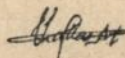


МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ УКРАИНЫ

КИЕВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

На правах рукописи

ГАТТАС АНТУАН ФУАД



ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ СТЕРЖНЕВЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
ЭЛЕМЕНТОВ

Специальность 05.23.01 - Строительные конструкции,
здания и сооружения

АВТОРЕФЕРАТ

Диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Киев - 1994

Ав 30.195

Диссертация является рукописью.

Работа выполнена на кафедре железобетонных и каменных конструкций Киевского государственного технического университета строительства и архитектуры.

- Научный руководитель - доктор технических наук, профессор БАРАШКОВ А.Я.
- Научный консультант - кандидат технических наук, с.н.с. КОЛЧУНОВ В.И.
- Официальные оппоненты :
 - доктор технических наук, профессор КОЛЯКОВ М.И.
 - кандидат технических наук, с.н.с. КРИТОВ В.А.
- Ведущая организация - Объединение "УкрНИИагропроект"

Защита состоится "17" июня 1994 г. в " 13 " часов на заседании специализированного совета К 068.05.04 по присуждению ученой степени кандидата технических наук в Киевском государственном техническом университете строительства и архитектуры по адресу : 252037, г.Киев-37, Воздухофлотский проспект, 31.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке КИТУСА.

Автореферат разослан "17" мая 1994 года.

Ученый секретарь
специализированного совета
кандидат технических наук

Ю.Л.Динкевич

ЛНБ ім. В. Стефаника
АН України

ЛНБ України ім.В.Стефаника



00777544 (Y)

АВ - 30.195

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы. Проблема экономии в строительстве входит в число важнейших. При этом большая роль отводится бетону и железобетону, объем которых в общем объеме материальных ресурсов, потребляемых в капитальном строительстве, составляет более 25 %.

Одним из путей успешного решения проблемы экономии является совершенствование методов расчета таких конструкций по несущей способности и по пригодности к нормальной эксплуатации, в том числе и по такому важному показателю как ширина раскрытия трещин.

Анализ результатов проведенных исследований, а также практика проектирования и опыт применения железобетонных конструкций говорят о том, что нередки случаи, когда класс бетона, размеры сечения и площадь растянутой арматуры по условиям раскрытия трещин приходится принимать большими, чем это требуется по прочности или по деформациям.

В последние годы выполнены значительные исследовательские работы по совершенствованию методов оценки ширины раскрытия трещин и основных параметров трещиностойкости в обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкциях. Разработаны соответствующие нормативные документы и руководства по расчету, как правило, основанные на эмпирических зависимостях. Наиболее полные исследования в большом объеме проводились в НИИСК, где на основе четких физических представлений о механизме трещинообразования, разработана методика расчета ширины раскрытия нормальных и наклонных трещин. Однако, несмотря на высокую надежность и теоретическую обоснованность указанной методики в целом, ряд важных вопросов не получил должного решения и поэтому требует постановки специальных исследований, в первую очередь применительно к нормальным трещинам.

Так, методика НИИСК с использованием зависимости " $\sigma_s - \epsilon_s$ " в виде диаграммы Прандтля рассмотрена только для прямоугольной формы поперечного сечения железобетонного элемента. Не отражает она и влияние концентрации напряжений в вершине трещины, а коэффициент ψ_s , учитывающий работу растянутого бетона между трещинами, определяется по нормативной методике.

В свете сказанного, дальнейшие исследования по определению основных параметров трещиностойкости в стержневых железобетонных элементах представляется вполне целесообразным.

В связи с этим возникает необходимость уметь достаточно точно учитывать все основные факторы, влияющие на ширину раскрытия трещин, и за счет этого добиваться получения наиболее рациональных решений.

Увеличение трещиностойкости и уменьшение ширины раскрытия трещин в нормальных сечениях железобетонных элементов повышают их эксплуатационные качества. При этом, естественно, повышается эффективность железобетонных конструкций.

Цель диссертационной работы. Исследование трещиностойкости стержневых железобетонных элементов и разработка способа определения ширины раскрытия нормальных трещин на основе новых расчетных моделей.

Научная новизна работы :

- разработана методика определения расчетных параметров напряженно-деформированного состояния сечений стержневых железобетонных элементов;

- предложены основные значения параметров трещиностойкости $a_{сгс}$, $l_{сгс}$ и ϕ_s , базирующиеся на учете накопления относительных взаимных деформаций арматуры и бетона на участках между трещинами и положениях механики разрушения;

- выявлена зависимость влияния деформационного воздействия в трещине, вызванного концентрацией напряжений в ее вершине на ширину раскрытия трещин, расстояние между трещинами и коэффициента ϕ_s ;

- выполнены экспериментальные исследования трещиностойкости натуральных стержневых железобетонных элементов, которые позволяют выявить основные закономерности трещинообразования, раскрытия и развития трещин;

- на основе сопоставления экспериментальных данных с теоретическими выполнена оценка эффективности предложенных методов расчета ширины раскрытия нормальных трещин.

