

К определению трещиностойкости железобетонных балок из различных видов бетона

Д.Р. Маилян¹, Г.В. Несветаев¹, Н.А. Коллеганов²

¹ *Донской государственный технический университет, Ростов-на-Дону*

² *ЗАО "КБ Ивлева" НПФ Геотекс проектстрой, Ставрополь*

Аннотация: Рассмотрена методика определения трещинообразующих усилий, основанная на нормативном подходе. Проведены экспериментальные и теоретические исследования железобетонных балок из обычно тяжелого бетона, самоуплотняющегося бетона с модификатором и бетона каркасной структуры. Приведены формулы для определения предела прочности на растяжение в зависимости от предела прочности сжатие для каждого из рассмотренных видов бетона. Даны расчетные значения предельной растяжимости, определенные по различным методикам. Получены коэффициенты к формуле, связывающей приведенный и начальный модули упругости различных видов бетона.

Проанализировано влияние точности экспериментального определения момента трещинообразования на изменение расчетных зависимостей.

Ключевые слова: момент трещинообразования, прочность на растяжение при изгибе, бетон каркасной структуры, самоуплотняющийся бетон с модификатором.

Методика расчета железобетонных элементов по образованию трещин, принятая в СП63.13330.2018, основана на предпосылках, заложенных еще в 70-80 годах прошлого столетия. Она предполагает заданную форму эпюры напряжений в момент образования трещин и, несмотря на свою простоту, обладает рядом явных несовершенств. Наиболее значимые, кроме отмеченной выше фиксированной формы эпюры напряжений: снижение ядрового расстояния с помощью постоянного коэффициента, не зависящего от изменяемых параметров, не учет влияния продольной силы на положение нейтральной линии и величину упруго-пластического момента сопротивления, отсутствие учета влияния предварительных усилий на свойства материалов. В ряде случаев, эти допущения могут приводить к значительной разнице опытных и теоретических значений моментов трещинообразования. Кроме того, при исследовании конструкций из новых видов бетона необходима проверка пригодности нормативных методов и внесения в них коррективов в случае необходимости. Следует отметить, что построение теории расчета с точным

учетом хотя бы основных факторов (вид и характер внешней нагрузки, армирование, свойства материалов, форма сечения и т.д.) весьма сложная и трудно достижимая задача. Поэтому целесообразно усовершенствование методов определения усилий трещинообразования на основе нормативных подходов.

Согласно СП 63.13330.2018, момент трещинообразования изгибаемого элемента при отсутствии продольной силы определяется с учетом неупругих деформаций растянутого бетона, как:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = \gamma \cdot R_{bt,ser} \cdot W_{red} = 1,3 \cdot R_{bt,ser} \cdot W_{red}, \quad (1)$$

при этом не учитывается влияние особенностей деформационных свойств бетона [1], обусловленных рецептурно-технологическими факторами (т.е. принимается $\gamma = \text{const}$).

Неучет изменчивости коэффициента упругости бетона растянутой зоны приводит к значительному различию между экспериментальными и расчётными усилиями трещинообразования [1,2]. Согласно [3], для бетонов классов от В20 до В60 при коэффициенте армирования от 0,1 до 1,0 % расчетное значение γ может изменяться, в зависимости от методики определения, от 1,549 до 1,825. В [2] предложена зависимость этого параметра от призмной прочности бетона:

$$\gamma = \frac{W_{pl}}{W_{red}} = 1,75 - 0,01R_b, \quad (2)$$

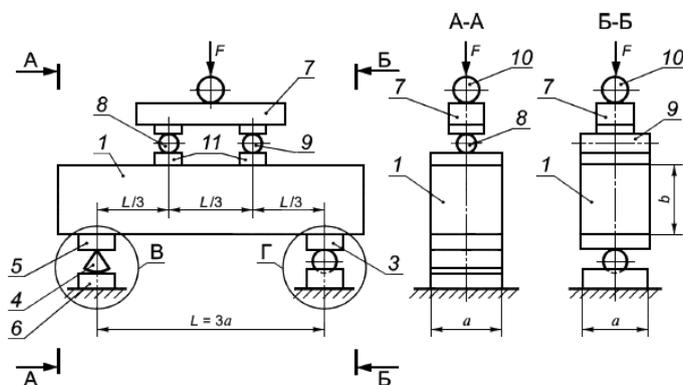
что для бетонов с прочностью 20-50 Мпа дает значения γ от 1,55 до 1,25.

