

СОСТОЯНИЕ И ТЕНДЕНЦИИ СОВРЕМЕННОГО РАЗВИТИЯ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Дорофеев В.С., Карпюк В.М., Ковров А.В. (*Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина*)

Дана краткая характеристика состояния и тенденций современного развития методов расчета прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, изложенных в различных нормативных документах и наиболее известных публикациях, а также приведены соображения авторов о возможных направлениях дальнейших экспериментально-теоретических исследований в этой области.

Вопрос о возможном превращении изгибаемого железобетонного элемента в предельном состоянии в распорную систему впервые был поставлен в 1909 году Талботом.

Идея о восприятии хомутами главных растягивающих напряжений привела к построению расчетной схемы железобетонной балки в виде раскосной фермы Мерша.

Дальнейшее развитие методов расчета прочности приопорных участков железобетонных элементов за рубежом продолжалось по пути совершенствования метода ферменной аналогии и создания новых аналогий (арочной, распорной системы, составного стержня).

Многое для развития этого метода, включенного в нормативные документы большинства зарубежных стран и Европейского комитета по бетону, сделали Ф. Леонгардт [1] и П.Риган [2].

В США (ACI-318-83) и Канаде (CAN3-A23.3-M84) господствует, так называемый, метод критической наклонной трещины, основанный на гипотезе о том, что действующая на элемент поперечная сила воспринимается поперечной арматурой, достигающей предельных напряжений, и бетоном, напряжения в котором соответствуют напряжениям образования критической наклонной трещины.

В.И. Виршилас, А.Л. Шнюкшта, А.П. Кудзис [3] и др. разработали феноменологические методы, основанные на статистической оценке прочности наклонных сечений железобетонных элементов.

Главный недостаток такого подхода заключается в отсутствии ясной физической картины происходящих процессов и применимости полученных зависимостей лишь для узкого круга задач.

С разработкой в середине прошлого столетия А.А. Гвоздевым и М.С. Боришанским метода предельного равновесия усилий в наклонном сечении железобетонного элемента, кардинально изменились представления о его работе под нагрузкой.

В исследованиях последних десятилетий появился новый подход к построению расчета на основе методов конечных разностей и конечных элементов с учетом происходящих процессов трещинообразования, напряженно-деформированного состояния бетона и арматуры. Многие в этом направлении сделали Н.И. Карпенко [4], В.П. Митрофанов [5], С.Ф. Клованич и др.

Однако, в виду относительной сложности и громоздкости целесообразность построения расчета на основе указанных методов определяется классом решаемых задач (например, для элементов, характеризующихся сложными конструктивными формами, напряженно-деформированным состоянием, условиями нагружения и т.п.).

Исходя из изложенного, наибольшими перспективами с точки зрения построения и совершенствования инженерных методов расчета, безусловно, обладает метод А.А. Гвоздева и М.С. Боришанского.

В общем случае, в рамках метода предельного равновесия, расчет производится исходя из рассмотрения равновесия приопорной части изгибаемого элемента (рис. 1).

