

УДК 624.042

## МЕТОДИКА РАСЧЕТА ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ В ЗОНЕ СРЕЗА

д-р техн. наук, проф. Т.М. ПЕЦОЛЬД

(Белорусский государственный технический университет, Минск);

Е.Д. ЛАЗОВСКИЙ, канд. техн. наук, доц. Д.О. ГЛУХОВ

(Полоцкий государственный университет)

Демонстрируется методика расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза. Предлагаемая методика основана на деформационной модели и положениях «модифицированной теории сжатых полей». Методика позволяет определять напряженно-деформированное состояние усиленных в зоне среза изгибаемых железобетонных элементов на любой стадии работы и решать практически любые задачи в области усиления зоны среза конструкций, недоступные ныне применяемым методам.

**Введение.** Проблема сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил в зоне среза является актуальной и сложной для инженерного решения. Сложность данной проблемы заключается в многочисленности взаимосвязанных факторов двухосной работы, оказывающих воздействие на напряженно-деформированное состояние, трещинообразование, форму разрушения и прочность изгибаемого элемента в зоне среза. Нередко в строительной практике возникает необходимость в усилении изгибаемых железобетонных элементов в этой зоне. Расчет напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза, является еще более сложным, поскольку перед усилением с частичным или полным разгрузением железобетонные конструкции эксплуатируемых зданий и сооружений уже находятся в некотором напряженно-деформированном состоянии, отличном от первоначального, и существующие методики расчета не позволяют это учесть [1].

**Формы разрушения изгибаемых железобетонных элементов в зоне среза.** Влияние многочисленных факторов приводит к различным формам разрушения железобетонного элемента в зоне среза. Выделяют несколько характерных форм разрушения, отличающихся между собой преимущественным проявлением одного из факторов работы бетона, продольной или поперечной арматуры при восприятии действующих внутренних усилий [2 – 4]: *разрушение в растянутой зоне* вследствие текучести продольной арматуры в месте ее пересечения критической наклонной трещиной (рис. 1, а); *потеря сцепления продольной арматуры с бетоном* на приопорном участке (рис. 1, б); *разрушение по бетону сжатой зоны* в вершине критической наклонной трещины (рис. 1, в); *разрушение по наклонной трещине* вследствие достижения предела текучести поперечной арматуры (рис. 1, г); *разрушение по бетону между наклонными трещинами* (в тавровых и двутавровых элементах с тонкой стенкой, развитыми армированными полками и значительным поперечным армированием в зоне среза) (рис. 1, д).

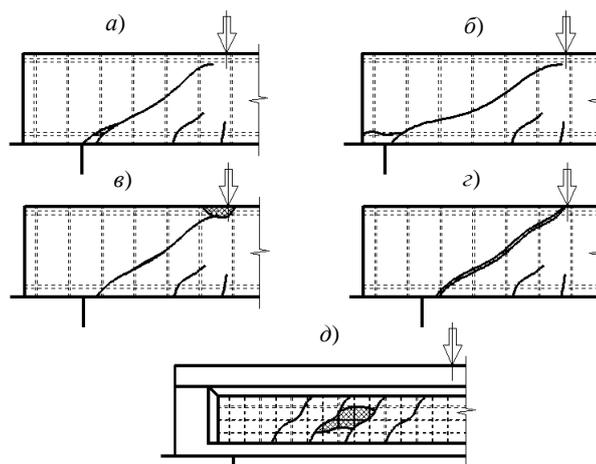


Рис 1. Виды разрушения изгибаемых железобетонных элементов в зоне действия поперечных сил

В зависимости от схемы разрушения в действующих нормативных документах расчет зоны среза производится по определяющему внутреннему усилию. Для форм разрушения «а – в» определяющим фактором является изгибающий момент, для «г, д» – поперечная сила. Фактически же на напряженно-

деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента в приопорной зоне, в том числе и в предельной стадии, оказывают влияние все составляющие внутренних усилий, способ и место приложения нагрузки, размеры площадки опирания, форма поперечного сечения элемента, физико-механические характеристики бетона, распределение, а также условия анкеровки продольной и поперечной арматуры и др.

