УДК 624.072.21.012.4.046

# О ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЕ, ВОСПРИНИМАЕМОЙ БЕТОНОМ В НАКЛОННОМ СЕЧЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Ю.В. Краснощеков ФГБОУ ВО «СибАДИ», г. Омск. Россия

# *RNJATOHHA*

Введение. Приведены результаты анализа эмпирической зависимости поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении железобетонных элементов.

Материалы и методы. Длительный опыт применения этой зависимости при проектировании железобетонных конструкций свидетельствует о высокой надежности расчетных параметров, информация о которых может быть использована в новой расчетной модели, учитывающей совместное действие поперечных сил и изгибающих моментов.

Результаты. Анализ эмпирической зависимости, используемой в нормах проектирования, позволил получить сведения о предельном значении касательных напряжений в сжатой зоне бетона наклонного сечения и их соотношении с нормальными напряжениями. Результаты анализа проверены на компьютерных моделях балки с применением конечных элементов. Показано, что сопротивление сдвигу связано зависимостью с сопротивлением сжатию посредством специального коэффициента, который можно определить путем компьютерного моделирования.

Обсуждение и заключение. Расчетные значения параметров наклонного сечения железобетонных элементов при поперечном изгибе можно уточнять опытным путем или компьютерным моделированием.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: прочность железобетона, наклонное сечение, поперечная сила, момент, обобщённая расчётная модель, сопротивление бетона сдвигу.

© Ю.В. Краснощеков, 2018



Контент доступен под лицензией Creative Commons Attribution 4.0 License.

# LATERAL FORCE PERCEIVED BY CONCRETE IN THE INCLINED SECTION OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

Y.V. Krasnoshchekov Siberian State Automobile and Highway University

#### **ABSTRACT**

*Introduction.* The article presents results of the empirical dependence analysis of transverse force in the inclined section of reinforced concrete elements.

**Materials and methods.** Long-term application of such dependence at the reinforced concrete design demonstrates high parameters' reliability. Thus, analyzed information could be used in innovated calculation model, which includes joint action of cross forces and bending moments.

**Results.** The analysis of empirical dependence by the design standards seems to obtain information about the limit value of shear stresses in the compressed zone of inclined concrete and their interrelations with normal stresses. The results of the analysis were tested on computer models of the beam using finite elements. It does, however, assume that the shear resistance is specifically related to compression resistance by means of a special coefficient, which could be determined by computer simulation.

**Discussion and conclusions.** The calculated values of the inclined section of reinforced concrete elements in the transverse bending could be specified by experimental or computer modeling.

**KEYWORDS:** concrete strength, sloping section, shear force, moment, generalized analysis model, concrete shear resistance.

© Y.V. Krasnoshchekov, 2018



Content is available under the license Creative Commons Attribution 4.0 License.

#### основные положения

- 1. Расчет прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям выполняется раздельно на действие поперечных сил и изгибающих моментов, в то время как напряженное состояние в общем случае определяется совместным действием этих усилий. Разработка обобщенной модели расчета актуальная задача.
- 2. В результате анализа нормативной модели расчета прочности изгибаемых элементов на действие поперечной силы получена информация, использование которой может ускорить практическую реализацию обобщенной модели в предельном состоянии.
- 3. Путем компьютерного моделирования балок в конечных элементах проверена работа обобщенной модели в различных условиях нагружения.

#### **ВВЕДЕНИЕ**

При поперечном изгибе напряженное состояние железобетонных элементов в общем случае определяется совместным действием изгибающих моментов М и перерезывающих сил Q. Однако расчёт прочности изначально ведётся раздельно на действие этих усилий. В России предпочтение отдают расчетным моделям метода сечений, наиболее удобному способу определения внутренних силовых факторов. В Европе и Америке при расчете на действие поперечных сил используют также альтернативные стержневые модели, основанные на ферменной аналогии (модель «тяжи и распорки») [1, 2].

Обоснованием расчета на раздельное действие изгибающих моментов и поперечных сил являются два возможных случая разрушения изгибаемых железобетонных элементов. При преобладающем действии моментов и продольных сил разрушение сопровождается образованием и развитием нормальных, а иногда и наклонных (косых) трещин с последующим раздроблением сжатой зоны бетона над трещинами или разрывом растянутой арматуры, пересекающей трещины. Разрушение от действия поперечных сил, как установлено многочисленными опытами, происходит по наклонному сечению, проходящему по наклонной трещине с разрушением бетона над трещиной, сопровождаемое срезом сжатой зоны. Общим в этих видах разрушения является образование и развитие трещин с последующим разрушением бетона сжатой зоны.