По данным [4], соотношение расчетных и экспериментальных моментов трещинообразования составило от 0,61 до 2 при среднем значении 1,44, а по данным [5], при испытаниях балок с пластиковой арматурой от 0,75 до 1,5. В [6] приведен обзор результатов исследований балок из бетонов, в частности, классов В22,5; В45 и В55, согласно которым соотношение моментов трещинообразования, определенных по различным методикам, составляет в

среднем 1,36 для В22,5 и от 1,14 до 2,02 при среднем значении 1,41 для В45 и В55. Поскольку экспериментальные значения усилий трещинообразования в изгибаемых железобетонных элементах отличаются от расчётных значений заметно больше, чем экспериментальные и расчётные усилия при разрушении [1], закономерно существенно варьируется величина M_{crc}/M_{ult} , например, по данным [3,7,8] в пределах 0,188...0,21, а согласно [9,10] эта величина составила от 0,176 до 0,372. По данным [11], в балках из бетонов В20 и В35 без усиления углепластиков зафиксированы значения M_{crc}/M_{ult} в пределах 0,52...0,74. В [12] отмечается, что в слоистых балках из бетонов разной прочности величина момента трещинообразования практически не зависит от прочности бетона. Следует отметить, что одним из факторов, влияющих на точность экспериментального определения момента трещинообразования, является методика фиксации момента. Согласно [1], соотношение величин моментов, определенных по видимой трещине и по перелому графиков деформаций бетона и арматуры составило от 1,09 до 1,44 при среднем значении 1,21. В [3] это соотношение составило от 1,32 до 1,46 при среднем значении 1,37 для В22,5 и от 1,98 до 2,58 при среднем значении 2,44 для В45 и В55. В [9] заявлено об экспериментальном подтверждении деформационного критерия трещинообразования и отмечено, что деформации растянутого бетона класса В25 перед образованием трещины составили от 23,8 до $32 \cdot 10^{-5}$, что значительно превышает приведенное в п. 8.2.10 СП 63.13330.2018 значение. В связи с вышеизложенным выявление взаимосвязи деформационных свойств бетонов, полученных по различным технологиям, с моментом трещинообразования изгибаемых элементов, представляет актуальную задачу.

Для решения поставленных задач авторами были проведены специальные экспериментальные исследования. Испытаниям на растяжение при изгибе подверглись бетонные призмы, а испытаниям на изгиб железобетонные балки из различных видов бетона. При определении предела прочности бетона на

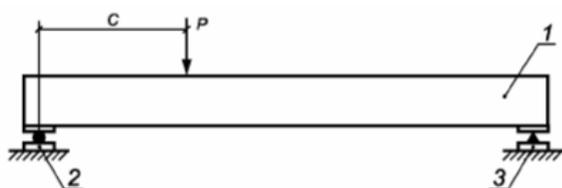
растяжение при изгибе по ГОСТ 10180-2012 используется схема, приведенная на рис.1. Железобетонные балки на изгиб по ГОСТ 8829-2018 испытывают по аналогичной схеме (рис.2).



- 1 - образец; 2 - шар; 3 - опорная подушка; 4 - качающаяся призма; 5 - опорная сегментная подушка; 6 - опорная плоская подушка; 7 - распределительная траверса; 8 - шарнирно-неподвижная опора; 9 - шарнирно-подвижная опора; 10 - шаровой шарнир; 11 - стальная опорная пластина



Рис. 1. - Схема устройств и испытания на растяжение при изгибе призмы



- 1 – изделие;
 2 – шарнирно-подвижная опора;
 3 – шарнирно-неподвижная опора;
 C – расстояние до точки приложения нагрузки; P
 - нагрузка



Рис. 2. - Испытание железобетонной балки на изгиб

Как известно, для призматических образцов предел прочности на растяжение при изгибе R_{bf} может быть определен, как:

$$R_{bf} = \frac{M}{W} = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2}, \quad (3)$$

где M – максимальный изгибающий момент.

