

Кондратчик А.А., Зубрицкий Н.Н.

АНАЛИЗ ФАКТОРОВ ОПРЕДЕЛЯЮЩИХ ПРОЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ

Настоящая статья содержит обобщение уже известных и ранее исследованных факторов, определяющих сопротивление срезу железобетонных элементов не имеющих поперечной арматуры. На основе анализа изложенного материала формулируются задачи, решение которых позволит создать обобщенный метод расчета таких элементов.

1. ОСОБЕННОСТИ ПОВЕДЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ПОД НАГРУЗКОЙ

Работу припорного участка железобетонного элемента следует разделить на два этапа – до появления трещин и после их образования. Все исследователи отмечают зависимость распределения силовых потоков в сплошном бетоне до образования трещин, последовательности появления, характера развития трещин и вида разрушения от следующих факторов: геометрических (пролёт среза - a/d , гибкость элемента – L/d , форма и размеры сечения - b, h, b_f, h_f); армирования

(количество - ρ_s, ρ'_s , распределение по сечению, сцепление, анкеровка, преднапряжение); бетона (вид, класс, крупность заполнителя); силовых воздействий (сосредоточенная или распределенная нагрузка, наличие продольных усилий, соотношения M и V).

Первоначально (до 1937 г.) балки без поперечной арматуры испытывались в дополнение к армированным элементам и являлись своего рода контрольными. Начало целенаправленному их исследованию положили работы М.С. Боришанского, а их результаты с учётом особенностей были включены в эмпирические зависимости и распространены на балки с

поперечной арматурой. В дальнейшем, методика исследований характеризовалась испытанием балок с $L/h=6..14$, $\rho_s=1,0..4,0\%$, $a/d=1,5..4,0$. Отмечены следующие особенности их поведения под нагрузкой:

1. Характер возникновения наклонных трещин зависит от ρ_s ; при $\rho_s \leq 2\%$ наклонные трещины развиваются с нижней растянутой грани, а при $\rho_s \geq 4\%$ - с середины высоты сечения.
2. При $1,5 \leq a/d \leq 4,0$ как правило возникает одна наклонная трещина, которая может трансформироваться в горизонтальную, развивающуюся вдоль продольной арматуры. При $a/d < 4,0$ наклонные трещины тяготеют к линии соединяющей опору с точкой приложения нагрузки.
3. Напряжения в продольной арматуре резко увеличиваются на участке пересечения наклонной трещиной до величины имеющей место в нормальном сечении проходящем через вершину наклонной трещины. С ростом a/d данный участок сдвигается к середине пролёта.
4. Раскрытие наклонной трещины значительно превышает раскрытие нормальных трещин и изменяется по длине.
5. Высота сжатой зоны над вершиной наклонной трещины меньше чем в середине пролёта, а разрушение характеризуется раздавливанием (смятием) либо диагональным растяжением с выходом наклонной трещины на верхнюю грань элемента.
6. Разрушение происходит по магистральной наклонной трещине формирование которой (ответвление, выпрямление и т.д.) завершается после достижения вершиной

