамках применяемого деформационного метода одновременно рассматривают условия равновесия, уравнения совместности деформаций и базовые диаграммы деформирования для материалов, описывающие их поведение в условиях плоского напряженного состояния.

В общем случае условия совместности деформаций для элемента с наклонными трещинами могут быть записаны пользуясь кругом Мора для средних деформаций (см. рис. 8). Так с учетом принятых допущений для рассматриваемого элемента:

$$- \text{из треугольника } 2Bx: \gamma_{xt} = 2(\epsilon_x - \epsilon_2) \cdot \cot \theta; \quad (17)$$

$$- \text{из треугольника } 2At: \gamma_{xt} = 2(\epsilon_t - \epsilon_2) \cdot \tan \theta \quad (18)$$

В уравнениях (17) и (18):

ϵ_x – продольная деформация по направлению “X” (положительная при растяжении);

ϵ_t – поперечная деформация по направлению “t”;

ϵ_2 – главная сжимающая деформация (отрицательная);

γ_{xt} – деформация сдвига в системе координат “X-t”.

Из совместности решения (17) и (18) угол наклона диагональной полосы составляет:

$$\tan^2 \theta = \frac{\epsilon_x - \epsilon_2}{\epsilon_t - \epsilon_2}, \quad (19)$$

а первый инвариант деформации:

$$\epsilon_1 + \epsilon_2 = \epsilon_x + \epsilon_t. \quad (20)$$

Необходимо подчеркнуть, что условия совместности деформаций в представленном виде записаны для средних относительных деформаций, измеренных на некоторой базовой длине.

Применительно к проблеме местного среза (продавливания) плит следует рассматривать условия равновесия по сечениям, располагаемым вдоль наклонной трещины.

Учитывая то обстоятельство, что напряжения, действующие в сечении, проходящем по трещине, и на участке между трещинами должны быть статически эквивалентными в общем случае для железобетонного элемента, армированного по двум направлениям, можно записать:

$$\begin{aligned} A_{sw} \cdot \sigma_{sw} \left(\frac{d}{s \cdot \tan \theta} \right) + f_1 \frac{b_0 \cdot d}{\sin \theta} \cos \theta = \\ = A_{sw} \cdot f_{ywd} \left(\frac{d}{s \cdot \tan \theta} \right) + v_{ci} \cdot b_0 \cdot d. \end{aligned} \quad (21)$$

Для выполнения условия (21) средние растягивающие напряжения в диагональной полосе должны быть равны:

$$f_1 = v_{ci} \cdot \tan \theta + \frac{A_{sw}}{b_0 \cdot s} (f_{ywd} - \sigma_{sw}), \quad (22)$$

где v_{ci} – касательные напряжения, вызванные зацеплением по берегам трещины.

При отсутствии поперечного армирования (базовый случай) условие (22) приобретает вид:

$$f_1 \leq v_{ci} \cdot \tan \theta. \quad (23)$$

Таким образом, в соответствии с принятым механизмом разрушения, составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном,

являясь функцией от главных растягивающих напряжений f_1 (см. ф. (21)), связана с величиной касательных напряжений, которые могут быть восприняты сечением, проходящим вдоль трещины за счет сил зацепления по её берегам (англ. *aggregate interlock*).

Как свидетельствуют результаты исследований [12], величина касательных напряжений V_{ci} , которые способно воспринять сечение вдоль трещины, зависит главным образом от ширины раскрытия трещины:

$$v_{ci} = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f_c}}{0,3 + \frac{23 \cdot w}{a_g + 16}} \quad (24)$$

где f_c – прочность бетона при сжатии, Н/мм²;

a_g – максимальный размер зерна крупного заполнителя, мм;

w – ширина раскрытия наклонной трещины на уровне растянутой продольной арматуры.

Следует отметить, что по данным [12] предложенная зависимость применима для бетонов, имеющих прочность при сжатии не более 50 Н/мм². В силу того, что развитие трещин нормального отрыва и поперечного сдвига в структуре высокопрочных бетонов имеет специфические особенности (трещина пересекает как матрицу, так и заполнитель), зависимость (23) требует корректировки.

Из анализа зависимости (24) видно, что с ростом ширины раскрытия трещины (при прочих равных условиях) величина касательных напряжений, воспринимаемых за счет зацепления по берегам трещины, уменьшается.

Из рассмотрения деформированного состояния узла сопряжения плоской плиты с колонной в зоне продавливания, как было показано ранее, ширина раскрытия трещины, применяемая в ф. (24), может быть определена:

$$w = \psi \cdot d, \quad (25)$$

где ψ – угол поворота плиты в узле сопряжения с колонной, величина которого может быть определена либо непосредственно при выполнении нелинейного расчета конструктивной системы, либо по упрощенным зависимостям, рекомендованным в работах [7, 11] или внесенных в МС 2010 [10] (см. ф. (12) и (13)).

