

Расчет слоистых железобетонных балок по первой и второй группе предельных состояний

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

¹Донской государственной технической университет, Ростов-на-Дону
²ЗАО «КБ Ивлева» НПФ «Геотекспроектстрой», Ставрополь

Аннотация: Слоистые железобетонные балки из разномодульных бетонов все шире применяются в инженерной практике. Пошагово-итерационный метод в сочетании с численным интегрированием при расчете таких конструкций с использованием нелинейной деформационной модели и реальных диаграмм деформирования является рациональным решением, несмотря на отсутствие в настоящее время общепризнанного подхода к оценке напряженно-деформированного состояния сечений слоистых балок. В статье разработаны предложения по определению момента трещинообразования и прогибов слоистых железобетонных балок как функции предельной деформации краевого растянутого волокна и закономерности изменения кривизны от уровня нагружения с учетом деформационных свойств бетонов.

Ключевые слова: слоистые железобетонные балки, момент трещинообразования, кривизна, прогиб.

Применение полных диаграмм деформирования, учитывающих особенности деформационных свойств бетонов, позволяет выполнять расчеты железобетонных балок из модифицированных бетонов, в т.ч. слоистых из разномодульных бетонов [1]. Использование в растянутой и сжатой зоне балок бетонов с различными прочностными и деформационными характеристиками обеспечивает возможность эффективно использовать свойства бетона и создавать рациональные конструкции регулированием их параметров [2, 3]. СП 63.13330-2018 предписывает «расчет по прочности нормальных сечений железобетонных элементов... производить на основе нелинейной деформационной модели», что широко применяется для конструкций со смешанным [4, 5] и комбинированным армированием [6], сборно-монолитных сечений [7], статически неопределимых конструкций [8] и балочных систем [9], в т.ч. при малоцикловом нагружении [10], а также при использовании в конструкциях различных бетонов [11,12]. При этом, согласно п. 6.1.23 СП 63.13330-2018 «для определения напряженно-деформированного состояния (НДС) сжатой зоны бетона используют диаграммы состояния сжатого бетона,

приведенные к непродолжительному действию нагрузки..., в качестве наиболее простой используют двухлинейную диаграмму состояния бетона», а связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры принимают в виде диаграмм ... деформирования» (п. 8.1.20). Применение нелинейной деформационной модели является наиболее рациональным решением, построенном на пошагово-итерационном методе с использованием реальных диаграмм деформирования [13] в случае слоистых балок с разномодульными бетонами по высоте сечения. Тем не менее, для слоистых балок в настоящее время нет общепризнанного подхода к оценке НДС сечений.

Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы обеспечивает оценку деформаций (прогибов) с точки зрения нормальной эксплуатации и ширины раскрытия трещин как одного из основных факторов обеспечения долговечности. Момент трещинообразования изгибаемого элемента при отсутствии продольной силы определяется с учетом неупругих деформаций растянутого бетона по СП 63.13330.2018, как:

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

Поскольку в этом случае принимается $\gamma = const$, то не учитываются особенности деформационных свойств, обусловленных рецептурно-технологическими факторами различных бетонов [14], что приводит к различию между экспериментальными и расчётными моментами трещинообразования [14,15]. По данным [16] значение γ может изменяться от 1,549 до 1,825 для бетонов классов от В20 до В60 при коэффициенте армирования от 0,1 до 1,0 %. Представленная в [15] зависимость коэффициента γ от призменной прочности бетона для бетонов с прочностью от 20 до 50 МПа дает значения γ от 1,55 до 1,25. При расчете момента трещинообразования по нормам принят ряд допущений, которые и предопределяют недостатки этой методики [17]. При оценке момента трещинообразования слоистых балок, особенно из

разномодульных бетонов, принятые в нормах допущения могут приводить к значительному различию реальных и теоретических значений моментов трещинообразования, в связи с чем очевидна целесообразность исследований и совершенствования методов расчета моментов трещинообразования таких конструкций. Как отмечено в [17], в первую очередь необходимо четко определить понятие «момент трещинообразования». Известны критерии: появление видимой трещины, перелом на графике деформаций и предельное значение деформации краевого растянутого волокна. Фиксация видимой трещины происходит после ее появления, в связи с чем соотношение величин моментов, определенных по видимой трещине и по перелому графиков деформаций бетона и арматуры составило от 1,09 до 2,58 [14, 16] для бетонов класса от В 22,5 до В55. Очевидно, что наиболее достоверным критерием трещинообразования является достижение предельной деформации краевого растянутого волокна. Например, деформация краевого растянутого волокна бетона класса В25 перед образованием трещины составила от 23,8 до $32 \cdot 10^{-5}$ [18], что превышает приведенные в СП 63.13330.2018 значения. В случае применения модифицированных бетонов, деформационные свойства которых отличаются от свойств традиционных бетонов, актуальность задачи выявления зависимости момента трещинообразования изгибаемых элементов от деформационных свойств бетонов становится очевидной, особенно с учетом влияния трещин на кривизну и прогибы балок.

