



Учитывая зависимости между внутренними усилиями в сечении АВ и нормальном сечении, проходящем через точку С:

$$M_{sd,C} = M_{sdA} + 2 \cdot V_{sdA} \cdot r - 2 \cdot p \cdot r^2,$$

$$V_{sd,C} = V_{sdA} - 2 \cdot p \cdot r,$$

получаем:

$$F_{st} = -\frac{M_{sd,C}}{z} + 0.5 \cdot V_{sd,C} \cdot \cot \theta, \quad (4)$$

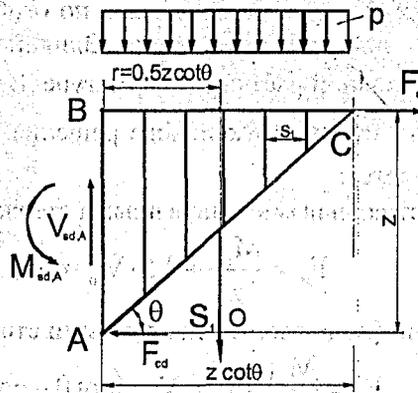


Рисунок 2 – Схема усилий в припорном сечении у промежуточной (внутренней) опоры неразрезной балки.

Таким образом, из анализа схем распределения усилий (см. рисунок 1, 2) видно, что усилие в продольном армировании в сечении АВ (разрезной балки) будет большим, чем это получается из уравнения изгиба  $M_{sd}/z$ . В большинстве случаев, когда элемент армирован только вертикальными стержнями, приращение усилия в продольных стержнях равняется:

$$\Delta F_{st} = 0.5 \cdot V_{sd} \cdot \cot \theta, \quad (5)$$

Нормы [1, 2] формулируют требование, в соответствии с которым усилие в растянутой арматуре, определенное в общем случае по формулам (1, 2), не должно превышать  $M_{sd,max}/z$ . При этом совершенно не оговаривается, что обозначает момент  $M_{sd,max}$ . Можно, единственно, предположить, что здесь, очевидно, речь идет о максимальном (наибольшем) моменте (по абсолютной величине), действующем либо в пролете, либо на опоре. Ограничение введено, очевидно, для исключения механического применения уравнений (1) и (2). На промежуточных опорах неразрезных балок трещины приращения усилий в продольной арматуре следует применять для верхнего армирования, так как над опорами таких балок действует экстремальный момент и поперечная сила. В результате на опорах следовало бы устанавливать растянутой арматуры больше, чем это следует из расчета на опорный момент. Однако последний вывод не является бесспорным. Следовало бы принцип суммирования  $\Delta F_{st}$  несколько развить, ясно определив, что касается он только тех участков неразрезной конструкции, на которых могут появиться наклонные трещины.

В работе [3] предложена достаточно точная, на наш взгляд, формулировка принципа суммирования дополнительного усилия в продольной растянутой арматуре.

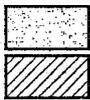
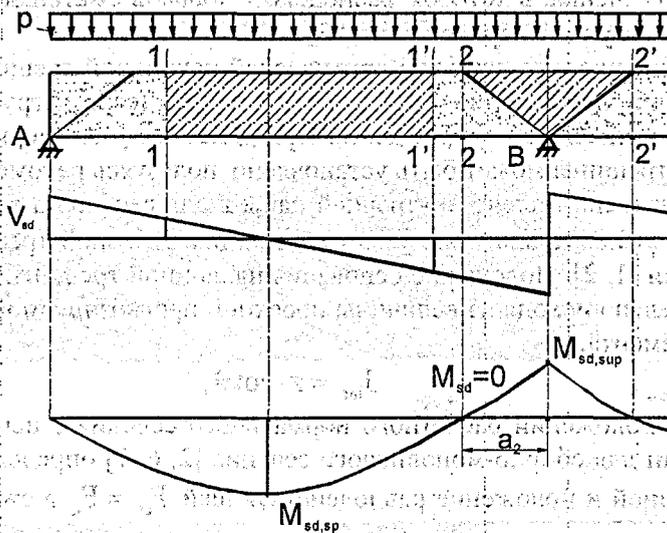
*Влияние поперечной силы на величину усилия в продольной растянутой арматуре необходимо учитывать только в том случае, если в сечении с расчетным изгибающим моментом  $M_{sd}$  и поперечной силой  $V_{sd}$  может произойти исчерпание несущей способности по диагональной трещине, наклоненной под углом  $\theta$  к продольной оси элемента.*