Для элементов без поперечного армирования исходное уравнение (21) принимает вид:

$$V_{Rd,1} = f_1 \cdot d \cdot b_0 \cdot \cot \theta. \quad (26)$$

При рассмотрении общего случая, величину главных растягивающих напряжений f_1 следует определять при заданных значениях главных относительных деформаций ε_1 , пользуясь диаграммой деформирования:

$$\text{при } \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr} \text{ (восходящая ветвь)} \quad f_1 = E_{cm} \cdot \varepsilon_1, \quad (27)$$

$$\text{при } \varepsilon_1 > \varepsilon_{cr} \text{ (нисходящая ветвь)} \quad f_1 = \frac{f_{ctm}}{1 + \sqrt{200\varepsilon_1}}. \quad (28)$$

При этом следует проверить условие (23). С учетом ограничений, накладываемых условием (23), величину составляющей поперечной силы, которую способно воспринять сечение, следует записать:

$$V_{Rd,1} = v_{ci} \cdot \tan \theta \cdot d \cdot b_0 \cdot \cot \theta = v_{ci} \cdot d \cdot b_0, \quad (29)$$

где b_0 – величина базового периметра, определяемая при заданном угле наклона критической трещины.

С учетом (24) и (25) уравнение приобретает вид:

$$V_{Rd,1} = \frac{0,18 \sqrt{f_c}}{0,3 + \frac{23 \cdot \psi \cdot d}{a_g + 16}} d \cdot b_0. \quad (30)$$

Преобразование уравнения (30) дает, по существу, уточненный критерий (2), предложенный в работе [4].

Величина главных сжимающих напряжений f_2 , действующих по диагональной полосе, может быть определена:

$$f_2 = \frac{V_{Rd,1}}{u_0 \cdot d} \left(\tan \theta + \frac{1}{\tan \theta} \right) - f_1. \quad (31)$$

Для элементов без поперечного армирования либо с низким коэффициентом поперечного армирования ($\rho_{rw} < 0,05\%$), полученные значения f_2 следует скорректировать с учетом влияния ширины

раскрытия трещины. Согласно предложениям [12] корректировку следует выполнять следующим образом:

- при $w < 2$ мм – используется зависимость (31) без корректировки;
- при $2 \leq w \leq 5$ мм – главные сжимающие напряжения следует корректировать по формуле:

$$f'_{c2} = f_2 (5 - w) / 3, \quad (32)$$

где f_2 – главные сжимающие напряжения, рассчитанные по зависимостям для элемента с поперечным армированием;

- при $w > 5$ мм, принимают $f'_{c2} = 0$.

Главные сжимающие относительные деформации (при выполнении условия $f_2 \leq f_{2,max}$), где $f_{2,max}$ определяется из диаграммы деформирования для сжатого бетона согласно [12], могут быть определены из зависимости, описывающей диаграмму деформирования для сжатой полосы:

$$\varepsilon_2 = \varepsilon'_2 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{f_2}{f_{2,max}}} \right). \quad (33)$$

Относительные деформации по направлению осей "X" и "t" могут быть определены:

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_1 \cdot \tan^2 \theta + \varepsilon_2}{1 + \tan^2 \theta}, \quad (34)$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 \cdot \tan^2 \theta}{1 + \tan^2 \theta}. \quad (35)$$

При найденных величинах относительных деформаций ε_x и ε_t следует рассчитать напряжения в продольной арматуре и проверить условия равновесия для сечения, проходящего вдоль диагональной трещины при заданном угле наклона θ . Пользуясь представленными выше зависимостями, для расчета сопротивления срезу при продавливании может быть организован рациональный итерационный алгоритм, основные этапы которого довольно подробно рассмотрены в монографии [12] для случая балочных элементов и в разделе 4 – применительно к проверкам плоских плит перекрытий.

Следует отметить, что практически все расчетные модели, применяемые в настоящее время для определения сопротивления срезу при продавливании, не учитывают влияния начального эффекта продольной арматуры. Это связано, главным образом, с тем обстоятельством, что, несмотря на обширные исследования по данной проблеме, каких-либо предложений, получивших общее признание и внесенных, например, в *Model Code* [10], не установлено. С другой стороны, т.н. "ручные расчеты" в рамках метода частных коэффициентов предполагают использование в расчетных моделях расчетных характеристик свойств материалов, в частности для продольной арматуры. Ниже коротко рассмотрим текущее состояние плитного элемента при продавливании.

Для анализа удобно воспользоваться довольно полной и обоснованной зависимостью, предложенной *DiPrisco, Romero and Gambarova* [15].

Для бетонов, характеризующихся прочностью на сжатие не более 50 МПа, предложена следующая зависимость, позволяющая вычислить величину нагельного эффекта:

$$V_D = \mu \cdot K_D \cdot \delta_t, \quad (36)$$

где μ – коэффициент, характеризующий состояние продольной арматуры и учитывающий влияние осевого усилия в ней на величину нагельного усилия, рассчитываемый по формуле:

$$\mu = 1 - \left(\frac{w}{w_y} \right)^2, \quad (37)$$

здесь w_y – ширина раскрытия трещины на уровне продольной арматуры при достижении в ней текучести;

w – текущая ширина раскрытия трещины при действующих напряжениях;