Ещё в 1978 г. задача влияния моментов

на несущую способность по наклонным сечениям, оцениваемую предельной поперечной силой, рассматривалась как первостепенная, требующая скорейшего разрешения на основе совместного учёта уравнений равновесия поперечных сил и моментов в наклонном сечении [3]. Тем не менее авторы последней редакции норм проектирования железобетонных конструкций были вынуждены признать, что, несмотря на многочисленные исследования в этой области, предлагаемые методы расчёта прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил ещё не достигли такого уровня, чтобы могли быть приняты в качестве нормативных [4]. Очевидно поэтому в действующих нормах проектирования железобетонных конструкций (СНиП 52-01-2003 и СП 63.13330.2012), в отличие от СНиП 2.03.01-84\*, приняты разные расчётные схемы для Q и M, что подчёркивает ориентацию составителей норм на раздельный учёт усилий при расчёте прочности наклонных сечений и затрудняет переход к обобщённому расчёту. По нашему мнению, исследования по совершенствованию нормативных методов расчета несущей способности при поперечном изгибе актуальны, учитывая активизацию по внедрению в России далеко не идеальных европейских норм проектирования железобетонных конструкций, которыми также предусмотрен расчет на раздельное действие поперечных сил и изгибающих моментов.

В работе [5] предложена обобщенная модель расчета прочности железобетонных элементов по наклонному сечению. В работе [6] предлагаемая расчетная модель подтверждена результатами экспериментальных исследований. Однако предложенная модель требует более тщательного теоретического анализа и обоснования. С этой целью в данной статье приведены результаты критического анализа нормативной модели предельной поперечной силы, воспринимаемой бетоном, которая длительное время применяется при проектировании железобетонных конструкций зданий и сооружений.

#### МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Рассмотрим особенности современного расчёта прочности по наклонным сечениям на основе метода предельных состояний, принятого в отечественных нормах проектирования.

Прочность железобетонных элементов по наклонным сечениям определяют из условий, по которым расчётные усилия Q и M от внешних нагрузок, действующих в наклонном

сечении с длиной горизонтальной проекции с, должны быть меньше или равны внутренним предельным расчётным усилиям  $\mathbf{Q}_{\mathit{ult}}$  и  $\mathbf{M}_{\mathit{ult}}$  в этом сечении, т.е.

$$Q \le Q_{ult}$$
 или  $Q/Q_{ult} \le 1$ , (1)

$$M \le M_{ult}$$
 или  $M/M_{ult} \le 1$ . (2)

Расчетная схема усилий в общем случае представлена на рисунке 1.

Составляющие предельного значения  $Q_{ult} = Q_b + Q_{sw}$ : поперечная сила  $Q_b$ , воспринимаемая бетоном и поперечная сила  $Q_{sw}$ , воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении шириной b и рабочей высотой  $h_a$ .

Величина  $Q_b$  в настоящее время определяется по эмпирической формуле в зависимости от расчётного сопротивления бетона растяжению  $R_{bt}$ 

$$Q_b = 1.5 R_{bt} b h_0^2 / c , (3)$$

где с – длина проекции наклонного сечения на ось балки, равная расстоянию между точками пересечения сечением растянутой арматуры и крайнего сжатого волокна (рисунок 2).

Численный коэффициент в формуле (3) принимают не более 2,5 и не менее 0,5.

Отметим разные длины проекции наклонного сечения при расчете на действие поперечной силы и момента (см. рисунки 1 и 2). Это различие вносит в расчет некоторую неопределенность, связанную с положением расчетного сечения.

В последней редакции норм проектировании допускается производить расчет по поперечной силе  $Q=Q_1$ , действующей в нормальном сечении, и значении  $Q_b=Q_{b1}=0.5R_{bt}bh_0$ , т.е. при минимальном значении  $Q_b$  и с =  $h_0$ . Учитываются также особенности расчета сечений вблизи опор на расстоянии менее  $2.5h_0$  с увеличением  $Q_{b1}$  до максимального значения 2.5 численного коэффициента. Отмеченные особенности нормативного определения поперечной силы  $Q_b$ , воспринимаемой бетоном, свидетельствуют о существенном влиянии на прочность железобетонных элементов по поперечной силе расположения и размеров наклонного сечения.

Составляющие предельного значения  $M_{\it ult} = M_s + M_{\it sw}$ : момент, воспринимаемый сечением, пересекающим растянутую арматуру с расчетным усилием  $N_s$ , и определяемый поформуле

$$M_{s} = N_{s} z , \qquad (4)$$

и момент  $M_{sw}$ , воспринимаемый поперечной арматурой в наклонном сечении, который определяется по формуле

$$M_{sw} = 0.5Q_{sw}c. ag{5}$$

Плечо усилия  $N_{\rm s}$  и равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона  $N_{\rm b}$ , определяющих момент  $M_{\rm s}$ , допускается принимать приближённо  $z=0.9h_0$ .

При отсутствии поперечной силы в расчетных формулах принимается  $Q_{sw} = 0$ .

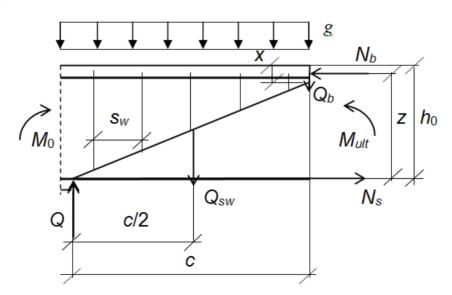


Рисунок 1 – Схема усилий в наклонном сечении

Figure 1 - Scheme of forces in inclined section

### РЕЗУЛЬТАТЫ

В работе [7] проф. А.А. Гвоздев отмечал, что подход к расчету на раздельное действие изгибающих моментов М и поперечных сил Q основан на двух возможных случаях разрушения изгибаемых элементов: «изломом по косой трещине от действия изгибающих моментов и (условно) срезом сжатой зоны от действия поперечных сил». Не вдаваясь в детали вопроса о разрушении балок от среза сжатой зоны, А.А. Гвоздев обращал внимание на хрупкий характер разрушения по второму случаю и возможность оценки прочности бетона сжатой зоны эмпирической формулой в виде