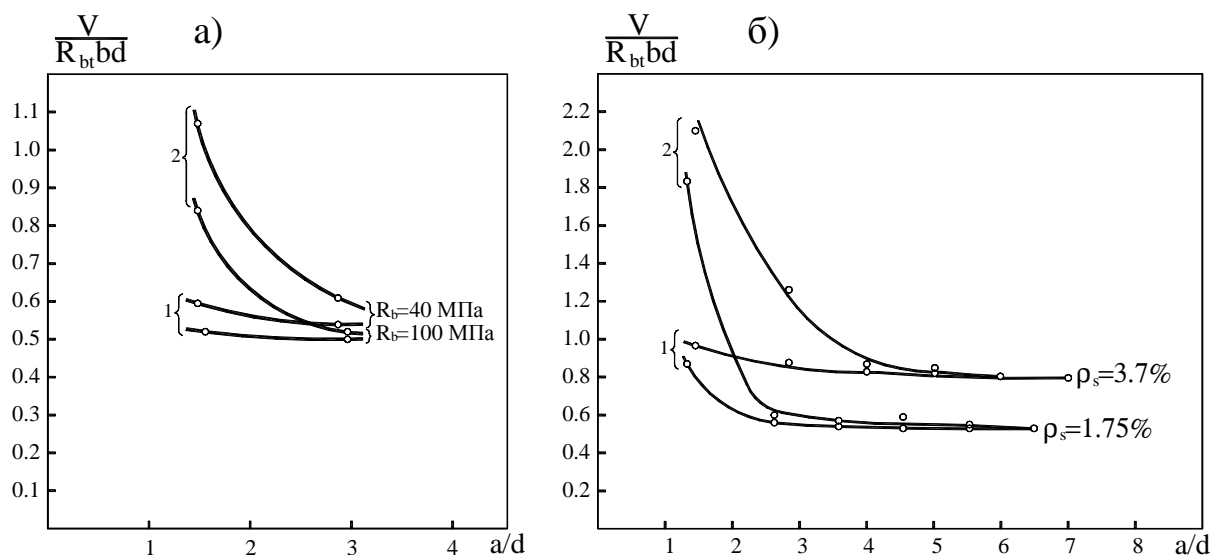


Рисунок 1 – Усилие образования критической наклонной трещины (1) и разрушения (2) в зависимости от a – прочности бетона (данные О.Ф. Ильина); b – процента армирования (данные Б.А. Шостака) [1].

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

Зубрицкий Николай Николаевич. Ассистент каф. начертательной геометрии и инженерной графики Брестского государственного технического университета.

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

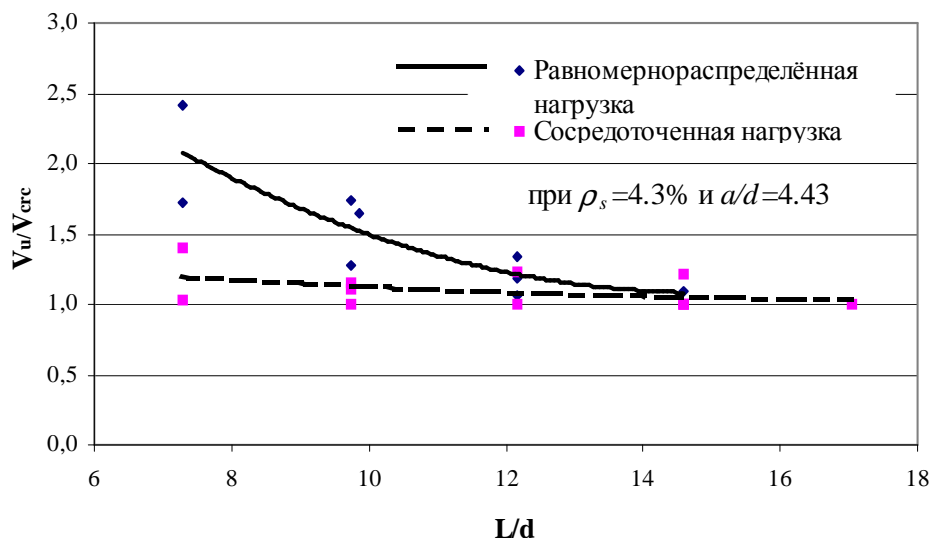


Рисунок 2 – Влияние гибкости элементов (L/d) на соотношение нагрузок – разрушающей (V_u) и образования магистральной наклонной трещины (V_{crc}) для балок без поперечной арматуры по результатам исследований [2, 3,4].

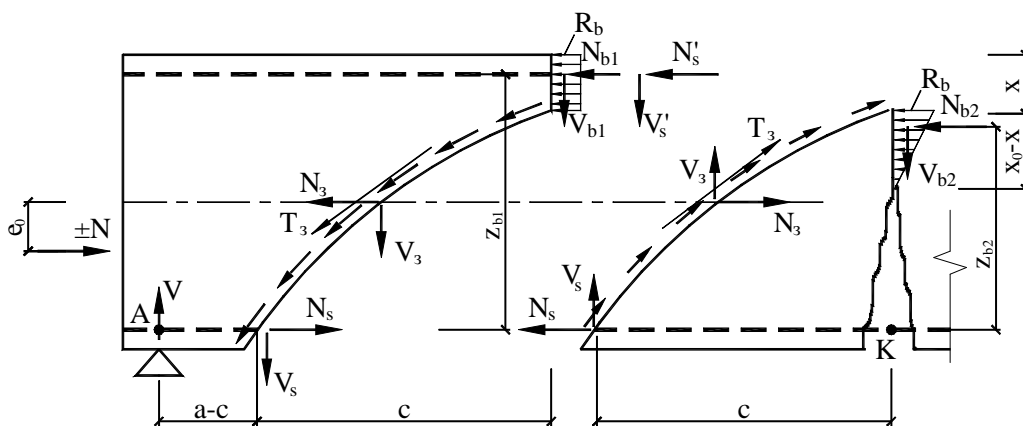


Рисунок 3 – Схема действующих усилий в балке без поперечной арматуры.