Автор защищает:

- уточненную методику расчета напряженно - деформированного состояния и основных параметров трещиностойкости стержневых железобетонных элементов;

- алгоритмы и структурные схемы расчета, основанные на этой методике;

- результаты экспериментальных исследований натуральных стержневых железобетонных элементов;

- результаты численных исследований трещиностойкости.

Практическое значение работы. Результаты работы способствуют более правильной оценке ширины раскрытия трещин и расстояния между ними с учетом работы растянутого бетона между трещинами, и как следствие, более рациональному проектированию стержневых железобетонных элементов.

Внедрение результатов работы. Результаты работы использовались при проведении производственных испытаний консольных балок серии БК для сельскохозяйственного строительства. Разработанные программа и методика испытаний включают дополнительные возможности для научных исследований трещиностойкости стержневых железобетонных элементов.

Достоверность результатов подтверждается сравнением данных расчета по разработанной методике с результатами проведенных натурных экспериментальных исследований.

Апробация работы и публикации. Основные результаты работы доложены и обсуждены на 52, 53, 54 научно-практических конференциях КИСИ в 1991, 1992, 1993 гг.

По теме диссертации опубликовано четыре научные работы.

Объем работы. Диссертация состоит из введения, четырех глав, общих выводов, списка использованной литературы и приложения. Изложена на 198 страницах, содержит 118 страниц основного текста, 16 таблиц, 72 рисунков, 135 наименований литературы; приложения 32 стр.

СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во введении обоснована актуальность рассматриваемой темы, приведены общая характеристика работы и ее основные положения.

В первой главе изложено состояние вопроса и сформулированы задачи исследований, обобщены и проанализированы исследования образования и развития трещин в железобетоне. В результате анализа установлено, что трещинообразование достаточно сложное явление, зависящее от многих факторов, основными из которых являются: напряжение в арматуре в сечении с трещиной; податливость сцепления арматуры с бетоном; удельная поверхность арматуры; геометрические характеристики сечения и упругопластические свойства бетона и стали; вид силового воздействия и напряженно-деформированного состояния сечения.

Предложения по выводу расчетных формул, реализованные к настоящему времени, основаны на четырех подходах и могут быть представлены четырьмя группами. К первой группе относятся предложения Ж.Бехтольда, П.Я.Григорьева, Х.Кайзера, В.Кусскоски, Г.А.Молодченко, Л.А.Мукминова, В.И.Мурашева, Я.М.Немировского, В.А.Никитина, Парсонса, Э.Г.Портера, Г.И.Пирожкова, С.Рая и А.Сомайяджулу, А.А.Чотчаева и др. В этих работах ширина раскрытия трещин по оси арматуры определяется из условия того, что удлинение растянутого бетона по оси арматуры совместно с раскрытием трещин равно удлинению арматуры на длине участка между трещинами. При этом расстояние между трещинами находится из условия

достижения напряжений в бетоне величины R_{bt} (гипотеза В.И.Мурашева).

Предложения В.М.Бондаренко, Г.А.Гениева, Н.И.Карпенко, В.И.Мурашева, И.Е.Милейковского, А.А.Мельниковой по учету работы растянутого бетона между трещинами с помощью коэффициента ψ_s , основанные на усредненном учете работы растянутого бетона через растянутую арматуру с помощью условного коэффициента ψ_s . Причем Я.М.Немировский заменил ψ_s действительным, что позволяет учесть работу растянутого бетона над трещиной.

Ко второй группе относятся работы Ж.Бейза, Б.Бромса, Ю.П.Гуши, П.Жержели, П.Каара, Л.Лутца, Л.Л.Лемьша, Н.М.Мулина, М.Монеску и С.Станкулеску, Е.Хогнестеда, И.Ю.Шаракаускаса, а также методы, содержащиеся в СНиП 2.03.01.84 и Международных рекомендациях ЕКБ ФИП. Здесь предлагаются эмпирические, полумпирические и статистические формулы, учитывающие влияние различных факторов на ширину раскрытия трещин.

Применительно к работам второй группы анализируются предложения по расчетному определению расстояния между трещинами С.Бейза, Б.Бромса, П.Жержели, Л.Лутца, С.Линдгрона, Л.А.Мукминова, Э.Г.Портера, А.Холмберга, А.А.Чотчаева.

К третьей группе относятся методы, в основу которых положена "зона взаимодействия" арматуры и бетона, т.е. методы, предложенные О.Я.Бергом и реализованные в нормах по мостам СН 365-67.

К четвертой группе относятся предложения А.А.Оатула, М.М.Федоренко, М.М.Холмянского, НИИСК, в которых используется гипотеза Томаса о том, что раскрытие трещин есть накопление относительных взаимных смещений арматуры и бетона на участке между трещинами. Проанализированы предложения по определению l_{cr0} , развитые Л.М.Городецким, В.И.Скатынским, Г.А.Смолягой, В.Ф.Усмановым, Б.Ш.Шамуратовым.

Рассмотрены предложения А.Б.Голышева и В.Ф.Усманова по учету ψ_s , основанные на использовании гипотезы Томаса. Кроме того, имеются предложения В.Я.Бачинского, В.М.Бондаренко, А.А.Чотчаева, которые позволяют определять жесткость железобетонного элемента с трещинами без введения коэффициента ψ_s к растянутой арматуре. Причем В.Я.Бачинский представляет железобетон как сплошное тело и после образования трещин.