Деформационные многоуровневые модели напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с использованием нелинейных диаграмм деформирования [18,19] применяются для исследования жесткости изгибаемых железобетонных элементов с учетом параметров армирования. Рациональным решением являются слоистые балки с высокомодульным бетоном в сжатой зоне и бетоном с высокой предельной растяжимостью в растянутой [20-22], поскольку такое решение положительно

влияет как на ограничение ширины раскрытия трещин, так и на снижение кривизны сечений. Отсутствие единой методики расчета подобных балок предопределяет цель настоящей работы.

Экспериментальное определение прогибов, моментов трещинообразования и разрушающих изгибающих моментов произведено с использованием 10 серий железобетонных балок размером $240 \times 12,5 \times 25(h)$. Пять серий балок армированы 2d 12 A500 (коэффициент армирования 0,00837), пять серий армированы 2d 16 A500 (коэффициент армирования 0,0148). Две контрольные серии с различными коэффициентами армирования изготовлены из обычного тяжелого бетона с прочностью R_b 26,6...31,8 МПа, R_{bf} 3,83...4,43 МПа и модулем упругости E_b 28750... 32150 МПа. Две серии балок изготовлены из бетона каркасной структуры с прочностью R_b 34,1...42,2 МПа, R_{bf} 4,45...4,72 МПа и модулем упругости E_b 34050...38950 МПа. Шесть серий слоистых балок со слоем бетона каркасной структуры в сжатой зоне толщиной 20, 40 и 60 мм. Испытания балок проведены по ГОСТ 8829-2018. Предел призмной прочности бетона, модуль упругости и предел прочности на растяжение при изгибе определялся с использованием призм $100 \times 100 \times 400$. Испытания балок выполнены в соответствии с ГОСТ 10180-2012 [17].

Поскольку продолжительность испытания призмы при определении предела прочности бетона на растяжение при изгибе продолжается обычно 2-3 минуты, а при испытании железобетонных балок на изгиб производится выдерживание 10 минут на каждой стадии нагружения, а трещинообразование в балках в нашем случае фиксировалось между 2 и 3 ступенями, то определение коэффициента быстронатекающей в течение 30 мин ползучести при изгибе при уровне нагружения до 0,3 от предела прочности на растяжение при изгибе выполнено на бетонных балках размером $100 \times 100 \times 600$ мм. Измерение деформаций при испытании железобетонных балок выполнялось датчиками на уровне растянутой и сжатой арматуры. Для оценки распределения деформаций

по высоте сечению использована гипотеза плоских сечений и экстраполяция деформаций до краевого волокна бетона. Для определения напряжений по высоте сечения использовались полные « σ - ε » диаграммы бетона.

Деформация краевого растянутого волокна бетона при испытании призм 100x100x400 мм на растяжение при изгибе могут быть определены по формуле [17]:

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

Поскольку в изгибаемой бетонной балке коэффициент быстронатекающей ползучести составил $\varphi = 0,55-0,61$, а изменение коэффициента ползучести в интервале времени от 2-3 мин (определение предела прочности бетона на растяжение при изгибе) до 30 мин (третья ступень нагружения железобетонной балки) составил $\varphi_1 = 0,13-0,3$ (рис.1), то предельные деформации краевого растянутого волокна бетона в железобетонной балке в момент образования трещины могут быть определены как:

$$\varepsilon_{bt1} = (1 + \varphi_1) \cdot \varepsilon_{bt}, \quad (3)$$

где ε_{bt} – по ф.(2).

