

Наиболее шероховатой мембраной SAM, выполненной в виде поверхностного закрепления явилось покрытие с применением битума Д-70, модифицированного порошкообразной резиной. Все покрытия можно квалифицировать как покрытия, имеющие хорошую шероховатость. Шероховатость этих покрытий отличается не существенно, т.к. в случае поверхностного закрепления степень шероховатости существенно зависит от вида минерального материала в выполненных опытах. Во всех покрытиях был использован щебень 4/8 мм.

При применении в мембранах SAM битума, модифицированного порошкообразной резиной наблюдается незначительное уменьшение шероховатости (по отношению к мембранам с немодифицированным битумом). Можно предположить, что такое состояние и будет резко меняться во время работы покрытия при действии нагрузок от автомобильного транспорта (изменение поверхностных свойств покрытий).

#### **Оценка состояния поверхности образцов после процесса попеременного замораживания-оттаивания**

На основе полученных результатов не выявлено никаких изменений в состоянии поверхности образцов подвергавшихся процессу попеременного замораживания-оттаивания.

#### **4. ТЕХНОЛОГИЯ ВЫПОЛНЕНИЯ МЕМБРАН SAM И SAMI**

Мембраны SAM должны удовлетворять следующим требованиям:

- Быть плотным слоем противостоящим проникновению влаги по глубине дорожной конструкции,
- Противостоять образованию трещин,
- Иметь хорошую шероховатость,
- Усилить конструкцию при действии кратковременных перегрузок.

Для выполнения мембран SAM предполагается применять новые нестандартные технологии, например: выполнение слоев из битумов, модифицированных добавлением полимеров, порошкообразной резины.

Мембраны SAM должны удовлетворять следующим требованиям:

УДК 624.012.45

**Кондратчик А.А., Кондратчик Н.И., Тур В.В.**

## **ДЕФОРМАЦИОННЫЙ РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ САМОНАПРЯЖЕННЫХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ БАЛОК**

### **ВВЕДЕНИЕ**

Как показано в работах [1, 2] расчет железобетонных конструкций при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил является одной из сложных проблем теории железобетона. В связи с этим большинство норм по проектированию железобетонных конструкций [8–11, 14] за исключением Канадских [12] и Норвежских [13], предлагают отдельный расчет на действие изгибающих моментов и перерезывающих сил. Еще более серьезные проблемы возникают при расчете прочности приопорных зон сборно-монолитных конструкций, объединяющих в одном сече-

- Иметь хорошее поверхностное сцепление,
- Тонкий слой должен выполняться из мастики-щебеночной СМА, асфальтобетона истираемых слоев, а также минерально-битумных смесей с прерывным зерновым составом. Мембраны SAMI проектируются для выполнения следующих задач:

- Обеспечения плотного слоя, противостоящего прониканию влаги в глубину дорожной конструкции,
- Предупреждение появления трещин,
- Обеспечения хорошего между слойного сцепления,
- Обеспечения восприятия конструкцией кратковременных перегрузок.

На основе выше изложенного предусматривается выполнение мембран SAMI как пленок битума с рассыпанным минеральным материалом.

На основании анализа результатов, проведенных исследований можно утверждать о целесообразности применения технологий SAM и SAMI. Но необходимо отметить, что следует применять в них вяжущее в виде модифицированного битума с добавлением полимером С-Б-С или порошкообразной резины.

### **ВЫВОДЫ**

На основе проведенных лабораторных испытаний можно сделать следующие выводы:

- Применение мембран SAM и SAMI является очень важным решением в борьбе с трещинообразованием дорожного покрытия. Мембраны SAM и SAMI с применением битума, модифицированного порошкообразной резиной показывают наилучшие результаты в повышении трещиностойкости. Благодаря применению мембран SAM и SAMI повышается срок службы дорожного покрытия без дорогостоящих дополнительных ремонтных работ.
- Применение нестандартных методов исследования мембран SAM и SAMI дало возможность доказать их достоинства при применении в конструкции дорог. Результаты показывают, что наилучшими техническими характеристиками обладают мембраны SAM и SAMI в том случае, когда в виде вяжущего применяются модифицированные битумы с добавлениями полимеров С-Б-С или порошкообразной резины.

нии бетоны с различными физико-механическими характеристиками.

На сопротивление приопорных зон сборно-монолитных конструкций оказывают влияние дополнительные факторы: компоновка составного сечения, исходное напряженно-деформированное состояние, вызванное несовместной усадкой и ползучестью (для традиционных конструкций) или расширением набетонки (для самонапряженных конструкций).

Это, очевидно, объясняет то обстоятельство, что, несмотря на обширные исследования сборно-монолитных конструкций, выполнявшихся как у нас в стране, так и за рубежом, до

*Кондратчик Александр Аркадьевич. К.т.н., профессор каф. строительных конструкций Брестского государственного технического университета.*

*Кондратчик Наталья Ивановна. Доцент каф. начертательной геометрии и инженерной графики Брестского государственного технического университета.*

*Тур Виктор Владимирович. Д.т.н., профессор, зав. каф. технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.*