$$Q_b = 0.15R_u b h_0 t g \alpha , \qquad (6)$$

где  $Q_b$  — предельная величина поперечной силы, воспринимаемая бетоном сжатой зоны;  $R_u \approx 1,25R_b$  — сопротивление бетона сжатию при изгибе;  $b, h_0$  — ширина и рабочая высота прямоугольного сечения;  $\alpha$  — угол наклона косой трещины к продольной оси балки.

Формула (6) была получена М.С. Боришанским по результатам испытаний балок прямоугольного сечения без поперечного армирования, согласно которым величина  $Q_b$  зависит главным образом от размеров сечения, прочности бетона и направления косой трещины [8]. Учитывая, что по схеме М.С. Боришанского  $tg\alpha = h_0/c$  (как и по действующим нормам проектирования), формула (6) представлялась обычно в виде

$$Q_b = 0.15 R_u b h_0^2 / c , (7)$$

где с – длина проекции косой трещины на ось балки, равная расстоянию между точками пересечения трещиной растянутой арматуры и крайнего сжатого волокна сечения (см. рисунок 2).

М.С. Боришанский отмечал, что величина  $Q_b$  является вертикальной проекцией усилия от главных сжимающих напряжений в бетоне. Она зависит также от напряжений в продольной арматуре, величины предварительного напряжения, размеров площадки приложения внешней нагрузки, отношения M/Q и т.д. Однако для упрощения расчетной формулы влияние этих факторов не учитывается [9]. На схеме М.С. Боришанского сжатая зона бетона с расчетным усилием  $Q_b$  не имеет конкретной привязки к наклонному сечению.

М.С. Боришанский отмечал, что величина  $Q_b$  является вертикальной проекцией усилия от главных сжимающих напряжений в бетоне. Она зависит также от напряжений в продольной арматуре, величины предварительного напряжения, размеров площадки приложения внешней нагрузки, отношения M/Q и т.д. Однако для упрощения расчетной формулы влияние этих факторов не учитывается [9]. На схеме М.С. Боришанского сжатая зона бетона с расчетным усилием  $Q_b$  не имеет конкретной привязки к наклонному сечению.

В работе [3] отмечено, что величина  $Q_{_b}$  по существу включает в себя поперечную силу, воспринимаемую бетоном над наклонной трещиной, поэтому с известным приближением зависимость (7) была перенесена на элементы с поперечным армированием.

Уточняя физический смысл зависимости (6), О.Я. Берг отмечал, что разрушение бетона в сжатой зоне происходит от поперечного разрыва бетона под действием усилия, равного геометрической сумме сжимающего усилия от действия изгибающего момента  $M_b$  в расчетном сечении и поперечной силы  $Q_b$ , т.е. равнодействующей двух сил [10]. При этом  $tg\alpha = Q_b z/M_b$  и, по мнению О.Я. Берга, условия разрушения сжатой зоны бетона получают физическое объяснение (рисунок 3). Он считал, что, исходя из такого подхода, может быть по-

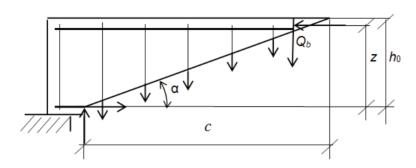


Рисунок 2 – Схема усилий в наклонном сечении по М.С. Боришанскому [9]

Figure 2 – Scheme of forces in the inclined section by M. S. Borishansky [9]

лучена более общая формула прочности бетона, по отношению к которой зависимость (7) является частным случаем.



Рисунок 3 — Схема усилий в наклонном сечении по О.Я. Бергу [10]

Figure 3 – Scheme of forces in the inclined section by O. J. Berg [10]

Учитывая замечание О.Я. Берга, подставим в уравнение (6) полученное выражение  $tg\alpha$ . Заменим также  $h_0$  на параметр высоты сжатой зоны х/ξ и учтем, что с учетом пластических деформаций бетона прочность нормального сечения, проходящего через вершину косой трещины, определяется моментом  $M_{b} = R_{u}bxz$ . Выполним преобразование и получим, что формула М.С. Боришанского действительно соответствует частному случаю относительной высоты сжатой зоны  $\xi = 0.15Q_{b}R_{u}bxz/Q_{b}M_{b}$ = 0,15. Несложно заметить, что при  $\xi$  > 0,15 формула (7) обеспечивает определенный запас прочности наклонного сечения. При ξ < 0,15, наоборот, расчетная формула (7) завышает прочность наклонных сечений. Казалось бы при этом надежность изгибаемых элементов должна снижаться, однако практика не подтверждает данный факт. Объяснением повышенной надежности могут быть результаты экспериментально-теоретических исследований прочности бетона сжатых зон изгибаемых элементов, приведенные в работе [11], свидетельствующие о значительном увеличении прочности бетона при  $\xi \le 0,15$  вследствие влияния масштабного фактора. В частности, экспериментально подтверждено, что при ξ = 0,15 прочность бетона сжатой зоны больше призменной прочности почти в 1,5 раза.