#### Модифицированная теория сжатых полей

Решение «плоской» задачи предполагает, что в каждой элементарной площадке железобетонного элемента в зоне среза действуют нормальные напряжения  $\sigma_x$  (по направлению продольной оси элемента),  $\sigma_y$  (по направлению перпендикуляра к продольной оси), а также касательные напряжения  $\tau_{xy}$ . При этом нормальные напряжения, действующие в матрице (бетоне), воспринимаются также продольной и поперечной арматурой. Для описания напряженно-деформированного состояния бетона определяющими являются направления главных напряжений  $\sigma_{c1}$  и  $\sigma_{c2}$ , в то время как для продольной и поперечной арматуры в силу их ориентации определяющими являются осевые напряжения  $\sigma_{sx}$  и  $\sigma_{sy}$ . Главные растягивающие и сжимающие напряжения в зоне действия поперечных сил ориентированы по отношению к продольной оси  $x$  элемента под некоторым углом  $\alpha$ . При увеличении нагрузки и сохранении соотношения составляющих внутренних усилий ориентация главных напряжений на стадии до образования трещин не изменяется.

Испытание большого числа плоских железобетонных элементов при различных сочетаниях действующих нормальных и касательных напряжений [5] показало, что на стадиях после образования и появления новых трещин направление главных напряжений изменяется. Разница в углах наклона главных напряжений на стадиях до и после образования трещин зависит в большей мере от соотношения напряжений, действующих в продольной и поперечной арматуре (чем больше разница в напряжениях, тем больше расхождение в углах; при одинаковом распределении продольного и поперечного армирования углы совпадают).

Деформационные методы расчета при совместном действии нормальных и касательных напряжений, как правило, используют две основные модели: 1) модель постоянного (фиксированного) угла [6]; 2) модель переменного угла [7; 8]. В модели постоянного (фиксированного) угла принимается предпосылка о том, что трещины, возникающие в железобетонном элементе в условиях плоского напряженного состояния, ориентированы по отношению к продольной оси под некоторым постоянным углом  $\theta$ , не зависящим от уровня нагружения и наличия новых трещин, и определяются углом наклона осей главных напряжений в элементе без трещин. В модели переменного угла принимается допущение о том, что угол наклона  $\theta$  трещин и сжатых бетонных полос между наклонными трещинами на произвольном этапе после образования трещин совпадает с углом наклона главных напряжений  $\alpha$ , значение которого изменяется при нагружении.

Уравнения равновесия и совместности деформаций для плоской элементарной площадки при использовании модели переменного угла выглядят следующим образом:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \sigma_{c2} \cos^2 \alpha + \sigma_{c1} \sin^2 \alpha + \rho_x \sigma_{sx}, \\ \sigma_y &= \sigma_{c2} \sin^2 \alpha + \sigma_{c1} \cos^2 \alpha + \rho_y \sigma_{sy},\end{aligned}\quad (1)$$

$$\tau_{xy} = (-\sigma_{c2} + \sigma_{c1}) \sin \alpha \cdot \cos \alpha.$$

$$\varepsilon_x = \varepsilon_{c2} \cos^2 \alpha + \varepsilon_{c1} \sin^2 \alpha,$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_{c2} \sin^2 \alpha + \varepsilon_{c1} \cos^2 \alpha,\quad (2)$$

$$\frac{\gamma_{xy}}{2} = (-\varepsilon_{c2} + \varepsilon_{c1}) \sin \alpha \cdot \cos \alpha,$$

где  $\rho_x$ ,  $\rho_y$  – процент армирования в продольном и поперечном направлениях соответственно.