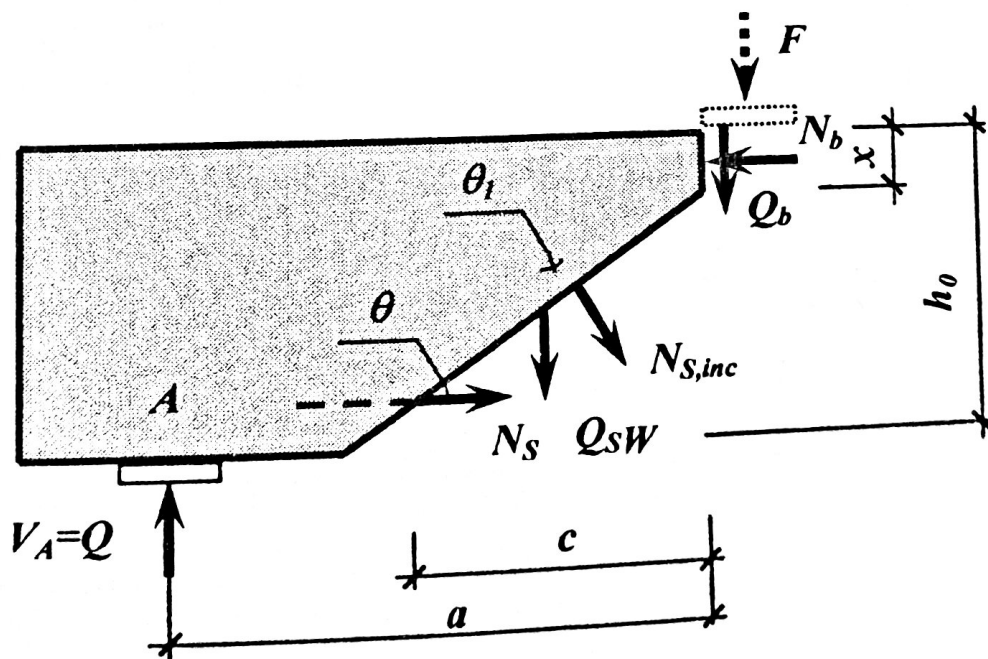


Рис. 1. Расчетная схема приопорной части изгибаемого железобетонного элемента, принятая в методе предельного равновесия.

При разрушении бетона сжатой зоны над трещиной расчет прочности наклонных сечений производится из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + N_{s,inc} \cdot \sin \theta \quad (1)$$

М.С.Боришанский экспериментально установил, что предельное усилие, воспринимаемое бетоном, зависит от прочности бетона при изгибе R_u , рабочих размеров сечения и угла наклона кривой трещины:

$$Q_b = Q_0 = 0,185 \cdot b \cdot h_0 \cdot R_u \cdot t q a \quad (2)$$

Для безопасности метода коэффициент 0,185 был заменен на 0,15:

$$Q_0 = (0,15 \cdot R_u \cdot b \cdot h_0) / c \quad (3)$$

Расчет прочности наклонных сечений по растянутой зоне производят из условия:

$$M \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc} \quad (4)$$

Когда выяснилось, что расчетная несущая способность элементов из высокопрочного бетона ($R_b \geq 40 \text{ МПа}$) значительно превышает опытную, формула (3) для Q_b в СНиП II-21-75 была усовершенствована и прочность бетона на сжатие при изгибе $R_p = R_{bt}$, а коэффициент 0,15 - на дифференцированный $k_2 = 1,5 \dots 2,0$:

$$Q_0 = (k_2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2) / c \quad (5)$$

Однако, наибольшие изменения метод предельного равновесия претерпел в СНиП 2.03.01-84. Внесенные изменения коснулись не только выражения для Q_0 , а и расчетной схемы (рис. 2), построения самого расчета.

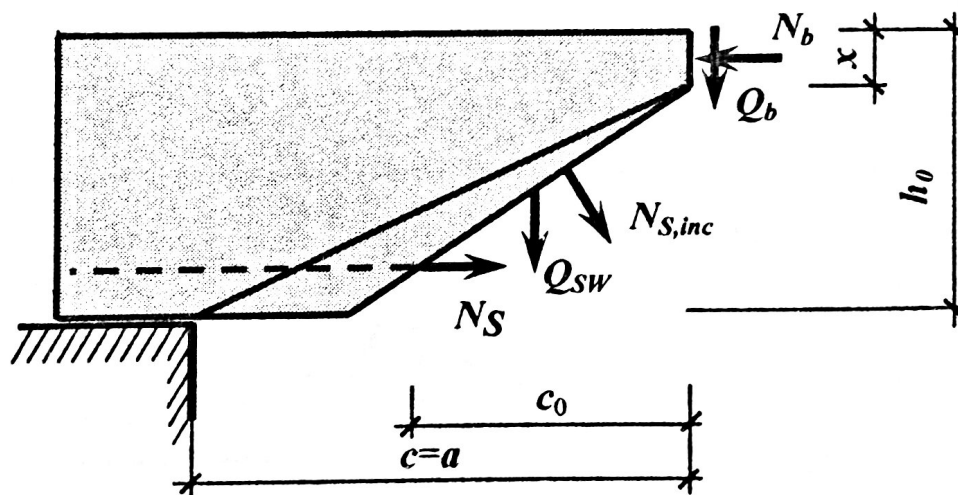


Рис. 2. Схема внутренних усилий в наклонном сечении изгибаемого железобетонного элемента по СНиП 2.03.01-84*.

