

Экспериментальные исследования влияния свесов сжатых полок на несущую способность по наклонным сечениям в изгибаемых железобетонных балках таврового профиля при действии поперечных сил

И.Н.Старишко

В статье приводятся результаты экспериментальных исследований с целью совершенствования существующей методики расчетов изгибаемых железобетонных элементов таврового профиля по наклонным сечениям. Как показывают опыты, в балках таврового профиля с увеличением длины пролета среза (изгибающих моментов) происходит постепенное увеличение влияния свесов сжатых полок на несущую способность по наклонным сечениям до значений, при которых балки разрушаются по нормальным сечениям. Более существенно повышение влияния свесов на несущую способность по наклонным сечениям происходит в балках таврового профиля с поперечной арматурой при малой толщине ребра в поперечном сечении ($b/h=0,19$ – балки мостов и других инженерных сооружений). В действующих в настоящее время нормативных документах СП 63.13330.2012 при расчетах прочности по наклонным сечениям изгибаемых железобетонных элементов таврового профиля влияние свесов сжатых полок совсем не учитывается, даже при наличии поперечной арматуры.

Ключевые слова: несущая способность, наклонные сечения, изгибаемые элементы.

Experimental Research of Influence Overhangs Compressed Shelves on the Bearing Capacity on a Sloping-Section, in Bent Reinforced Concrete Beams T-Sections under the Effect of Shear Forces. By I.N.Starishko

The article presents the results of experimental studies with the aim of improving the existing methods of calculation of flexible reinforced concrete elements of the T-shaped profile of the inclined sections. Experiments show that in T-shaped beams with increasing length of the slice span (bending moments) there is a gradual increase in the influence of compressed shelves overhangs on the bearing capacity of the inclined cross sections up to values at which the beams are destroyed on the normal sections. The impact of overhangs on the bearing capacity of the inclined sections increases more significantly in T-shaped beams with transverse reinforcement with small thickness of the ribs in cross section ($b/h=0,19$ – beams of bridges and other engineering structures). In the current normative documents SP 63.13330.2012 in the calculations of the strength of the inclined sections of the bent reinforced concrete elements of T-profile the impact of overhangs compressed shelves isn't taken into account even in the presence of transverse reinforcement.

Key words: bearing capacity, inclined section, bent elements.

Для совершенствования модели расчёта по определению прочности изгибаемых железобетонных элементов таврового профиля по наклонным сечениям необходимо экспериментально установить долю влияния каждого из многочисленных факторов на несущую способность исследуемых элементов.

В данной работе изложены результаты экспериментальных исследований влияния на несущую способность по наклонным сечениям при действии поперечных сил следующих факторов: размеров свесов сжатых полок в балках таврового профиля в зависимости от длины пролёта среза и количества поперечной арматуры, величины предварительного напряжения продольной арматуры, а также приведены виды разрушения по наклонным сечениям балок таврового профиля.

В СНиП 2.03.01-84* влияние свесов сжатых полок на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям принято на основании экспериментальных исследований и особенно исследований, проведённых Ч. Игнатовичем [5], в которых отсутствуют балки таврового профиля без поперечной арматуры, а также предварительно напряжённые балки.

Для развития изложенных им в [5] экспериментальных и теоретических исследований автором статьи дополнительно построены графики (рис. 1), из которых наглядно видно, что в изгибаемых железобетонных элементах с увеличением длины пролёта среза несущая способность по наклонным сечениям снижается в зависимости от количества поперечной арматуры, формы поперечного сечения и других факторов. Для большей наглядности влияния вышеуказанных факторов в процессе дополнительной обработки результатов экспериментальных исследований, изложенных Ч. Игнатовичем [5], автор приводит также таблицу 1. По результатам анализа дополнительных исследований установлено, что в изгибаемых железобетонных балках таврового профиля без предварительного напряжения продольной арматуры влияние размеров свесов сжатых полок на несущую их способность по наклонным сечениям зависит от многих факторов, в том числе от количества поперечной арматуры, от длины пролёта среза, от толщины ребра в поперечном сечении балок (см. данные, приведенные в таблицах 1 и 2).

Влияние размеров свесов сжатых полок на несущую способность балок по наклонным сечениям в таблицах 1 и 2 выражено через отношение несущей способности балок таврового профиля к несущей способности аналогичных балок прямоугольного профиля.

По данным таблицы 1 видно, что наименьшее влияние свесов сжатых полок на несущую способность по наклонным

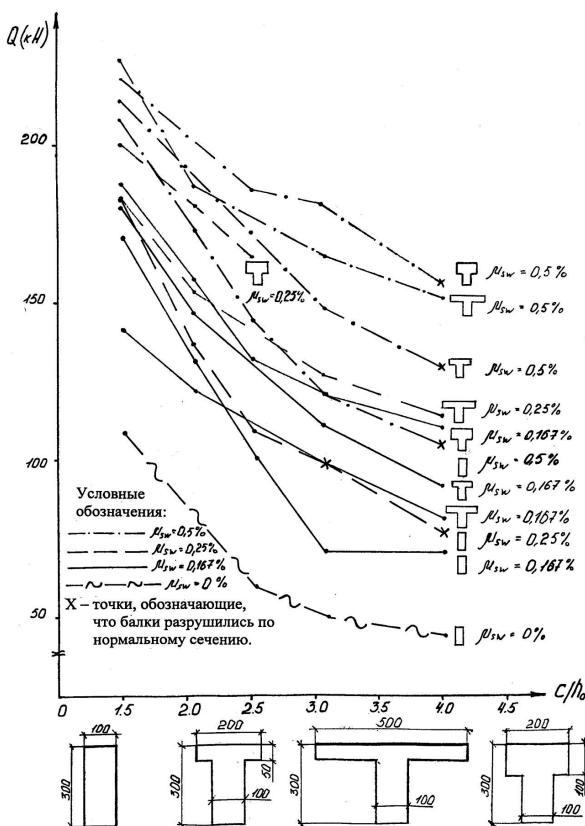


Рис. 1. Влияние относительного пролёта среза на несущую способность по наклонным сечениям в зависимости от поперечного армирования и от размера свесов сжатых полок

Влияние свесов сжатых полок на несущую способность изгибаемых железобетонных балок по наклонным сечениям (по вертикали) в зависимости от величины пролёта среза и процента поперечного армирования (по горизонтали).