наклонной трещины сжатой зоны бетона и замедления дальнейшего развития. При $a/d \geq 3,0$ разрушение происходит без существенного увеличения нагрузки при которой магистральная наклонная трещина сформировалась, а с увеличением пролёта среза снижается как нагрузка формирования магистральной наклонной трещины, так разрушающая нагрузка (см. рис.1).

Следует отметить, что ряд исследователей [2, 3, 4] предлагает за разрушающую нагрузку принять нагрузку появления (выделения) магистральной наклонной трещины мотивируя тем что в дальнейшем разрушение может происходить хрупко и, зачастую, при незначительном увеличении нагрузки (см. рис. 2).

7. Оценка прочности элементов строилась в основном по трем направлениям: совершенствование метода “ферменной” аналогии; рассмотрение, в предельной стадии работы, элемента как системы дисков выделенных наклонными трещинами; развитие эмпирического подхода, основанного на рассмотрении и учёте с помощью коэффициентов как расчётных ситуаций, так и различных факторов.

В итоге исследований [5, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 18, 19] схема действующих усилий влияющих на сопротивление разрушению по наклонному сечению содержит следующие компоненты (см. рис. 3): усилия в арматуре ($N_s, N'_s, V_s,$

V'_s); усилия в бетоне (N_b, N_{b2}, V_b, V_{b2}); силы зацепления по берегам наклонной трещины (N_3, V_3).

Нельзя не сказать о том, что основным недостатком всех исследований является искусственное выделение отдельных внутренних компонентов и попытка их рассмотрения в отдельности. Сложившийся механизм может быть понят и рассмотрен только с учётом взаимных зависимостей, которые в ряде случаев являются определяющими. Рассмотрим влияние указанных на рис. 3 факторов на прочность наклонных сечений.

Армирование. Споры о механизме влияния продольного армирования на прочность наклонных сечений не прекращаются, поэтому в нормативных документах оно оценивается косвенно. Однако все исследователи отмечают, что следует изучать механизм и условия реализации нагельного эффекта.

Появление и раскрытие наклонной трещины, последующее взаимное смещение обеих частей балки способствует появлению вертикальной составляющей в продольной арматуре. В изгибаемых элементах без поперечной арматуры эта составляющая в предельной стадии определяет величину разрушающей нагрузки.

Исследования [5] позволили установить при $a/d=2,5$ влияние на прочность наклонных сечений продольной арматуры:

- рост ρ_s с 1,17% до 1,92% увеличивает прочность на 18..20% независимо от наличия или отсутствия поперечной арматуры;
- увеличение ρ'_s с 0 до 1,92% в обычных балках без хомутов дало прирост прочности на 60%, в преднапряжённых – до 20%; в балках с хомутами влияние ρ'_s практически равно нулю.

Р.Д. Алиев [5] особо отмечает влияние верхней арматуры на характер работы и форму разрушения элементов без поперечной арматуры; верхняя продольная арматура не только воспринимает сжимающие усилия, способствует отклонению наклонной трещины, но и приводит схему разрушения элемента по трапецевидной подкосной системе.

W. Krefeld и С. Thurston [6] исследовали изгибаемые элементы с искусственной косой трещиной, прикладывая сосредоточенную нагрузку непосредственно к продольной арматуре и установили, что влияние продольной арматуры на сопротивление балок “срезу” возрастает с уменьшением рабочей высоты (d), с увеличением ρ_s и с уменьшением пролёта среза (a/d). Аналогичные опыты проводил R. Jones [7] с армированными наклонными хомутами балками и получил следующие результаты; наклонные хомуты воспринимают $0,33V_u$, продольная нижняя арматура – $0,3V_u$, продольная верхняя арматура – $0,24V_u$, бетон сжатой зоны – $0,15V_u$.

Л.Г. Двоскина и А.П. Кудзис исследуя влияние продольной арматуры на прочность наклонных сечений армированных хомутами изгибаемых элементов утверждают, что влияние нагельного эффекта с изменением пролёта среза от 1,0 до 3,0 a/d возрастает и составляет 16..46% от общего усилия, воспринимаемого наклонным сечением.