Результатом применения модели переменного угла стал метод «модифицированной теории сжатых полей» [9 – 12], основанный на положениях «теории сжатых полей» [13] и предположении о совпадении направлений главных напряжений и главных относительных деформаций в железобетонном элементе с трещинами, находящемся в плоском напряженном состоянии. «Теория сжатых полей» имеет ряд недостатков, таких как пренебрежение вкладом растягивающих напряжений в элементе с трещинами, и следовательно, завышение значений деформаций и занижение значений прочности. Также в «модифицированной теории сжатых полей», в отличие от «теории сжатых полей», учитываются касательные напряжения, передающиеся на сжатые бетонные элементы через зацепление берегов наклонных трещин, что значительно повышает сходимость результатов с опытными данными.

При применении деформационных методов расчета железобетонных элементов, находящихся в плоском напряженном состоянии (в частности метод «модифицированной теории сжатых полей»), сам железобетон с наклонными трещинами рассматривается как некий непрерывный материал, обладающий определенными свойствами, которые меняются в зависимости от степени нагружения. Учитывая сказанное, в расчетах на стадии после образования трещин рассматривают средние напряжения и относительные деформации в бетоне и арматуре, полученные путем осреднения на определенной базовой площадке, ориентированной поперек нескольких наклонных трещин, включая относительные деформации от раскрытия трещин.

Аналогично расчету прочности изгибаемых железобетонных элементов по нормальным сечениям с использованием деформационной модели, «модифицированная теория сжатых полей» предлагает рассчитывать все параметры напряженно-деформированного состояния поперечного сечения зоны среза: напряжения в бетоне  $\sigma_{cx}$ ,  $\sigma_{cy}$ ,  $\sigma_{c1}$ ,  $\sigma_{c2}$ ,  $\tau_{xy}$ ; напряжения в арматуре  $\sigma_{sx}$ ,  $\sigma_{sy}$ ; относительные деформации элементарного участка  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$ ,  $\gamma_{xy}$ ; угол  $\theta$  (определяющий положение наклонных трещин и главных напряжений).

Участки рассматриваются поочередно, последовательными приближениями, предварительно задавшись распределением касательных напряжений  $\tau_{xy}$  и продольных деформаций  $\varepsilon_x$  по высоте сечения. Уравнения равновесия для зоны среза изгибаемого элемента при действии изгибающего момента  $M_{Sd}$ , продольных  $N_{Sd}$  и поперечных сил  $V_{Sd}$  имеют вид:

$$\sum_{i=1}^m \sigma_{cx(i)} b_{(i)} h_{(i)} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sx(j)} A_{s(j)} = N_{Sd}, \quad (3)$$

$$\sum_{i=1}^m \sigma_{cx(i)} b_{(i)} h_{(i)} (y_{c(i)} - y_{c0}) + \sum_{j=1}^n \sigma_{sx(j)} A_{s(j)} (y_{s(j)} - y_{c0}) = M_{Sd}, \quad (4)$$

$$\sum_{i=1}^m \tau_{xy(i)} b_{(i)} h_{(i)} = V_{Sd}. \quad (5)$$

Начальное распределение касательных напряжений по высоте анализируемого сечения может задаваться равномерным, параболическим либо по другому закону. Для уточнения начального распределения может применяться метод «двух сечений» [10]. При этом принимается линейная зависимость между касательными напряжениями и сдвиговыми деформациями (постоянный модуль сдвига).

«Модифицированная теория сжатых полей» опирается, помимо вышеназванных, на следующие предпосылки:

- 1) в пределах отдельных элементарных участков и по сечению арматурных стержней распределение относительных деформаций и напряжений является равномерным;
- 2) средние напряжения, а также средние относительные деформации в железобетонном элементе, находящемся в условиях плоского напряженного состояния, связаны теорией напряженных состояний (кругами Мора);
- 3) главные растягивающие напряжения изменяются по ширине сжатой бетонной полосы от нуля в сечении с трещиной до некоторого максимума в середине расстояния между трещинами. В расчетах используют средние величины главных растягивающих напряжений, рассматривая их как функцию от средних растягивающих деформаций для элемента с наклонными трещинами;
- 4) в сечении, проходящем вдоль наклонной трещины, действуют касательные напряжения, вызванные зацеплением по берегам трещины, которые описываются эмпирически [12]:

$$v_{ct} = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f'_c}}{0,3 + \frac{24 \cdot w}{a_{max} + 16}}, \quad (6)$$