Однако рекомендации О.Я. Берга развития не получили и поиски общего решения затянулись. Длительное время проводили экспериментальные и теоретические исследования, направленные на совершенствование метода расчета прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям в основном путем детализации и усложнения теоретических моделей. Оценивали влияние сил зацепления по берегам наклонной трещины, выявляли ра-

боту арматуры на срез (нагельный эффект), предпринимали попытки создания новых теорий, однако обобщение получаемых результатов не приводили к обобщенной расчетной модели [12,13,14,15,16,17,18].

Осторожное упоминание А.А. Гвоздевым о возможном разрушении сжатой зоны бетона срезом не осталось без внимания исследователей [19,20,21]. По мнению большинства из них,ключевым параметром для расчетной оценки величины  $Q_b$  является предельное значение касательных напряжений  $T_{ult}$ , которое иногда отождествляется с сопротивлением бетона срезу (сдвигу)  $R_{b,sh}$ . Этот параметр не нормируется ( по причине малой востребованности) и вероятно поэтому недостаточно изучен..

Покажем, что в эмпирической формуле (2) заложена полезная информация об этом параметре. Поскольку позднее из соображений унификации отказались от параметра  $R_{_{\rm B}}$ , и заменили его призменной прочностью  $R_{_{\rm B}}$ ,, то представим выражение (2) в виде

$$Q_b = 0.15R_b bx h_0/c\xi \tag{8}$$

с параметром высоты сжатой зоны  $x/\xi$ , которая подвергается срезу от действия поперечной силы.

Обращаем внимание, что нормативная зависимость (3) по существу является аналогом формулы М.С. Боришанского (7), учитывая  $R_{bt} \approx 0.1 R_b$ . В свое время переход к сопротивлениям бетона растяжению объяснялся тем, что в данном случае прочность бетона на растяжение «физически более ясно отражает существо явления» [3]. Весьма спорное утверждение, учитывая, что речь идет о сжатой зоне изгибаемых элементов. Тем более что в зарубежных нормах проектирования при расчете на поперечную силу отдается предпочтение расчетным сопротивлениям бетона сжатию.

Так как группа параметров  $R_{_b}bx$  в выражении (8) соответствует прочности сжатой зоны бетона от действия изгибающего момента  $N_{_b}$ , то величину

$$k_Q = 0.15h_0/c\xi \tag{9}$$

можно рассматривать как коэффициент перехода от прочности на сжатие к прочности на срез, т.е.  $R_{b,sh}$  =  $k_{\rm Q}R_{\rm b}$ .

Эмпирический коэффициент 0,15 при этом можно рассматривать как коэффициент внутреннего трения, который в совокупности со сжимающим напряжением  $\sigma = R_b$  характеризу-

ет предельное значение касательных напряжений  $T_{ult}$  или сопротивление срезу  $R_{b.sh}$  бетона сжатой зоны с геометрическими параметрами, представленными в формуле (7). Обнаружен поразительный эффект: при малой высоте сжатой зоны (ξ < 0,15) сопротивление бетона срезу может превышать сопротивление сжатию. Теперь понятна причина осторожности А.А. Гвоздева, ведь согласно справочным данным и в большинстве учебников рекомендуется принимать расчетные значения сопротивления бетона срезу по эмпирической зависимости  $R_{b,sh} = (0,5...0,7)\sqrt{R_b R_b} = k_Q R_b \approx 0,2R_b$ или в виде удвоенного сопротивления бетона растяжению  $R_{tt}$ [19, 22]. Возможно ли такое, не в этом ли причина «проклятого» вопроса теории железобетона?

Кстати, по нормам проектирования железобетонных конструкций разных стран расчет на совместное действие поперечной и нормальной сил в настоящее время выполняется при условии  $c = h_0 c$  учетом коэффициента трения 0,15, на который умножаются нормальные напряжения от усилий сжатия [1, 2, 22].

Разрушение материалов путем среза хорошо оценивает теория Мора, которая является обобщением теории максимальных касательных напряжений. По огибающей линии к кругам Мора можно определить предельную величину касательных напряжений  $\tau_{ult}$ . На рисунке 4 показано, что для предельных величин  $\tau_{ult}$  возможны значения от 0,15R (чистый срез при  $\sigma$  = 0) до 0,5R (при  $\sigma$  = 0,5R), а при линейной зависимости  $\sigma$ -т значения  $\tau_{ult}$  могут быть ещё больше. Отсюда, учитывая, что  $R_b \approx 0,8R$ , реальными являются теоретические значения коэффициента  $k_o \approx 0,2-0,6$ .

Итак, в общем случае сжатая зона бетона изгибаемых элементов находится в сложном напряженном состоянии под действием нормальных напряжений о, влияющих через условный коэффициент трения на величину касательных напряжений т и характер разрушения. Н.М. Беляев привел формулу по оценке этого коэффициента и отмечал его зависимость от положения площадки чистого среза [20].