№ схем поперечного сечения балок	Схемы поперечного сечения балок	Отношение несущей способности балок таврового профиля по схемам 2,3,4($Q_{\text{схема},n}^{\text{нк}}$) к несущей способности балок прямоугольного профиля по схеме 1($Q_{\text{схема},1}^{\text{нк}}$) ($Q_{\text{схема},n}^{\text{нк}}/(Q_{\text{схема},1}^{\text{нк}})$)											
		Расстояние от опоры до линии действия нагрузки (пролёт среза)											
		$c=1,5h_0$				$c=3h_0$				$c=4h_0$			
		Количество поперечной арматуры μ_{sw} (%)											
0	0,167	0,25	0,5	0	0,167	0,25	0,5	0	0,167	0,25	0,5		
1		110	167,5	182,5	207,5	50	70	97,5*	125	45	70	75*	102,5*
2			$\frac{180}{167,5} = 1,07$		$\frac{212}{207,5} = 1,02$		$\frac{110}{70} = 1,57$		$\frac{147,5}{125} = 1,18$	$\frac{90}{70} = 1,29$	$\frac{102}{75} = 1,36$	$\frac{130}{102,5} = 1,27$	
3			$\frac{140}{167,5} = 0,84$	$\frac{182,5}{182,5} = 1,0$	$\frac{227}{207,5} = 1,09$		$\frac{97,5}{70} = 1,39$	$\frac{127,5}{97,5} = 1,31$	$\frac{163}{125} = 1,30$	$\frac{80}{70} = 1,14$	$\frac{112,5}{75} = 1,5$	$\frac{150}{102,5} = 1,47$	
4			$\frac{187,5}{167,5} = 1,12$	$\frac{205}{182,5} = 1,12$	$\frac{220}{207,5} = 1,06$		$\frac{120}{70} = 1,71$		$\frac{180}{125} = 1,44$	$\frac{108,5}{70} = 1,55$	$\frac{127,5}{75} = 1,7$	$\frac{155}{102,5} = 1,51$	

сечениям происходит в балках таврового профиля с малыми пролётами среза ($c=1,5h_0$).

При этом, в некоторых балках таврового профиля с широкими свесами сжатых полок ($v_{cb}/h_f' = 20 \text{ см}/5 \text{ см} = 4$) с малыми пролётами среза ($c=1,5h_0$ и $c=2h_0$), а также с малым количеством поперечной арматуры ($\mu_{sw}=0,167\%$) несущая способность по наклонным сечениям оказалась меньше несущей способности аналогичных балок прямоугольного профиля (таблица 1, схема поперечного сечения 3).

В балках таврового профиля с увеличением длины пролёта среза (c) происходит понижение их несущей способности по наклонным сечениям, однако влияние свесов сжатых полок на несущую способность указанных балок существенно повышается (таблица 1, схемы поперечного сечения 2, 3 и 4).

Этим объясняется тот фактор, что в балках таврового профиля влияние длины пролёта среза на несущую способность по наклонным сечениям значительно меньше, чем в балках прямоугольного профиля.

С увеличением толщины свесов сжатых полок при постоянной их ширине несущая способность балок по наклонным сечениям возрастает.

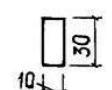
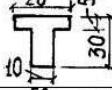
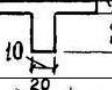
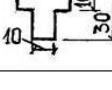
Так, в балке с малыми пролётами среза ($c=1,5h_0$) и количеством поперечной арматуры $\mu_{sw}=0,167\%$ при отношении $v_{cb}/h_f'=5 \text{ см}/5 \text{ см} = 1$ свесы сжатых полок повысили несущую способность балки таврового профиля в 1,07 раза больше по сравнению с аналогичной балкой прямоугольного профиля (таблица 1, схема поперечного сечения 2).

При увеличении толщины свесов сжатых полок h_f' до отношения $v_{cb}/h_f'=5 \text{ см}/10 \text{ см} = 0,5$, несущая способность балки таврового профиля, как указано выше, оказалась в 1,12 раза

Таблица 1.

Продолжение таблицы 1

Влияние свесов сжатых полок на несущую способность изгибаемых железобетонных балок по наклонным сечениям (по вертикали) в зависимости от величины пролёта среза и процента поперечного армирования (по горизонтали).