где  $a_{max}$  – максимальный размер крупного заполнителя бетона, мм;  $w$  – ширина раскрытия наклонной трещины, мм;

- 5) бетон в сжатой полосе между наклонными трещинами находится в условиях двухосного напряженного состояния. В связи с этим для расчетов используется трансформированная с учетом эффекта разупрочнения диаграмма деформирования (рис. 2), описанная полиномом второй степени:

$$\sigma_{c2} = \sigma_{c2,max} \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon'_c} \right) - \left( \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right]; \quad (7)$$

$$\frac{\sigma_{c2,max}}{f'_c} = \frac{1}{0,8 - 0,34\varepsilon_1 / \varepsilon'_c} \leq 1, \quad (8)$$

где  $f'_c$  – прочность бетона на сжатие при одноосном напряженном состоянии;  $\varepsilon'_c$  – относительная деформация в пиковой точке диаграммы деформирования при одноосном сжатии;

б) при деформационных расчетах принимается гипотеза плоских сечений, в соответствии с которой могут быть определены продольные деформации для любого отдельного элементарного участка:

- для  $i$ -й бетонной полосы:

$$\varepsilon_{x(i)} = \frac{1}{r}(y_{c(i)} - y_{c0}); \tag{9}$$

- для  $j$ -го арматурного стержня:

$$\varepsilon_{x(j)} = \frac{1}{r}(y_{s(j)} - y_{c0}), \tag{10}$$

где  $\varepsilon_{xi(j)}$  – продольная деформация  $i(j)$ -го элемента по высоте сечения;  $1/r$  – кривизна сечения;  $y_{c0}$  – расстояние от выбранной оси до центра тяжести поперечного сечения;  $y_{c(s)(i)(j)}$  – расстояние от выбранной оси до центра тяжести элементарного бетонного слоя (арматурного стержня).



Рис. 2. Диаграммы деформирования материалов, используемые в расчетах по «МТСП»

Для расчетов по методике «модифицированной теории сжатых полей» используется метод последовательных нагружений. Таким образом, в результате расчетов вычисляются параметры напряженно-деформированного состояния изгибаемого элемента на любой стадии работы вплоть до разрушения. Разрушающей нагрузкой принимается значение, при котором перестают удовлетворяться условия равновесия.

**Расчет железобетонных элементов, усиленных в зоне среза.** Сложность решения вопроса, связанного с расчетом усиленных в зоне среза элементов, заключается в разности напряженно-деформированного состояния усиливаемого и усиливающих элементов. Фактически усиленная в зоне среза изгибаемая конструкция перед загрузением превращается в многокомпонентную, состоящую из основной части, находящейся в определенном напряженно-деформированном состоянии, и дополнительной части – в первоначальном состоянии, аналогично усиленному железобетонному элементу в зоне «чистого» изгиба [14].

Предлагаемый алгоритм определения напряженно-деформированного состояния усиленных в зоне среза изгибаемых железобетонных элементов предусматривает два этапа: на *первом этапе* в соответствии с изложенной выше методикой определяется напряженно-деформированное состояние сечения элемента от нагрузки, при которой происходит усиление; на *втором этапе* расчет для усиленного сечения производится методом последовательных нагружений, начиная с нагрузки при усилении, с реализацией итерационного процесса вычисления деформаций и напряжений в элементарных участках основного и усиливающего элементов. Поскольку принимается постоянный сдвиговый модуль, при расчете усиленных элементов суммируются касательные напряжения в усиливаемом железобетонном элементе до усиления и после усиления (рис. 3).