По мнению О.Я. Берга, величина касательных напряжений не является критерием прочности бетона и не может служить характеристикой наступления предельного состояния бетона [10]. Ссылаясь на специальные опыты Смита и Брауна, он показал, что при одноосном сжатии бетона справедливо отношение  $T_{\text{max}}/\sigma_{\text{max}} = 0,5$ . При боковом обжатии это отношение снижается, т.е. значение  $T_{\text{max}}$  меняется

с изменением напряженного состояния, в том числе и перед разрушением [24]. В результате опытов получены величины наибольших касательных напряжений при одноосном сжатии, во много раз превышающие значения сопротивлений срезу, которые обычно принимаются для бетона. Явное противоречие между величинами наибольших касательных напряжений. возникающих при одноосном сжатии, и величинами сопротивления срезу, которые определяли в опытах на чистый срез. По мнению О.Я. Берга, действительное сопротивление срезу может превышать по абсолютному значению даже призменную прочность. Замечено также, что в опытах на чистый срез разрушение фактически происходит не по исследуемой плоскости среза, а по наклонным поверхностям.

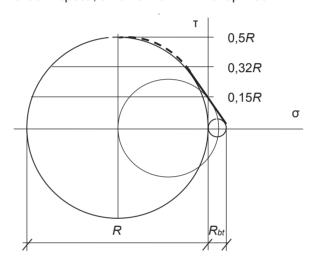


Рисунок 4. — Схема предельных напряжений по кругам Мора

Figure 4 – Diagram of limit stresses by Mohr circles

Итак, эмпирический коэффициент 0,15 в расчетной формуле  $Q_b$  по существу является коэффициентом внутреннего трения  $k_Q = Q_b / N_b$ , который можно представить в виде отношения касательных и нормальных напряжений  $k_Q = \text{т/}\sigma$ .

При отсутствии опытных данных коэффициент  $k_{\rm Q}$  достаточно просто можно определить путем компьютерного моделирования. Компьютерная модель статически определимой балки на двух опорах выполнена в ПК «Лира». Предварительно балка пролетом 1 м, шириной b=0,1 м и высотой  $h_{\rm 0}=0,1$  м была рассчитана на действие сосредоточенной силы 20 кН, приложенной в середине пролета. Полученную в результате расчета прочности по нормальному сечению продольную арматуру  $\emptyset$ 16 мм класса A 500 учитывали на всех эта-

пах испытания (расчета). На каждом этапе балку загружали двумя сосредоточенными силами по 10 кH, расположенными на одинаковых расстояниях от опор  $c = nh_0$ . Рассматривали 10 вариантов n = 1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0 и 4,5, при которых значения опорных реакций были одинаковыми и равными 10 кH. Расчет при каждом варианте нагружения выполняли c условными значениями относительной высоты сжатой зоны c = 0,1; 0,2; 0,3; 0,4 и 0,5 нормального сечения под внешней нагрузкой. Трещины в нормальных сечениях моделировали путем удаления конечных элементов бетона условной растянутой зоны. Расчет выполнен в упругой стадии деформирования при нагрузке поверху и понизу.

При моделировании бетона условного класса B20 применены универсальные пластинчатые четырехузловые конечные элементы КЭ-21. Модель балки вдоль пролета и по высоте расчленена конечными элементами 1×1 см толщиной 10 см. Арматуру моделировали стержневыми конечными элементами длиной по 1 см.

Модель опытной балки из конечных элементов показана на рисунке 5.

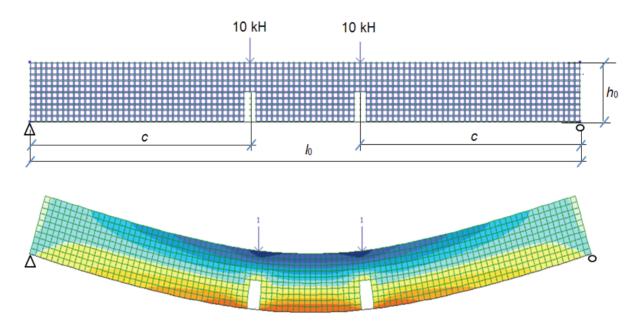


Рисунок 5 — Модель опытной балки из конечных элементов с нагрузкой поверху и деформированная схема с мозаикой нормальных напряжений

Figure 5 – Model of the examined beam with finite elements and top load, strain diagram with the normal stresses' mosaic

В таблице 1 приведены результаты расчета отношений средних по высоте сжатой зоны значений касательных и нормальных напряжений  $k_{\rm Q}$  = т/ $\sigma$  в опытной балке с трещинами при разных значениях с и  $\xi$ . Верхние значения получены при нагрузке сверху, нижние значения при нагрузке снизу.