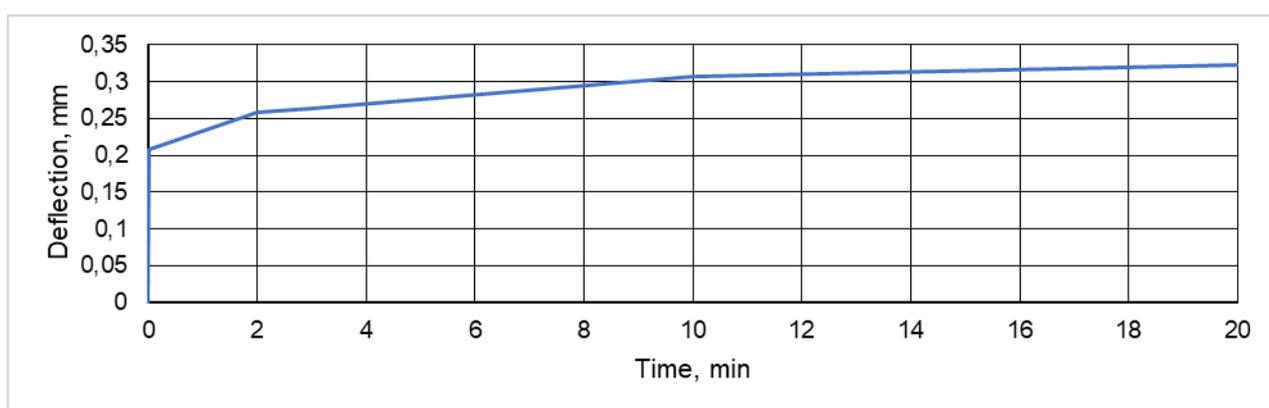


Рис. 1. – К определению коэффициента быстронатекающей ползучести бетона

Момент трещинообразования железобетонной балки согласно [17] может быть определен по формуле:

$$M_{erc} = \frac{(1+x) \cdot \varepsilon_{bt1} \cdot E_{red} \cdot I_{red}}{H}, \quad (4)$$

при:

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

где ε_{bf} , ε_b – соответственно относительная деформация краевого растянутого и сжатого волокна балки.

Изменение жесткости сечения и кривизны в сечениях с трещиной от уровня нагружения описывается уравнениями [23]:

$$\frac{D_{red}}{D_0} = 0,32 - 0,17 \cdot \ln\left(\frac{M}{M_{ult}}\right), \quad (6)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{D_0 \cdot (0,32 - 0,17 \cdot \ln\left(\frac{M}{M_{ult}}\right))}. \quad (7)$$

Оценка прогиба как геометрического параметра может быть определена как [23]:

$$f = \frac{(3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)}{24} \cdot \left(\frac{1}{r}\right) = 0,51 \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \cdot 10^5 \quad (8)$$

Согласно [24] экспериментальная зависимость «прогиб – кривизна» для исследованных балок которая несколько отличается от ф. (6), полученной в соответствии с СП 63.13330-2018, п.8.2.31:

$$f = 0,743 \cdot \left(\frac{1}{r}\right). \quad (9)$$

В дальнейших расчетах использована зависимость ф. (9).

При определении предельных изгибающих моментов на основе нелинейной деформационной модели эпюры распределения нормальных напряжений в бетоне по сечению балки получены пошагово-итерационным методом с использованием реальных при сжатии диаграмм деформирования бетонов по значениям относительных деформаций исследованных балок. Для растяжения использованы расчетные диаграммы. В соответствии с п.8.1.21 СП 63.13330.2018, выполнено определение внутренних усилий по эпюрам

нормальных напряжений методом численного интегрирования, при этом использована зависимость координаты нейтральной оси от величины относительного изгибающего момента M/M_{ult} [24]:

$$\frac{h_c}{h_0} = k \cdot \left(\frac{M}{M_{ult}} \right)^b, \quad (10)$$

в которой, в зависимости от вида балок, значения k изменяются в пределах 0,33...0,41, значения b в пределах -0,149...-0,178.

Зависимости ф.(2-10) легли в основу алгоритма расчета момента трещинообразования, кривизны и прогибов балок.

Результаты исследований представлены в табл. 1.

Таблица 1

Расчетные и экспериментальные моменты
и прогибы исследованных балок

№	$h, \text{ мм}$	А	Результаты							
			Изгибающий момент, кН·м				прогиб, мм			
			ultimate			cracking	ult	ult 1,3	norm	norm culc
			norm/R	culc	exp	culc/exp ²				
1	0	2 d 16	34,4/36,4	44,1	43,8	5,48/5,3	20,9	12,3	9,2	10,0
2	250		34,9/36,8	39,1	32,5 ⁴	6,74/7,9	11,0 ⁴	12,2	9,2	7,2
3	0	2 d 12	20,4/20,7	36,8	37,5	5,13/5,1	18,2	9,1	5,1	11,1
4	250		20,5/20,8	35,6	45,0 ⁴	6,35/6,2	14,5	9,9	4,8	9,3
5	20 ³	2 d 16	34,7/36,4	32,9	30,0 ⁵	5,6/6,2	11,0	7,3	8,3	7,2
6		2 d 12	20,6/17,2	35,2	31,3	5,25/5,6	16,6	10,6	6,3	7,2
7	40 ³	2 d 16	34,9/36,5	44,1	42,5	5,63/5,2	14,2	10,4	8,1	10,1
8		2 d 12	18,3/18,3	36,1	31,3	5,3/5,4	14,4	10,3	5,2	7,1
9	60 ³	2 d 16	34,9/36,5	45,7	57,6	5,75/6,1	24,6	9,9	4,5	13,6
10		2 d 12	20,5/20,7	37,9	42,5	5,42/6,0	19,6	10,8	4,3	10,0