При изгибе кривизна бетонной балки может быть определена как:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_b \cdot I}, \quad (4)$$

где E_b – модуль упругости бетона, I – момент инерции сечения,

или при условии:

$$\varepsilon_b = -x \cdot \varepsilon_{bf}, \quad (5)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{bf} - \varepsilon_b}{h} = \frac{(1+x) \cdot \varepsilon_{bf}}{h}, \quad (6)$$

где ε_{bf} , ε_b – соответственно, относительная деформация краевого растянутого и сжатого волокна балки, тогда с учетом ф.(4 - 6):

$$\frac{(1+x) \cdot \varepsilon_{bf}}{h} = \frac{12 \cdot R_{bf} \cdot b \cdot h^2}{6 \cdot E_b \cdot b \cdot h^3} = \frac{2 \cdot R_{bf}}{E_b \cdot h}, \quad (7)$$

где h – высота сечения,

или:

$$(1+x) \cdot \varepsilon_{bf} = \frac{2 \cdot R_{bf}}{E_b}, \quad (8)$$

откуда:

$$\varepsilon_{bf} = \frac{2 \cdot R_{bf}}{(1+x) \cdot E_b}, \quad (9)$$

тогда с учетом:

$$R_{bf} = c \cdot R^d, \quad (10)$$

где R – предел прочности бетона на сжатие, $c = 0,29$, $d = 0,74$ для тяжелого бетона [13], $c = 0,56$, $d = 0,62$ для самоуплотняющегося бетона с модификатором [14],

$c = 0,34$, $d = 0,68$ для бетона каркасной структуры [15],

и согласно [16]:

$$E_b = t \frac{1000 \cdot (0,04 \cdot R + 57)}{1 + \frac{29}{3,8 + 0,8 \cdot R}}, \quad (11)$$

где $t = 1$ – для тяжелого бетона, $t = 1,2$ – для бетона каркасной структуры, получим:

$$\varepsilon_{bf} = \frac{2 \cdot c \cdot R^d \cdot \left(1 + \frac{29}{3,8 + 0,8 \cdot R}\right)}{t \cdot 1000 \cdot (1+x) \cdot (0,04 \cdot R + 57)}. \quad (12)$$

При центральном осевом растяжении предельная «растяжимость» бетона ε_{bt} может быть определена, как:

$$\varepsilon_{bt} = e \cdot \left(\frac{R_{bt}}{E_{bt}}\right)^t, \quad (13)$$

где R_{bt} – предел прочности бетона на осевое растяжение, E_{bt} – модуль упругости бетона при осевом растяжении, ($e = 0,41$; $t = 0,86$), тогда с учетом:

$$R_{bt} = n \cdot R^w, \quad (14)$$

где $n = 0,29$, $w = 0,6$ – для тяжелого бетона; $n = 0,22$, $w = 0,68$ для бетона каркасной структуры, принимая $E_{bt} = E_b$, получим значения для предельной относительной деформации краевого растянутого волокна изгибаемой бетонной балки, представленные в табл.1,2.

Момент трещинообразования железобетонной балки высотой H с учетом ф.(4,6,9) может быть представлен в виде:

$$M_{crc} = \frac{(1+x) \cdot \varepsilon_{bf} \cdot E_{red} \cdot I_{red}}{H}. \quad (15)$$

или, поскольку величина « x » точно не определена, то при соотношении E_{red}/E_b для исследованных балок ($b \times H = 12,5 \times 25$ см, 2 d16 A500):

$$\frac{E_{red}}{E_b} = q \cdot R_{bf}^p. \quad (16)$$

где $q = 1,207$, $p = - 0,077$ – для тяжелого бетона, $q = 1,147$, $p = - 0,053$ – для бетона каркасной структуры.

Таблица №1

Расчетные значения предельной «растяжимости» тяжелого бетона

R _b , МПа	ε _{bf} * по ф.(7) при		ε _{bt} * по ф.(11)	ε _{bf} * по ф.(7) при			
	x = 1	x = 0,5		R _{bf} = 1,56·R _{bt}		R _{bf} = 1,75·R _{bt}	
				x=1	x=0,5	x=1	x=0,5
10	9,6	12,8	10,9	10,8	14,5	12,2	16,2
15	10,6	14,1	11,3	11,3	15,1	12,7	16,9
20	11,3	15,1	11,6	11,6	15,5	13,1	17,4
25	12,0	16,0	11,8	11,9	15,9	13,4	17,9
30	12,6	16,8	12,1	12,2	16,3	13,7	18,3