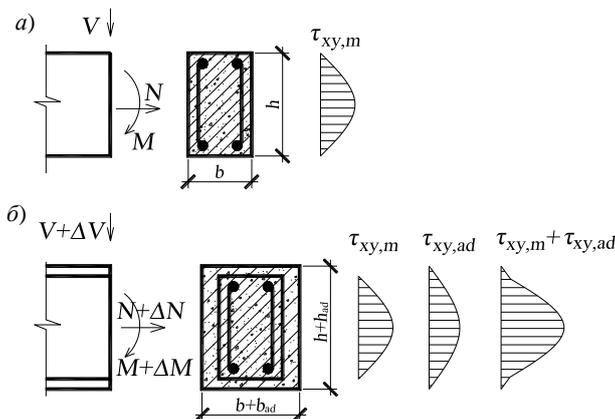


Рис. 3. Распределение касательных напряжений, принимаемое для расчета усиленных элементов в соответствии с «МТСП» для неусиленного сечения (а) и усиленного (б)

Как и для сечения основной части элемента, дополнительная часть разбивается на элементарные участки-слои. Гипотеза плоских сечений для всего сечения, усиленного под нагрузкой в зоне среза железобетонного элемента, не выполняется, поскольку в момент усиления в сечении усиливаемого элемента уже имеются начальные деформации. Поэтому принимаем гипотезу плоских сечений отдельно для дополнительной части и для приращений относительных деформаций основной части сечения конструкции. Относительные деформации элементарного слоя усиливаемой части сечения находятся как сумма относительных деформаций до и после усиления.

Уравнения напряженно-деформированного состояния для изгибаемого железобетонного элемента, усиленного увеличением поперечного сечения в зоне среза, выглядят следующим образом:

$$\begin{aligned}
 & \sum_{i=1}^m \sigma_{cx(i)} b_{(i)} h_{(i)} + \sum_{i=m+1}^k \sigma_{cx,ad(i)} b_{ad(i)} h_{ad(i)} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sx(j)} A_{s(j)} + \sum_{j=n+1}^l \sigma_{sx,ad(j)} A_{s,ad(j)} = N_{Sd} + \Delta N; \\
 & \sum_{i=1}^m \sigma_{cx(i)} b_{(i)} h_{(i)} (y_{c(i)} - y_{c0,ad}) + \sum_{i=1+m}^k \sigma_{cx,ad(i)} b_{ad(i)} h_{ad(i)} (y_{c,ad(i)} - y_{c0,ad}) + \\
 & + \sum_{j=1}^n \sigma_{sx(j)} A_{s(j)} (y_{s(j)} - y_{c0,ad}) + \sum_{j=n+1}^l \sigma_{sx,ad(j)} A_{s,ad(j)} (y_{s,ad(j)} - y_{c0,ad}) = M_{Sd} + \Delta M; \\
 & \sum_{i=1}^m \tau_{xy,m(i)} b_{(i)} h_{(i)} + \sum_{i=m+1}^k \tau_{xy,ad(i)} b_{ad(i)} h_{ad(i)} = V_{Sd} + \Delta V; \\
 & \varepsilon_{cx(i)} = \varepsilon_{cxm(i)} + \varepsilon_{cx,ad(i)}; \quad \varepsilon_{sx(j)} = \varepsilon_{sxm(j)} + \varepsilon_{sx,ad(j)}; \\
 & \varepsilon_{cx(i)} = \frac{1}{r_{ad}} (y_{c(i)} - y_{c0,ad}); \quad \varepsilon_{cx,ad(i)} = \frac{1}{r_{ad}} (y_{c,ad(i)} - y_{c0,ad}); \\
 & \varepsilon_{sx(j)} = \frac{1}{r_{ad}} (y_{s(j)} - y_{c0,ad}); \quad \varepsilon_{sx,ad(j)} = \frac{1}{r_{ad}} (y_{s,ad(j)} - y_{c0,ad}); \\
 & \sigma_{c1(i)} = f(\varepsilon_{c1(i)}); \quad \sigma_{sx(j)} = f(\varepsilon_{sx(j)}); \quad \sigma_{c1,ad(i)} = f(\varepsilon_{c1,ad(i)}); \quad \sigma_{sx,ad(j)} = f(\varepsilon_{sx,ad(j)}); \\
 & \varepsilon_{cx(i)} = \varepsilon_{c2(i)} \cdot \cos^2 \theta + \varepsilon_{c1(i)} \cdot \sin^2 \theta; \quad \varepsilon_{cx,ad(i)} = \varepsilon_{c2,ad(i)} \cdot \cos^2 \theta + \varepsilon_{c1,ad(i)} \cdot \sin^2 \theta; \\
 & \varepsilon_{cy(i)} = \varepsilon_{c2(i)} \cdot \sin^2 \theta + \varepsilon_{c1(i)} \cdot \cos^2 \theta; \quad \varepsilon_{cy,ad(i)} = \varepsilon_{c2,ad(i)} \cdot \sin^2 \theta + \varepsilon_{c1,ad(i)} \cdot \cos^2 \theta; \\
 & \tau_{xy(i)} = (-\sigma_{c2(i)} + \sigma_{c1(i)}) \cdot \sin \theta \cos \theta; \quad \tau_{xy,ad(i)} = (-\sigma_{c2,ad(i)} + \sigma_{c1,ad(i)}) \cdot \sin \theta \cos \theta,
 \end{aligned} \tag{11}$$