На основании подробного анализа в главе 1 сделан вывод о том, что гипотеза Томаса наиболее достоверно описывает физическую сущность трещиностойкости железобетона.

В результате обзора литературы сформулированы следующие задачи исследований:

- выполнить экспериментальные исследования и по их результатам
- анализ трещиностойкости стержневых железобетонных элементов;
- на основе проведенных экспериментальных исследований, обобщения и анализа результатов экспериментальных и теоретических исследований других авторов разработать способ расчета ширины раскрытия нормальных трещин стержневых железобетонных элементов, позволяющий увеличить точность решения по сравнению с существующими способами;
- провести численные исследования оценки влияния основных расчетных параметров на ширину раскрытия трещин;
- выполнить сравнительную оценку предлагаемого способа расчета с экспериментальными данными и существующими способами расчета ширины раскрытия нормальных трещин в стержневых железобетонных элементах.

Вторая глава посвящена теоретическим разработкам методики определения напряженно-деформированного состояния и ширины раскрытия нормальных трещин железобетонных элементов. Для этого решалась задача вычисления основных параметров НДС, для реализации которой необходимо правильно выбрать стартовые формулы, а также установить пути вычисления каждого параметра с заданной точностью, составить соответствующие алгоритмы и блок-схемы.

Выбор неизвестных параметров следует производить таким образом, чтобы максимально упростить расчетные формулы и в то же время сохранить их необходимую точность.

Рассмотрены возможные расчетные случаи напряженно-деформированного состояния сечений стержневых железобетонных элементов таврового профиля на участках с нормальными трещинами при совместном действии M и N , которые приведены на рис.1.

В случае 1 (см. рис.1,а) нейтральная ось пересекает ребро. При этом неизвестные x , σ_b , σ_s , φ и z определяются из:

уравнения равновесия продольных усилий ($\Sigma X=0$)

$$x = \frac{2(\sigma_s A_s + N) + \sigma_b [(1+\varphi)b'_r + \varphi b] h'_r}{\varphi \sigma_b b}; \quad (1)$$

уравнения равновесия моментов относительно оси продольной арматуры ($\Sigma M = \Sigma Ne=0$)

$$\sigma_b = \frac{2Ne}{[(1+\varphi)b'_r h'_r + \varphi b(x-h'_r)]Z}; \quad (2)$$

гипотезы плоских сечений

$$\sigma_s = \frac{\sigma_b \alpha (h_0 - x)}{\varphi_s x} \leq R_s.; \quad (3)$$

геометрических соотношений

$$\varphi = \frac{x - h'_f}{x} ; \quad (4)$$

уравнения, связанного с определением центра тяжести эпилы напряжений сжатого бетона

$$Z = h_0 - \frac{1/3(1+2\varphi)b'_f h'^2_f + \varphi b(x-h'_f)(h'_f + \frac{x-h'_f}{3})}{(1+\varphi)b'_f h'_f + \varphi b(x-h'_f)} . \quad (5)$$

В формуле (1) верхний знак принимается в случае внецентренного растяжения, а нижний - в случае внецентренного сжатия.

Дополнительные неизвестные φ и z вводятся для упрощения задачи, так как в этом случае эффективнее применять метод итераций, а не выполнять громоздкую алгебраизацию с максимальным количеством неизвестных. Следует учесть, что при варьировании других неизвестных величина параметра z изменяется незначительно.

При $\sigma_s > R_s$ следует принимать $\sigma_s = R_s$ (случай 1') и по формулам (1), (2), (4) и (5) определять x , σ_b , φ , и z соответственно методом итераций.

Для случаев НДС, приведенных на рис.1, в, г, д, е применяют аналогичные приемы решения задачи, которые приведены в диссертационной работе,

Для расчета изгибаемых элементов в формулах (1) и (2)

$$N = 0; \quad (6)$$

$$Ne = M. \quad (7)$$

Для случаев 1 и 2 становится возможна алгебраизация, которая приводит к разрешающим уравнениям не выше второго порядка, что исключает итерации.

Важным элементом разработанной методики является определение очередности рассмотрения случая расчета. Для этого используются структурные схемы, позволяющие в дополнение к блок-схемам представить ход расчета с максимальной наглядностью. Для выполнения итерационного процесса используются стартовые (вспомогательные) формулы, основанные на физических соображениях.

В главе 2 рассмотрена также задача определения основных параметров трещиностойкости с учетом действительного напряженно-деформированного состояния.