Примечание: * - x(10⁵)

Таблица №2

Расчетные значения предельной «растяжимости» бетона каркасной структуры

R _b , МПа	ε _{bf} * по ф.(7) при		ε _{bt} * по ф.(11)	ε _{bf} * по ф.(7) при			
	x = 1	x = 0,5		R _{bf} = 1,56·R _{bt}		R _{bf} = 1,75·R _{bt}	
				x=1	x=0,5	x=1	x=0,5
25	9,8	13,0	9,9	9,8	13,0	11,0	14,6
30	10,1	13,5	10,3	10,1	13,5	11,4	15,2
35	10,5	14,0	10,6	10,5	14,0	11,9	15,7
40	10,8	14,6	10,9	10,9	14,5	12,2	16,2
45	11,2	14,9	11,2	11,2	14,9	12,6	16,7

Примечание: * - x(10⁵)

Полагая, что деформация краевого растянутого волокна железобетонной балки высотой H будет равна величине ε_{bf} по ф.(9), получим:

$$M_{crc} = \frac{2 \cdot (1+x) \cdot R_{bf} \cdot E_{red} \cdot I_{red}}{(1+x) \cdot E_b \cdot H} = k^* \frac{2 \cdot R_{bf} \cdot E_{b,red} \cdot I_{red}}{E_b \cdot H} = k^* \frac{g \cdot R_{bf}^m \cdot I_{red}}{H}, \quad (17)$$

где $g = 2,44$ и $2,29$, $m = 0,923$ и $0,947$ соответственно для тяжелого бетона и бетона каркасной структуры, k – коэффициент, учитывающий размерность величин.

В табл. 3,4 представлены расчетные значения момента трещинообразования железобетонной балки ($b \times H = 12,5 \times 25$ см, 2 d16 A500) из тяжелого бетона, полученные по вышеописанному алгоритму.

Таблица №3

Расчетные значения момента трещинообразования балки из тяжелого бетона

R_b , МПа	Момент трещинообразования, кН			
	ε_{bf} при R_{bf} по ф.(8),	ε_{bt} при		**
		$R_{bf} = 1,56 \cdot R_{bt}$	$R_{bf} = 1,75 \cdot R_{bt}$	
25	6,43	6,39	7,11	3,40
30	7,28	7,07	7,86	3,79
35	8,09	7,70	8,56	4,16

Примечание: * - по ф.(17); ** - по п.8.2.11 СП 63.13330.2018 при $R_{bt,ser} = R_{bt}$ по ф.(14)

Таблица №4

Расчетные значения момента трещинообразования балки из
бетона каркасной структуры

R_b , МПа	Момент трещинообразования, кН			
	ε_{bf} при R_{bf} по ф.(8),	ε_{bt} при		**
		$R_{bf} = 1,56 \cdot R_{bt}$	$R_{bf} = 1,75 \cdot R_{bt}$	
30	6,81	6,81	7,59	4,48
35	7,52	7,52	8,38	4,97
40	8,19	8,20	9,14	5,45

Примечание: * - по ф.(17); ** - по п.8.2.11 СП 63.13330.2018 при $R_{bt,ser} = R_{bt}$ по ф.(14)

Экспериментальные исследования железобетонных балок из тяжелого бетона (ТБ) и бетона каркасной структуры (БКС) выполнены по схеме,

представленной на рис. 2. Балки размером 2400x125x250(Н). Предел прочности на сжатие 38,2 МПа и 47,9 МПа у ТБ и БКС, соответственно, на растяжение осевое 2,46 МПа и 2,95 МПа, на растяжение при изгибе 3,83 МПа и 4,45 МПа, модуль упругости 31,75 ГПа и 35,35 ГПа. Рабочая арматура - 2 d16 A500. Нагружение сосредоточенной нагрузкой в третях пролета. Деформации на уровне сжатой и растянутой арматуры измерялись на базе 500 мм, далее деформации краевого растянутого волокна определялись на основе гипотезы плоских сечений (СП 63.1330.2018, п. 5.5.3).

В табл. 5 представлены данные о расчетных (ф.17) и экспериментальных значениях момента трещинообразования исследованных балок.