Так, в эмпирическую зависимость для Q_b , дополнительно ввели еще два коэффициента φ_n и φ_f , полученных опытным путем и учитывающих влияние на несущую способность продольной сжимающей силы и

полки в сжатой зоне тавровых и двутавровых элементов, а вместо коэффициента k_2 ввели коэффициент φ_{b2} ;

$$Q_0 = [\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2] / c$$

Длина проекции опасной наклонной трещины составляет:

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{s2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}} \quad (7)$$

В простейшем случае загрузки железобетонного элемента сосредоточенными силами и поперечном армировании вертикальными стержнями (хомутами) условие прочности (1) преобразуется:

$$Q \leq \frac{\varphi_{s2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} + q_{sw} \cdot c_0 \quad (8)$$

Поскольку формулы (7) и (8) носят эмпирический характер и в них не учтены все возникающие в наклонном сечении внутренние усилия, при их использовании СНиП 2.03.01-84 вводит ограничения:

$$Q_b \geq \varphi_{b3} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_0, \quad (9)$$

которое соответствует несущей способности элементов без поперечной арматуры при $a/h_0 = 2,5 \dots 5,0$ и в котором коэффициент φ_{b3} , зависящий от вида бетона, принимается равным $0,4 \dots 0,6$;

$$h_0 \leq c_0 \leq 2h_0, \quad c > h_0, \quad c_0 \leq a. \quad (10)$$

При отсутствии поперечной арматуры наличие полок не учитывается и условие прочности (8) трансформируется:

$$Q = Q_b \leq \frac{\varphi_{s4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (11)$$

где $\varphi_{s4} = 1,0 \dots 1,5$ в зависимости от вида бетона. При этом

$$\varphi_{s3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 \leq \frac{\varphi_{s4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c} \leq 2,5 R_{bt} b h_0 \quad (12)$$

Одна из причин неудовлетворительной сходимости, расчетных и опытных значений разрушающей поперечной силы заключается в том, что в расчетной модели не учитываются такие внутренние усилия, как силы зацепления бетона в критической наклонной трещине ($F_{срс}$) и нагельное усилие (Q_s) в продольной арматуре (рис. 3), общая величина которых при определенных условиях может составлять около 80% несущей способности наклонного сечения железобетонного элемента.

В методе СНиП 2.03.01-84* также не учитываются вообще или учитываются косвенным путем целый ряд других факторов, оказывающих значительное влияние на несущую способность наклонных сечений железобетонных конструкций. К ним, прежде всего, относятся: наличие продольных сжимающих и растягивающих сил с эксцентриситетом, изменение по длине и высоте размеров поперечного сечения, со-

вместное влияние поперечной силы с другими силовыми факторами, технологическая поврежденность бетона, характер и режим действия внешней нагрузки, температурные воздействия и т.п.

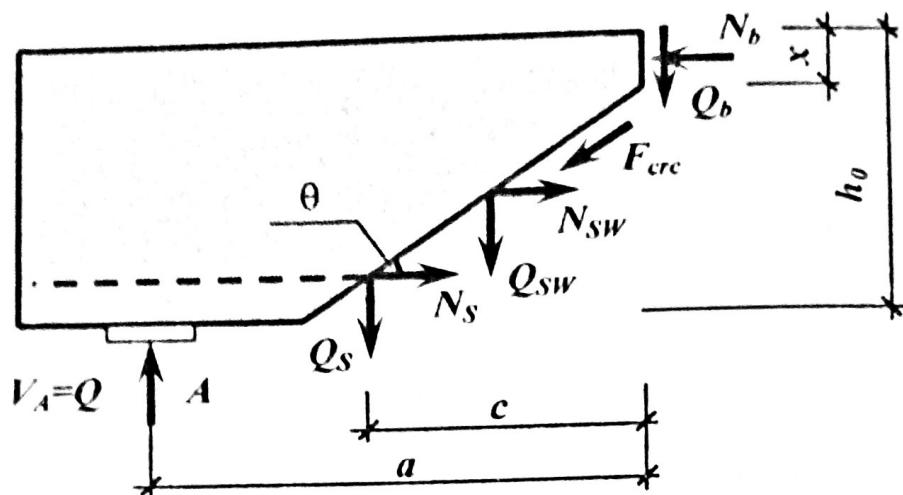


Рис. 3. Полная расчетная схема внутренних усилий в наклонном сечении железобетонного элемента без отогнутых стержней метода предельного равновесия.