В основу расчета положены следующие предпосылки :

- связь между напряжениями и деформациями бетона принимается в виде диаграммы Прандтля с ограниченной ветвью деформирования;

- связь между напряжениями сцепления и относительными взаимными смещениями бетона и арматуры по поверхности контакта - линейна и проходит через начало координат;

- для средних деформаций растянутой арматуры и сжатого бетона справедлива гипотеза плоских сечений;

- образование трещин происходит после достижения крайними растянутыми волокнами бетона предельных деформаций (необходимое условие). В процессе нагружения выделяется несколько уровней трещинообразования. Расстояние между трещинами последующего уровня меньше либо равно половине расстояния между трещинами предыдущего уровня (достаточное условие);

- в качестве расчетного принимается сечение со средней высотой сжатой зоны x_m , соответствующей средним деформациям;

- раскрытие трещин - это накопление относительных взаимных смещений арматуры и бетона на участках, расположенных по обе стороны от трещины, в стадии, при которой нарушена совместность деформаций арматуры и бетона (гипотеза Томаса-Гольшера):

$$\varepsilon_g(x) = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_{bt}(x) \quad (8)$$

- учитывается дополнительное деформационное воздействие в трещине, связанное с концентрацией напряжений в ее вершине и с нарушением сплошности материала.

Деформации арматуры в сечении x определяются по формуле:

$$\varepsilon_s(x) = \varepsilon_s - \frac{S_s}{A_s E_s} \int_0^x \tau(\bar{x}) d\bar{x} \quad (9)$$

где

$$\tau(x) = G \varepsilon_g(x) \quad (10)$$

Анализ эпюры деформаций в растянутой зоне, выполненный с привлечением опытов других авторов, показывает необходимость учета дополнительного деформационного воздействия в трещине с помощью коэффициента f .

Деформации бетона определяются из условия равновесия блока, расположенного между сечением с трещиной и сечением, проходящим на расстоянии x от трещины (рис.2).

$$\varepsilon_{bt}(x) = \delta \frac{\varepsilon_s A_s E_s Z_s - \varepsilon_s(x) A_s E_s Z_s(x) - Qx}{\omega_{bt}(x) A_{bt}(x) E_{bt} f v_{bt}(x) Z_{bt}(x)} \quad (11)$$

где $\delta = \frac{1-\xi}{\gamma-\xi}$ - коэффициент, учитывающий расположение растянутой ар-
 матуры по высоте сечения; $\gamma = \frac{h}{H_0}$.

После подстановки (9) и (11) в (8) с учетом замены железобетон-
 ного элемента расчетной моделью, обладающей свойствами, близкими к
 реальным, получено соотношение:

$$\epsilon_g(x) = \epsilon_s - \frac{S_s G}{K A_s E_s} \int_0^x \epsilon_g(x) dx + \frac{\delta}{l} Qx, \quad (12)$$

где

$$\frac{1}{K} = 1 + \frac{\mu \alpha \cdot Z(1-\xi)}{0,32h_0 f(\gamma-\xi)^2 (\gamma+0,03\xi)}; \quad (13)$$

$$t = 0,32bh_0^2 E_{bt} f(\gamma-\xi) (\gamma+0,03\xi). \quad (14)$$

Решение уравнения (12) с использованием граничного условия в
 сечении с трещиной $\epsilon_g(x) = \epsilon_s$ дает

$$\epsilon_g(x) = \left[\epsilon_s - \frac{\delta Q}{lB} \right] e^{-Bx} + \frac{\delta Q}{lB}. \quad (15)$$

где

$$B = \frac{S_s G}{K A_s E_s} \quad (16)$$

Как показывают экспериментальные исследования, проведенные в
 НИИСК, деформации бетона на поверхности конструкции и на контакте
 бетона и арматуры имеют разные значения.

В соответствии с принятыми предпосылками при незначительном на-
 рушении симметрии зависимостей $\epsilon_g(x)$ по обе стороны от трещины и с
 учетом деформации поперечных сечений бетона допускается принимать

$$a_{cr,c} = 2 \int_0^{0,5l_{cr,c}} [\epsilon_g(x) + \Delta\epsilon_g(x)] dx. \quad (17)$$

Опытами установлено, что

$$\Delta\epsilon_g(x) \Big|_{x=0,5l_{cr,c}} = \epsilon_s \eta, \quad (18)$$

где η - угловой коэффициент, численно равный тангенсу угла наклона
 графика " $\Delta\epsilon_g - \epsilon_s$ " и зависящий от характера напряженного состояния
 бетона и вида армирования.

Распределение $\Delta \epsilon_g(x)$ на участке между трещинами с учетом (18) и условия о том, что при $x=0$; $c=0$, принимает вид :

$$\Delta \epsilon_g(x) = - \frac{4 \epsilon_s \eta}{l_{crg}^2} x^2 + \frac{4 \epsilon_s \eta}{l_{crg}} x \quad (19)$$

После решения уравнения (17) с учетом (18) и (19) получено

$$a_{crg} = \frac{2}{B} (\epsilon_s - B_2) \left[1 - e^{B \cdot 0,5 l_{crg}} \right] + B_2 l_{crg} + \frac{2}{3} \epsilon_s \eta l_{crg} \quad (20)$$

где

$$B_2 = \frac{\delta Q}{tB} \quad (21)$$

Дальнейшее решение задачи сводится к определению величины l_{crg} из условия, в соответствии с которым деформации удлинения бетона на поверхности конструкции в среднем сечении между трещинами равны $\epsilon_{bt,u}$. Окончательно значение расстояния между трещинами получено в работе

$$l_{crg} = \frac{2L_n \left[1 - \frac{B}{B_1 (\epsilon_s - B_2)} \left(\frac{2R_{bt}}{E_b} + \epsilon_s \eta \right) \right]}{-B} \quad (22)$$