I able i	Table 1 – Interrelations of tangential and normal stresses of $k_{Q} = \tau/\sigma$ in the beam									
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·										
Таблица 1 – Отношения касательных и нормальных напряжений $k_0$ = $\tau/\sigma$ в балке										

c/h <sub>0</sub>	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5
ξ = 0,5	0,884	0,570	0,421	0,334	0,276	0,236	0,206	0,180
	<b>0,384</b>	<b>0,250</b>	<b>0,181</b>	<b>0,149</b>	<b>0.125</b>	<b>0,106</b>	<b>0,093</b>	<b>0,082</b>
ξ = 0,4	0,841	0,543	0,402	0,319	0,264	0,226	0,197	0,172
	0,364	0,234	0,174	0,139	0.116	0,099	0,087	0,076
ξ = 0,3	0,814	0,526	0,390	0,310	0,257	0,219	0,191	0,168
	0,342	0,220	0,163	0,130	0.108	0,092	0,081	0,072
ξ = 0,2	<b>0,741</b> 0,311	<b>0,509</b> 0,198	<b>0,379</b> 0,148	<b>0,301</b> 0,117	<b>0,250</b> 0.098	<b>0,214</b> 0,083	<b>0,187</b> 0,073	<b>0,165</b> 0,066
ξ = 0,1	0,782	0,471	0,351	0,280	0,233	0,199	0,174	0,155
	0,234	0,149	0,111	0,088	0.073	0,063	0,055	0,051

В таблице 2 приведены результаты расчета коэффициента  $k_{\rm Q}$  по формуле (9) при разных значениях с и  $\xi$  применительно к опытной балке.

					rable 2 – Coefficien $\kappa_{_{Q}}$ by formula (9)			
c/h <sub>o</sub>	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5
ξ = 0,5	0,300	0,200	0,150	0,120	0,100	0,086	0,075	0,067
ξ = 0,4	0,375	0,250	0,187	0,150	0,125	0,107	0,094	0,083
ξ = 0,3	0,500	0,333	0,250	0,200	0,167	0,143	0,125	0,111
ξ = 0,2	0,750	0,500	0,375	0,300	0,250	0,214	0,187	0,167
ξ = 0,1	1,500	1,000	0,750	0,600	0,500	0,429	0,375	0,333

Таблица 2 – Коэффициент  $k_Q$  по формуле (9)

Table 2 – Coefficien  $k_A$  by formula (9)

Из сопоставления табличных данных видно, что нормативные значения коэффициента  $k_{\rm Q}$  соответствует относительной высоте сжатой зоны  $\xi \approx 0,2$  опытной балки при нагрузке сверху и  $\xi \approx 0,5$  при нагрузке снизу.

Коэффициент  $k_{\rm Q}$  необходим при определении предельного значения поперечной силы  ${\bf Q}_{\rm ult}$  в обобщенной зависимости, рекомендуемой в [6]

$$Q/Q_{ult} + M/M_{ult} = 1. (10)$$

# ОБСУЖДЕНИЕ И ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Эмпирическую формулу (3), принятую в нормах проектирования железобетонных конструкций, следует привести в соответствие с формулой (8), учитывая  $R_{nt} \approx 0.1 R_{p}$ .

Согласно (8) предельное значение касательных напряжений в сжатой зоне бетона над трещинами можно принять равным  $\mathbf{T}_{ut} = Q_b c \xi/0,15 b x h_0$  или  $\mathbf{T}_{ut} = k_Q R_b$ , где  $k_Q$  определяется по формуле (9).

Для всех значений длины проекции наклонного сечения можно принять относительное значение высоты сжатой зоны  $\xi \approx 0.2$  нормального сечения, в котором действует усилие  $Q_b$ . При этом  $x = 0.2h_0$  и  $z = 0.9h_0$ .

Полученные значения расчетных параметров рекомендуются для применения в обобщенной модели расчета (10) при определении предельных значений  $Q_{ut}$  и  $M_{ut}$ .

Несущая способность железобетонных элементов по наклонным сечениям зависит от прочности сжатой зоны над наклонной трещиной на действие поперечных сил и изгибающих моментов. Основой аналитического выражения для определения несущей способности может быть расчётная модель (10), которая имеет реальную физическую природу.

В более общем случае расчетные значения параметров наклонного сечения железобетонных элементов при поперечном изгибе можно

уточнять опытным путем или компьютерным моделированием.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- 1. Beeby A.W. and Narayanan R.S. Designers guide to Evrocode 2: Design of concrete structures. London. 2009. 230 p.
- 2. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318r-02). American Concrete Institute. Farmington Hills. 2014.
- 3. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / под ред. А.А. Гвоздева. М.: Стройиздат, 1978.
- 4. Звездов А.И., Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. О новых нормах проектирования железобетонных и бетонных конструкций // Бетон и железобетон. 2002. № 2. С. 2–6.
- 5. Краснощеков Ю.В. Прочность железобетонных элементов по наклонным сечениям при совместном действии поперечных сил и моментов // Вестник СибАДИ. 2009. № 3. С. 46–50.
- 6. Краснощеков Ю.В. Несущая способность по наклонным сечениям железобетонных элементов при совместном действии поперечных сил и моментов // Изв. вузов. Строительство. 2017. № 11-12. С. 5–14.
- 7. Гвоздев, А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. М.: Стройиздат, 1949.
- 8. Боришанский М.С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах по стадии разрушения. М. Л.: Стройиздат, 1946.
- 9. Боришанский М.С. Расчет железобетонных элементов при действии поперечных сил // Расчет и конструирование элементов железобетонных конструкций / под ред. А.А. Гвозде-ва. М.: Стройиздат, 1964. С. 122–143.
- 10. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. М.: Госстройиздат, 1962.