№ схемы поперечного сечения балок	Схемы поперечного сечения балок	Отношение несущей способности балок таврового профиля по схемам 2,3,4($Q_{\text{схема}}^{\text{нн}}$) к несущей способности балок прямоугольного профиля по схеме 1($Q_{\text{схема}1}^{\text{нн}}$) ($Q_{\text{схема}}^{\text{нн}}/(Q_{\text{схема}1}^{\text{нн}})$)							
		Расстояние от опоры до линии действия нагрузки (пролёт среза)							
		$c=2h_0$				$c=2,5h_0$			
		Количество поперечной арматуры μ_{sw} (%)							
		0	0,167	0,25	0,5	0	0,167	0,25	0,5
1		95	130	135	172,5	60	100	107,5	142,5
2			$\frac{147,5}{130} = 1,135$		$\frac{195}{172,5} = 1,13$			$\frac{137}{107,5} = 1,28$	$\frac{172,5}{142,5} = 1,21$
3			$\frac{122,5}{130} = 0,942$	$\frac{152,5}{135} = 1,13$	$\frac{189}{172,5} = 1,09$		$\frac{112,5}{100} = 1,125$	$\frac{142,5}{107,5} = 1,326$	$\frac{172}{142,5} = 1,207$
4			$\frac{155}{130} = 1,192$	$\frac{180}{135} = 1,333$	$\frac{217,5}{172,5} = 1,26$		$\frac{130}{100} = 1,3$	$\frac{162,5}{107,5} = 1,51$	$\frac{187,5}{142,5} = 1,316$

Примечания: 1) цифры отмеченные (*) обозначают, что балка разрушилась по нормальным сечениям;

2) значения поперечных сил приведены в кН

3) Результаты опытов, приведенные в таблице 1 для балок с длиной пролёта среза $c=4h_0$, не могут быть приняты для каких-то выводов или замечаний в качестве достоверных, так как большая часть указанных балок (отмеченных в таблицах звёздочками) разрушилась не по наклонным, а по нормальным сечениям.

больше чем у аналогичной балки прямоугольного профиля (таблица 1, схема поперечного сечения 4).

С увеличением длины пролёта среза влияние свесов сжатых полок на несущую способность балок по наклонным сечениям возрастает.

Так, в балке таврового профиля с пролётом среза $c=3h_0$ и количеством поперечной арматуры $\mu_{sw}=0,167\%$, при небольших размерах свесов сжатых полок ($b_{cb}/h_f' = 5\text{ см}/5\text{ см} = 1$) несущая способность по наклонным сечениям оказалась в 1,57 раза больше чем у балки прямоугольного профиля (таблица 1, схема поперечного сечения 2). В аналогичной же балке таврового профиля с малым значением длины пролёта среза $c=1,5h_0$ свесы сжатых полок повысили её несущую способность по наклонным сечениям, как отмечено выше, всего лишь в 1,07 раза больше по сравнению с балкой прямоугольного профиля.

В балке таврового профиля с пролётом среза $c=3h_0$ и количеством поперечной арматуры $=0,167\%$, толстые короткие свесы сжатых полок ($b_{cb}/h_f' = 5 \text{ см}/10 \text{ см} = 0,5$) повысили её несущую способность по наклонным сечениям в 1,71 раза больше по сравнению с балкой прямоугольного профиля. В аналогичной же балке таврового профиля с малым значением длины пролёта среза $c=1,5h_0$ свесы сжатых полок повысили несущую способность по наклонным сечениям, как отмечено выше, всего лишь в 1,12 раза больше по сравнению с балкой прямоугольного профиля.

Таким образом, наиболее существенное повышение несущей

способности балок таврового профиля по наклонным сечениям за счет работы свесов сжатых полок происходит в балках с короткими толстыми свесами с увеличением длины пролета среза (таблица 1, схема поперечного сечения 4).

Для проверки приведённых выше в данной статье результатов исследований, а также данных, заложенных в СНиП 2.03.01 – 84* [3], а впоследствии и данных, заложенных в СП 63.1330.2012 [1], автором статьи проведены экспериментальные исследования большого числа самостоятельно изготовленных и испытанных балок прямоугольного и таврового профиля, часть которых приведена в таблице 2.

Балки прямоугольного и таврового профиля высотой сечения $h=310 \text{ мм}$ и с тонкой шириной ребра $b=60 \text{ мм}$ ($0,19h$) имели в нижней зоне уширения, предназначенные для расположения продольной напрягаемой (а в некоторых балках ненапрягаемой) арматуры, а также для обеспечения их устойчивости в процессе испытаний. Средняя ширина сжатых полок в балках таврового профиля составляла $b_f'=290 \text{ мм}$, большая ширина сжатых полок составляла $b_f'=520 \text{ мм}$ (масштабные модели балок пролётных строений мостов).

Продольная арматура как в напрягаемых, так и в ненапрягаемых балках состояла из $3\varnothing 12 \text{ A-V}$. Прочность бетона в среднем составляла 35 МПа .

Указанные балки, приведенные в таблице 2, были изготовлены без поперечной арматуры ($\mu_{sw}=0\%$) и с наличием поперечной

арматуры при её процентном содержании $\mu_{sw}=1,3\%$ (2Ø5 B_p-I расположенной с шагом S=5см) и $\mu_{sw}=1,9\%$ (2Ø6 A-III расположенной также с шагом S=5см). Балки таврового профиля имели среднюю и большую ширину свесов сжатых полок: $b_{cb}=115$ мм (2,58h'_f) и $b_{cb}=230$ мм (5,52h'_f).