K_D – коэффициент жесткости нагеля, рассчитываемый по формуле:

$$K_D = \frac{k_s \cdot k_w}{k_s + k_w}. \quad (38)$$

Согласно [15] значения коэффициентов жесткости могут быть определены по эмпирическим зависимостям:

$$k_s = 59,78 \left(\frac{\delta_t}{2}\right)^{-0,64} \varnothing \cdot (f_c')^{0,38} \sin^2 \theta, \frac{H}{\text{мм}} \quad (39)$$

$$k_w = 1000 \left(\frac{f_c'}{30}\right)^{0,5} (1 + \varnothing) \left[1,2 \left(1 - \exp\left(\frac{-1,8c}{\varnothing}\right)\right)\right], \frac{H}{\text{мм}} \quad (40)$$

В формулах (39) и (40):

δ_v – вертикальная компонента перемещения, определяемая при установленных относительных деформациях ε_t (см. ф. (35)):

$$\delta_t = \varepsilon_t \cdot d, \quad (41)$$

c – толщина защитного слоя продольной арматуры;

\varnothing – диаметр продольного растянутого стержня.

Из анализа зависимости (37) видно, что в случае, когда напряжения в продольной арматуре достигают предела текучести (т.е. $W = W_y$), значение коэффициента μ становится равным нулю, а влияние нагельного эффекта не учитывается ($V_D = 0$). Очевидно, что эта ситуация справедлива, главным образом, только в тех случаях, когда сопротивление изгибу будет исчерпываться раньше, чем сопротивление местному срезу, т.е. для плит с небольшими (до 0,5%) коэффициентами армирования. Как было показано ранее, при увеличении коэффициента продольного влияния нагельного эффекта может быть ощутимым, о чем свидетельствуют результаты опытов [4, 7]. Вместе с тем, в рамках методик принятых в действующих нормах проектирования [1, 2], учесть влияние нагельного эффекта не представляется возможным, ввиду отсутствия промежуточных данных, используемых в расчетах. Однако при использовании предлагаемого расчетного метода, основанного на положениях MCFT [12] и внесенного с определенными модификациями в *Model Code 2010* [10], такие вычисления могут быть реализованы. В этом случае сопротивление продавливанию плоских плит без поперечного армирования (базовый случай) следовало бы записать в виде:

$$V_{Rd} = V_{Rd,1} + V_D, \quad (42)$$

где $V_{Rd,1}$ – составляющая сопротивления срезу за счет касательных напряжений, действующих по наклонной трещине, вызванных зацеплением по её берегам;

V_D – составляющая сопротивления срезу за счет начального эффекта продольной арматуры.

Расчет сопротивления плоских плит срезу при продавливании. На основании положений деформационного подхода в рамках модифицированной теории сжатых полей, теоретические предпосылки и уравнения которого приведены в разделе 3 настоящей ра-

боты, были разработаны и проверены три алгоритма расчета.

Первый алгоритм включает основной блок расчета модифицированной теории сжатых полей. Итерационная процедура реализована по уравнениям (17)..(35). Влияние нагельного эффекта здесь не учитывали.

Во втором алгоритме учтена составляющая сопротивления срезу за счет нагельного эффекта продольной арматуры. Расчет сопротивления срезу выполнен по уравнению (42), а нагельный эффект рассчитан по уравнениям (36)..(41).

Третий алгоритм основан на совместном расчете сечений при действии изгибающего момента, продольной и перерезывающей сил. Расчет нормального сечения у грани колонны в зоне максимального изгибающего момента был выполнен по общему деформационному методу. Наклонное сечение рассчитано по уравнениям модифицированной теории сжатых полей. При этом для совместности решения, напряжения, усилия и деформации в нормальном и наклонном сечении приводят к эквивалентности путем итерационной процедуры.

Алгоритмы № 1 и № 2 приведены на рисунках 9 и 10, теоретические положения и алгоритм итерационной процедуры общего метода деформационного расчета нормального сечения при действии изгибающих моментов и продольных сил приведен в работе [16].

Сравнение результатов расчета и опыта. Результаты расчета плоских плит на сопротивление срезу при продавливании сравнили с результатами, которые были получены после испытания серии опытных образцов (собственные исследования).

Было испытано 18 опытных образцов, в которых варьировалась высота плит h , процент продольного армирования ρ_l , а также объем заполнителей и вяжущего бетонов. Опытные образцы представляли жесткий монолитный узел сопряжения плиты и колонны. Геометрические размеры плит в плане были неизменными и составляли 1400×1400 мм. Колонна сечением 200×200 мм была выполнена в центре плиты и выступала за плоскости плиты на 100 мм. Большинство опытных образцов было выполнено без поперечного армирования в зоне среза.

Полная методика проведения эксперимента, которая включала условия изготовления и хранения в стадии набора прочности, конструкцию и испытание опытных образцов, была опубликована ранее в работе [17]. В настоящей работе приведены лишь значения базовых параметров опытных образцов и полученные в результате испытания значения предельной поперечной силы. Предельные сопротивления срезу при продавливании, полученные в результате расчета по рассмотренным алгоритмам и в результате натурных испытаний образцов, приведены в таблице 1.