Продольная арматура сопротивляясь деформируется на локальном участке (S-образный изгиб на участке от начала наклонной трещины до опоры) [8]. Предлагается рассматривать стержни погружённые в упругий материал [9] или как балку на упругом основании [10], т.е. работа стержней арматуры рассматриваются с учётом окружающего бетона. Предельное состояние наступает вследствие смятия бетонного основания под цилиндрическим штампом (арматурой) или от разрушения того же бетонного основания от действия главных растягивающих напряжений [11]. В тоже время присутствует и отрыв защитного слоя бетона (при редком расположении стержней – выкол, небольшом – отрыв).

Весьма показательными для оценки влияния продольной арматуры на предельную прочность наклонного сечения являются испытания фиброармированных балок [12]. Наличие фибры способствует более длительному сохранению целостности балки, обеспечивая совместную работу бетона и арматуры, уменьшает раскрытие наклонных трещин, а следовательно увеличивает долю сил зацепления в общем сопротивлении снижая эффективность влияния продольной арматуры. При $a/d=3,0$ значение V_s составляет $(0,29..0,37)V_u$ для обычных балок, в имеющих стальную фибру ($\rho_f=1\%$) значение V_s составляет $(0,14..0,16)V_u$, силы зацепления составляет $(0,25..0,33)V_u$ и $(0,51..0,53)V_u$ соответственно. Это указывает на наличие механизма перераспределения доли участия продольной арматуры и сил зацепления в восприятии поперечной силы.

Преднапряжение арматуры. Предварительное напряжение продольной арматуры существенно изменяет картину трещинообразования (траектории наклонных трещин располагаются более полого, возрастает высота сжатой зоны бетона, пересечение продольной арматуры наклонной трещиной наблюдается на большем удалении от опоры и т.д.), что сказывается, в дальнейшем, и на прочности наклонных сечений.

В опытах [13] (балки сечением 150×300 мм, нижняя арматура 2Ø18 Ат-V, $A_s=5,09$ см², $\rho_s=1,26\%$, $\sigma_{sp}=0,6\sigma_{02}$, верхняя арматура 2Ø10 Ат-V, $A'_s=1,57$ см², $\rho'_s=0,35\%$, $\sigma_{sp}=0$) повышение несущей способности отмечено в 3.0 раза при $\rho_{sw}=0$, в 2.0 раза при $\rho_{sw}=0,19\%$, в 1,2 раза при $\rho_{sw}=0,38\%$ по сравнению с балками, где продольная арматура не преднапрягалась. Это подтверждается в опытах Р.Д. Алиева [5] где предварительное напряжение нижней арматуры повысило прочность наклонных сечений без поперечной арматуры в 2-3 раза, а преднапряжение верхней продольной арматуры – только на 14..15%.

Показательно, что увеличение f_{sy} продольной арматуры, при замене мягкой стали на высокопрочную, с сохранением неизменности усилия в арматуре N_s в обоих случаях, снижает предельную нагрузку, вызывающую разрушение по наклонному сечению, т.к. $\rho_{s2} < \rho_{s1}$, но это снижение может быть компенсировано созданием предварительного напряжения в арматуре, т.е. приложением продольного усилия $N=P$.

Механизм влияния продольных сил, $N=f(F, P)$ связывается с моментом $M = P \cdot e_{op}$, нейтрализующим момент от действия поперечных сил [5, 13]. Следовательно, для неразрезных балок преднапряжение только нижней продольной арматуры должно снижать прочность наклонных сечений. Однако, действие продольной силы и в этом случае будет способствовать уменьшению раскрытия наклонных трещин и росту доли силы зацепления по берегам наклонных трещин в общем балансе сил, что подтверждается в опытах [5].

Влияние a/d . Наиболее значимым параметром считается величина пролёта среза (a/d) или (M/Vd) , т.е. соотношение M и V , которое определяет характер поведения элемента под нагрузкой. Установлено, что если $\rho_s = \text{const}$, то:

- при $(M/Vd) \leq 1,0 \dots 1,5$ – влияние M мало, определяющим являются τ и вертикальные сжимающие напряжения σ_y ;
- при $(M/Vd) = 1,5 - 2,5$ – влияние M и V выравнивается, косые трещины развиваются с растянутой зоны;
- при $(M/Vd) = 2,5 - 3,0$ – превалирует влияние M , разрушение происходит практически с появлением наклонной трещины;
- при $(M/Vd) > 4,0 \dots 6,0$ – преобладающим является разрушение при изгибе по нормальному сечению.

Leonhardt F. и Walther R. [17] предлагают зависимость, позволяющую определить минимум несущей способности:

$$\frac{M}{Vd} = 0,9 - 0,27 \frac{L}{d} \quad (1)$$

Это подтверждает тезис о том, что оценка предельных возможностей конструкции по наклонному сечению должна производиться с учётом совместного действия M и V . При этом гибкость элемента (L/d) усиливает влияние M на конечный результат (см. рис. 2).