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

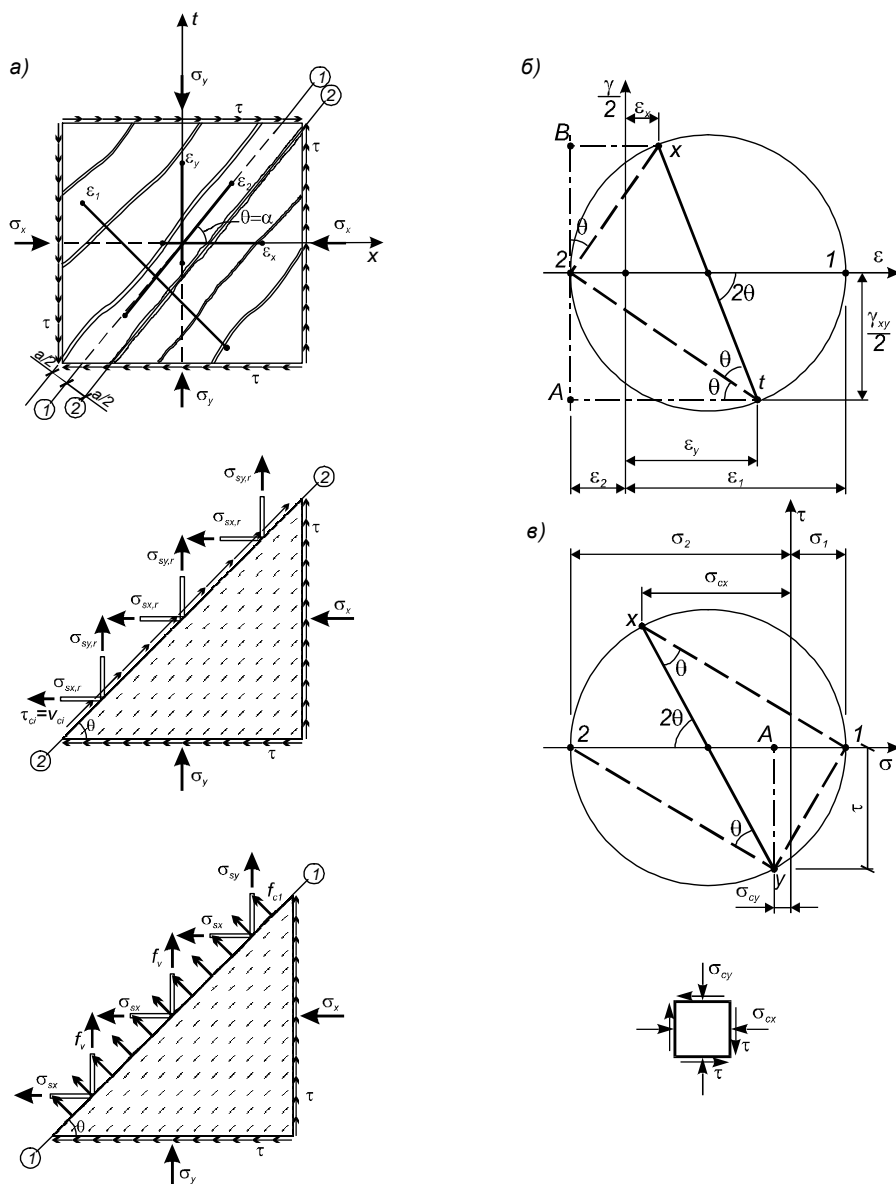


Рисунок 1. Схемы напряжений (а), круги Мора для деформаций (б) и напряжений (в) для плоско напряженного элемента с диагональными трещинами согласно [1, 2]

настоящего времени нет достаточно обоснованных расчетных методов по определению прочности наклонных сечения при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил. Так, выпущенное в развитие СНиП 2.03.01–84\* [9] Пособие [8] основывается на некоторой модификации метода сечений, а большинство национальных норм, включая ЕС–2 [14], сводят расчет прочности сборно-монолитной конструкции на срез к проверке прочности контактного соединения. Аналогичный подход предлагают нормы ACI Code [10].

Вместе с тем, экспериментальные исследования [7, 15] показывают, что важную роль в сопротивлении сборно-монолитной конструкции действию среза играет стыковое соединение, показывающее нелинейную работу в процессе нагружения. Таким образом, оценка, выполненная исходя из предельного сопротивления контакта может оказаться недостаточной при определении прочности наклонного сечения. Наблюдаемое в балках появление горизонтальной трещины в стыковом соединении может изменить характер напряженно-деформированного состояния составного сечения на этапах, достаточно далеких от предельного состояния.

В связи с этим возникает необходимость разработки общего деформационного метода для расчета составных конструкций при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, учитывающего нелинейное поведение не только материалов сборной и монолитной частей, но и стыкового соединения.

В настоящей работе рассмотрен общий расчетный деформационный метод, построенный на положениях модифицированной теории сжатых полей, подробно изложенной в монографии [1].

#### ПРЕДПОСЫЛКИ И ДОПУЩЕНИЯ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ

В соответствии с положениями, изложенными в [1, 2], общий метод расчета железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил рассматривает совместно:

- уравнения равновесия;
- уравнения совместности деформаций;

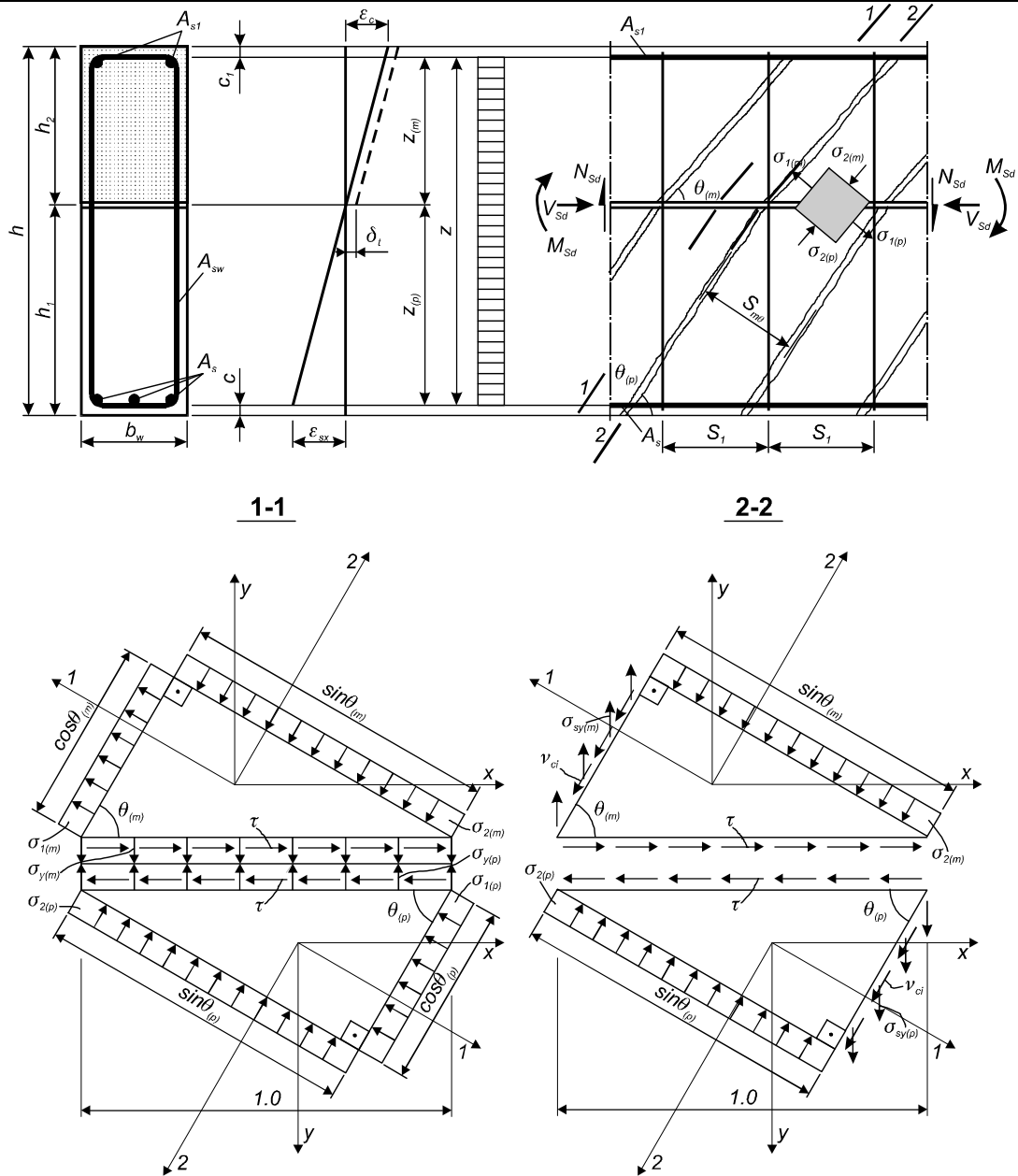


Рисунок 2. К расчету прочности составного сечения по общему методу

- зависимости, связывающие главные напряжения и деформации (трансформированные диаграммы деформирования) для плоско напряженного элемента с диагональными трещинами, принимаемые в соответствии с исследованиями [2];
- диаграммы деформирования для арматуры.