- 11. Краснощеков Ю.В. Прочность бетона сжатых зон изгибаемых и внецентренно-загруженных железобетонных элементов // Вестник СибАДИ. 2006. № 4. С. 130–133.
- 12. Залесов А.С., Ильин О.Ф., Титов И.А. Напряженное состояние перед разрушением // Новое о прочности железобетона / под ред. К.В. Михайлова. М.: Стройиздат, 1977. С. 76–93.
- 13. Гвоздев А.А., Залесов А.С. К расчету прочности наклонных сечений железобетонных элементов // Бетон и железобетон. 1981. № 11. С. 38–39.
- 14. Кириакиди Г.И., Шеина С.Г. Расчет прочности наклонных сечений железобетонных элементов при совместном действии поперечной и продольной сил // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. Ростов н/Д, 1979. С. 40–43.
- 15. Колчунов В.И. К расчету прочности железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы // Надежность и качество железобетонных конструкций. Куйбышев, 1977. С. 66–72.
- 16. Голышев А.Б., Колчунов В.И., Смоляго Г.А. Экспериментальные исследования железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы // Исследование строительных конструкций и сооружений. М., 1980. С. 26–42.
- 17. Залесов А.С., Ильин О.Ф. Опыт построения новой теории прочности балок в зоне действия поперечных сил // Новое о прочности железобетона / под ред. К.В. Михайлова. М.: Стройиздат, 1977. С. 115–140.
- 18. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. Киев: Будивельник, 1989.
- 19. Кудзис А.П. Железобетонные и каменные конструкции. В 2-х частях. Часть 1. Материалы, конструирование, теория и расчет. М.: Высшая школа, 1988.
- 20. Беляев, Н.М. Сопротивление материалов. М.: Наука, 1976.
- 21. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В 2-х кн. Кн. 1 / под ред. А.А. Уманского. М.: Стройиздат, 1972.
- 22. Алмазов, В.О. Проектирование железобетонных конструкций по евронормам. М.: Изд-во АСВ, 2007. 216 с.
- 23. Smith F., Brown R. The Shearing Strength of Concrete, Bull. Univ. of Washington. 2001. № 106.

# **REFERENCES**

1. Beeby A.W. and Narayanan R.S. Designers guide to Evrocode 2: Design of concrete structures. London. 2009. 230 p.

- 2. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318r-02). American Concrete Institute. Farmington Hills. 2014.
- 3. Novoe v proektirovanii betonnych i zhelezobetonnych konstrukciy [New in the design of concrete and reinforced concrete structures]. Ed by A.A. Gvozdev. Moskow. Stroyizdat, 1978. 204 p. (in Russian)
- 4. Zvezdov A.I., Zalesov A.S., Muchamediev T.A., Chistyakov E.A. O novych normach proektirovaniya zhelezobetonnych I betonnych konstrukciy [The new rule of design of reinforced concrete and concrete structures]. Beton i zhelezobeton [Concrete and reinforced concrete]. 2002. No. 2. Pp. 2–6. (in Russian)
- 5. Krasnoshchekov Yu.V. Prochnost zhelezobetonnych elementov po naklonnym secheniyam pri sovmestnom deistvii poperechnych sil i momentov [Strength of reinforced concrete elements on the inclined section under the joint action of the transverse forces and moments]. Vestnik SibADI. 2009. No. 3. Pp. 46–50. (in Russian)
- 6. Krasnoshchekov Yu.V. Nesushchaya sposobnost' po naklonnym secheniyam zhelezobetonnych elementov pri sovmestnom deistvii poperechnych sil i momentov [Bearing capacity on inclined sections of reinforced concrete elements under joint action of transverse forces and moments]. Izvestiya vusov. Stroitel'stvo. [News of Hidher Educational Institutions. Construction]. 2017. No. 11. Pp. (in Russian)
- 7. Gvozdev A.A. Raschet nesushchey sposobnosti po metodu predel'nogo ravnovesiya [Calculation of bearing capacity of structures by the method of limit equilibrium]. Moskow. Stroyizdat, 1949. 280 p. (in Russian)
- 8. Borishanskiy M.S. Raschet otognutych sterzhney i chomutov v izgibaemych zhelezobetonnych elementach po stadia razrusheniya [Calculation of bent rods and clamps flexible reinforced concrete elements according to the stage of destruction]. Moskow-Leningrad. Stroyizdat, 1946. 79 p. (in Russian)
- 9. Borishanskiy M.S. Raschet zhelezobetonnych elementov pri deystvii poperechnych sil [Calculation of reinforced concrete elements by the action shear forces]. Raschet i konstruirovanie elementov zhelezobetonnych konstruktsiy [Calculation and design of elements of reinforced concrete structures]. Ed by A.A. Gvozdev. Moskow. Stroyizdat, 1964. Pp. 122-143. (in Russian)
- 10. Berg O.Ya. Fizicheskie osnovy teorii prochnosti betona I zhelezobetona [Physical foundations of concrete and reinforced concrete strength theory]. Moskow. Gosstroyizdat, 1962. 96 p. (in Russian)