*При этом для восприятия действующего усилия:*

$$F_{st} = \left| \frac{M_{sd}}{z} \right| + |\Delta F_{st}|, \quad (6)$$

следует устанавливать расчетное количество армирования, обеспечивая его надлежащую анкеровку с обеих сторон от рассматриваемого наклонного сечения. Таким образом, нет необходимости применения ф. (6) для тех участков балок, в которых доминируют нормальные трещины.

Как видно из схемы, представленной на рисунке 3, на участке А-1 любая наклонная трещина генерирует прирост усилия  $\Delta F_{st}$  в продольной арматуре, а на участке 1-1' появление наклонных трещин маловероятно. На этом участке нет необходимости в применении принципа «суммирования». На участке 1'-2 опять же возможно образование наклонных трещин и разрушение по наклонному сечению, что должно быть учтено «суммированием» усилий. Очевидно, что наибольший прирост продольного усилия  $\Delta F_{st}$  будет генерирован при образовании трещины 2-В. Вместе с тем на отрезке 2-2' принято, что наклонные трещины появиться не могут.



- участки возможного образования наклонных трещин;  
 - участки, на которых образование наклонных трещин маловероятно.

Рисунок 3 – Схема размещения расчетных участков, для которых следует учитывать влияние поперечной силы на прирост продольного  $\Delta F_{st}$  усилия в растянутой арматуре согласно предложений [3]

При ближайшем рассмотрении уравнения (6) по которому определяется усилие в растянутой арматуре, видно, что при принятых расчетных схемах плечо внутренней пары сил  $z$  следует определять для сечения в вершине наклонной трещины. При этом, принимаемый в расчетах угол  $\theta$  представляет, по существу, угол наклона прямой, соединяющий точки приложения равнодействующих в растянутой арматуре и сжатой зоне бетона над вершиной наклонной трещины (см. рисунок 4).

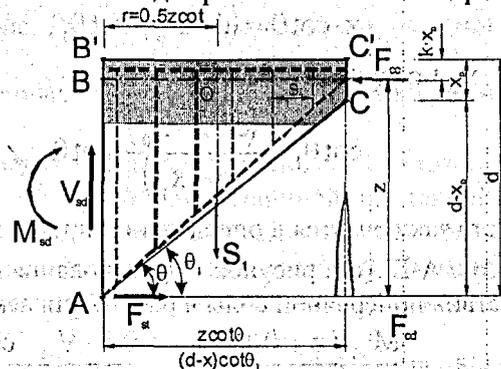


Рисунок 4 – К определению угла наклона диагональной трещины в расчетном сечении

Таким образом, с учетом сформулированных замечаний, усилие в растянутой арматуре у основания наклонной трещины следует записать:

$$F_{st} = \frac{M_{sd,A}}{(d - kx_p)} + 0.5 \cdot V_{sd,A} \cdot \cot \theta \quad (7)$$

Рассматривая проекцию всех сил, действующих в сечении (при отсутствии продольного усилия) можно записать:

$$F_{st} = F_{cc} \quad (8)$$

или:

$$F_{cc(c)} = \frac{M_{sd,A}}{(d - kx_p)} + 0.5 \cdot V_{sd,A} \cdot \cot \theta \quad (9)$$

Следовательно, для определения угла наклона диагональной трещины следует установить положение нормального сечения, в котором равнодействующая в сжатой зоне  $F_{cc(c)}$  равняется усилию в растянутой арматуре  $F_{st}$  с учетом приращения  $\Delta F_{st}$ .