По существу, использование трансформированных диаграмм деформирования бетона для железобетонного элемента с диагональными трещинами означает определенного рода идеализацию рассматриваемого элемента, представляемого как некий континуум, наделенный новыми свойствами. В этом случае появляется возможность для составления уравнений равновесия воспользоваться кругами Мора для напряжений и деформаций (рис. 1).

Для решения задачи используют два подхода: а) т.н. детальный расчет, когда выполняют дискретизацию рассчитываемой конструкции, как по высоте сечения, так и по длине пролета, и анализируют напряженно-деформированные состояния для каждого выделенного элемента [1] и затем проверяют глобальные условия равновесия; б) упрощенный рас-

чет, когда в качестве отдельного плоско напряженного элемента рассматривают т.н. эффективную высоту зоны среза, заключенную между равнодействующими в сжатой зоне бетона и растянутой арматуре [2]. В первом случае для точного решения задачи требуется задать близкое к реальному распределение касательных напряжений по высоте рассчитываемого сечения. Как показывает анализ, выполненный в [1, 2], такой подход, помимо возникающих сложностей математического характера, существенно усложняет задачу и требует достаточно большого расчетного времени, обеспечивая в ряде случаев конечный результат (для сечений простой геометрической формы), не существенно отличающийся от упрощенного метода.

При расчете плоско напряженных железобетонных элементов согласно [1, 2] приняты следующие предпосылки и не противоречащие им допущения:

- 1) После образования трещин элемент разделен на диагональные (наклонные) полосы, испытывающие сжатие в продольном направлении (направление действия главных сжимающих напряжений  $\sigma_2$  вдоль полосы) и

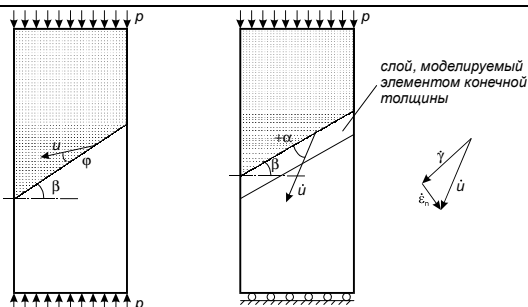


Рисунок 3. Параметры деформирования составной призмы согласно [3]

растяжение в поперечном направлении. При этом принято допущение о том, что направления (оси) главных напряжений и деформаций совпадают. Обоснование этого допущения подробно представлено монографии [1].

- 2) Растягивающие напряжения по ширине бетонной полосы распределены неравномерно и равны нулю в сечении с трещиной. В расчетах используют средние значения растягивающих напряжений, зависящие от величины главных растягивающих деформаций.
- 3) Вдоль наклонной трещины действуют касательные напряжения, обусловленные силами зацепления по ее берегам. Предельное сопротивление сдвигу сечения вдоль трещины зависит от величины нормальных (ширины раскрытия диагональной трещины) и тангенциальных (скольжения вдоль трещины) перемещений.
- 4) Бетон диагональной полосы сопротивляется в условиях плоского напряженно-деформированного состояния («растяжение-сжатие»). Связь между средними значениями главных напряжений и главных деформаций принята в виде трансформированных диаграмм согласно [1, 2].

**МЕТОД СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ**

В соответствии с этим методом сборно-монолитную балку в расчетном сечении рассматривают состоящей из двух элементов, принадлежащих соответственно монолитной и сборной частям, и объединенных посредством стыкового соединения (рис. 2). В общем случае уравнения равновесия и уравнения совместности деформаций для плоско напряженного элемента согласно могут быть записаны отдельно для сборной и монолитной частей сечения при допущении о том, что касательные напряжения распределены равномерно по высоте эффективной зоны среза. Тогда для решения задачи в общем виде используют следующие уравнения:

- а) для монолитной части сечения:
  - уравнения равновесия
 
$$\sigma_{x(m)} = \sigma_{2(m)} \cos^2 \theta_m + \sigma_{1(m)} \sin^2 \theta_m + \rho_l \cdot \sigma_{sx(m)} \quad (1)$$

$$\sigma_{y(m)} = \sigma_{1(m)} \cos^2 \theta_m + \sigma_{2(m)} \sin^2 \theta_m + \rho_{sw} \cdot \sigma_{sy(m)} \quad (2)$$

$$\tau_{xy(m)} = (-\sigma_{2(m)} + \sigma_{1(m)}) \sin \theta_m \cos \theta_m \quad (3)$$
  - уравнения совместности деформаций
 
$$\epsilon_{x(m)} = \epsilon_{2(m)} \cos^2 \theta_m + \epsilon_{1(m)} \sin^2 \theta_m \quad (4)$$

$$\epsilon_{y(m)} = \epsilon_{1(m)} \cos^2 \theta_m + \epsilon_{2(m)} \sin^2 \theta_m \quad (5)$$

$$\chi_{xy/2(m)} = (-\epsilon_{2(m)} + \epsilon_{1(m)}) \sin \theta_m \cos \theta_m \quad (6)$$
  - трансформированные диаграммы деформирования при  $\epsilon_{1(m)} > \epsilon_{cr(m)}$ 

$$\sigma_{1(m)} = \frac{f_{ctd(m)}}{1 + \sqrt{500\epsilon_{1(m)}}} \leq \frac{0.18 \sqrt{f'_{c(m)}}}{0.3 + \frac{24w}{a + 16}} \quad (7)$$

$$\sigma_{2(m)} = f_{2,max(m)} \left[ \left( \frac{\epsilon_{2(m)}}{\epsilon'_c} \right) - \left( \frac{\epsilon_{2(m)}}{\epsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (8)$$

$$f_{2,max(m)} = \frac{f'_{c(m)}}{0.8 + 170\epsilon_{1(m)}} \leq f'_{c(m)} \quad (9)$$

при  $\epsilon_{s(x,y)} \leq \epsilon_{s(x,y)u}$   $\sigma_{s(x,y)} = \epsilon_{s(x,y)} \cdot E_s$  (10)

$\epsilon_{s(x,y)} > \epsilon_{s(x,y)u}$   $\sigma_{s(x,y)} = f_{yd}$  (11)