Ермуханов К.Е. [18] справедливо отмечает, что подавляющее количество испытаний, по результатам которых разработаны методы расчёта конструкций в нормативных документах выполнены на балках ограниченной высоты ($h \leq 500$ мм), а выполненный им анализ опытных данных Kani G., Leonhardt F., Taylor H.P.J. свидетельствует, что методы действующего СНиП переоценивает несущую способность высоких балок без поперечной арматуры при пролёте среза более 1,5 (см. рис.4).

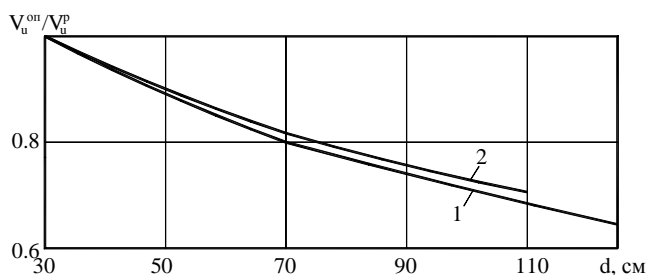


Рисунок 4 – Изменение соотношения при V_u^{on}/V_u^p при $a/d=3$ с ростом рабочей высоты сечения d . [18] 1– опыты Kani G. 2 – опыты Leonhardt F. и Well G.

Увеличение высоты сечения элемента очевидно способствует неоднократному изменению угла наклона косой трещины по длине, усиливая влияние сил зацепления на конечный результат.

Бетон. Зайцев В.В. [19] считает, что в балках без поперечной арматуры особое значение имеют величины: крайние деформации сжатия керамзитобетона и деформации продольной арматуры. В его представлении механизм разрушения должен быть следующим: с появлением и последующим раскрытием наклонной трещины балка превращается в систему из относительно жёстких дисков, связанных условными шарнирами со сжатой и растянутой зонами наклонных сечений; с ростом нагрузки наблюдается взаимный поворот (перемещение) дисков, что вызывает дополнительные деформации (ϵ_ϕ) сжатия в бетоне над вершиной наклонной трещины в дополнение к средним деформациям сжатия от изгиба (ϵ_u), разрушение рассматривается как преждевременное достижение в крайнем волокне бетона предельных деформаций ($\epsilon_{max} = \epsilon_u + \epsilon_\phi$).

Снижение несущей способности по наклонным сечениям балок из лёгкого бетона по сравнению с элементами из тяжелого бетона той же прочности объясняется более низким модулем упругости лёгкого бетона, т.е за счёт снижения величины предельной сжимаемости материала.

Попытка предложить зависимость прочности наклонного сечения от кубиковой прочности бетона показала, что определяющим является в большой мере прочность бетона на срез. Анализ в [1] исследований с классами бетона в диапазоне 20,0...100,0 МПа позволил А.С. Залесову и О.Ф. Ильину предложить зависимость:

$$\frac{V}{bd} \left(\frac{a}{d} \right) = K \sqrt[3]{R^2} \quad (2)$$

Данная зависимость подтверждает, что разрушение происходит от объединённого эффекта сдвига и изгиба, а их соотношение может постоянно изменяться.

Обстоятельный анализ прогноза предела прочности при срезе для бетонных образцов (более 350 опытов) выполненных Karim S. Rebeix [20] дал следующие результаты:

- использование параметра $\sqrt{f'_c}$ как единственного предсказателя прочности при сдвиге не соответствует действительности; предложена зависимость определения предела прочности при сдвиге (SI единицы)

$$V_u = \frac{V_u}{bd} = 0,28 + \sqrt{f'_c \cdot \rho_s} \left(\frac{V \cdot d}{M} \right) (7 - 2,1Ad) \quad (3)$$

где $Ad = f(a/d)$ и принимается равным a/d при $a/d \leq 2,5$ и равным 2,5 при $a/d > 2,5$

Все перечисленные выводы указывают на необходимость определения механизма оценки прочности бетона на приопорном участке пересечённом трещинами.

Силы зацепления. Многие исследователи, используя визуально наблюдаемую картину поведения элемента под нагрузкой рассматривают изгибаемую конструкцию как систему блоков, соединённых между собой арматурой и сжатой зоной бетона.