Делая предположение, что вершина критической наклонной трещины расположена в сечении, проходящем через точку приложения сосредоточенной силы (если нагрузка на элемент приложена в виде последней) задача несколько упрощается. При действии равномерно распределенной нагрузки положение вершины трещины может быть установлено пользуясь рекомендациями [4, 5].

В первом приближении плечо внутренней пары  $z$  для сечения в вершине наклонной трещины может быть принято  $z \approx 0.8d$ , а значение угла наклона диагональной трещины  $\theta$  в интервале, рекомендованном нормами [1, 2]. Положение основания наклонной трещины по длине расчетного пролета может быть определено исходя из величины проекции прогнозируемой наклонной трещины на горизонтальную ось элемента:

$$l_{inc} = z \cdot \cot \theta, \quad (10)$$

При известном положении расчетного нормального сечения с использованием уравнений деформационной модели для сборно-монолитного сечения [2, 6, 7] определяют высоту сжатой зоны  $x_p$  над наклонной трещиной и положение равнодействующей  $F_{cc} = F_{st}$  в сжатой зоне. Получив тем самым и новое значение плеча внутренней пары сил  $z$ , уточняют по ф. (10) положение основания наклонной трещины по длине рассматриваемого участка и, соответственно, значение равнодействующей в продольной растянутой арматуре  $F_{st}$  по ф. (9). Сравнивают значения равнодействующих в сжатой зоне сечения над вершиной наклонной трещины  $F_{cc}$  и в растянутой арматуре. Если полученные значения отличаются больше некоторого установленного критериального значения, характеризующего точность расчета, вычисления повторяют. На новой итерации изменяют величину внутренней пары сил  $z$ . Расчет повторяют до тех пор, пока значения внутренней пары сил  $z$  (либо высоты сжатой зоны над вершиной наклонной трещины  $x_p$ ) на предыдущей и последующей итерациях не будут отличаться друг от друга на принятую величину невязки.

При установленных параметрах сжатой зоны над наклонной трещиной и положения основания наклонной трещины определяют значение угла  $\theta_1$  наклона диагональной трещины из равенства проекции наклонной трещины на продольную ось элемента (см. рисунок 4):

$$z \cdot \cot \theta = (d - x_p) \cdot \cot \theta_1, \quad (11)$$

или учитывая, что  $z = (d - k \cdot x_p)$  получаем:

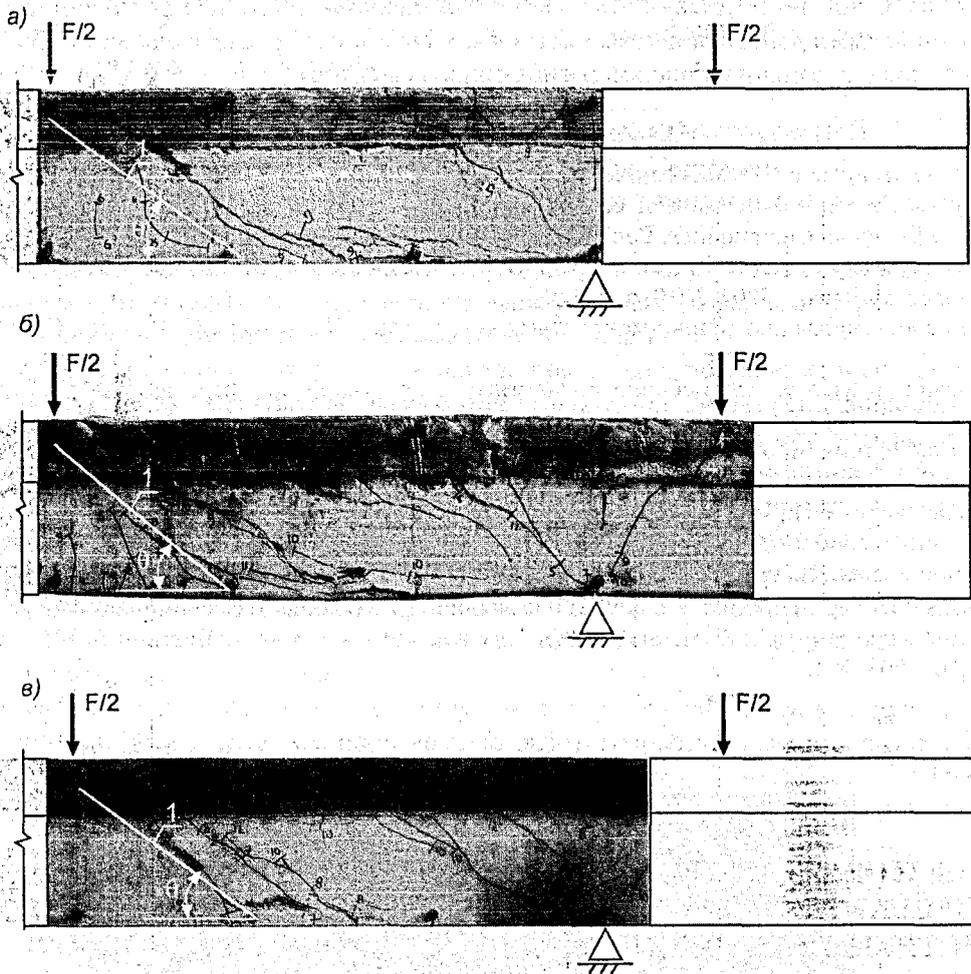
$$\cot \theta_1 = \frac{(d - k \cdot x_p)}{(d - x_p)} \cdot \cot \theta \quad (12)$$

Следующий этап расчета заключается в определении продольных деформаций  $\epsilon_x$  в растянутой продольной арматуре в сечении А-В' (см. рисунок 4) (у основания наклонной трещины) на основании положений [1] с учетом действия поперечной силы в рассматриваемом сечении:

$$\epsilon_x = \frac{M_{sd} / z + 0.5 \cdot N_{sd} + 0.5 \cdot V_{sd} \cdot \cot \theta}{E_s \cdot A_s} \quad (13)$$

Затем на основании положений [8] по таблице значений  $\theta$ , определенных как функция продольных деформаций  $\epsilon_x$  и относительного уровня касательных напряжений  $\tau / f_c'$ , при известных  $\epsilon_x$

и  $\tau/f_c'$  находят угол наклона трещины  $\theta$  и сравнивают его с полученным  $\theta_1$ . Отличие между полученными значениями углов не должно превышать принятое критериальное значение. В случае, если условие не выполняется, производят новую итерацию.



1 - наклонная трещина.

Рисунок 5 – Прогнозируемое положение наклонной трещины в балках серии Б-I (а), Б-II (б), Б-III (в)

На новой итерации изменяют угол наклона  $\theta$  прямой, соединяющей равнодействующую в растянутой арматуре и сжатом бетоне. Расчет выполняют до тех пор, пока не будет выполнено ранее описанное условие.

В расчете прочности наклонных сечений следует использовать полученное значение угла наклона диагональной трещины  $\theta_1$ .

Следует отметить, что в представленных уравнениях не учитывается величина составляющей поперечной силы, действующей в сжатой над вершиной наклонной трещины  $V_{cd}$ . Для сборно-монолитных сечений при установленном положении нейтральной оси (сжатой зоны сечения) составляющая  $V_{cd}$  может быть рассчитана с использованием положений, изложенных в наших работах [7]. В некоторых случаях учет  $V_{cd}$  может существенно повлиять на величину предельного усилия, воспринимаемого наклонным сечением.