где

$$B_1 = \frac{S G}{A_s E_s} \left(\frac{1}{K} - 1 \right); \quad \eta = 0,6 \cdot \frac{B_1 \leq 1,2 R_{bt}}{E_b \epsilon_s}; \quad \epsilon_s \leq \epsilon_{s,y}; \quad \frac{B}{B_1} \leq 4,5.$$

Из выражения (22) видно, что с ростом деформаций (нагрузки) значение l_{crg} уменьшается. Однако, для расчета используется уровневое значение, которое на 1-ом уровне трещинообразования равняется $0,5 l_{crg,1-1}$. В пределах каждого уровня, принятое в расчете значение l_{crg} остается неизменным до наступления нового уровня трещинообразования, т.е. когда вычисленное значение по формуле (22) становится меньше половины расстояния между трещинами на предыдущем уровне.

Таким образом, трещинообразование продолжается до момента разрушения.

В рамках принятых предпосылок определено и значение коэффициента ψ_s с учетом граничного условия: при $x=0$; $\epsilon_s(x) = \epsilon_s$;

$$\psi_s = 1 - \frac{2K}{l_{crg} \epsilon_s} \left[(\epsilon_s - B_2) \left[0,5 l_{crg} - \frac{1 - e^{-0,5 B l_{crg}}}{B} \right] + \frac{0,125 \delta Q l^2}{t} \right] \quad (23)$$

При определении a_{crg} , l_{crg} и ψ_s коэффициент f описывается функцией, монотонно возрастающей до разрушения (рис.3). Согласно ри .3

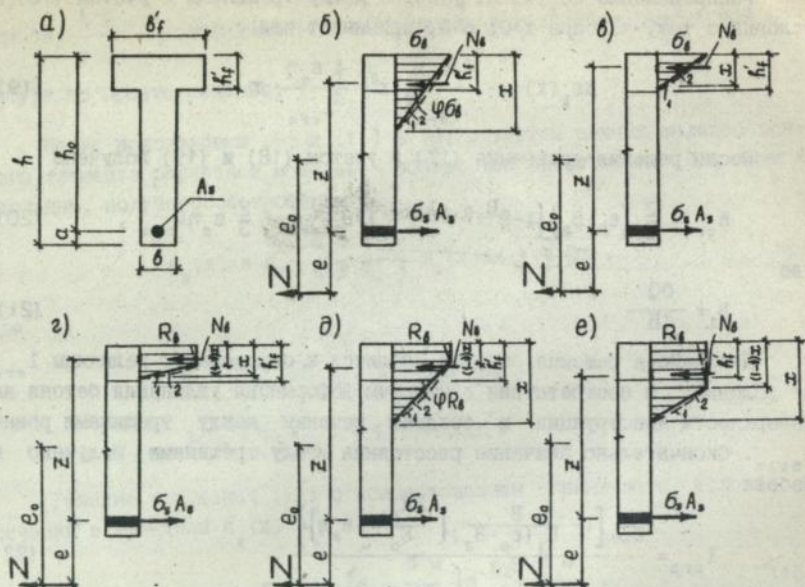


Рис.1. Расчетные случаи напряженно-деформированного состояния сечений : а - поперечное сечение железобетонного элемента; б - случай 1; в - случай 2; г - случай 3; д - случай 4; е - случай 5. I - Эпюра напряжений в сжатом бетоне, построенная на основе действительной диаграммы $\sigma-\epsilon$; 2-то же, на основе идеализированной диаграммы.

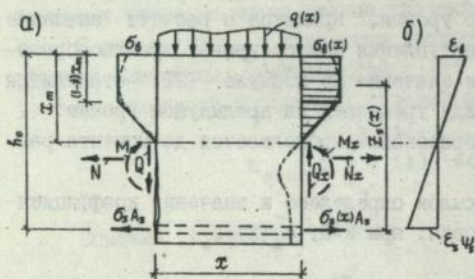


Рис.2. Расчетная схема к определению $\epsilon_{bt}(x)$: а - железобетонный блок между трещинами; б - деформации в поперечном сечении элемента.

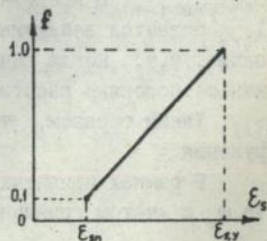


Рис.3. К определению коэффициента f , учитывающего дополнительное деформационное воздействие в трещине.

значение f может быть представлено в виде

$$f = \frac{0,9\epsilon_{sn} + 0,1\epsilon_{s,y} - \epsilon_{sn}}{\epsilon_{s,y} - \epsilon_{sn}}, \quad (24)$$

где ϵ_{sn} и $\epsilon_{s,y}$ - деформации в арматуре соответственно при нормативной нагрузке в момент достижения предела текучести.

Определение расчетных параметров НДС сечений зависит от коэффициента ϕ_s , который в начале расчета, как показывает зависимость (23), содержит неизвестные ϵ_s и $l_{огс}$. Поэтому в первом приближении значение ϕ_s определяется по СНиП 2.03.01.84*.