Г.Н. Ставров и Л.Л. Кукша [15] справедливо отмечают, что значения факторов определяющих общее сопротивление конструкции разрушению зависят от принятой модели разрушения. Приняв двухблочную модель разрушения и записав уравнения для опорной части балки без поперечной арматуры они утверждают, что уравнения справедливы при отсутствии сил зацепления по берегам наклонной трещины. Если силы зацепления все таки есть, то они «не должны существенно исказить уравнения».

И.Н. Старишко [16] считает необходимым оценивать напряженное состояние перед разрушением без учета сил зацепления (см. рис. 3), рассматривая равновесие изгибающих моментов верхнего блока относительно точки А (4) и нижнего блока относительно точки К (5).

$$V_{b1} \cdot a + V_s \cdot (a - c) - N_{b1} \cdot z_{b1} = 0; \quad (4)$$

$$V_s \cdot c - N_{b2} \cdot z_{b2} = 0. \quad (5)$$

Решая совместно уравнение (4) и (5) определяются значения x и c . Усилия в продольной арматуре V_s определяется из равновесия поперечных сил в нижнем блоке.

$$V_s = V_{b2} = \frac{2}{3} k \cdot R_{bt} \cdot b \cdot (x_0 - x) - 1,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot (x_0 - x) \quad (6)$$

Тщательно выполненные исследования И.А. Титова [14] позволили установить, что условия равновесия продольных сил ($\sum N = 0$) и поперечных сил ($\sum V = 0$), составленные для верхнего и нижнего блоков не соблюдается. Причиной невязки могут быть так называемые силы зацепления по берегам наклонной трещины, а природой их возникновения – шероховатость поверхности и взаимное смещение блоков о чем ранее говорили Н.Р.Т. Taylor (1970) и Р.Реган (1971). Схема распределения сил зацепления дана на рис. 3.

Вклад в общее сопротивление элемента разрушению сил зацепления составляет по V_s 40...60%, а по N_s - 16...38% для балок без хомутов, а с хомутами - 5...18% и 4...13% соответственно. Величина этих сил зависит от ширины раскрытия трещин, смещения блоков, вида заполнителя, наличия и количества продольной и поперечной арматуры.

Анализируя данные исследований [14, 15, 16] следует отметить, что величина сил зацепления не только зависит от ряда факторов, но и оказывает влияние на перераспределение внутренних усилий.

2. О РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ

В практике проектирования используемые методы расчёта отличаются по принципам построения. Естественно, что обогащаемые опытом последующих исследований они непрерывно совершенствуются и уточняются [21]. Причём все сходится во мнении, что общее сопротивление M и V зависит от вклада бетона (N_b, V_b) и продольной (N_s, V_s) арматуры, а силы зацепления по берегам наклонной трещины как бы уточняют степень ответственности названных факторов в конкретной расчётной ситуации. Но нет единого мнения в том как определить вклад каждого фактора и учесть их взаимозависимость.

Таблица 1 – Анализ возможности применения МСФТ при расчёте элементов без поперечной арматуры.

№ п/п	Элементы с поперечной арматурой Предпосылки и допущения	Элементы без поперечной арматурой Положения требующие уточнения
1	Рассматривается участок элемента разделённый системой диагональных трещин, имеющих примерно одинаковую ширину раскрытия и шаг.	Тоже при наличии одной или двух диагональных трещин.
2	Вклад бетона в сопротивление оценивается по сопротивлению бетона полосы между диагональными трещинами.	Тоже с учётом п.1
3	Прочность бетона в условиях плоского напряжённого состояния оценивается с учётом “эффектом разупрочнения” – влияния растягивающих напряжений на сопротивление сжатию.	При отсутствии поперечной арматуры главные растягивающие напряжение (f_t) в основном зависят от величины касательных напряжений (τ), развивающихся в сечении с диагональной трещиной за счёт сил зацепления.
4	Величина сил зацепления (читай касательных напряжений) зависит от прочности бетона, шероховатости берегов трещины, величин её раскрытия и продольного сдвига, количества и дисперсности армирования пересекающего трещину.	Тоже, но ширина раскрытия трещины как и величина продольного сдвига берегов больше, поперечная арматура отсутствует. Сдвиг ранее не учитывали при оценке сил зацепления.
5	Рассматривают средние величины главных растягивающих напряжений (f_t), как функцию от средних растягивающих деформаций (ϵ_t).	Трансформация диаграмм деформирования выполнена при $\epsilon_t \leq 12 \cdot 10^{-3}$, здесь фактические значения ϵ_t больше.
6	В бетоне полосы принимается, что направления главных напряжений и главных деформаций совпадают, несоответствие не превышает 10° и игнорируется.	Значительная величина сдвига берегов трещины существенно увеличивает угол несоответствия главных осей, что не может не учитываться.