Примечания: 1 – толщина слоя бетона каркасной структуры; 2 – по предельной деформации краевого растянутого волокна; 3 – слоистые балки; 4 – разрушение по поперечной силе; 5 – разрушение по бетону сжатой зоны; *norm* – расчетные значения по СП 63.13330.2018 по классу бетона; *culc* – расчетные значения по [25]; *exp* – измеренные значения; *R* – расчетные значения по СП 63.13330.2018 по фактической прочности бетона; *norm culc* – расчетные значения по СП 63.13330.2018

На рис. 2 представлены относительные значения предельных изгибающих моментов исследованных балок. При расчете по п. 8.1.8, 8.1.9 СП 63.13330.2018 использованы расчетные сопротивления бетонов соответствующих классов (R_{norm}) и фактические значения пердела призмной прочности (R_{norm}), при расчете на основе нелинейной деформационной модели ($culc$) использованы реальные « σ - ϵ » диаграммы. Разрушение балок 16-FC-20 произошло по бетону сжатой зоны после отслоения 20 мм слоя бетона каркасной структуры вследствие высокого уровня касательных напряжений, что объясняет превышение до 20% расчетных значений предельных моментов над экспериментальными. Для балок из обычного тяжелого бетона расчетные значения по деформационной модели практически совпадают с экспериментальными. Для балок из бетона каркасной структуры отмечается различие 11-19%, что обусловлено разрушением по наклонному сечению от поперечной силы. Разрушение балок серии 16-FC-20 произошло вследствие отслоения слоя бетона каркасной структуры из-за высокого уровня касательных напряжений [25], в связи с чем различие измеренных и расчетных значений составило до 20%. Следует отметить, что вследствие особенностей технологии изготовления слоистых балок имеет место формирование между обычным тяжелым бетоном и бетоном каркасной структуры в сжатой зоне некоторого переходного слоя, геометрические параметры и свойства бетона которого определить проблематично, в связи с чем в настоящей работе этот фактор не учитывается, что может быть дополнительной причиной некоторого расхождения расчетных и измеренных значений предельных изгибающих моментов в балках 12-FC-20 и 16-FC-40.

На рис. 3 представлено соотношение расчетных и измеренных значений моментов трещинообразования исследованных балок.

Значение коэффициента γ в ф.(1) для исследованных балок составляет 1,5...1,81 по соотношению $M_{crc,exp}/R_{bt,ser} \cdot W_{red}$ и 1,54...1,74 по соотношению $M_{crc,calc}/R_{bt,ser} \cdot W_{red}$, что практически совпадает с данными [16].

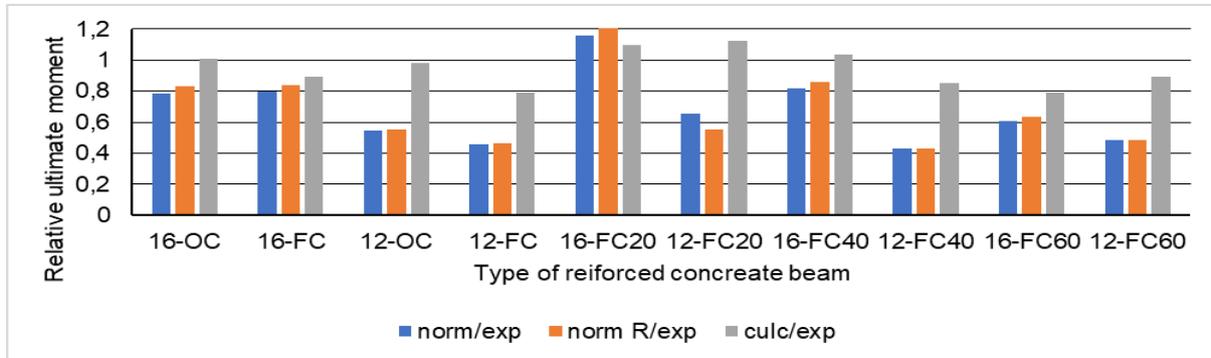


Рис. 2. – Изгибающий момент

где *norm* – расчетные значения по СП 63.13330.2018 по классу бетона; *norm R* – расчетные значения по СП 63.13330.2018 по фактической прочности бетона; *calc* – расчетные значения по [24]; *exp* – измеренные значения