- б) для сборной части сечения:
  - уравнения равновесия
 
$$\sigma_{x(p)} = \sigma_{2(p)} \cos^2 \theta_p + \sigma_{1(p)} \sin^2 \theta_p + \rho_l \cdot \sigma_{sx(p)} \quad (12)$$

$$\sigma_{y(p)} = \sigma_{1(p)} \cos^2 \theta_p + \sigma_{2(p)} \sin^2 \theta_p + \rho_{sw} \cdot \sigma_{sy(p)} \quad (13)$$

$$\tau_{xy(p)} = (-\sigma_{2(p)} + \sigma_{1(p)}) \sin \theta_p \cos \theta_p \quad (14)$$
  - уравнения совместности деформаций
 
$$\epsilon_{x(p)} = \epsilon_{2(p)} \cos^2 \theta_p + \epsilon_{1(p)} \sin^2 \theta_p \quad (15)$$

$$\epsilon_{y(p)} = \epsilon_{1(p)} \cos^2 \theta_p + \epsilon_{2(p)} \sin^2 \theta_p \quad (16)$$

$$\chi_{xy/2(p)} = (-\epsilon_{2(p)} + \epsilon_{1(p)}) \sin \theta_p \cos \theta_p \quad (17)$$
  - трансформированные диаграммы деформирования при  $\epsilon_{1(p)} > \epsilon_{cr(p)}$

$$\sigma_{1(p)} = \frac{f_{ctd(p)}}{1 + \sqrt{500\epsilon_{1(p)}}} \leq \frac{0.18 \sqrt{f'_{c(p)}}}{0.3 + \frac{24w}{a + 16}} \quad (18)$$

$$\sigma_{2(p)} = f_{2,max(p)} \left[ \left( \frac{\epsilon_{2(p)}}{\epsilon'_c} \right) - \left( \frac{\epsilon_{2(p)}}{\epsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (19)$$

$$f_{2,max(p)} = \frac{f'_{c(p)}}{0.8 + 170\epsilon_{1(p)}} \leq f'_{c(p)} \quad (20)$$

при  $\epsilon_{s(x,y)} \leq \epsilon_{s(x,y)u}$   $\sigma_{s(x,y)} = \epsilon_{s(x,y)} \cdot E_s$  (21)

$\epsilon_{s(x,y)} > \epsilon_{s(x,y)u}$   $\sigma_{s(x,y)} = f_{yd}$  (22)

В уравнениях (1)..(22):

$\sigma_{1(i)}$ ,  $\sigma_{2(i)}$  – средние значения главных растягивающих и главных сжимающих напряжений. Индексы «p» и «m» относятся соответственно к сборной и монолитной частям сечения;  $\theta_m$ ,  $\theta_p$  – угол наклона диагональной полосы соответственно в монолитной и сборной частях сечения;  $\epsilon_{1(i)}$ ,  $\epsilon_{2(i)}$  – средние значения главных растягивающих и сжимающих деформаций;  $f_{ctd(m)}$ ,  $f_{ctd(p)}$  – соответственно прочность при растяжении бетона монолитной и сборной части сечения;  $f'_{c(m)}$ ,  $f'_{c(p)}$  – соответственно прочность при сжатии бетона монолитной и сборной части сечения;  $\epsilon_{cr}$  – растягивающие деформации, соответствующие появлению трещин в бетоне;  $f_{yd}$  – расчетное сопротивление арматуры;  $\rho_l$ ,  $\rho_{sw}$  – коэффициенты армирования соответственно продольной и поперечной арматурой.

Для сборно-монолитной конструкции следует дополнительно записать уравнения, связывающие деформации монолитной и сборной частей сечения. В общем случае при учете нелинейного поведения стыкового соединения и наличии смещений по контакту:

$$\epsilon_{x(p)} = \epsilon_{x(m)} + \Delta \epsilon_{xj} \quad (23)$$

где:  $\Delta \epsilon_{ij}$  – относительная деформация, вызванная смещением в плоскости контакта, равная

$$\Delta \epsilon_{ij} = \delta_i \cdot S_{m\theta} \quad (24)$$

Тогда с учетом (24) уравнение (23) можно записать:

$$\epsilon_{x(p)} = \epsilon_{x(m)} + \delta_i \cdot S_{m\theta} \quad (25)$$

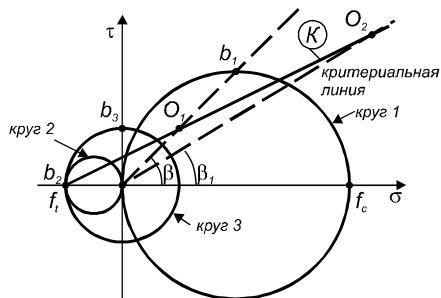


Рисунок 4. Случаи разрушения составной призмы согласно [6]

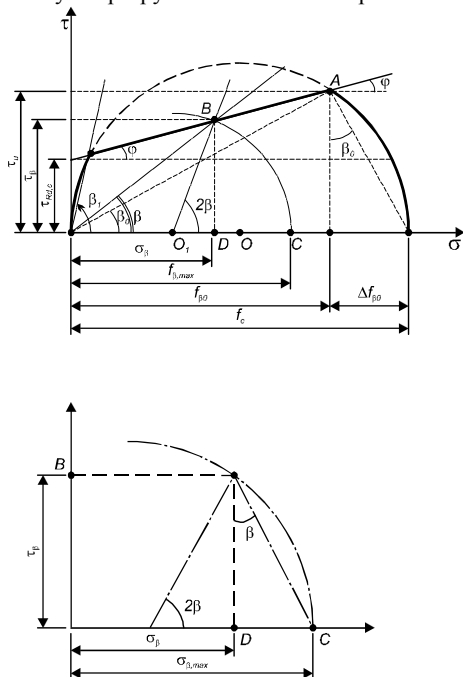


Рисунок 5. К определению предельного сопротивления составной призмы

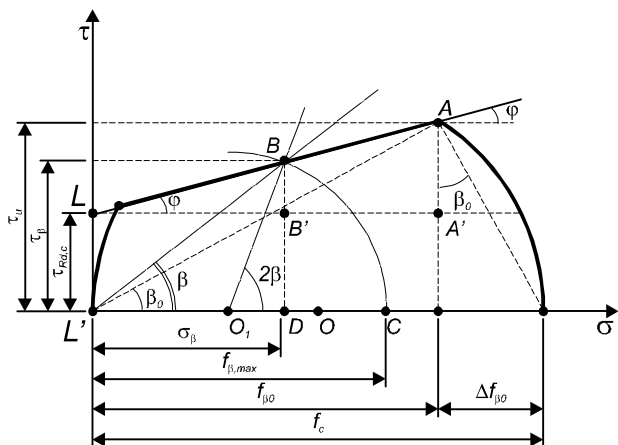


Рисунок 6. К определению напряжений  $\sigma_\beta$

где:  $S_{m\theta}$  – среднее расстояние между диагональными трещинами, определенное согласно [2, 14];  $\delta$  – тангенциальное перемещение стыкового соединения, определяемое из диаграммы « $\tau$ - $\delta$ », например, согласно [1, 10], в наиболее простом выражении:

$$\delta \leq 0.1 \text{ мм} \quad \tau_{xy} = \tau_j = 5\delta, \quad (26)$$

$$\delta_j > 0.1 \text{ мм} \left( \frac{\tau}{\tau_{Rd,j}} \right)^4 - 0.5 \left( \frac{\tau}{\tau_{Rd,j}} \right)^3 = 0.3\delta_j - 0.03, \quad (27)$$

Для поперечных деформаций

$$\epsilon_{y(p)} = \epsilon_{y(m)} + \delta_n \cdot S_{my}, \quad (28)$$

где  $S_{my}$  – расстояние между горизонтальными трещинами согласно [2, 14];  $\delta_n$  – нормальное перемещение в стыковом соединении, принимаемое равным:

$$\delta_n = \beta \cdot \delta \quad (29)$$

здесь  $\beta$  – коэффициент дилатансии стыкового соединения согласно [1].