- 11. Krasnoshchekov Yu.V. Prochnost betona szhatych zon izgibaemych i vnetsentrenno-zagruzhennych elementov [Concrete strength of compressed zones of bent and out-center-loaded reinforced concrete elements]. Vestnik SibADI. 2006. No. 4. Pp. 130–133. (in Russian)
- 12. Zalesov A.S., Il'in O.F., Titov I.A. Napry-azhennoe sostoyanie pered razrusheniem [The stress state before the destruction]. Novoe o prochnosti zhelezobetona [New about strength of concrete]. Ed by K.V. Michaylov. Moskow. Stroyizdat, 1977. Pp. 76-93. (in Russian)
- 13. Gvozdev A.A., Zalesov A.S. K raschetu prochnosti naklonnych secheniy zhelezobetonnych elementov [The strength calculation of inclined section of reinforced concrete elements]. Beton i zhelezobeton [Concrete and reinforced concrete]. 1981. No. 11. Pp. 38–39. (in Russian)
- 14. Kiriakidi G.I., Sheina S.G. Raschet prochnosti naklonnych secheniy zhelezobetonnych elementov pri sovmestnom deistvii poperechnoy i prodol'noy sil [Strength calculation of inclined section of reinforced concrete elements under combined action of lateral and longitudinal forces]. Voprosy prochnosti, deformativnosti i treshchinostoykosti zhelesobetona [Questions of strength, deformability and crack resistance of reinforced concrete]. Rostov na Donu. 1979. Pp. 40–43. (in Russian)
- 15. Kolchunov V.I. K raschetu prochnosti zhelezobetonnych elementov pri sovmestnom deistvii momenta i poperechnoy sily [Calculation of strength of reinforced concrete elements under combined action of bending moment and shear force]. Nadezhnost' i kachestvo zhelezobetonnych konstruktsiy [The reliability and quality of concrete structures]. Kuybyshev. 1977. Pp. 66–72. (in Russian)
- 16. Golyshev A.B., Kolchunov V.I., Smolyago G.A. Experimental'nye issledovaniya zhelezobetonnych elementov pri sovmestnom deistvii izgibayushchich momentov i poperechnoy sily [Experimental study of reinforced concrete elements under combined action of bending moment and shear force]. Issledovanie stroitel'nych konstruktsiy i sooruzheniy [The study of structures and facilities]. Moskow. 1980. Pp. 26-42. (in Russian)
- 17. Zalesov A.S., Il'in O.F. Opyt postroeniya novoy teorii prochnosti balok pri deistvii poperechnych sil [The experience of building a new theory of strength of beams in the zone of action of transverse forces]. [New about strength of concrete]. Ed by K.V. Michaylov. Moskow. Stroyizdat, 1977. Pp. 115-140. (in Russian)
- 18. Zalesov A.S., Klimov Yu.A. Prochnost' zhelezobetonnych konstruktsiy pri deistvii poperechnych sil [Durability of reinforced concrete

- structures under the action of transverse forces]. K[ev. Budivel'nik, 1989. 104 p. (in Russian)
- 19. Kudzis A.P. Zhelezobetonnye i kamennye konstrukcii [Concrete and stone structures]. In 2 parts. Part 1. Materialy, konstruirovanie, teoriya i raschet [Materials, design, theory and calculation]. Moscow. Wysshaja shkola, 1988. 2876 p. (in Russian)
- 20. Belyaev N.M. Soprotivlenie materialow [Resistance of materials]. Moscow. Nauka, 1976. 856 p. (in Russian)
- 21. Pukelis P.I. O soprotivlenii betona szhatiyu pri sreze [Resistance of the concrete compression shear]. Perspektivy razvitiya betona i zhelezobetona: materialy k 7 Vsesoyuznoy konferentsii [Materials of VII all-Union conference "prospects of development of concrete and reinforced concrete"]. Vil'nyus, 1972. Pp. 52-58. (in Russian)
- 22. Spravochnik proektirovshchika promyshlennych, zhilych I obshchestvennych zdaniy i sooruzheniy. Raschetno-teoreticheskiy [Directory of designer of industrial, residential and public buildings. Theory and calculation]. Ed by A.A. Umanskiy. Moskow. Stroyizdat, 1972. 600 p. (in Russian)
- 23. Almasov V.O. Proektirovanie zhelezobetonnych konstruktsiy po evronormam [Design of reinforced concrete structures in accordance with European standards]. Moscow. ASV, 2007. 216 p. (in Russian)
- 24. Smith F., Brown R. The Shearing Strength of Concrete, Bull. Univ. of Washington. 2001. № 106.

Поступила 06.04.2018, принята к публикации 25.06.2018.

Автор прочитал и одобрил окончательный вариант рукописи.

Прозрачность финансовой деятельности: Никто из авторов не имеет финансовой заинтересованности в представленных материалах или методах. Конфликт интересов отсутствует.

#### **ИНФОРМАЦИЯ ОБ АВТОРЕ**

Краснощеков Юрий Васильевич — доктор технических наук, доцент, кафедра «Строительные конструкции», «Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет (СибАДИ)» (644080, пр. Мира, д. 5, e-mail: uv1942@mail.ru).

### INFORMATION ABOUT THE AUTHOR

Krasnoshchekov Y.V. – Doctor of Technical Sciences, Associate Professor of the Building Construction Department, Siberian State Automobile and Highway University (SibADI), (644080, 5, Mira Ave., e-mail: uv1942@mail.ru).