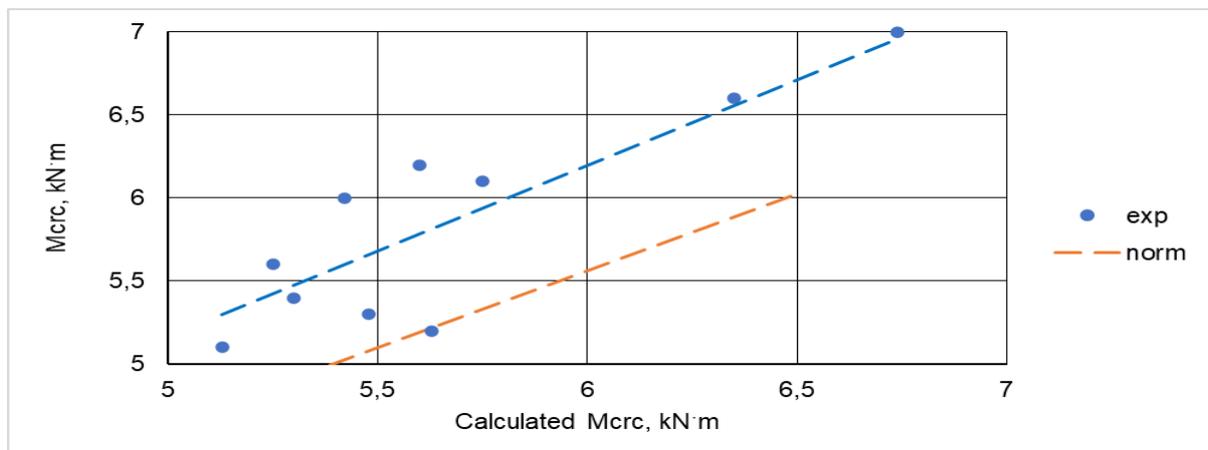


Рис. 3. – Соотношение расчетных и измеренных моментов трещинообразования

где *exp* – измеренные по деформации краевого растянутого волокна значения момента трещинообразования; *norm* – рассчитанные по СП 63.13330.2018 значения момента трещинообразования

Соотношение расчетных по методике, основанной на ф.(2-9) и измеренных значений прогибов (рис.3) описывается зависимостью:

$$f_{exp} = 1,03 \cdot f_{calc}, \quad (11)$$

при величине показателя достоверности аппроксимации $R^2 = 0,997$.

При использовании полученной в [23] зависимости жесткости сечения от уровня нагружения может быть реализован алгоритм упрощенного расчета прогибов однопролетных балок, в т.ч. слоистых, с трещинами в растянутом бетоне:

- определяется расчетное значение предельного изгибающего момента M_{ult} в соответствии с п. 8.1.1 СП 63.13330-2018 пошагово-итерационным методом с использованием полных « σ - ε » диаграмм бетона по величине предельной деформации растянутой арматуры и предельных деформаций крайних волокон с учетом гипотезы плоских сечений;

- определяется кривизна как для сечения без трещины по СП 63.13330.2018 при величине изгибающего момента $M \approx M_{crc}$ (ориентировочно $M \approx 0,15 \cdot M_{ult}$);

- определяется прогиб $f_{0,15}$ при $M \approx M_{crc}$ по ф.(9);

- определяется прогиб $f_{Mnorm} = k \cdot f_{0,15}$, где

$$k = 0,8 + 0,014 \cdot E_{b,red}, \quad (12)$$

где $E_{b,red}$ – в ГПа.

На рис. 4 представлены значения прогибов исследованных балок относительно расчетного значения прогиба по СП 63.13330.2018 при нормативном изгибающем моменте.

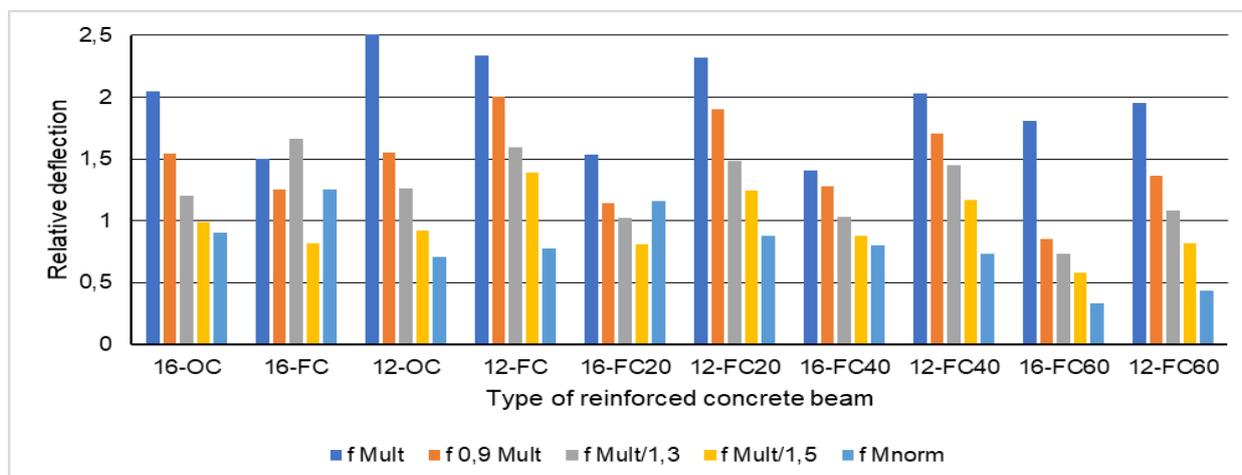


Рис. 4. – Относительные прогибы исследованных балок

где M_{ult} – предельный измеренный изгибающий момент

f – измеренное значение прогиба при соответствующем изгибающем моменте;