С использованием сформулированных предложений был выполнен расчет сборно-монолитных неразрезных балок с монолитной частью из напрягающего бетона. Конструкция и результаты испытаний опытных балок подробно представлены в работе [8].

Результаты расчета значений угла наклонной критической трещины по предложенной методике:

- для балок серии Б-I -  $\theta = 34,6^\circ$ ,

- для балок серии Б-II -  $\theta = 37,4^\circ$
- для балок серии Б-III -  $\theta = 36,29^\circ$

Графическое сравнение опытных и расчетных значений углов наклона критической трещины для испытанных сборно-монолитных балок показано на рисунке 5. Как видно из представленного сравнения, предложенная методика определения углов наклона критической трещины дает хорошее совпадение с опытными данными и позволяет повысить точность расчета наклонных сечений сборно-монолитных балок с двузначной эпюрой изгибающих моментов.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНБ 5.03.01 «Бетонные и железобетонные конструкции» - Мн.: Стройтехнорм, 2003 г. - 139 с.
2. ENV 1992-1-1, Eurocode 2 «Design of concrete structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Building». - Comission of European Communities, Dec 1991. p.253.
3. Knauff M. Wplyw sily poprzecznej na zbrojenie podluzne belek zelbetowych - uwagi o zasadach konstruowania // Inzynieria I Budownictwo. -2004. №10, p. 549-552.
4. Пособие по проектированию сборно-монолитных конструкций/ Госстрой СССР.— М.: Стройиздат, 1989.— 73 с.
5. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций, под ред. проф. А. Б. Голышева - Киев, Будівельник, 1987, - 220 с.
6. Тур В.В., Кондратчик А. А. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил. - Брест: изд. БГТУ, 2000 - 400 с.
7. Тур В.В., Шалобыта Т.П., Щербач А.В. Общий метод расчета сборно-монолитных балок с неупругими связями сдвига при совместном действии изгибающих моментов и перерезывающих сил// Вестник БГТУ. Строительство и архитектура.- 2004. №1.
8. Щербач А. В. Экспериментальное определение прочности наклонных сечений самонапряженных сборно-монолитных балок со знакопеременной эпюрой изгибающих моментов// Вестник БГТУ. Строительство и архитектура.- 2003. №1.

УДК 624.012.464.4

Образцов О.Л.

### ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИМЕНЕНИЕ КОНСТРУКЦИЙ БЕЗ СЦЕПЛЕНИЯ НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ НА ПРИМЕРЕ МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ВНЕШНИМ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЕМ (ОПЫТ ГЕРМАНИИ)

#### ВВЕДЕНИЕ

В недалеком прошлом строители большим нагрузкам пытались противопоставить большие размеры сечений конструкции и большие прочностные характеристики материалов. Это продолжалось до того времени, пока не возникла идея о том, чтобы нагрузке противопоставить нагрузку. Это было начало предварительно напряженных конструкций [1].

Отдельную группу предварительно напряженных конструкций составляют конструкции без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном. Несмотря на реализацию уникальных проектов с использованием таких конструкций (например, Останкинской телевизионной башни в г.Москве), применение их было ограничено по следующим причинам: отсутствие адекватных методов расчета, надежных анкерных систем и систем создания предварительного напряжения, способов защиты напрягаемой арматуры от агрессивных воздействий.

Предварительно напряженные конструкции, у которых напрягаемая арматура не имеет сцепления с окружающим ее бетоном, относятся к специфическим конструкциям, для которых практическое применение намного опередило теорию их расчета.

В послевоенные годы при постоянно возрастающих объемах нового строительства в Европе имела место обширная конкуренция при выборе конструктивных решений и методов их исполнения для мостовых конструкций. В 50-е годы разрабатывались нормативные документы для предварительно напряженных мостов. В первую очередь применялись предварительно напряженные конструкции с последующим инъектированием каналов, которое обеспечивало сцепление напрягаемой арматуры и бетона. При использовании и развитии этих конструкций естественно появлялись проблемы. Между