На наш взгляд модифицированная теория полей сжатия (МСФТ) позволяет не только оценить сопротивление, но и поведение элемента действию поперечной силы анализируя внутреннее напряженно-деформированное состояние при помощи уравнений равновесия, совместности деформаций и диаграмм деформирования бетона и арматуры.

S.H. Ahmad и Y.S. Yoon [21] утверждают, что модифицированная теория полей сжатия даёт результаты существенно отличающиеся от опытных для конструкций с низким коэффициентом поперечного армирования или без него.

Анализ положений МСФТ, используемых при расчёте наклонных сечений армированных поперечными стержнями, которые не могут быть механически распространены на железобетонные элементы не имеющих поперечной арматуры даны в табл. 1.

Расчётные положения метода требуют использования в условиях равновесия и совместности деформирования средних значений напряжений и деформаций. Это справедливо при рассмотрении фрагмента пересечённого системой регулярных наклонных трещин (приняты примерно одинаковыми: угол наклона, ширина раскрытия, шаг). В нашем случае присутствует одна, две диагональные трещины, имеющие значительную ширину раскрытия.

Уточнение отмеченных в табл. 1 положений МСФТ для конструкций без поперечной арматуры позволит разработать общую методику расчёта прочности наклонных сечений независимо от наличия либо отсутствия в них поперечной арматуры. С этой целью запланированы испытания изгибаемых элементов из обычного и напрягающего бетона, при испытании которых должны быть изучены для приопорной зоны:

- распределение деформаций бетона в зоне действия M и V ;
- характер появления, развития и раскрытия наклонных трещин;
- работа продольной арматуры;

- влияние продольной арматуры, вида бетона и раскрытия наклонных трещин на силы зацепления по берегам трещин.

ВЫВОДЫ

1. Уточнение влияния и взаимовлияния отдельных факторов (ρ_s , ρ'_s , f'_c , $T_{защ}$, a/d , L/d и т.д) на прочность наклонного сечения изгибаемых элементов без хомутов в конечном итоге позволит получить или методику расчёта содержащую большое количество формул или методику базирующуюся на эмпирической базе. В обоих случаях весьма затруднительно как учесть все возможные расчётные ситуации, так и оценить текущее напряженно-деформированное состояние в приопорной зоне конструкции.
2. Уточнение параметров указанных в таблице 1 для элементов без поперечной арматуры позволит получить единую методику расчёта прочности наклонных сечений изгибаемых элементов как с поперечными стержнями, так и без них при совместном действии M , N и V .

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. // Под ред. А.А. Гвоздева. – М., Стройиздат, 1978. – 204 с.
2. Elzanaty, A.H., Nilson, A.H. and Slate, F.O. Shear capacity of reinforced concrete beams using high-strength concrete” // ACI structural journal., 1986 v. 83 №2 – p.290-296;
3. Kani, G.N.J. Basic facts concerning shear failure // ACI structural journal., 1966 v.63 №6 p. 675-692;
4. Kani, G.N.J. How safe are our large reinforced concrete beams? // ACI structural journal., 1967 v.64 №3 –p. 128-141;
5. Мамедов Г.М., Алиев Р.Д. Учёт продольной арматуры и преднапряжения в оценке прочности наклонных сечений // Бетон и железобетон. – 1983, №3 – с.32-33;