$f_{M_{norm}}$ – измеренное значение прогиба при расчетном предельном моменте по СП 63.13330.2018;

$f_{norm\ culc}$ – расчетное значение по СП 63.13330.2018

Зависимость между измеренными при различных уровнях нагружения и расчетными значениями прогибов представлена на рис. 5. За экспериментальные приняты измеренные значения прогибов испытанных балок при условии $M_n = M_{ult,culc}/1,5$, при этом $M_{ult,culc}$ определен в соответствии с п. 8.1.1 СП 63.13330-2018. Зависимость между расчетными по нормам и описанной выше методике и измеренными значениями прогибов при уровне нагружения $M = M_{ult, culc}/1,5$ быть описана формулой:

$$f_M = k \cdot f_{exp}, \quad (13)$$

где f_M – соответственно расчетные либо измеренные при различных уровнях нагружения значения прогибов;

f_{exp} – измеренными значениями прогибов при уровне нагружения $M = M_{ul, culc}/1,3$

Значения параметров ф.(12) представлены в табл. 2.

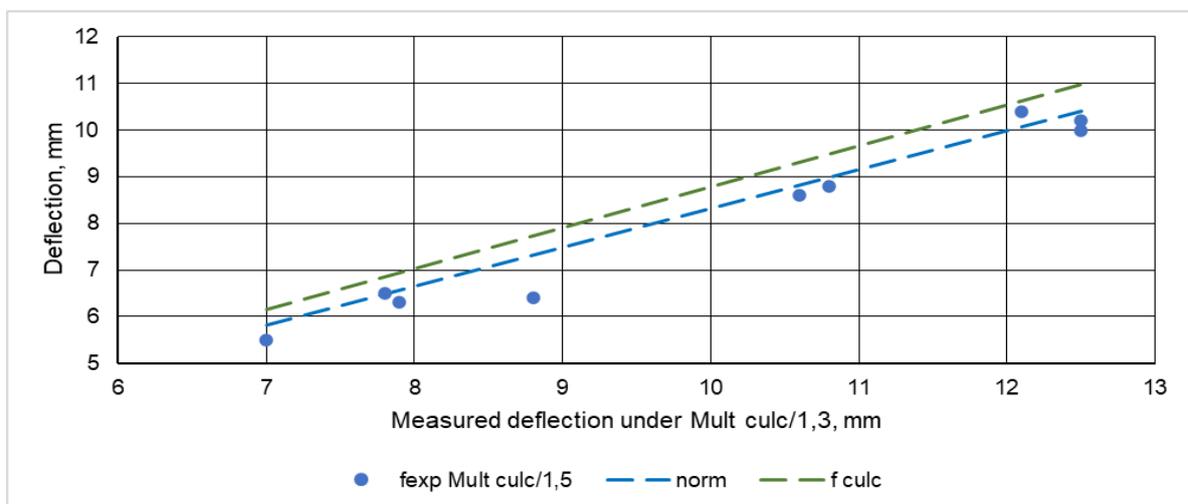


Рис. 5. – Соотношение между измеренными при различных уровнях нагружения и расчетными значениями прогибов

Таблица 2

Параметры уравнения ф.(12)

№	Значения f_M	Параметры ф.(12)	
		k	R^{2*}
1	По СП 63.13330.2018 при нормативном моменте	0,832	1,0
2	Расчет по предложенной методике	0,878	1,0

Примечание: * – показатель достоверности аппроксимации

Заключение

Расчет значения предельного изгибающего момента M_{ult} пошагово-итерационным методом с использованием полных « σ - ε » диаграмм бетона по величине предельной деформации растянутой арматуры и предельных деформаций краевых волокон с учетом гипотезы плоских сечений обеспечивает для балок из обычного бетона различие измеренных и расчетных значений в пределах до 4%, а для слоистых балок 10-19%. Различие измеренных и расчетных моментов трещинообразования по предложенной методике, основанной на оценке предельной деформации краевого растянутого волокна, не превышает для балок из обычного бетона 4%, а для слоистых балок 11%. Значение коэффициента γ в ф.8.122 СП 63.13330.2018 составило 1,5...1,81. Различие измеренных при нормативном моменте и расчетных по предложенной методике прогибов, основанной на зависимости кривизны от уровня нагружения, не превышает для исследованных балок 10%.

Литература

1. Zhou K. J. H., Ho J. C. M., and Su R. K. L. Flexural Strength and Deformability Design of Reinforced Concrete Beams. The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction 1877–7058. 2011 Published by Elsevier Ltd. DOI: 10.1016/j. proeng. 2011.07.176.