Расчет повторяется до достижения заданной точности вычисления коэффициента ϕ_s .

Как показывают численные исследования, приемлемые для практических расчетов значения ϕ_s достигаются уже на втором шаге.

В третьей главе приведены объем эксперимента, конструкции опытных образцов, данные о физико-механических свойствах бетона и арматуры, методика испытаний, а также результаты и анализ экспериментальных исследований.

Для реализации поставленных задач были изготовлены и испытаны шесть серий консольных балок таврового сечения, которые разрабатывались как типовые для зданий сельскохозяйственного назначения. Методика эксперимента сочетает элементы научных и производственных испытаний. Программа исследований включала натурные испытания ступенями нагрузки 6, 12, 15, 18, 21, 24 кН/м для зданий шириной 18 м и 21 м. Объем испытаний и характеристики образцов приведены в табл.1. В качестве продольной арматуры использовались стержни из стали класса А-III, а поперечная арматура - из стали классов Вр-I для серий I-IV и А-I для серий V-VI. Механические характеристики арматуры определялись в соответствии с действующими стандартами.

Одновременно с основными образцами (железобетонными балками) для определения прочностных и деформативных характеристик бетона в возрасте 28 суток и в момент испытаний, изготавливались вспомогательные бетонные образцы (кубы и призмы) из бетона того же состава. Фактическая прочность бетона на сжатие в возрасте 28 суток составила 33,7 МПа.

Деформации бетона и арматуры контролировались индикаторами с ценой деления 0,01мм и электротензорезисторами, установленными на растянутой арматуре и сжатом бетоне в зоне максимального изгибающего момента. Кроме тензодатчиков были установлены специальные деформационные пробки, позволяющие в случае необходимости наклеить допол-

Таблица 1

Объем и характеристики основных испытаний

Номер серии	Шифр образцов	h мм	h ₀ мм	n диаметр арматуры	A _s , мм ²	μ, %	R _s , МПа	Поперечное сечение и примечания	Схема испытания	
I	1БК18-6, (1БК18-6*)	400	374	1ø12 1ø10	192	0,446	552,6 452,6			
II	2БК18-12	450	419	1ø14 1ø10	232	0,496	428,8 519			
	2БК18-15	450	418	1ø14 1ø12	267	0,572	428,8 512,9			
III	3БК18-18	637	605	2ø12	226	0,261	512,9			
	3БК18-21	637	605	1ø14	267	0,422	428,8			
	3БК18-24	637	603	1ø12 2ø14	308	0,367	512,9 428,8			
IV	4БК21-6 (4БК21-6*)	400	367	1ø14 1ø12	267	0,632	458 552,6			
V	5БК21-12	450	412	1ø22 1ø14	534	1,157	470 428,8	<p>В сериях III и VI сечение переменное, возрастающее от левой опоры А к правой В (h=500...700)</p> <p>Для серий III и VI приведены размеры в зоне максимального момента.</p>		
	5БК21-15	450	412	1ø22 1ø16	581	1,3	470 491,6			
VI	6БК21-18	591	554	1ø22 1ø12	493	0,84	470 512,9			
	6БК21-21	591	551	1ø22 1ø16	581	0,995	470 491,6			
	6БК21-24	591	550	1ø22 1ø18	635	1,127	470 449,2			

тельные тензорезисторы на арматуру после анализа начала картины трещинообразования. Длина этого участка составляла около 400мм.

При соответствующем соотношении сил были реализованы две схемы нагружения. В соответствии с первой схемой реализуются максимальные усилия в пролетной части, со второй - в консольной части (опорное сечение). С целью получения максимума информации каждый образец был доведен до разрушения. Поскольку разрушение по нормальным сечениям произошло при реализации схемы I, то она и была положена в основу дальнейших исследований. Нагружение балок осуществлялось плавно мелкими ступенями, составляющими $0,1 M_{\text{ср}}$ с выдержкой 15 мин. Отсчеты снимались в том случае, когда образовывался новый уровень трещин или при величине нагрузки, составляющей 10% от разрушающей.

Измерение ширины раскрытия трещин микроскопом МКБ-2 с 24-х кратным увеличением и ценой деления 0,05 производилось по каждой трещине на двух боковых гранях в уровне расположения растянутой арматуры и в нескольких уровнях по высоте сечений балок.

Анализируя характер трещин в образцах можно отметить, что трещины образуются и имеют максимальное раскрытие по высоте трещины не на нижней растянутой грани, а на некотором расстоянии от нейтральной оси до растянутой арматуры. Это является следствием одновременного действия M , N и Q и наличия мощной продольной растянутой арматуры в испытанных балках. Важным обстоятельством является то, что движение трещины идет в двух направлениях: в сторону сжатой грани бетона и в сторону продольной растянутой арматуры.

На отдельных участках деформации арматуры возрастают, нарушается совместность деформаций арматуры и бетона, что является причиной раскрытия трещин.

На начальных ступенях нагружения ширина раскрытия трещин на уровне оси нижней арматуры и на 40мм выше ее незначительно увеличивается. Однако, на последних ступенях выделяются одна или две трещины, которые раскрываются до появления текучести в арматуре, остальные трещины стабилизируются.