6. Jones R. The ultimate strength of reinforced concrete beams in shear // Magazine of concrete research., 1956 v.8 №23;
7. Krefeld W., Thurston C. Contribution of longitudinal steel to shear resistance of reinforced concrete beams // ACI structural journal., 1966 v.63;
8. Гимейн В.С. Экспериментальные исследования прочности железобетонных конструкций гидросооружений при изгибе с поперечной силой в зависимости от продольного армирования, пролёта среза и масштабного фактора // Известия ВНИИГ. – 1970 – 93с.;
9. Жемочкин Б.Н. Расчёт упругой заделки стержня – М.: СИ, 1948 – 65с.;
10. Помернацев А.М., Соловьёв Г.П. Предельный сдвиг кромок горизонтальных трещин, пересечённых хомутами // Исследование и расчёт современных мостовых конструкций: Труды МИИТ. – М.: Транспорт, 1974. – вып. 463 – с. 82-88;
11. Ермуханов К. Е. Сопротивление балок и плит различной ширины действию концентрированной нагрузки. Автореф. дис. ... канд. техн. наук. М.: 1980 – 21с.;
12. Романов В.П., Григорьев В.И. Расчёт прочности фибро-железобетонных балок по наклонным сечениям. Исследования и расчёт строительных конструкций энергетических сооружений. Межвузовский сборник ЛИСИ, Ленинград: 1987 – с. 126-131;
13. Залесов А.С., Старишко И.Н. Влияние преднапряжения на прочность элементов по наклонным сечениям // Бетон и железобетон. – 1987, №8 – с.24-25;
14. Гвоздев А.А., Залесов А.С., Титов И.А. Силы зацепления в наклонных трещинах // Бетон и железобетон. – 1975, №7 – с.44-45;
15. Ставров Г.Н., Кукша Л.Л. К определению усилия в продольной арматуре в наклонных сечениях // Бетон и железобетон. – 1978, №12 – с.25-26;
16. Старишко И.Н. Работа продольной арматуры в наклонной трещине // Бетон и железобетон. – 1991, №5 – с.15-17;
17. Leonhardt F., Walther R. Beitrage zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetobau.// Beton und Stahlbaubeton, 1961 v.56 №12, 1962 v.57 №2, 3, 6-8;
18. Ермуханов К.Е. Прочность высоких балок по наклонному сечению при действии изгибающих моментов и поперечных сил // Бетон и железобетон. – 1983, №11 – с.23-24;
19. Зайцев В.В. О пониженном сопротивлении элементов из лёгких бетонов действию поперечных сил при изгибе // Бетон и железобетон. – 1975, №4 – с.29-31;
20. Karim S. Rebeiz Shear strength prediction for concrete members // Journal of structural engineering – 1999, №3 – с.301-308;
21. Тур В.В., Кондратчик А.А. Расчёт железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил. Монография. – Брест: изд. БГТУ, 2000 – 400с.

УДК 624.012.45

Лешкевич О.Н.

НЕЛИНЕЙНЫЙ АНАЛИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ

Одним из путей снижения расхода материала в стержневых железобетонных конструкциях является разработка и использование точных методов расчета, в которых, наряду со специфическими свойствами железобетона – трещинами, анизотропией, неупругими свойствами бетона и арматуры, учитывались бы также особенности работы статически неопределимых конструкций, связанные с возможностью значительного перераспределения усилий и с учетом деформированной расчетной схемы. Наряду с этим, согласно требованию проекта СНБ 5.03.01 "Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования" в общем случае расчет стержневых систем должен рассматриваться с учетом физической нелинейности деформирования и особенностей пространственного деформирования конструкций.

Расчет нормального сечения железобетонного элемента представляет собой как физически, так и геометрически нелинейную задачу. В отличие от металлических элементов, у которых геометрические сечения постоянны и физические свойства материала характеризуются либо модулем упругости, либо диаграммой "напряжение-деформация", железобетонные сечения в зависимости от внутренних усилий имеют непостоянные геометрические и физические характеристики. Дополнительная сложность определения геометрических характеристик железобетонного сечения возникает из-за перераспределения усилий внутри самого сечения при изменении внешней нагрузки. Следовательно, жесткость железобетонного сечения при расчете конструкций по методу конеч-

ных элементов нельзя рассматривать как величину постоянную.

Общая схема расчета железобетонной конструкции как нелинейной системы обычно строится на аналогии с расчетом упруго-пластических тел. Идея метода состоит в том, что решение нелинейной задачи получается в виде последовательности решений линейных задач сходящихся к результату. Так как на каждом этапе рассматривается эквивалентная линейно-деформируемая система, представляется возможным использование классических методов строительной механики. Наиболее просто переменный характер жесткости можно учесть при применении метода конечных элементов (МКЭ). Необычайная популярность и широкое распространение МКЭ в практике проектирования последних десятилетий объясняются большой физической прозрачностью, применимостью для задач с произвольной формой области решения и простотой реализации его основных операций на базе современной компьютерной техники.

При использовании метода конечных элементов матрица жесткости $[K]$ формируется на основании физических жесткостей $[k]_j$ стержня из системы, вычисляемой для каждого конечного элемента (КЭ). Жесткости $[k]_j$ зависят от уровня напряженного состояния, они принимают различные значения для различных КЭ. Таким образом, задача расчета железобетонных конструкций сводится к решению

Лешкевич Олег Николаевич. Младший научный сотрудник каф. «Железобетонные и каменные конструкции» Полоцкого государственного университета.

Беларусь, ПГУ, 211440, г. Новополоцк, ул. Блохина, 29.