2. Король Е. А. Трехслойные ограждающие железобетонные конструкции из легких бетонов и особенности их расчета. Москва: Издательство АСВ. 2001. 256 с.

3. Король Е. А., Пугач Е.М., Харькин Ю.А. Влияние технологических факторов на формирование связи слоев многослойной ограждающей конструкции // Вестник МГСУ. 2014 № 3. С. 67-75.

4. Дудина И. В., Меньщикова Н.С. основные положения Нелинейно-деформационной модели напряженно-деформированного состояния железобетонных балок со смешанным армированием // Системы. Методы. Технологии. 2009 № 1(1). С. 90-94.

5. Лихов З. Р. К расчету железобетонных изгибаемых элементов с комбинированным преднапряжением с учетом полных диаграмм деформирования материалов // Сборник материалов международной конференции «Строительство-2003». Ростов/Д: РГСУ. 2003 С.68-74.

6. Клементьев А. О., Смердов Д.Н. Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси изгибаемых железобетонных элементов с комбинированным армированием металлической и полимерной композиционной арматурой, с использованием нелинейной деформационной модели материалов // Интернет-журнал Науковедение. 2017 Т. 9. № 1. URL: naukovedenie.ru/PDF/34TVN117.pdf.

7. Крючков А. А. Напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов сплошного и составного сечения на основе уточненной нелинейной методики расчета // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2022 № 4. С. 82-91. DOI: 10.34031/2071-7318-2021-7-4-82-91.

8. Лазовский Д.Н., Глухов Д.О., Лазовский Е.Д., Гиль А.И. Расчетная модель напряженно-деформированного состояния статически неопределимых железобетонных конструкций // Вестник Полоцкого государственного

университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки. 2022 № 14. С. 29-44.
DOI: 10.52928/2070-1683-2022-32-14-29-44.

9. Барыкин А. Б., Дьяков И.М. Расчет прочности нормальных сечений перекрестно-балочных фундаментов на склонах на основе диаграммы деформирования бетона // Научный журнал строительства и архитектуры. 2017 № 2(46). С. 18-26.

10. Мирсаяпов И. Т., Гарифуллин Д.Р. Напряженно-деформированное состояние нормальных сечений железобетонных элементов при циклическом неупругом деформировании арматуры // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2020 № 4(54). С. 44-53.

11. Новиков М. В., Чернышов Е.М., Славчева Г.С. Прочность нормальных сечений изгибаемых элементов из поризованного бетона естественного твердения // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. 2020. № 1(44). С. 83-88. DOI: 10.25628/UNIP.2020.44.1.015.

12. Радайкин О. В., Шарафутдинов Л.А. Методика расчета прочности, трещиностойкости и жесткости железобетонных балок, усиленных сталефибробетоном, на основе нелинейной деформационной модели // Вестник гражданских инженеров. 2022 № 5(94). С. 37-53. DOI: 10.23968/1999-5571-2022-19-5-37-53.

13. Belyaev A., Nesvetaev G., Mailyan D. Calculation of three-layer bent reinforced concrete elements considering fully transformed concrete deformation diagrams // MATEC Web of Conferences, Saint-Petersburg, 15–17 november, 2016. Vol. 106. Saint-Petersburg: EDP Sciences. 2017 DOI: 10.1051/mateconf/201710604022.

14. 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.

15. 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.

16. 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.

17. Маилян Д.Р., Несветаев Г.В., Коллеганов Н.А. К определению трещиностойкости железобетонных балок из различных видов бетона // Инженерный вестник Дона, 2023. №1. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2023/8175.

18. 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.

19. Антаков И.А. Особенности работы изгибаемых элементов с композитной полимерной арматурой под нагрузкой // Жилищное строительство. 2018 №5. С. 15-18.

20. 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.

21. 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.

22. Довбенко В.С. Экспериментальные исследования железобетонных балок, усиленных полимерной композицией // Строительство и реконструкция. 2014 №1 (51). С. 22-28.

23. Маилян Д.Р., Несветаев Г.В., Коллеганов Н.А. Определение жесткости и кривизны двухслойных железобетонных балок с бетоном каркасной структуры в сжатой зоне Инженерный вестник Дона, 2023. №3. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n3y2023/8294.

24. Маилян Д.Р., Несветаев Г.В., Коллеганов Н.А. Особенности напряженно-деформированного состояния нормальных сечений железобетонных балок с бетоном каркасной структуры в сжатой зоне // Инженерный вестник Дона. 2023. № 7. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n7y2023/8538.

25. Arivalagan. S. Flexural Behaviour of Reinforced Fly Ash Concrete Beams. International Journal of Structural and Civil Engineering ISSN: 2277-7032 Volume 1 Issue 1. Search results - International Journal of Structural and Civil Engineering. URL: 1405.0111v1.