Таблица №5

Расчетные и экспериментальные значения момента трещинообразования исследованных балок

Бетон	R _b , * МПа	Момент трещинообразования, кНм					
		Расчетный по табл.3,4		СП**	Экспериментальный		
		мин.	макс.		R	M _y	M _{calc} ***
Тяжелый	25	6,39	7,11	3,33	38,2	5,1 < M _y < 6,9	5,41 (ф.17)
	30	7,07	7,86	3,77			
	35	7,7	8,56	4,20			
Каркасной структуры	30	6,81	7,59	3,77	47,9	5,1 < M _y < 6,9	6,23 (ф.17)
	35	7,52	8,38	4,20			
	40	8,19	9,14	4,59			

Примечания: * - предел прочности на сжатие; ** - по п.8.2.11 СП 63.13330.2018 при $R_{bt,ser} = R_t$ по ф.(14); *** - расчет по ф.(17) при фактических показателях

Поскольку точное значение момента трещинообразования экспериментально определить достаточно проблематично, т.к. оказывает влияние шаг нагружения и критерий фиксации момента трещинообразования, приняты следующие допущения. Поскольку в исследованиях $5,0 < M_{cr} < 7,5$

кНм ($7,5 = M_T$ – момент фиксации принятой трещины), принимаем $M_{crc} = M_T/k$, где значения k согласно [1,3] составляет от 1,09 до 1,46, тогда $M_{crc,max} = 6,9$ ($k = 1,09$), $M_{crc,min} = 5,1$ кНм ($k = 1,46$). В дальнейшем изложении экспериментальные значения момента трещинообразования приняты: минимальное – 5,1 кНм, максимальное – 6,9 кНм. На рис. 3 представлена зависимость «деформация краевого растянутого волокна - изгибающий момент» по экспериментальным данным для исследованных балок (рис.2), которая описывается формулой:

$$\varepsilon_{bt} = a \cdot \ln(M) - b, \quad (18)$$

где a, b – коэффициенты, представленные в табл. 6.

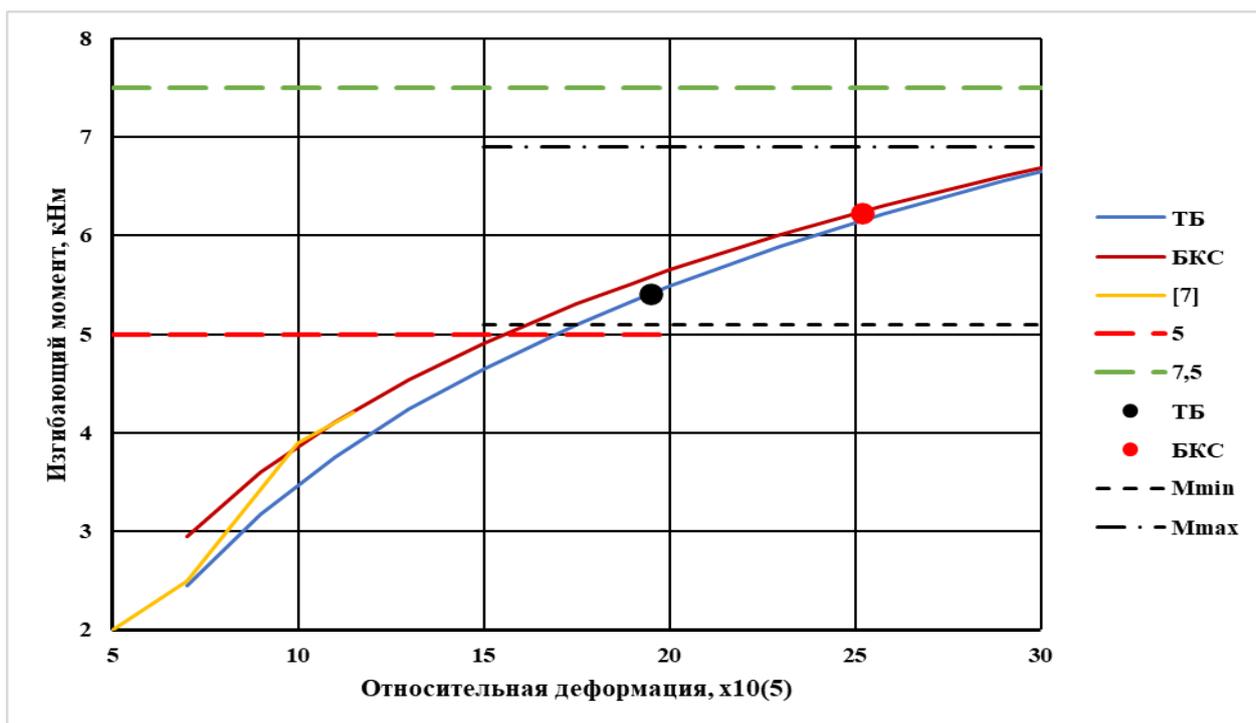


Рис. 3. - Соотношение изгибающего момента и относительной деформации краевого растянутого волокна