Таблица 1. Входные параметры опытных образцов. Поперечные силы, соответствующие предельному сопротивлению срезу при продавливании

№ п.п.	Марка образца	d , мм	f_{cm} , Мпа	E_{cm} , Гпа	ρ_{lx} , %	ρ_{ly} , %	V_{test} , кН	V_{calc1} , кН	V_{calc2} , кН	V_{calc3} , кН
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	ПБ1-1	0,096	39,4	35,8	0,33	0,33	79	76,63	77,28	65,6
2	ПБ1-2	0,134			1,4	1,4	356	198,8	199,2	211,4
3	ПБ1-3	0,172			2,0	2,0	475	393,86	393,86	343,8
4	ПБ11-1	0,096	50,35	35,8	0,33	0,33	79	78,98	78,88	71,28
5	ПБ11-2	0,134			1,4	1,4	347	205,95	206,4	242
6	ПБ11-3	0,172			2,0	2,0	485	393,9	393,9	343,8
7	ПБ111-1	0,093	30,75	35,8	2,3	2,3	178	187,1	187,4	123
8	ПБ111-2	0,136			0,29	0,29	125	103,4	103,9	119,4
9	ПБ111-3	0,174			1,17	1,17	400	260	260,4	274
10	ПБ111-1	0,094	35,2	43,64	1,4	1,4	149	140,2	140,4	120,2
11	ПБ111-2	0,132			2,3	2,3	327	282,8	282,2	217,1
12	ПБ111-3	0,177			0,27	0,27	165	128,7	129,4	205,1
13	ПБ111-1	0,094	41,85	41,6	1,4	1,4	183	144,5	144,8	132,6
14	ПБ111-2	0,132			2,3	2,3	371	293,9	293,8	240,3
15	ПБ111-3	0,177			0,27	0,27	149	130,2	130,3	216,3
16	ПБ111-1	0,094	37,15	37,26	1,4	1,4	163	139,8	140,1	123,8
17	ПБ111-2	0,132			2,3	2,3	320	286	285,8	223,6
18	ПБ111-3	0,177			0,27	0,27	210	130,2	130,3	216,3