References

1. Zhou K. J. H., Ho J. C. M., and Su R. K. L. Flexural Strength and Deformability Design of Reinforced Concrete Beams. The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction 1877–7058. 2011 Published by Elsevier Ltd. DOI: 10.1016/j. proeng. 2011.07.176.

2. Korol' E. A. Trekhslojnye ograzhdayushchie zhelezobetonnye konstrukcii iz legkih betonov i osobennosti ih rascheta. [Three-layer enclosing reinforced concrete structures made of light concrete and features of their calculation]. Moskva: Izdatel'stvo ASV. 2001. 256 p.

3. Korol' E. A., Pugach E.M., Har'kin Yu.A. Vestnik MGSU. 2014 № 3. pp. 67-75.



4. Dudina I. V., Men'shchikova N.S. Sistemy. Metody. Tekhnologii. 2009, № 1(1). pp. 90-94.
 5. Lihov Z. R. Sbornik materialov mezhdunarodnoj konferencii «Stroitel'stvo-2003». Rostov/D: RGSU. 2003. p.68-74.
 6. Klement'ev A. O., Smerdov D.N. Internet-zhurnal Naukovedenie. 2017. T. 9. № 1. URL: naukovedenie.ru/PDF/34TVN117.pdf.
 7. Kryuchkov A. A. Vestnik Belgorodskogo gosudarstvennogo tekhnologicheskogo universiteta im. V.G. Shuhova. 2022 № 4. pp. 82-91. DOI: 10.34031/2071-7318-2021-7-4-82-91.
 8. Lazovskij D.N., Gluhov D.O., Lazovskij E.D., Gil' A.I. Vestnik Polockogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya F. Stroitel'stvo. Prikladnye nauki. 2022 № 14. pp. 29-44. DOI: 10.52928/2070-1683-2022-32-14-29-44.
 9. Barykin A. B., D'yakov I.M. Nauchnyj zhurnal stroitel'stva i arhitektury. 2017. № 2(46). pp. 18-26.
 10. Mirsayapov I. T., Garifullin D.R. Izvestiya Kazanskogo gosudarstvennogo arhitekturno-stroitel'nogo universiteta. 2020 № 4(54). pp. 44-53.
 11. Novikov M. V., Chernyshov E.M., Slavcheva G.S. Akademicheskij vestnik UralNIIProekt RAASN. 2020 № 1(44). pp. 83-88. DOI: 10.25628/UNIIP.2020.44.1.015.
 12. Radajkin O. V., Sharafutdinov L.A. Vestnik grazhdanskih inzhenerov. 2022. № 5(94). pp. 37-53. DOI: 10.23968/1999-5571-2022-19-5-37-53.
 13. Belyaev A., Nesvetaev G., Mailyan D. MATEC Web of Conferences, Saint-Petersburg, 15–17 november, 2016. Vol. 106. Saint-Petersburg: EDP Sciences. 2017. DOI: 10.1051/matecconf/201710604022.
 14. Ivanenko A.N., Ivanenko N.A., Peresyppkin E.N. Inzhenernyj vestnik Dona, 2014 №3. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n3y2014/2788.
 15. Trekin N.N., Kodysh E.N., Trekin D.N. Beton i zhelezobeton.2020. №1 (601). pp. 61-64.
-



16. Radajkin O.V. Vestnik BGTU im. V.G. Shuhova. 2018. №3. pp. 30-38. DOI: 10.12737/article_5abfc9b9100759.72073748.
17. Mailyan D.R., Nesvetaev G.V., Kolleganov N.A. Inzhenernyj vestnik Dona, 2023 №1. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2023/8175.
18. Smolyago E.G., Kryuchkov A.A. Teoriya inzhenernyh sooruzhenij. Stroitel'nye konstrukcii. 2010 №1/27 (589). pp. 47-54.
19. Antakov I.A. Zhilishchnoe stroitel'stvo. 2018. №5. pp. 15-18.
20. Gil' A.I. Vestnik polockogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya F. 2021. №16. pp. 58-64.
21. Begunova N.V., Vozmishchev V.N. Intellektual'nye sistemy v proizvodstve. 2017. Tom 15. №4. pp. 69-74.
22. Dovbenko V.S. Stroitel'stvo i rekonstrukciya. 2014. №1 (51). pp. 22-28.
23. Mailyan D.R., Nesvetaev G.V., Kolleganov N.A. Inzhenernyj vestnik Dona, 2023. №3. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n3y2023/8294.
24. Mailyan D.R., Nesvetaev G.V., Kolleganov N.A. Inzhenernyj vestnik Dona. 2023 №7. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n7y2023/8538.
25. Arivalagan. S. International Journal of Structural and Civil Engineering. URL: 1405.0111v1.

Дата поступления: 24.04.2024

Дата публикации: 5.06.2024