Определение усилий в бетоне над вершиной наклонной трещины, обычно, осуществляют либо по площадям эпюр соответствующих напряжений σ_x и τ_{xy} в вертикальном сечении, проходящем через вершину наклонной трещины, с использованием критерия прочности бетона, находящегося в условиях плоского напряженного состояния, либо через моделирующую его работу поворачивающуюся с изменением пролета среза наклонную призму [6]. Но в обоих вариантах неизвестной величиной при определении усилий в бетоне является высота сжатой зоны над наклонной трещиной.

Как отмечают авторы [7], сложность определения осевого и нагельного усилий в продольной арматуре состоит в том, что при разрушении по бетону сжатой зоны напряжения в арматуре не достигают предельных значений и указанные усилия вследствие этого являются неизвестными величинами.

Исходя из изложенного, при расчете прочности наклонного сечения железобетонного элемента неизвестными величинами являются:

- высота бетона сжатой зоны над наклонной трещиной;
- длина горизонтальной проекции наклонной трещины;
- осевое и нагельное усилия в продольной арматуре;
- силы зацепления бетона в критической наклонной трещине;
- искомая величина предельной опорной реакции (поперечной силы) перед разрушением.

Недостающие для отыскания всех неизвестных уравнения составляют главную проблему в расчете прочности наклонных сечений железобетонных элементов.

Исходя из характера распределения деформаций при опорном участке изгибаемого железобетонного элемента в предельном состоянии А.С. Залесов и Ю.А. Климов [7] предложили рассматривать его как дисково-связевую систему (рис. 4) состоящую из жестких бетонных блоков (B_1, B_2, B_3), соединенных податливыми связями (1...5).

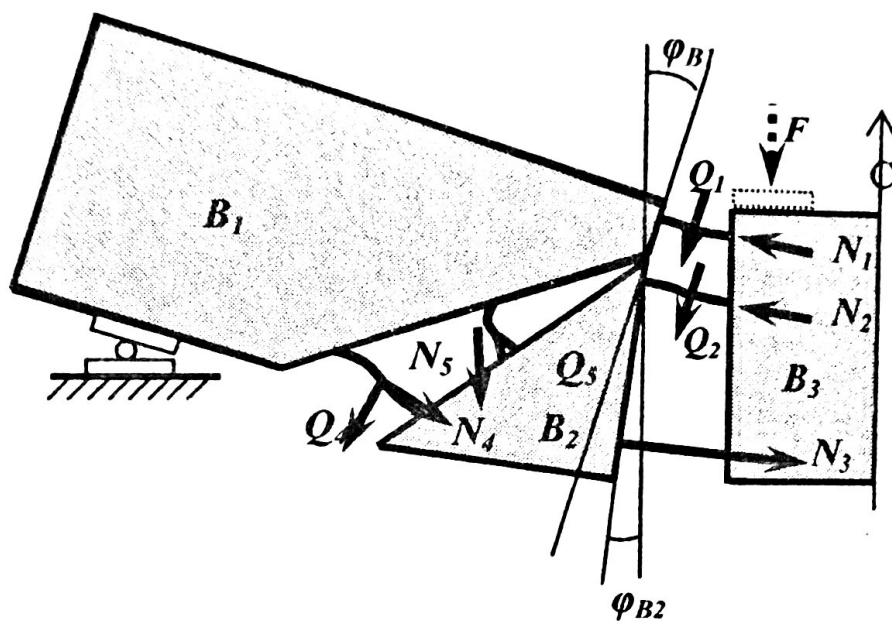


Рис. 4. Физическая модель и кинематическая схема деформирования при опорном участке изгибаемого железобетонного элемента по А.С. Залесову и Ю.А. Климову [7].