В первом приближении, основываясь на классической теории составных стержней [16] и работах [17, 18], можно принять допущение о том, что вертикальные связи являются абсолютно жесткими, т.е.  $\epsilon_{y(p)} = \epsilon_{y(m)}$ .

Решая совместно уравнения (1)..(23), (26), (28) при использовании итерационных процедур и проверяя условия равновесия  $\{F\}_{sd} = \{F\}_{sech}$  (где  $\{F\}_{sd}$  – вектор усилий, вызванных нагрузкой;  $\{F\}_{sech}$  – вектор усилий, воспринимаемых сечением), рассчитывают напряженно-деформированное состояние сечения на любом уровне нагружения. В качестве критерия наступления предельного состояния рассматривают условия:

- 1) деформации наиболее сжатого волокна составного сечения превышают предельную сжимаемость ( $\epsilon_{cu} \approx 3.5 \%$ );
- 2) главные сжимающие напряжения в диагональной полосе монолитного бетона или сборного элемента превышают  $f_{2,max(m,p)}$ ;
- 3) не удается выполнить условия равновесия для составного сечения.

Следует отметить, что даже в представленном виде общий метод расчета требует значительных затрат времени. Кроме того, в ряде случаев расчетчику приходится сталкиваться с трудностями математического характера при обеспечении сходимости итерационного процесса, особенно в стадии, близкой к предельной. В связи с этим на первом этапе для расчета прочности наклонных сечений сборно-монолитных элементов был предложен упрощенный инженерный метод, названный методом заменяющей балки.

### МЕТОД ЗАМЕНЯЮЩЕЙ БАЛКИ

В рамках этого метода анализируемая балка подвергается как бы двойной идеализации. На первом этапе составную балку, включающую две части, выполненные из бетонов, обладающих различными физико-механическими характеристиками, и объединенные посредством контактного соединения, заменяют сплошной идеализированной балкой, в которой прочность бетона (предельное усилие) составной сжатой диагональной полосы ставится в зависимость от характеристик исходных бетонов, конструкции и соответственно сопротивления стыкового соединения, угла наклона плоскости контакта к оси действия главного сжимающего напряжения. На втором этапе элемент с диагональными трещинами заменяется неким континуумом, свойства которого описываются диаграммами деформирования для плоско напряженного элемента с диагональными трещинами [1, 2].

Таким образом, в методе заменяющей балки следует прежде всего установить предельные осевые напряжения, которые способна воспринять составная призма с плоскостью контакта, наклоненной под некоторым углом к оси действия нагрузки. Следует отметить, что подобную задачу применительно к ме-

тому «slant shear test» (SST) решали, например, в

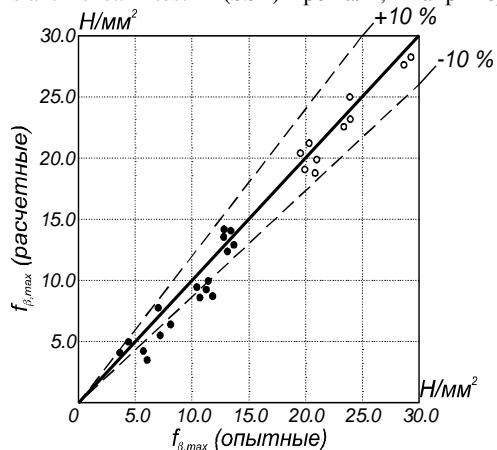


Рисунок 7. Сравнение опытных и расчетных значений предельных сопротивлений сжатию по формуле (35) составных призм с различными углами наклона контактной плоскости

работах [3–5]. При анализе сопротивления составной призмы (рис. 3) следует ожидать, что предельное состояние может быть достигнуто в одном из следующих случаев:

- 1) в результате разрушения стыкового соединения (скольжение по плоскости контакта);
- 2) при разрушении материала (бетона), составляющего призму, без достижения скольжения по стыку.

Гипотетически возможен, очевидно, и промежуточный случай, когда предельные напряжения достигаются одновременно с разрушением материала и стыкового соединения. Подробно вопросы, связанные с сопротивлением составной призмы, с позиций теории пластичности рассмотрены в работах [3–5]. При этом в работах [3–5] рассматривается сопротивление составной призмы, составленной из двух бесконечно жестких частей при условии, что величину предельной нагрузки оценивают исключительно при достижении скольжения по контакту.

Однако, как следует из [3], для составных бетонных образцов, подвергнутых испытанию по методике SST, не удается зарегистрировать пластических деформаций контактного соединения даже при применении очень точных измерительных приборов. Вместе с тем, при известных начальных параметрах стыкового соединения (вид шероховатости, степень и дисперсность армирования и т.д.), а также прочностных характеристиках стыкуемых материалов предельное сжимающее напряжение, воспринимаемое составной призмой, определяют исходя из следующих соображений. Учитывая, что при заданном наклоне контакта всегда существует вполне

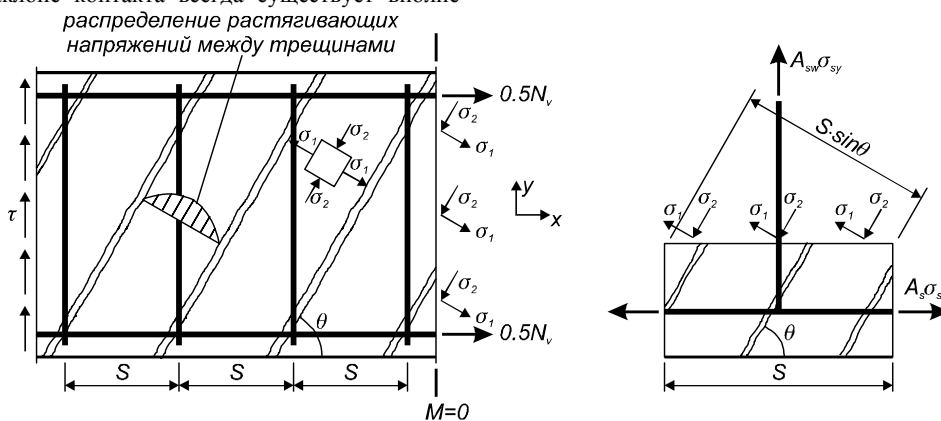


Рисунок 9. Схема усилий к расчету прочности на срез заменяющей балки в рамках модифицированной теории полей сжатия [1, 21]

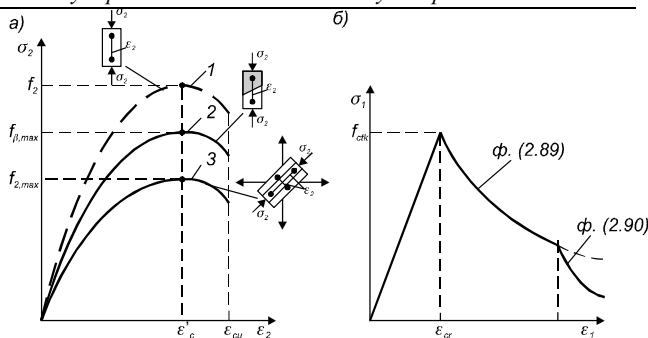


Рисунок 8. Трансформированные диаграммы, связывающие средние значения главных напряжений и главных деформаций бетона для элемента с диагональными трещинами при сжатии (а) и растяжении (б)

- 1 – для сплошной призмы в условиях осевого сжатия;
- 2 – для составной (заменяющей) призмы в условиях осевого сжатия;
- 3 – для составной (заменяющей) призмы в условиях «растяжение–сжатие».