На основании данных таблицы 2 установлено, что в балках без поперечной арматуры и без предварительного напряжения нижней продольной арматуры свесы сжатых полок повысили несущую способность по наклонным сечениям при средней их ширине равной 2,58h'_f – в 1,118 раза, а при

Таблица 2. Влияние свесов сжатых полок, а также количества поперечной арматуры на несущую способность изгибаемых железобетонных балок по наклонным сечениям

№ балок	Схема поперечного сечения балок	Величина предварительного напряжения в продольной арматуре	Наличие поперечной арматуры	Разрушающая нагрузка кН	Отношение опытной разрушающей нагрузки балок таврового профиля к разрушающей нагрузке аналогичных балок прямоугольного профиля (влияние свесов сжатых полок на несущую способность балок по наклонным сечениям)	Отношение опытной разрушающей нагрузки балок с поперечной арматурой к разрушающей нагрузке аналогичных балок без поперечной арматуры (влияние количества по- перечной армату- ры на несущую способность балок по наклонным се- чениям)	Отношение опытной разрушающей нагрузки предвари- тельно напряженных балок к разрушаю- щей нагрузке анало- гичных балок без предварительного напряжения(влияние величины предвари- тельного напряже- ния продольной арматуры на несу- щую способность балок по наклонным сечениям)	
							7	
1	2	3	4	5	6	7	8	
Б-1		Без предварительного напряжения	Балки без поперечной арматуры	90				
Б-2		Среднее предварительное напряжение		100,6	100,6/90=1,118			
Б-3				119	119/90=1,322			
Б-4		Сильное предварительное напряжение		95,8			95,8/90=1,064	
Б-5				132	132/95,8=1,378		132/100,6=1,312	
Б-6				154,9	154,9/95,8=1,617		154,9/119=1,302	
Б-7		Сильное предварительное напряжение		87			87/90=0,9666	
Б-8				113,5	113,5/87=1,304		113,5/100,6=1,128	
Б-9				121	121/87=1,39		121/119=1,017	
Б-10		Балки с поперечной арматурой 2Ø5B _p -I ; S=5 см ; $\mu_{sw}=1,3\%$		132,5		132,5/90=1,472		
Б-11				245,8	245,8/132,5=1,855	245,8/100,6=2,44		
Б-12				267,5	267,5/132,5=2,019	267,5/119=2,248		
Б-13		Среднее предварительное напряжение		178,3		178,3/95,8=1,861	178,3/132,5=1,3457	
Б-14				329	329/178,3=1,845	329/132=2,492	329/245,5=1,338	
Б-15				288,1	288,1/178,3=1,616	288,1/154,9=1,86	288,1/267,5=1,077	
Б-16		Сильное предварительное напряжение		150		150/87=1,724	150/132,5=1,132	
Б-17				203	203/150=1,353	203/113,5=1,788	203/245,8=0,825	
Б-18				207,1	207,1/150=1,38	207,1/121=1,712	207,1/267,5=0,774	
Б-19		Балки с поперечной арматурой 2Ø6A _p -III ; S=5 см ; $\mu_{sw}=1,9\%$		137,1		137,1/90=1,523		
Б-20				260	260/137,1=1,896	260/100,6=2,584		
Б-21				237,3	237,3/137,1=1,730	237,3/119=1,994		
Б-22		Среднее предварительное напряжение		140		140/95,8=1,461	140/137,1=1,021	
Б-23				230,8	230,8/140=1,649	230,8/132=1,748	230,8/260=0,887	
Б-24				260	260/140=1,857	260/154,9=1,678	260/237,3=1,095	
Б-25		Сильное предварительное напряжение		150		150/87=1,724	150/137,1=1,094	
Б-26				200	200/150=1,333	200/113,5=1,762	200/260=0,7692	
Б-27				278	278/150=1,853	278/121=2,297	278/237,3=1,1715	

большой ширине свесов, равной $5,52h_f$ – в 1,322 раза (балки Б-2 и Б-3). В предварительно напряжённых балках без поперечной арматуры и со средними значениями предварительного напряжения нижней продольной арматуры свесы сжатых полок повысили несущую способность по наклонным сечениям при средней их ширине, равной $2,58h_f$ – в 1,378 раза, а при большой ширине свесов, равной $5,52h_f$ – в 1,617 раза (балки Б-5 и Б-6), что больше по сравнению с влиянием свесов сжатых полок на несущую способность по наклонным сечениям в балках без предварительного напряжения. В предварительно напряжённых балках без поперечной арматуры с сильным предварительным напряжением нижней продольной арматуры свесы сжатых полок повысили несущую способность по наклонным сечениям при средней их ширине в 1,304 раза, при большой ширине – в 1,39 раза (балки Б-8 и Б-9), что несколько меньше по сравнению с балками со средними значениями предварительного напряжения продольной арматуры.

В балках с наличием поперечной арматуры ($2\bar{0}5$ В_p-1 с шагом $S=5$ см) без предварительного напряжения нижней продольной арматуры свесы сжатых полок повысили их несущую способность по наклонным сечениям при средней их ширине в 1,855 раза, при большой ширине – в 2,019 раза (балки Б-11 и Б-12), что значительно больше по сравнению с аналогичными балками без поперечной арматуры.

В предварительно напряжённых балках с наличием поперечной арматуры со средним значением предварительного напряжения нижней продольной арматуры свесы сжатых полок повысили их несущую способность по наклонным сечениям при средней их ширине в 1,845 раза, при большой ширине – в 1,616 раза (балки Б-14 и Б-15), то есть незначительно меньше по сравнению с аналогичными балками без предварительного напряжения нижней продольной арматуры.

В предварительно напряжённых балках с сильным предварительным напряжением нижней продольной арматуры при наличии поперечной арматуры, аналогично как и в балках без поперечной арматуры, влияние свесов сжатых полок повысило несущую способность по наклонным сечениям соответственно в 1,353 раза в балке с малой шириной свесов (балка Б-17) и в 1,38 раза в балке с широкими свесами сжатых полок (балка Б-18), что значительно меньше в сравнении с балками со средними значениями предварительного напряжения.