Авторы [7] рекомендуют использовать предложенный ими метод при проектировании новых типовых и массово выпускаемых конструкций, когда решается задача максимальной экономии бетона и арматуры, а при выполнении элементарных поверочных расчетов - действующую нормативную методику.

В России, в замен СНиП 2.03.01-84* введен в действие СНиП 52-01 [8], в котором предложена принятая в международных [9] и в большинстве национальных норм деформационная модель, использующая кроме уравнений равновесия условие деформирования в виде гипотезы плоских сечений и полные диаграммы состояния бетона и арматуры.

Выполненный авторами [8] анализ показал, что многочисленные новые разработки в области расчета прочности наклонных сечений железобетонных элементов еще не достигли такого уровня, чтобы могли быть принятыми в качестве нормативных методов расчета.

Расчет по наклонной полосе по [8] производят по эмпирической за-

ВИСИМОСТИ:

$$Q \leq Q_{b,sir} = \varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (13)$$

Расчет по наклонным сечениям (рис. 5) по [8] производят из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (14)$$

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_b b h_0^2}{c}, \quad (15)$$

где $\varphi_{b2}=1,5$ - обобщенный коэффициент, учитывающий влияние сопротивления продольной арматуры, сил зацепления и характера напряженного состояния бетона над наклонной трещиной.

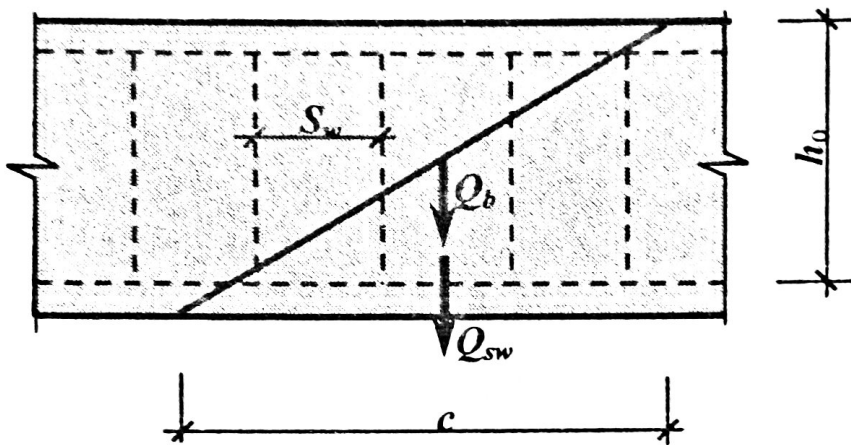


Рис. 5. Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечных сил по СНиП 52-01 (2002 г).

Согласно опытным данным должно соблюдаться условие:

$$0,5 R_b b h_0 \leq Q_b \leq 2,5 R_b b h_0, \quad (16)$$

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c \quad (17)$$

Расчет по наклонному сечению на действие моментов (рис. 6) по [8] производят при наиболее опасной длине c из условия:

$$M \leq N_s z + 0,5 q_{sw} c^2, \quad (18)$$

где: $N_s = R_s A_s$; $z = 0,9 h_0$; $h_0 \leq c \leq 2h_0$.

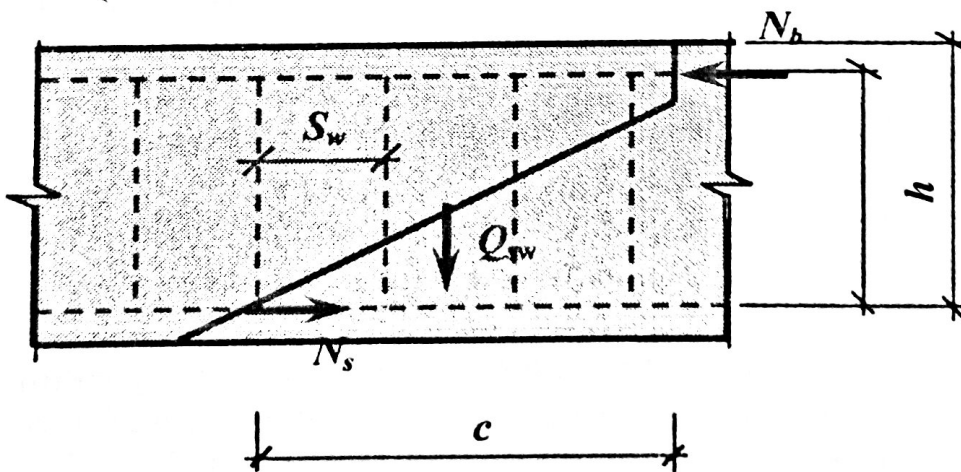


Рис. 6. Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие изгибающих моментов по СНиП 52-01.