Алгоритм расчета № 1

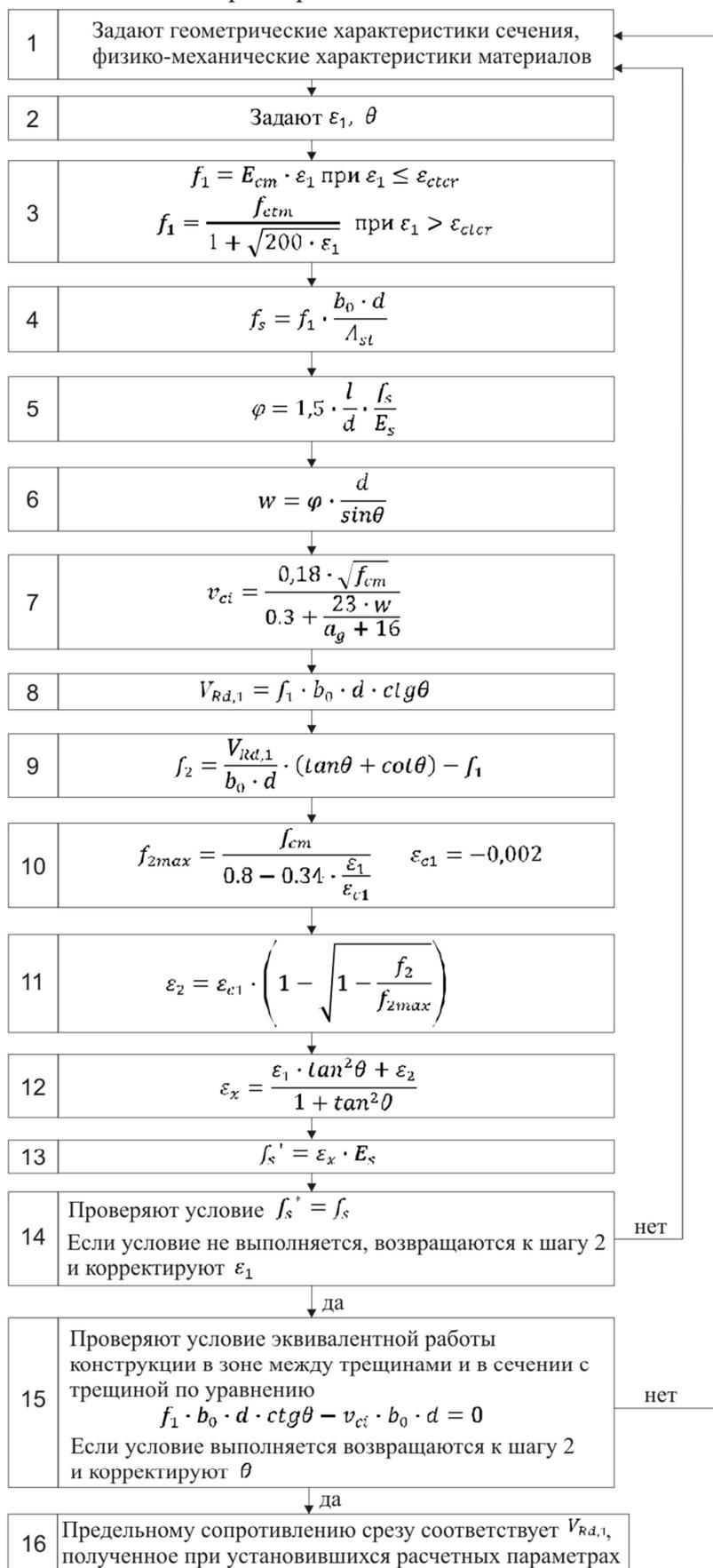


Рис. 9. Алгоритм № 1 расчета сопротивления срезу при продавливании

Алгоритм расчета № 2

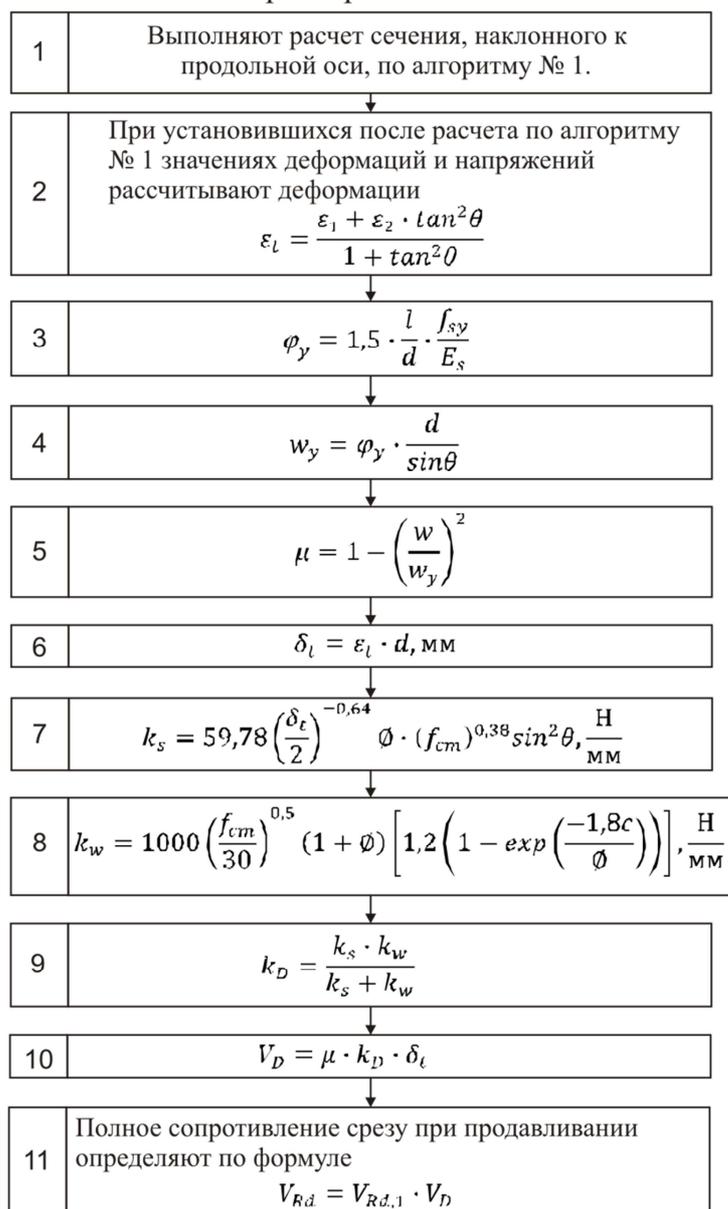


Рис. 10. Алгоритм № 2 расчета сопротивления срезу при продавливании с учетом составляющей сопротивления срезу за счет влияния нагельного эффекта продольной арматуры

О сходимости расчетных и опытных предельных поперечных сил можно судить по некоторым статистическим параметрам. Среднее значение соотношения V_{calc}/V_{test} при расчете по алгоритмам № 1, № 2, № 3 составило 0,774, 0,775 и 0,779 при коэффициенте вариаций 0,3, 0,3, 0,37 соответственно. Совпадение расчетных и опытных значений предельных поперечных сил было также оценено коэффициентом корреляции, который составил 0,94, 0,94 и 0,91. Общий вид соотношения предельных поперечных сил, полученных в результате расчета по приведенным моделям и после испытания образцов, приведен в графической форме на рисунке 11. Для сравнения на рисунке 12 приведено соотношение опытных и рассчитанных по нормативным документам [1, 5, 18..22] предельных поперечных сил, возникающих в результате сопротивления срезу при продавливании.

Следует, прежде всего, отметить, что все приведенные расчетные модели адекватны, т.е. довольно точно описывают механику разрушения. Средний запас сопротивления срезу при продавливании составляет 22 %. Такой запас можно считать не достаточно экономически целесообразным. Однако при этом коэффициент корреляции составляет 0,91..0,94. Значение этого параметра выражает факт, что все рассмотренные модели в большей или меньшей сте-

пени отображают реальную физическую работу конструкции под нагрузкой в процессе сопротивления срезу при продавливании, по крайней мере, в диапазоне изменения входных параметров, комбинируемых в ходе проведения эксперимента. Также можно отметить, что результаты расчета по алгоритмам № 1 и № 2 фактически не отличаются, чего нельзя сказать об алгоритме № 3.

Анализируя влияние главных входных параметров на сопротивление срезу при продавливании, можно говорить о некоторых недостатках приведенных расчетных моделей.