Влияние свесов сжатых полок на несущую способность по наклонным сечениям в балках таврового профиля с незначительным увеличением количества поперечной арматуры ($2\bar{0}6$ А-III расположенной с шагом $S=5$ см – балки от Б-19 до Б-27) происходило аналогично, как и в описанных выше балках от Б-10 до Б-18 с поперечной арматурой $2\bar{0}5$ В_p-1 с шагом $S=5$ см.

2. Характерные виды разрушения по наклонным сечениям балок таврового профиля при отсутствии поперечной арматуры и при её наличии (рисунки 2 и 3 – по опытам автора статьи).

В балке Б-3 без поперечной арматуры и без предварительного напряжения продольной арматуры первые нормальные к продольной оси трещины появились в зоне чистого изгиба при

нагрузке 34,3 кН. Первые наклонные трещины появились в зоне действия поперечных сил вблизи линии действия нагрузки при нагрузке 40 кН. С дальнейшим увеличением нагрузки после образования нескольких нормальных и наклонных к продольной оси трещин в ребре балки появились продольные трещины на верхней грани сжатой полки при нагрузке, равной 100 кН. Образование трещин на верхней полке вдоль боковых граней продольного ребра произошло одновременно как в зоне чистого изгиба, так и в зоне действия поперечных сил, которые зашли на небольшую длину за пределы приложенных нагрузок (рис. 2). С дальнейшим увеличением нагрузки продольные трещины на верхней полке балки развивались по высоте от верхней грани полки в сторону нижней грани (в глубину полки), а также под углом к продольной оси балки по направлению к боковым граням сжатой полки в сторону опор. При этом работа балки таврового профиля трансформировалась в работу балки прямоугольного профиля.

Следует отметить, что в балка Б-3 без поперечной арматуры и без предварительного напряжения продольной арматуры после образования трещин на верхней грани полки при нагрузке равной 100 кН вскоре разрушилась по наклонной трещине с изломом верхней полки в зоне действия поперечных сил при нагрузке равной 119 кН, то есть при нагрузке в 1,19 раза большей по сравнению с нагрузкой образования продольных трещин на верхней грани сжатой полки.

В аналогичной балке Б-12 (рис. 3) с поперечной арматурой, состоящей из $2\bar{0}5$ Вр-І, расположенной с шагом $S=5$ см ($\mu_{sw}=1,3\%$), вначале одновременно образовались как нормальные (в зоне чистого изгиба), так и наклонные (в зоне действия поперечных сил) трещины при нагрузке, равной 60 кН. После образования продольных трещин на верхней полке вдоль боковых граней

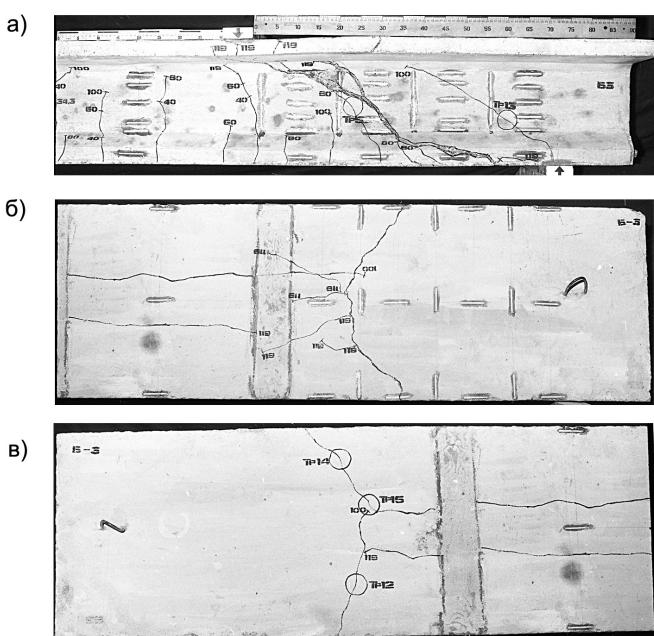


Рис. 2. Вид балки Б-3 после испытания: а) общий вид (правая сторона), б) вид сверху (правая сторона), в) вид сверху (левая сторона)

продольного ребра при нагрузке, равной 80 кН, разрушение произошло по наклонной трещине в ребре балки при нагрузке, равной 267,5 кН, то есть в 3,44 раза большей по сравнению с нагрузкой образования продольных трещин на верхней грани сжатой полки. Разрушение произошло без излома верхней полки.

Следовательно, несмотря на образование продольных трещин на верхней грани полки в балке Б-12, поперечная арматура, расположенная в указанной сжатой полке, при хорошей её анкеровке с поперечной арматурой, расположенной в ребре балки, сдерживала ускоренный рост развития этих трещин, а, следовательно, и трансформирование балки таврового профиля в балку прямоугольного профиля, как это происходило в балке Б-3 без поперечной арматуры. Ширина раскрытия продольных трещин на верхней грани полки в предельном состоянии по прочности наклонных сечений в балке Б-12 (с поперечной арматурой) значительно меньше, чем в балке Б-3 (без поперечной арматуры), несмотря на то, что указанная прочность по наклонным сечениям балки Б-12 в 2,25 раза больше по сравнению с балкой Б-3.

Выводы

1. При сравнении данных таблицы 2 с данными таблицы 1 (схемы поперечного сечения 2 и 3) видно, что в балках таврового профиля с поперечной арматурой при пролётах среза $C=3h_0$ свесы сжатых полок при малой ширине ребра ($b=0,19h_0$ – табл. 2) более интенсивно включаются в работу по восприятию действия поперечных сил в сравнении с балками при большой ширине ребра ($b=0,33h_0$ – табл. 1). То есть влияние свесов сжатых полок на несущую способность по наклонным сечениям в балках таврового профиля с тонкими ребрами больше, чем в аналогичных балках с увеличенной толщиной ребра.