После того, как уровень нагружения достигает примерно 0,75...0,9 от разрушающего, ширина раскрытия критической трещины быстро увеличивается и достигает 1,4...1,5 мм на уровне оси нижнего ряда растянутой арматуры. После этого едва заметно замедление ширины раскрытия трещин на ступенях, предшествующих разрушению при заметном росте нагрузки. Это связано как с особенностями пластических деформаций арматуры, так и с некоторой потерей сцепления между бетоном и арматурой перед разрушением.

Следует отметить, что коэффициент ϕ_s может быть определен опытным путем как отношение средних деформаций в арматуре между трещинами $\epsilon_{s, n}$ к деформациям в пределах трещины ϵ_n .

При величине нагрузки, близкой к моменту возникновения трещин, отмечено отличие значений $\epsilon_{s, n}$ и ϵ_n , что свидетельствует о том, что всегда значение $\phi_s < 1$.

Независимо от расчетной длины балок и высоты их поперечного сечения в процессе нагружения появляется два-три уровня трещин, что приводит к уменьшению расстояний между ними, а разность между ϵ_n и $\epsilon_{s, n}$ увеличивается. Следовательно, значения ϕ_s уменьшаются и достигают своих минимальных значений при определенной величине нагрузки (в пределах эксплуатационной), а затем начинают расти с появлением следующего уровня трещинообразования.

С возрастанием процента армирования количество трещин, равномерно распределенных по длине железобетонного элемента, увеличивается. Причем с увеличением количества уменьшается ширина их раскрытия. Подтверждением этому могут служить балки серий V и VI, в которых предусматривались максимальные величины нагрузок и процента армирования, что привело к образованию максимального количества уровней трещинообразования.

На характер развития трещин оказывает влияние схема приложения нагрузки. Так, в сериях I и IV, где нагрузки прикладывались равномерно по длине элемента, все трещины раскрывались одинаково до определенной ступени нагружения, а затем выделялась одна критическая, приводящая к разрушению элемента трещина. В сериях III и VI прикладывались одна или две сосредоточенные нагрузки, которые привели к заметному раскрытию трещин, находящихся в зоне максимального момента.

На последних ступенях нагружения значения средних деформаций арматуры начинают увеличиваться, однако не достигают значений деформаций арматуры в сечениях с трещинами за счет неполного выключения из работы растянутого бетона между трещинами. Отсюда также следует, что коэффициент ϕ_s даже перед разрушением не достигает значения 1.

В четвертой главе содержатся численные исследования НДС и анализ эффективности приведенной методики расчета основных параметров трещиностойкости стержневых железобетонных элементов.

Учет даже незначительной силы N приводит к изменению всех расчетных параметров НДС сечений. При этом высота сжатой зоны бетона может резко уменьшаться, так как происходит переход из упругой стадии работы бетона (случай 1) в пластическую (случай 3), напряжения в арматуре и в бетоне увеличиваются и в некоторых случаях могут дости-

гать предельных значений.

Анализ структуры формулы (19) показывает, что с возрастанием нагрузки ширина раскрытия трещин увеличивается за счет увеличения деформаций в арматуре с одной стороны, а с другой — уменьшается за счет уменьшения расстояний между трещинами. Кроме того, при нарушении сцепления арматуры с бетоном (уменьшение параметра B) значение $a_{сгс}$ продолжает возрастать.

С увеличением процента армирования расстояние между трещинами и ширина их раскрытия уменьшаются, что физически объяснимо, так как при увеличении количества трещин уменьшается ширина их раскрытия.

Эффективность указанной методики проверялась прямым сопоставлением с результатами расчетов по формулам других существующих методик, таких как методики НИИСК и СНиП и с опытными данными.

Из сопоставления результатов следует, что по предлагаемой методике градиент уменьшения (вплоть до разрушения) высоты сжатой зоны бетона больше.

При сопоставлении обнаружены довольно существенные отклонения вычисленных по методике СНиП величин $a_{сгс}$ от опытных. Использование в зависимости норм для $a_{сгс}$ диаметра арматуры в явном виде приводит в ряде случаев к завышению $a_{сгс}$, особенно при спаренном расположении стержней арматуры.

В работе приведен также вариант расчета $a_{сгс}$ по предлагаемой методике без учета коэффициента f . При этом расхождения опытных и теоретических данных существенные. Максимальное отклонение в этом случае достигается в балках с большими диаметрами рабочей арматуры, а в некоторых случаях расхождение удваивается. Это объясняется тем, что если не учитывать f (т.е. принять $f=1$), то параметр сцепления B , вычисленный по формуле (16) становится минимальным, особенно в балках с большими диаметрами арматуры, так как отношение периметра к площади арматуры, входящее в зависимость (16) для B , уменьшается с увеличением диаметра арматуры, следовательно $a_{сгс}$ увеличивается. Так, при изменении f от 0,1 до 1,0 значение $a_{сгс}$ увеличивается на 50...100%.

Результаты статистической обработки свидетельствуют о том, что предлагаемая методика расчета ширины раскрытия трещин обеспечивает получение данных, удовлетворительно согласующихся с опытными ($\bar{x}=0,997$; $C_v=27,2\%$).