Расчетные значения по алгоритмам № 1 и № 2 для некоторых опытных образцов с рабочей высотой плиты в пределах 93..96 мм, а по алгоритму № 3 с рабочей высотой плиты в пределах 172..177 мм были выше опытных. Этот факт отражает график на рисунке 13. Кроме того в отдельных случаях, как видно из графика, расчетные модели дают запас сопротивления до 80 %.

При коэффициенте продольного армирования $\rho_l = 0,33 \%$ расчет по алгоритму № 3 дает превышение в небезопасную сторону до 30%, для коэффициента армирования $\rho_l = 2,0..2,3 \%$ дает превышение в небезопасную сторону до 5% расчет по алгоритмам № 1 и № 2 (рисунок 14).

Также по разному расчетные модели оценивают значение напряжений в арматуре. Если при коэффициенте продольного армирования $\rho_l = 0,33\%$ все расчетные модели показывают значения напряжений в арматуре, близкие к предельным, то с повышением процента армирования при расчете по алгоритму № 3 получаются значения напряжений в продольной арматуре значительно ниже, чем при расчете по алгоритмам № 1 и № 2 (рисунок 15).

Следует также отметить, что при расчете по алгоритму № 3 угол наклона граней пирамиды продавливания для всех случаев составлял 45° . При расчете по алгоритмам №1 и № 2 значения угла наклона для образцов с коэффициентом продольного армирования $\rho_l = 0,33\%$ составляли $58,65^\circ$, а с коэффициентом продольного армирования $\rho_l = 1,4\%$ – $47,55^\circ$ (рисунок 16). Угол наклона граней пирамиды продавливания в опытных образцах составлял $35,40^\circ$.

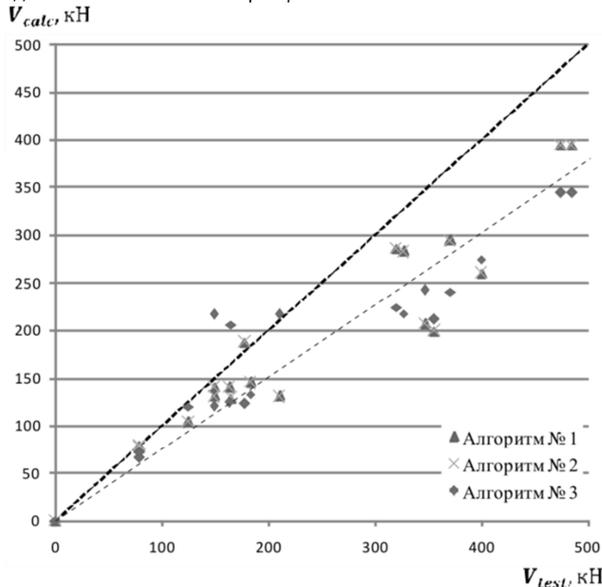


Рис. 11. Соотношение расчетных и опытных значений предельных поперечных сил сопротивления срезу при продавливании по алгоритмам № 1, № 2 и № 3

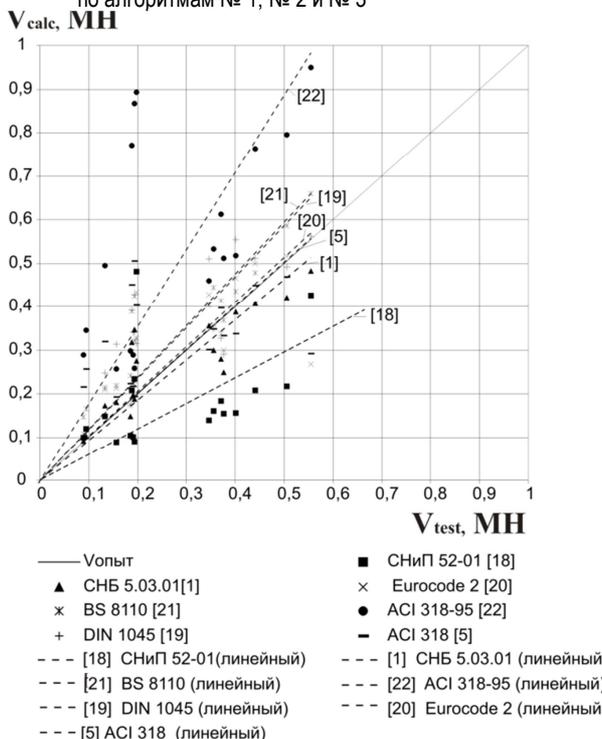


Рис. 12. График соотношения расчетных и опытных значений поперечных сил, соответствующих предельному сопротивлению срезу при продавливании по нормативным документам [1, 5, 18..22]