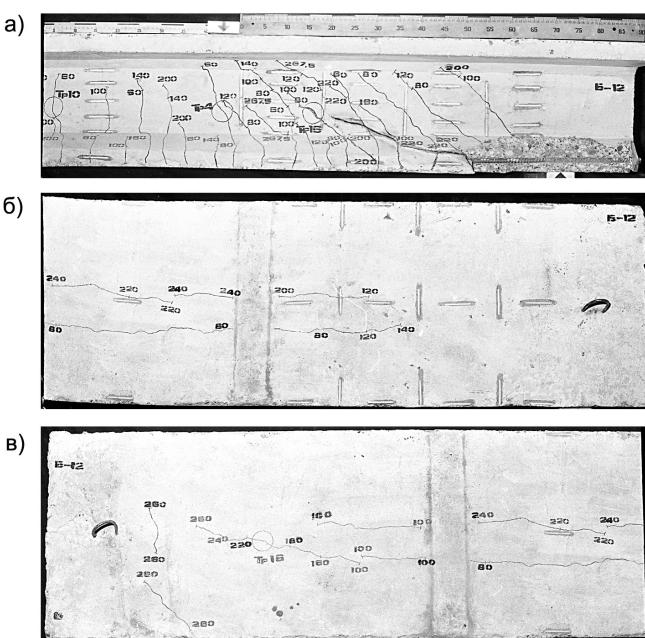


Рис. 3. Вид балки Б-12 после испытания: а) общий вид (правая сторона), б) вид сверху (правая сторона), в) вид сверху (левая сторона)

2. Опыты показали, что с увеличением длины пролёта среза влияние свесов сжатых полок на несущую способность балок по наклонным сечениям возрастает и наибольшее влияние свесов сжатых полок на несущую способность по наклонным сечениям будет происходить в граничный момент времени при наступлении разрушения балок по нормальным сечениям (то есть когда балки будут равнопрочными по нормальным и наклонным сечениям), поэтому в расчётах изгибаемых элементов по наклонным сечениям необходимо учитывать плавный переход влияния свесов сжатых полок от минимума при малых пролётах среза, когда балки разрушаются по наклонным сечениям, до максимума, когда балки начинают разрушаться по нормальным сечениям.

3. По результатам экспериментальных исследований, приведённых в данной статье, считаю целесообразным совершенствовать методику расчёта прочности изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям с учётом всех факторов, изложенных в данной статье, включая влияние свесов сжатых полок на несущую способность элементов таврового профиля с ограничением указанного влияния, определяемого по расчёту (с большой осторожностью в надёжности результатов) коэффициентом $\varphi_f \leq 0,5$ для балок с поперечной арматурой и толстыми короткими свесами сжатых полок, и коэффициентом $\varphi_f \leq 0,3$ – для всех остальных балок таврового профиля.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М., 2002.
2. СНиП II-21-75 Бетонные и железобетонные конструкции.
3. Свод правил СП 63.13330.2012. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003/ НИИЖБ им А.А. Гвоздева – институт ОАО «НИЦ» Строительство» / – М., 2012. – 147 с.
4. Свод правил СП 35.13330.2011 Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*/ ОАО «ЦНИС». – М., 2011. – 346 с.
5. Игнатовичус Ч. Исследование прочности железобетонных прямоугольных и тавровых балок по наклонному сечению: диссертация на соискание учёной степени канд. техн. наук. – Вильнюс, 1973.

Literatura

1. SNiP 2.03.01-84*. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii. – M., 2002.
2. SNiPII-21-75 Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii.
3. Svod pravil SP 63.13330.2012. Osnovnye polozheniya. Aktualizirovannaya redakciya SNiP 52-01-2003/ NIIZHB im A.A. Gvozdeva – institut OAO «NIC» Stroitel'stvo». – M., 2012. – 147 s.
4. Svod pravil SP 35.13330.2011 Mostyitruby. Aktualizirovannaya redakciya SNiP 2.05.03-84*/ OAO «CNIIS». – M., 2011. – 346 s.
5. Ignatavichus Ch. Issledovanie prochnosti zhelezobetonnyh prymougl'nyh i tavyrovyh balok po naklonnomu secheniyu: dissertaciya na soiskanie uchyonoj stepeni kand. tekhn. nauk. – Vil'nyus, 1973.

К ПРЯМОМУ ОПРЕДЕЛЕНИЮ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ, ВОСПРИНИМАЕМОЙ БЕТОНОМ В НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЯХ

Научная статья

Морозов А.Н. *

Самостоятельный исследователь, Таллин, Эстония

* Корреспондирующий автор (aleksei.morozoffff[at]gmail.com)

Аннотация

Для расчета поперечной силы в наклонных сечениях выведена формула (1) прямое решение которой до сих пор находится в поиске и на практике применяются различные приближенные методы. Так в России используется эмпирический метод расчета, а в Европе и Америке применяются стержневые модели (варианты ферменной аналогии). В [1], [2] было показано, что расчетная схема, основанная на эпюре напряжений сжатия в нормальном сечении, проходящем через вершину наклонной трещины, хорошо отражает величину поперечной силы. Однако вывод формулы (1) и оценка критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии [3] производится по треугольной эпюре нормальных напряжений. В реальности в этой эпюре имеется вырез, ориентированный на вершину наклонной трещины [1], [3], что и определило выбор расчетной схемы согласно рисунку

Ключевые слова: поперечная сила, наклонное сечение, нормальное сечение, проходящее через вершину наклонной трещины, касательные напряжения.