определенное соотношение нормальных и касательных напряжений в стыке, можно установить случай разрушения составной призмы. Как следует из [6], если линия, описывающая отношение  $\tau_d / \sigma_a$  (проходящая под углом  $\beta$ ), пересекает критериальную линию, описанную зависимостью  $\tau = c + tg \varphi$  для стыкового соединения внутри круга 1 (точка  $O_1$ , рис. 4), это означает, что разрушение составной призмы произойдет всегда от скольжения (сдвига) по контактной поверхности. В противном случае, если точка пересечения линий  $K$  и  $\tau_d / \sigma_a$  находится вне круга Мора (точка  $O_2$ , рис. 4) – это означает, что разрушение составной призмы наступит по одному из стыкуемых материалов, обладающему меньшей прочностью при сжатии.

Из геометрических решений для круга напряжений (рис. 5) величина предельных осевых сжимающих напряжений, воспринимаемых составной призмой определится по формуле:

$$f_{\beta, max} = \frac{\tau_{Rd,c} + \sigma_{\beta} \cdot \tan \varphi}{\cos \beta \cdot \sin \beta} \quad (30)$$

где:  $\tau_{Rd,c}$  – сопротивление контактного соединения, обусловленное сцеплением стыкуемых бетонов и определяемое в соответствии с указаниями [14];  $\sigma_{\beta}$  – нормальные напряжения, действующие в стыковом соединении;  $\varphi$  – угол трения для стыкового соединения.

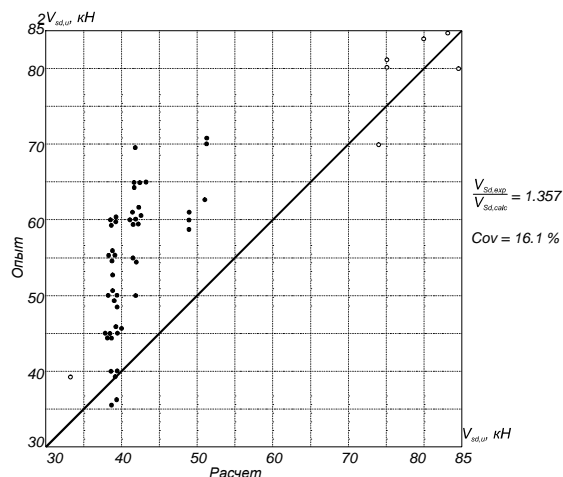


Рисунок 10. Сопоставление опытных и расчетных значений предельных перерезывающих сил, определенных по общему расчетному методу

Учитывая, что  $\tan \varphi = \mu$  (где  $\mu$  – коэффициент трения для стыкового соединения, зависящий от его конструктивно-технологических параметров), формулу (30) можно записать в традиционном виде:

$$f_{\beta, \max} = \frac{\tau_{Rd,c} + \mu \cdot \sigma_{\beta}}{\cos \beta \cdot \sin \beta} \quad (31)$$

Из рассмотрения треугольников LAA' и LBB' (рис. 6) получаем:

$$\Delta \tau_{\beta} = \frac{\tau_{Rd,c} \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi}{(1 - \cot \beta \cdot \tan \varphi)} \quad (32)$$

или учитывая, что  $\tan \varphi = \mu$ :

$$\Delta \tau_{\beta} = \frac{\tau_{Rd,c} \cdot \mu \cdot \cot \beta}{(1 - \mu \cdot \cot \beta)} \quad (33)$$

Тогда

$$\tau_{\beta} = \tau_{Rd,c} + \frac{\tau_{Rd,c} \cdot \mu \cdot \cot \beta}{(1 - \mu \cdot \cot \beta)} = \tau_{Rd,c} \left( 1 + \frac{\mu \cdot \cot \beta}{1 - \mu \cdot \cot \beta} \right)$$

Нормальные напряжения, действующие по плоскости контакта, определяются из рассмотрения  $\Delta L'BD$ :

$$\sigma_{\beta} = \tau_{\beta} \cdot \cot \beta = \tau_{Rd,c} \left( 1 + \frac{\mu \cdot \cot \beta}{1 - \mu \cdot \cot \beta} \right) \cot \beta \quad (34)$$

Подставляя (34) в (31) окончательно получаем:

$$\begin{aligned} f_{\beta, \max} &= \frac{\tau_{Rd,c}}{\cos \beta \cdot \sin \beta - \mu(1 - \sin^2 \beta)} = \\ &= \frac{\tau_{Rd,c}}{\cos \beta \cdot \sin \beta - \mu \cdot \cos^2 \beta} = \\ &= \frac{\tau_{Rd,c}}{\cos \beta (\sin \beta - \mu \cdot \cos \beta)} < f'_{c, \min} \end{aligned} \quad (35)$$

Формула (35) применима для определения предельного сопротивления составной призмы, имеющей характеристики стыкового соединения  $\tau_{Rd,c}$  (по существу, прочность стыка на срез при отсутствии сжимающих напряжений, нормальных к плоскости стыка) и  $\mu$  при изменении угла  $\beta$  в диапазоне  $\beta_0 < \beta < \beta_1$ .

Как видно из рис. 6, угол  $\beta_0$  определяет некоторое граничное положение плоскости контакта, при котором изменяется расчетный случай разрушения сжатой составной призмы при постоянном значении других факторов. Из графической интерпретации видно, что если  $\beta \leq \beta_0$  – разрушение составной призмы будет происходить по материалу стыкуемых частей, а если  $\beta > \beta_0$  – по стыковому соединению.

Как показывает анализ, выполненный в работе [18], формула (35) дает хороший результат для составных бетонных призм ( $\bar{\lambda} = 1.12$  при  $V_x = 10.2\%$ ) при  $\tau_{Rd,c} = 0.049f_c$  (где  $f_c$  – прочность при сжатии бетона меньшего класса).

Для проверки результатов расчетов по формуле (35) их сравнивали с опытными данными по испытанию составных призм, представленными в работе [18]. Исходные характеристики составных призм размером  $10 \times 10 \times 40$  см и величины разрушающих нагрузок взяты из работы [18] а сравнение результатов расчетов по формуле (35) с опытными данными на рис. 7.