ТБ – балка из тяжелого бетона, БКС – балка из бетона каркасной структуры,

[8] – по данным [8], 5 – видимая трещина отсутствует,

7,5 – фиксируется видимая трещина, $M_{min} = 5,1$; $M_{max} = 6,9$ кНм

Таблица №6

Параметры уравнения регрессии ф. (18)

Бетон	Коэффициенты		R ^{2*}
	<i>a</i>	<i>b</i>	
Тяжелый	2,896	3,19	0,997
Каркасной структуры	2,572	2,05	0,997

Примечание: * - показатель достоверности аппроксимации

По данным рис. 3 деформации краевого растянутого волокна в момент трещинообразования составили значения, представленные в табл.7.

Таблица №7

Деформации краевого растянутого волокна, соответствующие
моменту трещинообразования

Бетон	Деформации ϵ_{bt} , $\times 10^{-5}$, при моменте трещинообразования, кНм		
	минимальном 5,1	по ф.(15)	максимальном 6,9
ТБ	17,5	19,5	32,7
БКС	16,3	25,2	32,5

Согласно [9] деформации растянутого бетона класса В25 перед образованием трещины составили от 23,8 до $32 \cdot 10^{-5}$, что хорошо согласуется с нашими данными для ТБ при среднем и максимальном значениях M_{crc} . Значения ϵ_{bt} в табл.7 при минимальном значении M_{crc} неплохо согласуются с данными табл. 1,2 при $R_{bf} = 1,75 \cdot R_{bt}$.

По экспериментальным данным, представленным в [2], получены зависимости величины γ в ф.(1) от предела прочности бетона, представленные в табл. 8.

Зависимость γ от предела прочности бетона

№	Формула	R^2 *
1	$\gamma = 1,75 - 0,005 \cdot R$	0,652
2	$\gamma = 2,4 \cdot R^{-0,124}$	0,686

Примечание: * - показатель достоверности аппроксимации

На рис. 4 представлено сопоставление экспериментальных и расчетных по ф. (17) значений момента трещинообразования исследованных балок с расчетными значениями при различных значениях коэффициента γ в ф.(1).