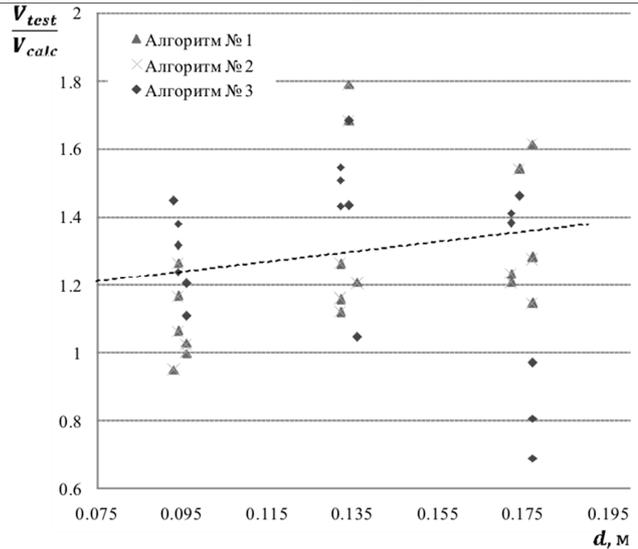


Рис. 13. Зависимость соотношения расчетных и опытных значений предельных поперечных сил от рабочей высоты плит

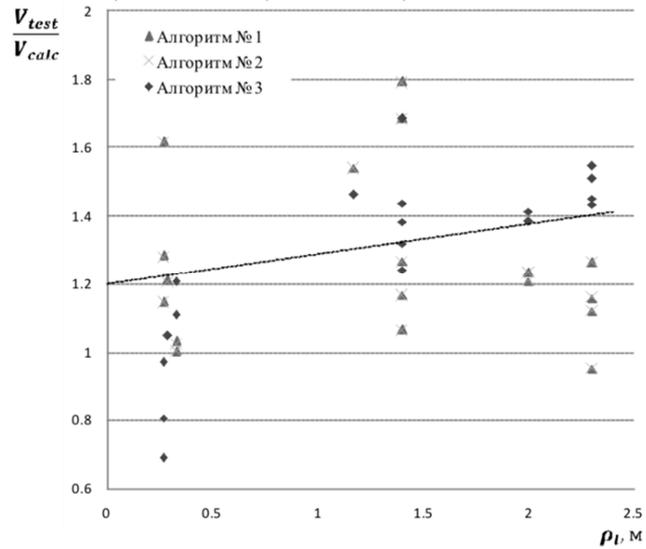


Рис. 14. Зависимость соотношения расчетных и опытных значений предельных поперечных сил от процента армирования плит

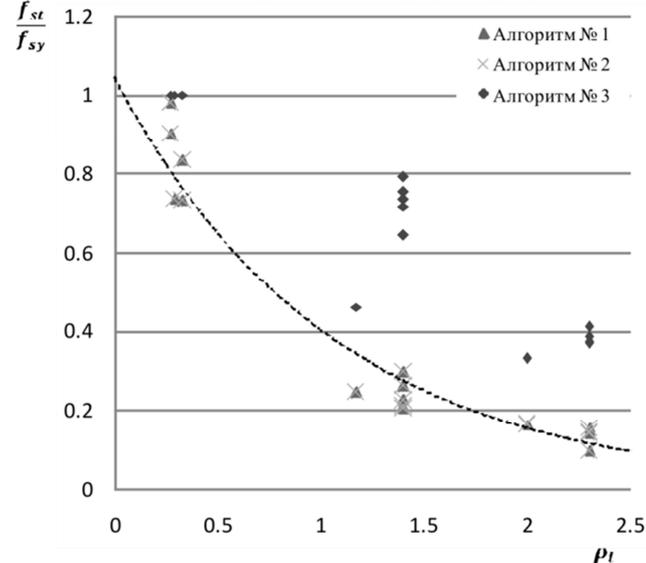


Рис. 15. Доля напряжений в арматуре в зависимости от коэффициента продольного армирования

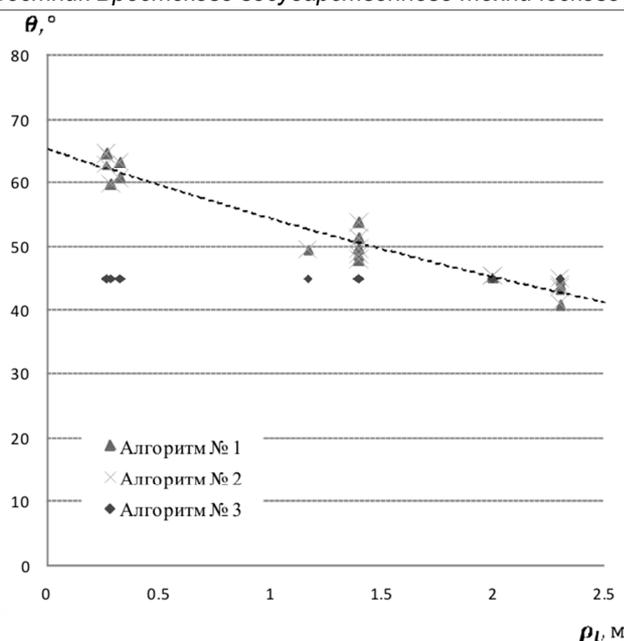


Рис. 16. Угол наклона граней пирамиды продавливания при различных коэффициентах продольного армирования

Заключение. Представленные в настоящей статье новые подходы к определению сопротивления срезу при продавливании плит, внесенные в *Model Code 2010* [10], хотя и являются более сложными по сравнению с принятыми в нормах, позволяют более точно описать феномен продавливания. Совершенствование расчетной модели может быть выполнено с учетом положений модифицированной теории полей сжатия, в рамках которой существует возможность оценки деформированного состояния элемента, а как следует из определения начальных усилий, вносящих вклад в сопротивление срезу при продавливании.