Как видно из рис. 7 формула (35) дает удовлетворительный для практики результат в реальном диапазоне изменения углов  $\beta$ . Следует обратить внимание, что в опытах [18] при угле  $\beta = 30^\circ$  разрушение составных призм произошло не по контакту, а по монолитному бетону, что подтверждает положения, сформулированные в работах [3, 4], и соответствует расчетным результатам, полученным по формуле (35).

Рассчитанные по формуле (35) предельные напряжения  $f_{\beta, \max}$  не могут превышать с одной стороны прочности при сжатии бетона меньшего класса ( $f'_{c, \min}$ ), а с другой – быть меньшими нуля. Из анализа формулы (35) видно, что с увеличением  $\mu$  (коэффициента трения для стыкового соединения: например согласно [14] для гладких стыков  $\mu = 0.6$ , для шпоночных  $\mu = 0.9$ , а для монолитной конструкции  $\mu = 1.6$ ) число в знаменателе при постоянном угле наклона  $\beta$  при постоянном сопротивлении контакта стремится к нулю что вызывает увеличение  $f_{\beta, \max}$ . Таким образом,  $f_{\beta, \max} < 0$  означает, что разрушение составной призмы будет происходить по материалу, а не по стыковому соединению.

Определив по формуле (35) прочностную характеристику при сжатии для сборно-монолитного элемента, выделенного диагональными трещинами, как для некоторого идеализированного континуального материала, появляется возможность применить при расчетах прочности наклонных сечений метода, распространяющиеся на элементы сплошного сечения.

Тогда трансформированная диаграмма деформирования бетона заменяющей призмы в условиях плоского напряженного состояния может быть принята в соответствии с общей зависимостью, предложенной в работах [1, 2] в виде (рис. 8а):

$$\sigma_2 = f_{2, \max} \left[ \left( \frac{2\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right) - \left( \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right], \quad (36)$$

где

$$f_{2, \max} = \frac{\tau_{Rd,c}}{\sin \theta (\cos \theta - \mu \sin \theta) (0.8 + 170\varepsilon_1)} \leq f_{\beta, \max}$$

Трансформированная диаграмма, связывающая средние значения главных растягивающих напряжений и деформаций для заменяющей призмы может быть принята согласно [1, 2] (рис. 8.) в виде:

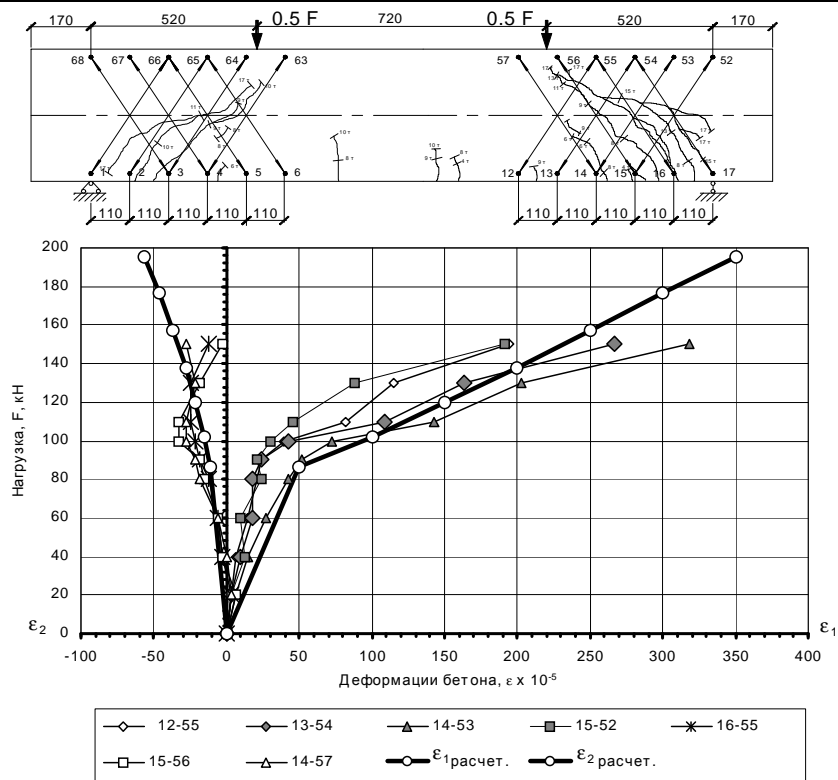


Рисунок 11. Опытные и расчетные величины главных деформаций для сборно-монолитной балки SE7-2

$$\sigma_I = \frac{f_{ctk}}{1 + \sqrt{500\epsilon_I}} \leq v_{ci} \cdot \tan \theta \quad (37)$$

где

$$v_{ci} = \frac{0.18 \sqrt{f_{\beta, max}}}{0.3 + \frac{24w_k}{a + 0.63}}; \quad (38)$$

здесь:  $w_k$  – ширина раскрытия диагональной трещины;  $a$  – максимальная крупность зерна заполнителя.

В соответствии с [1, 2] предельная поперечная сила для заменяющей сплошной балки (рис. 9) может быть определена по формуле:

$$V_{Sd} = \frac{A_{sw} \cdot f_{sw,y}}{S} \cdot z \cdot \cot \theta + \beta \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot z \quad (39)$$

где:  $A_{sw}$  – площадь поперечной арматуры в рассматриваемом сечении;  $f_{sw,y}$  – расчетное сопротивление арматуры;  $S$  – шаг поперечных стержней в заменяющей балке;  $\beta$  – коэффициент, показывающий эффективность работы диагональной полосы с точки зрения восприятия главных растягивающих напряжений, согласно [2]:

$$\beta = \frac{0.33 \cdot \cot \theta}{1 + \sqrt{500 \cdot \epsilon_I}} \leq \frac{0.18}{0.3 + \frac{24w}{a + 16}} \quad (40)$$

$b_w$  – расчетная ширина сечения;  $z$  – плечо внутренней пары сил (эффективная высота зоны среза);  $f'_c$  – прочность при сжатии бетона заменяющей балки, определяемая по формуле:

$$f_c = f_{\beta, max} = \frac{\tau_{Rd,c}}{\sin \theta (\cos \theta - \mu \cdot \sin \theta) (0.8 + 170 \cdot \epsilon_I)} \leq f_{\beta, max} \quad (41)$$

Величину главных растягивающих деформаций  $\epsilon_I$  определяют согласно [1, 2] по формуле:

$$\epsilon_I = \sum \epsilon_x + \left[ \sum \epsilon_x + 0.002 \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{\tau}{f_c} (\tan \theta + \cot \theta) (0.8 + 170 \cdot \epsilon_I)} \right) \right] \cot^2 \theta \quad (42)$$

где  $\sum \epsilon_x$  – суммарные продольные деформации для заменяющей балки, равные

$$\sum \epsilon_x = \epsilon_x + \epsilon_{x,CE} + \epsilon_{x,sc} \quad (43)$$

здесь  $\epsilon_x$  – продольные деформации от усилий в расчетном сечении, определяемые согласно [2, 12] по формуле:

$$\epsilon_x = \frac{(M_{Sd}/z) + 0.5 \cdot N_{Sd} + 0.5 \cdot V_{Sd} \cdot \cot \theta}{E_s \cdot A_s} \geq 0 \quad (44)$$

$\epsilon_{x,CE}$ ,  $\epsilon_{x,sc}$  – продольные деформации от расширения и несовместной усадки составной конструкции.