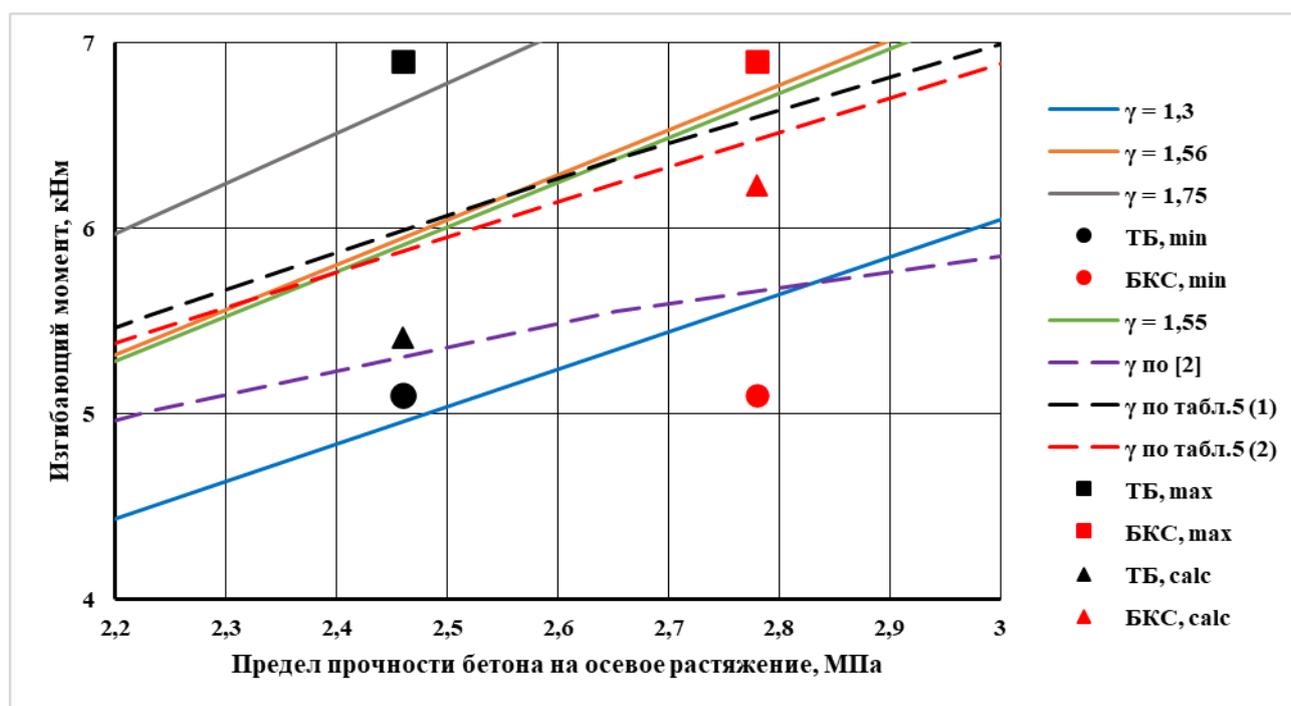


Рис. 4. - Зависимость момента трещинообразования от предела прочности на осевое растяжение, вида бетона и величины γ

Из представленных на рис. 4 данных следует, что с повышением прочности бетона на осевое растяжение момент трещинообразования ожидаемо

повышался. При этом наибольший эффект наблюдался в балках из самоуплотняющегося бетона.

Заключение

Значение коэффициента γ существенно зависят не только от прочности, но и от вида бетона. Наиболее близкими к экспериментальным оказались значения этого коэффициента, определенные по предложенным зависимостям. Применение при расчете момента трещинообразования фактического предела прочности бетона на растяжение при изгибе вместо предела прочности на осевое растяжение, в сочетании с коэффициентом γ , обеспечивает лучшую сходимость экспериментальных и расчетных значений.

Литература

1. Иваненко А.Н., Иваненко Н.А., Пересыпкин Е.Н. Трещиностойкость железобетонных конструкций как функция предельной растяжимости бетона // Инженерный вестник Дона, 2014, №3. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n3y2014/2788.
2. Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Трекин Д.Н. Совершенствование метода оценки трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов // Бетон и железобетон. 2020. №1 (601). С. 61-64.
3. Радайкин О.В. К определению момента трещинообразования изгибаемых железобетонных элементов с учётом пластических деформаций бетона растянутой зоны // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2018. №3. С. 30-38. DOI: [10.12737/article_5abfc9b9100759.72073748](https://doi.org/10.12737/article_5abfc9b9100759.72073748).
4. Антаков А.Б., Антаков И.А. Экспериментальные исследования изгибаемых элементов с полимеркомпозитной арматурой // Известия КГАСУ. 2014. №3 (29). С. 7-13.

5. Бегунова Н.В., Грахов В.П., Возмищев В.Н., Кислякова Ю.Г. Сравнительная оценка результатов испытаний бетонных балок с композитной арматурой и расчетных данных Наука и техника. Т. 18. № 2 (2019) №9-10.
 6. Довбенко В.С. Экспериментальные исследования железобетонных балок, усиленных полимерной композицией // Строительство и реконструкция. 2014. №1 (51). С. 22-28.
 7. Гиль А.И. Результаты экспериментальных исследований сопротивления изгибу статически неопределимых железобетонных балок с комбинированным армированием растянутой зоны опорного сечения // Вестник полоцкого государственного университета. Серия F. 2021. № 16. С. 58-64.
 8. Бегунова Н.В., Возмищев В.Н. Сравнительная оценка прочности, жесткости и трещиностойкости бетонных конструкций, армированных полимеркомпозитной и стальной арматурами // Интеллектуальные системы в производстве. 2017. Том 15. № 4. С. 69-74.
 9. Смоляго Е.Г., Крючков А.А. Экспериментальные исследования трещиностойкости сборно-монолитных изгибаемых железобетонных элементов // Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции. 2010. №1/27 (589). С. 47-54.
 10. Антаков И.А. Особенности работы изгибаемых элементов с композитной полимерной арматурой под нагрузкой // Жилищное строительство. 2018. №5. С. 15-18.
 11. Быков А.А., Румянцев С.Д., Бирин А.С. Экспериментальное исследование прочностных и деформационных характеристик железобетонных балок, усиленных углепластиком // Вестник ПНИПУ. Прикладная экология. Урбанистика. 2016. №2. С. 112-126. DOI: 10.15593/240985125/2016.02.07.
 12. Ву Динь Тхо, Король Е.А. Влияние контактных слоев на трещиностойкость изгибаемых трехслойных конструкций // Вестник МГСУ. 2020. Т. 15. Вып. 7. С. 988–998. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.7.988-998.
-