Предложенная зависимость для ϕ была апробирована как при расчете внецентренно-растянутых элементов собственных опытов, так и на изгибаемых элементах опытов Я.М.Немировского и центрально-растя-

нутых элементах опытов А.А.Мельниковой.

Предлагаемая методика определения ψ_s на различных стадиях обеспечивает получение результатов, хорошо согласующихся с опытными данными. Вследствие чего, выявлена качественная картина изменения ψ_s при различных уровнях силовых воздействий.

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

По результатам проведенных в диссертации исследований можно сделать следующие выводы :

1. Разработаны приемлемые для практических расчетов физически обоснованная методика определения расчетных параметров для пяти возможных случаев напряженно - деформированного состояния тавровых сечений стержневых железобетонных элементов и вариант решения систем нелинейных алгебраических уравнений, построенных с привлечением специальных структурных схем, базирующихся на физической стороне задачи.

2. Разработанная методика определения основных параметров трещиностойкости железобетона $a_{срс}$, $l_{срс}$, ψ_s основана на привлечении гипотезы Томаса - Гольшера и положениях механики разрушения о влиянии концентрации напряжений в устье трещины на деформированное состояние в трещине.

3. В процессе экспериментальных исследований натуральных стержневых железобетонных элементов выявлена многоуровневая схема трещинообразования вплоть до разрушения, позволившая уточнить основные стадии напряженно - деформированного состояния железобетона.

4. В ходе обработки экспериментальных данных о характере развития трещин и ширине их раскрытия установлено, что одновременное действие M , N и Q и наличие мощной растянутой арматуры приводят к сложному профилю нормальной трещины с максимальным раскрытием на некотором расстоянии от продольной оси арматурного стержня. Экспериментально доказано, что перед разрушением нельзя пренебрегать работой растянутого бетона между трещинами, то есть всегда $\psi_s < 1$.

5. В результате численного анализа и на основе обработки экспериментальных данных выявлена необходимость учета дополнительного деформационного воздействия в трещине, вызванного концентрацией напряжений в ее вершине. Пренебрежение этим фактором приводит к завышению значений $a_{срс}$ до 50...100% .

6. Установлено, что даже при одинаковом значении напряжений в арматуре, ширина раскрытия трещин, вычисленная по предлагаемой мето-

дике существенно отличается от вычисленных по методике норм и по методике НИИСК. Это прежде всего связано с введением в предлагаемую формулу переменного значения $l_{сгс}$, вычислением основного параметра железобетона ϕ_s по новой зависимости, вытекающей из физических предпосылок. Важным является и учет дополнительного деформационного воздействия в трещине.

7. Наиболее существенное влияние на расстояние между трещинами оказывают деформации в арматуре. Увеличение деформаций на 79% уменьшает расстояние между трещинами на 77%.

Расстояние между трещинами также уменьшается с ростом процента армирования, что физически обоснованно, так как увеличение количества арматуры способствует более равномерному распределению трещин по длине железобетонного элемента.

8. В диапазоне эксплуатационных нагрузок предложенная зависимость для определения коэффициента ϕ_s дает почти постоянное значение при постоянном расстоянии между трещинами (может наблюдаться некоторое его уменьшение). С наступлением нового уровня трещинообразования, т.е. при делении $l_{сгс}$ пополам значение ϕ_s увеличивается до 30%.

9. Проведенное сопоставление теоретических значений ширины раскрытия трещин, вычисленных по предлагаемой методике, с опытными, полученными автором и другими исследователями, свидетельствуют о достаточной достоверности результатов.

Основные результаты диссертации опубликованы в следующих работах:

1. Барашиков А.Я., Колчунов В.И., Гаттас А.Ф. Экспериментальные исследования трещиностойкости стержневых железобетонных элементов. КИСИ. -Киев, 1992. -29с.:Деп. в УкрИНТЭИ, N 1003-УК92.

2. Гаттас А.Ф. Экспериментальные исследования трещиностойкости железобетонных элементов в процессе разработки и внедрения консольных балок //Тез. докл. 53-й научно-практической конференции КИСИ. -Киев, 1992. -с.76.

3. Гаттас А.Ф. Результаты экспериментальных исследований трещиностойкости железобетонных элементов //Тез. докл. 54-й научно-практической конференции КИСИ. -Киев, 1993. -с.143.

4. Гаттас А.Ф. Исследование напряженно-деформированного состояния и трещиностойкости стержневых железобетонных элементов. Киев. гос. техн. ун-т стр-ва и арх. -Киев, 1994. -30с.:Деп. в ГНТБ Украины, N 425-УК94.

ЛНБ ім. В. Стефаніка
АН України

457 395

АВ 30.195

Подп. к печ. 22.05.94 Формат 60×84^{1/16}
Бумага тип. № 3 . Способ печати офсетный. Услови. печ. л. 0,93
Услови. кр.-отт. 1,04 . Уч.-изд. л. 1,0
Тираж 100 . Зак. № 4-2218

Фирма «ВНПОЛ»
252151, г. Киев, ул. Вольнская, 60.