### СРАВНЕНИЕ С РЕЗУЛЬТАТАМИ ОПЫТОВ

Результаты расчетов по предложенному методу заменяющей балки сравнивали с результатами испытаний самонапряженных балок, представленными в работе [7]. Выборка включала 12 сборно-монолитных балок сечением  $10 \times 30$  см длиной 210 см (15 см – монолитный напрягающий бетон, 15 см – сборный элемент) и 60 сборно-монолитных балок с прямоугольным сечением  $8 \times 14$  см (5 см – монолитный напрягающий бетон, 9 см – сборный элемент), длиной 150 см. Балки имели различную конструкцию стыкового соединения (гладкий стык, шпонки – продольные и поперечные, армирование с разным коэффициентом и дисперсностью в плоскости стыка). Балки были испытаны кратковременной нагрузкой при про-



летах среза  $a/d = 1.0; 1.85; 2.0; 2.5$ . Сопоставление опытных и расчетных предельных поперечных сил показано на рис. 10.

На наш взгляд показательным является рис. 11, на котором представлено изменение главных растягивающих ( $\epsilon_1$ ) и главных сжимающих ( $\epsilon_2$ ) деформаций, установленных экспериментальным путем и рассчитанных в соответствии с методом заменяющей балки по формулам (39)..(44). Как видно, до нагрузки  $2V_{Sd} = 176.8$  кН наблюдается достаточно хорошее совпадение опытных и расчетных значений главных деформаций. Этой нагрузке соответствует наступление предельного состояния опытной балки, хотя по расчету разрушение должно происходить при нагрузке  $2V_{Sd} = 226$  кН. Это несоответствие связано с тем, что для рассматриваемой балки без поперечного армирования стыка при нагрузке, большей  $2V_{Sd} = 176.8$  кН, в плоскости контакта имеет место растяжение ( $\sigma_y = 3.02$  Н/мм<sup>2</sup>), что приводит к появлению горизонтальной трещины. В этом случае при наличии растягивающих напряжений  $\sigma_y$  следует в формуле (35) принять  $\mu = 0$ , что ведет к резкому снижению сопротивления сжатой составной полосы. Таким образом, отсутствие поперечной арматуры в стыке, либо ее постановка с шагом, отличающимся от шага поперечной арматуры в сборном элементе, приводит к неравновесным растягивающим напряжениям, действующим перпендикулярно к плоскости контакта, и появлению горизонтальной трещины, что и наблюдали в опытах. Учет этого явления в алгоритме расчета позволил существенно уточнить величину предельной перерезывающей силы.

#### ВЫВОДЫ

1. Применение деформационных методов, базирующихся на положениях модифицированной теории полей сжатия [1, 2], позволяет производить расчет приопорной зоны сборно-монолитной конструкции, отказавшись от целого ряда условностей, присущих методу сечений [9].
2. Для инженерных расчетов может быть использован метод заменяющей балки, основанный на идеализации составной конструкции путем описания прочности при сжатии диагональной полосы через предельные напряжения, воспринимаемые составной призмой. Предложенный метод имеет удовлетворительную для практики точность ( $\lambda = 1.36$ ,  $V_x = 16.1$  %) и может быть применен для расчета сборно-монолитных конструкций для случаев, когда стыковое соединение располагается в пределах эффективной высоты зоны среза.

УДК 624.012.45

**Павлова И.П.**

## О ВЛИЯНИИ ЗАПОЛНИТЕЛЕЙ НА ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА

Прочность бетона является одним из наиболее важных его свойств. Взаимосвязь между структурой бетона и его прочностью уже довольно длительный период представляет интерес для исследователей. Однако до сих пор не существует единой универсальной теории, описывающей эту взаимосвязь, кроме теории, рассматривающей зависимость прочности бетона от водоцементного отношения. Abrams [1] был одним из первых,

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Тур В.В. Кондратчик А.А. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил.– Изд. БГТУ, Брест, 2000 – 400 с.
2. Coolins M.P., Mitchell D., Adebear P., Vecchio F.J. General Shear Design Method/ ACI Structural Journal, v. 93, N 1, January–February, 1996 – p.p. 36–45.
3. Eyre J.R., Campos E.S. Upper bounds in the slant shear testing of perfectly plastic joints in concrete/ Magazine of Concrete Research, 1996, 48, N 176, Sept.– p.p. 181–188.
4. Jensen B.C. Lines of discontinuity for displacement in the theory of plasticity of plain and reinforced concrete/ Mag. Concr. Res., 1975, 27, N 92, Sept.– p.p. 143–150.
5. Nelsen M.P. Limit analysis and concrete plasticity.– Prent. Hall., Englewood Cliffs., NJ., 1984.
6. Robins P.J., Austin S.A. A united failure envelope from the evaluation of concrete repair bond test/ Mag. Concr. Res., 1995, 47, N 170, March.– p.p. 57–68.
7. Кондратчик А.А., Кондратчик Н.И., Круль М., Грабяс М. Прочность наклонных сечений самонапряженных сборно-монолитных балок/ Mat. Междунар. Конф. «Напрягающий цемент, бетон и самонапряженные конструкции», 19–20 декабря, Брест, 2000.– в печати).
8. Пособие по проектированию сборно-монолитных конструкций (к СНиП 2.03.01–84\*).– М.: Стройиздат, 1986.– 53 с.
9. СНиП 2.03.01–84\*. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования.
10. ACI 319–85. Building Code Requirements for Reinforced Concrete, Farmington Hills, Mich., 369 p.
11. DIN 1045–1. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1.
12. CSA A.23.3–94. Design of Concrete Structures.
13. NS 3473. Norwegian Council for Building Standardization.
14. Eurocode N 2. Design of Concrete Structures.
15. Тур В.В., Кондратчик А.А., Кондратчик Н.И. Применение метода ферменной аналогии при расчете на срез сборно-монолитных изгибаемых элементов/ Сб. трудов «Эффективные архитектурно-строительные системы зданий и сооружений», Мн., 1998.– с. 28–31.
16. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластины.– К.: Будівельник, 1987.– 273 с.
17. Ржаницын А.Р., Захаров В.М. Расчет составных стержней из неупругого материала с неупругими связями сдвига// Строительная механика и расчет сооружений.– 1984.– № 1.– с. 17–19.
18. Шалобыта Т.П. Прочность и деформативность контактов самонапряженных сборно-монолитных железобетонных конструкций.– Дисс. ... канд. техн. наук. 05.23.01– Минск, 2000 – 160 с.

кто определил водоцементное отношение как ключевую характеристику, от которой зависит прочность бетона, в то время, как двумя десятилетиями ранее Feret [2] описывал прочность в зависимости от объемной концентрации цемента  $\gamma$  в растворе:

*Павлова Инесса Павловна. Инженер, аспирант кафедры технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета. Беларусь, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267*