ON DIRECT DETERMINATION OF THE SHEER FORCE PERCEIVED BY CONCRETE IN OBLIQUE SECTIONS

Research article

Morozov A.N. *

Independent Researcher, Tallinn, Estonia

* Corresponding author (aleksei.morozoffff[at]gmail.com)

Abstract

In order to calculate the shear force in oblique sections the formula (1) is drawn the direct solution to which is still in progress, and various approximate methods are used in practice. Thus, an empiric method is used for calculation in Russia, while beam models (options of the truss similarity) are applied in Europe and the USA. In [1], [2] it is shown that the scheme of calculation on the basis of the compression stress diagram in the normal cross-section crossing the top of the inclined crack reflects the value of the shear force well. However, derivation of the formula (1) and estimation of the strength of concrete criterion under the state of plane stress [3] is performed based on the triangular compression normal stress diagram. Actually, the above diagram possesses a notch, which is oriented at the top of the inclined crack [1], [3] that exactly determined the choice of the scheme of calculation according to the figure.

Keywords: shear force, oblique section, normal gross section grossing the top of the inclined crackstress, tangent lines.

Введение

Разрушение железобетонных элементов может происходить по наклонным трещинам вследствие одновременного действия изгибающих моментов и поперечных сил, что явилось причиной проведения обширных исследований этого вида разрушения железобетонных конструкций. Их начало можно отметить исследованиями Р.Залигера [11] предложившего рассматривать балки с наклонными трещинами как арки с затяжками, Е.Мерша [12], который одним из первых вывел формулу

$$Q = bzt \quad (1),$$

А.Тальбота [10]., предложивший схему распорной системы. В СССР эту проблему исследовали А.А.Гвоздев [14] и М.С.Борицанский [15], предложившие формулу поперечной силы, воспринимаемой бетоном и А.С.Залесова [4], рассматривавшего нормальное сечение, проходящее через вершину наклонной трещины, что стало основой для построения данной расчетной схемы. В России надо отметить работы А.С.Силантьева [10], Ю.В.Краснощекова [18], В.И., И.Н.Старышко [19], исследующих различные аспекты прочности наклонных сечений. Однако в литературных источниках не найдено прямого определения (1), и лишь приводятся ее частные значения. Так в действующих нормах $Q_{bmax} = 2,5R_{bt}bh_0$ при $\tau_{0max} = 2,5R_{bt}$

Что касается элементов из тяжелого бетона, то согласно формулам (141) (142) СНиП 2.03.01 – 84 для нейтральной оси, где $\tau = \sigma_{mt} = -\sigma_{mc} \frac{\tau}{R_{bt}} = \frac{1+\frac{\tau}{R_b}}{a}$ при $a=0,2+0,01B$, но не менее 0,5,

B – класс бетона на сжатие. Следовательно - $\tau = \frac{R_{bt}}{a - \frac{R_{bt}}{R_b}}$ (треугольная эпюра сжатия). Согласно этой формуле,

касательные напряжения для классов бетона B15 – B50 составляют $\tau = (2,5-1,6)R_{bt}$

Основополагающая формула расчета прочности наклонных сечений (1) выведена из абстрактного нормального сечения по простой треугольной форме напряжений сжатия в нем. Как показали многочисленные экспериментальные данные наиболее характерную оценку этого расчета можно получить по нормальному сечению, проходящему через вершину наклонной трещины, что отражено в трудах А.С.Залесова. Согласно [1], [2] поперечная сила хорошо определяется по этому нормальному сечению, проходящему через вершину наклонной трещины, которое является границей наклонного сечения и, следовательно, отражает напряженное деформированное состояние (НДС) в обоих этих сечениях. Поэтому появляется возможность определения в расчетном сечении совместного решения уравнений равновесия моментов в нормальном и наклонном сечениях (моментов продольных и поперечных сил) –

$$x_0 \omega R_b z = bz m t a \quad (2)$$

В этой формуле m - поправочный коэффициент в (1), выведенный по расчетной схеме, представленной на рисунке и соответствующий нашим опытным данным в указанных выше работах, вывод которого представлен ниже. Коэффициент полноты эпюры напряжений сжатия – ω – в расчетном сечении, согласно нашим опытным данным, зависит от расстояния этого сечения от опоры. Согласно Г.Кани [13] минимальные значения поперечной силы в наклонных сечениях соответствуют $\frac{a}{h_0} = 2,5$ где a – расстояние расчетного сечения до опоры. В наших опытах на газобетонных балках [9] с таким расстоянием до опоры - (пролет среза) был близок к $\omega = 0,33$. Именно поэтому нами был выбран расчетный коэффициент равный 0,33. Следует отметить, что газобетон, не имея крупного заполнителя, позволяет в розетках применять тензодатчики с базой 5 мм и имея малую пластичность, позволяет более точно оценивать напряжения.

Что касается скальвающих напряжений (касательных при плоском напряженном состоянии), то по [9], [7] их опытные значения равнялись $\tau = R_{bt}$ и ниже будет показано, что при $\omega=0,33$ и $m=0,5$, это приводит к расчетному значению $\tau = 2R_{bt}$ Согласно рисунка x_2 – ордината вершины критической наклонной трещины.