где  $\sigma_{cx,ad(i)}$  – проекция средних напряжений в дополнительном бетоне в  $i$ -й элементарной площадке на продольную ось;  $\sigma_{sx,ad}$  – напряжения в дополнительной продольной арматуре в  $j$ -м арматурном стержне;  $b_{ad(i)}$  – ширина  $i$ -го элементарного участка дополнительного бетона;  $h_{ad(i)}$  – высота  $i$ -го элементарного участка дополнительного бетона;  $y_{c,ad(i)}$  – расстояние от выбранной оси до центра тяжести элементарной площадки дополнительного бетона;  $A_{s,ad(j)}$  – площадь поперечного сечения  $j$ -го дополнительного арматурного стержня;  $y_{s,ad(j)}$  – расстояние от выбранной оси до центра тяжести  $j$ -го дополнительного арматурного стержня;  $y_{c0,ad}$  – расстояние от выбранной оси до центра тяжести сечения после усиления;  $\tau_{xy,m(i)}$  – касательные напряжения в  $i$ -м элементарном участке усиливаемого элемента в момент усиления;  $\tau_{xy,ad(i)}$  – касательные напряжения в бетоне  $i$ -го элементарного участка от нагрузки после усиления;  $1/r_{ad}$  – кривизна усиленного сечения элемента;  $\varepsilon_{cxm(i)}$  – проекция относительных деформаций  $i$ -й элементарной площадки бетона основного сечения в момент усиления на продольную ось  $x$ ;  $\varepsilon_{cx,ad(i)}$  – проекция относительных деформаций  $i$ -й элементарной площадки бетона на продольную ось  $x$  от нагрузки после усиления;  $\varepsilon_{sxm(j)}$  – относительные деформации в  $j$ -м арматурном стержне в момент усиления;  $\varepsilon_{sx,ad(j)}$  – относительные деформации в  $j$ -м арматурном стержне от нагрузки после усиления;  $\sigma_{c2,ad(i)}$  – главные сжимающие напряжения в  $i$ -м элементарном участке дополнительного бетона;  $\sigma_{c1,ad(i)}$  – главные растягивающие напряжения в  $i$ -м элементарном участке дополнительного бетона;  $\varepsilon_{c2,ad(i)}$  – относительные деформации по направлению главных сжимающих напряжений в  $i$ -м элементарном участке дополнительного бетона;  $\varepsilon_{c1,ad(i)}$  – относительные деформации по направлению главных растягивающих напряжений в  $i$ -м

элементарном участке дополнительного бетона;  $\theta$  – угол наклона главных напряжений по отношению к продольной оси элемента  $\Delta$ .