Анализ приведенных в статье материалов позволяет сделать следующие выводы:

1. Проблема расчета прочности наклонных сечений элементов является одной из наиболее сложных в теории железобетона и остается не решенной до конца по сей день.

2. Считаем целесообразным дальнейшее развитие методов расчета прочности наклонных сечений железобетонных элементов в таких направлениях:

- совершенствование инженерных способов расчета на основе метода предельного равновесия А.А. Гвоздева и М.С. Боршанского с учетом всех внутренних усилий, возникающих в наклонном сечении железобетонного элемента, для их применения в обычной проектной практике;

- развитие метода А.С. Залесова и Ю.А. Климова, основанного на применении расчетной модели в виде дисково-связевой системы путем экспериментально-теоретического уточнения используемых в ней параметров и влияния действующих факторов при решении задач максимальной экономии бетона и арматуры;

- построение расчета на основе методов конечных разностей, конечных и граничных элементов для железобетонных изделий и сооружений, характеризующихся сложными конструктивными формами, напряженно-деформированным состоянием и условиями нагружения.

3. Имеющиеся многочисленные экспериментальные данные о характере трещинообразования и прочности наклонных сечений, как правило, обычных изгибаемых и элементарно загруженных балок трудно сопоставимы в виду отсутствия четких планов экспериментов, разброса размеров и прочностей используемых материалов, отсутствия оценки совместного влияния исследуемых факторов и т.п. По указанной причине новые разработки в этой области, как отмечают авторы [8], еще не достигли такого уровня, чтобы быть принятыми в качестве нормативных методов.

4. В большинстве опубликованных работ по исследованию напряженно-деформированного состояния приопорных участков изгибаемых элементов недостаточно уделено внимания данным о деформативности и перемещениях формирующихся блоков на всех стадиях их работы, в том числе и перед разрушением.

5. С целью уточнения физической модели и совершенствования существующих методов расчета деформативности, трещиностойкости и прочности наклонных сечений железобетонных элементов считаем целесообразным выполнить комплексные экспериментальные исследования по изучению влияния на указанные параметры таких факторов,

как количество и качество их продольного армирования, наличие продольных сжимающих и растягивающих сил с эксцентриситетом, изменение по длине и высоте размеров поперечного сечения, совместное влияние поперечной силы с другими силовыми факторами, учет технологической поврежденности бетона, характера и режима действия внешней нагрузки по эффективным планам, составленным после тщательного анализа опубликованных опытных данных.

Литература

1. Leongardt F. Shear and torsion in prestressed concrete. // Structure and Session VI FIP Kongress. - Prague, 1970, p. 13-17.
2. Regan P.E. Shear in Reinforced Concrete Beams. // Magazine of Concrete Research, Vol. 22, 1970, №73, p. 197-208
3. Виршилас В.И., Шнюкшта А.Л., Кудзис А.П. Статистический анализ прочности балок в наклонных сечениях. // Перспективы развития бетона и железобетона / Мат-лы к VII-й Всесоюзн. конф. - Вильнюс.: Изд. Вильнюсского ИСИ, 1972, С. 45-48.
4. Карпенко Н.И. К построению теории деформаций железобетонных стержней с трещинами, учитывающей влияние поперечных сил // Исследование стержневых и плитных железобетонных статически неопределимых конструкций. - М.: Стройиздат, 1979. - С. 17-48
5. Митрофанов В.П. Напр.-деф. состояние, прочность и трещинообразование железобетонных элементов при поперечном изгибе: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.01. - М., 1981. - 35 с.
6. Голышев Б.А., 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.
7. Залесов А.С. и Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. - К.: Будівельник, 1989. - 105 с.
8. 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; - №3. С. 10-13; - №4. С. 16-18.
9. CEB-FIP MODEL CODE 1990. DESIGN CODE.