Из полученных расчетных моделей для расчета предельной поперечной силы сопротивления срезу при продавливании наиболее точное решение показывают расчеты по алгоритму № 1 и № 2. Однако расчет по алгоритму № 3 обладает рядом преимуществ.

Во-первых, расчет ведется при совместном действии изгибающего момента, поперечной и продольной сил. В отличие от алгоритмов № 1 и № 2, где рассматривается расчет только наклонного сечения, в алгоритме № 3 рассматриваются совместно наиболее нагруженное нормальное и наклонное сечения, в которых напряженное состояние принимается эквивалентным. Такой подход с позиции механизма разрушения конструкции физически более обоснован.

Во-вторых, угол наклона граней пирамиды продавливания в стадии разрушения при расчете по алгоритму № 3 остается постоянным, в отличие от остальных моделей, и наиболее близок углу, полученному при испытании опытных образцов.

В-третьих, данный подход при некоторой корректировке напряжений и деформаций в зоне среза, без кардинальных изменений расчетной модели может позволить получить более точные результаты.

В качестве недостатка можно указать более сложное проведение итерационной процедуры расчета.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования: СНБ 5.03.01. – Минск, 2003.
2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1: Общие правила и правила для зданий (EN 1992–1–1:2004+AC:2008, IDT): ТКП ЕН 1992–1–1.
3. Silva, R.J. Punching resistance of unbonded post-tensioned slabs by decompression methods / R.J. Silva, P.E. Regan // *Structura Concrete*. – 2005. – N 1. – P. 9–21.
4. Muttoni, A. Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement// *ACI Structural Journal – Technical Paper* – July–August, 2008. – P. 440–450.
5. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318) and Commentary (318R): ACI Committee 318. – American Concrete Institute, Farmington Hills. – MI. – 2005. – 430 p.
6. Code for Concrete Structures, Swiss Society of Engineers and Architects: SIA 262. – Zurich, Switzerland, 2003. – 94 p.
7. Kinnunen, S. Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement / S. Kinnunen, H. Nylander // *Transactions of the Royal Institute of Technology*. – Stockholm, Sweden, 1960. – N 158. – 112 p.
8. Hallgren, M. Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs / Doctoral thesis – Royal Institute of Technology. – Stockholm, Sweden, 1996. – 206 p.
9. Brows, C.E. Concrete Flat Slabs and Footings: Design Method for Punching and Detailing for Ductility – Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2006. – 114 p.
10. First Complete Draft: Model Code 2010. Volume 2 – fib Bulletin 56. – April, 2010. – Germany. – 200 p.
11. Muttoni, A. Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement / A. Muttoni, J. Schwartz // *IABSE Colloquium – V. 62*. – Zurich, Switzerland, 1991. – P. 703–708.
12. Тур, В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил / В.В. Тур, А.А. Кондратчик // Брест, БГТУ. – 2000. – 400 с.
13. Bollinger, K. Load-Carrying Behavior and Reinforcement of Axisymmetrically Loaded Reinforcement Concrete Plates / Doctoral Thesis – Abteilung Bauwesen der Universität Dortmund. – Germany, 1985. – 262 p.
14. Walraven, J.C. Fundamental Analysis of Aggregate Interlock// *Journal of Structural Engineering – ASCE*. – V. 107. – N 11. – 1981. – P. 2245–2270.
15. Di Prisco, D. Diagonal Shear in thin-webbed Reinforced Concrete Beams: Fibre and Stirrup Roles at Shear Collapse / D. Di Prisco, J.A. Romero // *Magazine of Concrete Research*. – V. 48. – N 174. – March, 1996. – P. 59–76.
16. Пецольд, Т.М. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования / Т.М. Пецольд, В.В. Тур [и др.]. – Брест: Изд. БГТУ, 2003.
17. 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.
18. Бетонные и железобетонные конструкции: СНИП 52.01-2003* / РФ. – М.: ЦИТП РФ, 2003. – 80 с.
19. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spfrn beton: DIN 1045 1. Ergänzungsband zum Beton Kalender, 2002.
20. Eurocode–2: Design of Concrete Structures: EN 1992–1:2001 (Final Draft, April, 2002) – Part 1: General Rules and Rules for Building. – Brussels. – 2002, October – 230 p.
21. Structural use of concrete: BS8110. Part 1: Code of practice for design and construction / British Standards institution. – London, 1985. – 70 p.
22. Building code requirements for structural concrete (ACI 319-95) and commentary (ACI 318R-95) / American Concrete Institute. – Detroit, 1995. – 369 p.

Материал поступил в редакцию 15.03.11

TUR V.V., MOLOSH V.V. To assessment of punching shear resistance of flat slabs

The paper presents some a new approach to estimation of punching shear resistance of flat slabs. A mechanical explanation of the phenomenon of punching shear in slabs is presented on the basis of opening of a critical crack accordance with MCFT and last complete draft of Model Code 2010 corporation of design and experimental results is presented.