**Заключение.** Предложенная методика расчета позволяет учесть историю нагружения элемента в момент усиления и более точно по сравнению с существующими отражает действительную работу усиленной под нагрузкой конструкции. Данная методика, по аналогии с деформационной моделью для нормального сечения изгибаемых элементов, позволяет решать практически любые задачи в области усиления зоны среза конструкций, недоступные ныне применяемым методам.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Усиление железобетонных конструкций: пособие П1-98 к СНиП 2.03.01-84\* / Минстройархитектуры Респ. Беларусь. – Минск, 1998. – 189 с.
2. Климов, Ю.А. Теория и расчет прочности, трещиностойкости и деформативности железобетонных элементов при действии поперечных сил: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / Ю.А. Климов; КОТКЗИСИ. – Киев, 1992. – 502 с.
3. Колтунов, А.И. Прочность и трещиностойкость по наклонным сечениям изгибаемых железобетонных элементов с поперечной арматурой класса Ат600с: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.И. Колтунов; Полоц. гос. ун-т. – Новополоцк, 1998. – 153 с.
4. Залесов, А.С. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в зоне действия поперечных сил / А.С. Залесов, И.А. Титов // Строительные конструкции и теория сооружений. – Минск: БПИ, 1977. – Вып. 2. – С. 42 – 47.
5. Vecchio, F.J. The Response of Reinforced Concrete to In-Place Shear and Normal Stresses / F.J. Vecchio, M.P. Collins; Pub 82.03, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Toronto, March 1982. – 332 p.
6. Pang, X.P. Fixed Angle Softened Truss Model for Reinforced Concrete / X.P. Pang, T.T.C. Hsu // ACI Struct. Journ. – 1996. – V. 93, N 2, March-April. – P. 197 – 207.
7. Collins, M.P. Pre-stressed Concrete Structures / M.P. Collins, D. Mitchell. – N.J.: Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs, 1991. – 766 p.
8. General Shear Design Method / M.P. Collins [et al.] // ACI Struct. Journ. – 1996. – V. 93, N 1, January – February. – P. 36 – 45.
9. Vecchio, F.J. Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to shear using Modified Compression Field Theory / F.J. Vecchio, M.P. Collins // ACI Struct. Journ. – 1988. – V. 85, N 3, May – June. – P. 258 – 268.
10. Vecchio, F.J. Analysis based on the Modified Compression Field Theory / F.J. Vecchio // IABSE Colloq. On Structural Concrete, Stuttgart, 1991, IABSE Report, V. 62. – P. 321 – 326.
11. Vecchio, F.J. The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear / F.J. Vecchio, M.P. Collins // ACU. – 1986. – V. 83, N 2, March – April. – P. 219 – 231.
12. Тур, В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: моногр. / В.В. Тур, А.А. Кондратчик. – Брест: БрГТУ, 2000. – 397 с.
13. Duthihn, D. Shear Design of High-Strength Concrete Beams: a Review of the State-of-the-Art / D. Duthihn, N.J. Carino // NISTIR 5870, Building and fire research laboratory, MD20899, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, August 1996. – 198 p.
14. Лазовский, Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений: моногр. / Д.Н. Лазовский. – Новополоцк: ПГУ, 1998. – 240 с.

Поступила 17.09.2012

#### METHOD OF CALCULATING OF BENDABLE FERROCONCRETE ELEMENTS, REINFORCED IN SHEAR AREA

*T. PETSOLD, E. LAZOVSKI, D. GLUHOV*

*A method of calculating of bendable ferroconcrete elements, reinforced in shear area, is proposed. It is based on a deformative model and propositions of the “modified theory of contracted fields”. The method allows to define stressedly-deformed state of bendable ferroconcrete elements, reinforced in shear area, at any stage of work, and solve practically any problems in the field of reinforcement of shear area of elements, which are inaccessible for the methods applied nowadays.*