13. Несветаев Г. В., Кардумян Г.С. О применении цементных бетонов для дорожных и аэродромных покрытий // Строительные материалы. 2014. № 3. С. 31-35.
14. Коровяков В.Ф., Туан Ми Чан Литые бетонные смеси для дорожного строительства // Технологии бетонов. 2012. №9-10. С. 52-55.
15. Маилян Д.Р., Несветаев Г.В., Халезин С.В., Горцевской А.А. Деформационные свойства и параметрические точки бетонов каркасной структуры // Инженерный вестник Дона. 2018. №2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2y2018/4941.
16. Маилян Д.Р., Несветаев Г.В., Постой Л.В. О зависимости «напряжения-деформации» и «модуль деформаций - уровень нагружения» для бетонов с органоминеральными модификаторами // Инженерный вестник Дона. 2019. №7. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n7y2019/6022.

References

1. Ivanenko A.N., Ivanenko N.A., Peresy`pkin E.N. Inzhenernyj vestnik Dona, 2014, №3. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n3y2014/2788.
 2. Trekin N.N., Kody`sh E.N., Trekin D.N. Beton i zhelezobeton.2020. №1 (601). Pp. 61-64.
 3. Radajkin O.V. Vestnik BGTU im. V.G. Shuxova. 2018. №3. pp. 30-38. DOI: 10.12737/article_5abfc9b9100759.72073748.
 4. Antakov A.B., Antakov I.A. Izvestiya KGASU. 2014. №3 (29). pp. 7-13.
 5. Begunova N.V., Graxov V.P., Vozmishhev V.N., Kislyakova Yu.G. Nauka i texnika. T. 18. 2019. № 2. URL: doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-155-163.
 6. Dovbenko V.S. Stroitel`stvo i rekonstrukciya. 2014. №1 (51). pp. 22-28.
 7. Gil` A.I. Vestnik poloczkiego gosudarstvennogo universiteta. Seriya F. 2021. № 16. pp. 58-64.
-



8. Begunova N.V., Voymishhev V.N. Intellektual`ny`e sistemy` v proizvodstve. 2017. Tom 15. № 4. pp. 69-74.
9. Smolyago E.G., Kryuchkov A.A. Teoriya inzhenerny`x sooruzhenij. Stroitel`ny`e konstrukcii. 2010. №1/27 (589). pp. 47-54.
10. Antakov I.A. Zhilishhnoe stroitel`stvo. 2018. №5. pp. 15-18.
11. By`kov A.A., Rumyanec S.D., Birin A.S. Vestnik PNIPU. Prikladnaya e`kologiya. Urbanistika. 2016. №2. pp. 112-126. DOI: 10.15593/240985125/2016.02.07.
12. Vu Din` Tso, Korol` E.A. Vestnik MGSU. 2020. T. 15. Vy`p. 7. pp. 988–998. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.7.988-998.
13. Nesvetaev G. V., Kardumyan G.S. Stroitel`ny`e materialy`. 2014. № 3. Pp. 31-35.
14. Korovyakov V.F., Tuan Mi Chan Texnologii betonov. 2012. №9-10. pp. 52-55.
15. Mailyan D.R., Nesvetaev G.V., Xalezin S.V., Gorcevskoj A.A. Inzhenernyj vestnik Dona. 2018. №2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2y2018/4941.
16. Mailyan D.R., Nesvetaev G.V., Postoj L.V. Inzhenernyj vestnik Dona. 2019. №7. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n7y2019/6022.