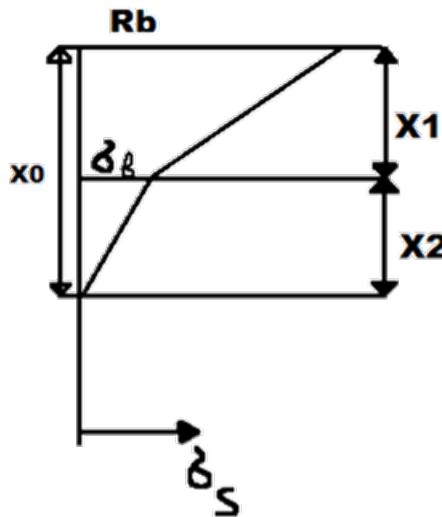


Рис. 1 – Схема расчетного сечения

Уравнение моментов равновесия (2) можно вывести и по растянутой зоне $A_s \sigma_s z = bz m t a$.

Откуда $\sigma_s = \frac{m t a}{\mu h_0}$. В [4] показано, что эти расчетные напряжения в арматуре соответствуют опытным данным.

Касательные напряжения в расчетной схеме выводятся из условия равновесия разности нормальных напряжений, действующих в двух параллельных сечениях с расстоянием между ними $-dl$. При рассмотрении этих условий для точки с ординатой x_2 можно записать $\tau b dl = \int_{x_2}^{x_0} b dx_2 d\sigma_b$

Из рис.1 – $\omega x_0 R_b = \frac{\sigma_b + R_b}{2} x_1 + \frac{\sigma_b x_2}{2}$ следовательно – $\sigma_b = R_b \left(\frac{x_2}{x_0} - 1 + 2\omega \right)$ при $x_1 = x_0 - x_2$.

При $R_b = \frac{M}{\omega x_0 b z}$ с учетом $\sigma_b = \frac{M}{\omega x_0 b z} \left(\frac{x_2}{x_0} - 1 + 2\omega \right)$ и при $Q = \frac{dM}{dl}$ $d\sigma_b = \frac{Q dl}{\omega x_0 b z} \left(\frac{x_2}{x_0} - 1 + 2\omega \right)$

следовательно – $\tau b dl = \frac{Q_b dl}{\omega x_0 b z} \int_{x_2}^{x_0} \left(\frac{x_2}{x_0} - 1 + 2\omega \right) dx_2$.

В итоге имеем

$$\tau = \frac{Q_b}{bz} \left[\frac{1}{2\omega} \left(1 - \frac{x_2^2}{x_0^2} \right) + \left(2 - \frac{1}{\omega} \right) \left(1 - \frac{x_2}{x_0} \right) \right] = \frac{Q_b}{bz} m_2 \quad (3)$$

При $x_2 = 0$ m_2 превращается в

$$m_0 = \frac{4\omega - 1}{2\omega} \quad (4)$$

а при $\omega = 0,5$ в исходною – $\tau = \frac{Q}{bz}$. Из рисунка следует

$$\omega = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{\sigma_b}{R_b} - \frac{x_2}{x_0} \right) \quad (5)$$

а из (2)

$$\xi_0 = \frac{x_0}{h_0} = \frac{m}{\omega} \frac{\tau}{R_b} \frac{a}{h_0} \quad (6)$$

Результаты и обсуждение

По данным [9] в таблице 1 приведено сравнение измеренных и вычисленных по (7) значений коэффициентов полноты эпюры сжатия .

Таблица 1 – Коэффициенты эпюры напряжений

№ балки	1	2	3	4	5	6	7	8
x_2/x_0	0,64	0,56	0,68	0,44	0,16	0,72	0,70	0,55
σ_b/R_b	0,31	0,23	0,42	0,19	0,17	0,30	0,46	0,25
ω_{fact}	0,32	0,33	0,32	0,38	0,54	0,29	0,28	0,35
$\omega(5)$	0,33	0,33	0,37	0,38	0,51	0,29	0,38	0,35
ω/ω_{fact}	1,03	1,00	1,15	1,00	0,94	1,00	1,35	1,00

Получено: среднее $\omega/\omega_{fact} = 1,06$, $\sigma = 0,13$ и можно считать, что исходный показатель – ω – для метода прямого определения поперечной силы, основанного на данной расчетной схеме, соответствует реальной эпюре сжатия в расчетном сечении.

В таблице 2 представлены результаты вычисления m_2 и m_0 в зависимости от значений $A = \frac{\sigma_b}{R_b}$ и $B = \frac{x_2}{x_0}$

Таблица 2 – Значения коэффициентов m

A B	Значения m_2					Значения m_0				
	0,1	0,3	0,5	0,7	0,9	0,1	0,3	0,5	0,7	0,9
0,1	0,99	1,12	1,22	1,29	1,35	1,00	1,17	1,28	1,37	1,44
0,3	0,79	0,91	0,99	1,05	1,09	0,75	1,00	1,17	1,28	1,37
0,5	0,58	0,69	0,75	0,79	0,82	0,33	0,75	1,00	1,17	1,28
0,7	0,38	0,45	0,49	0,51	0,53	–	0,33	0,75	1,00	1,17
0,9	0,15	0,17	0,18	0,185	0,19	–	–	0,33	0,75	1,00

По таблице 2 можно видеть, что при некоторых значениях А и В в отдельных случаях $m_2 \geq m_0$, что указывает на расположение максимальных касательных напряжений у вершины наклонной трещины, связанными со срезом бетона ($x = x_2$). Так при А=0,1 и В=0,5 $m_2 = 0,58$ а $m_0 = 0,33$.

Границным условием при равенстве показателей m является $B=2A$. и при превышении $2A m_2 \geq m_0$. а при $\omega \leq 0,25$ можно использовать обобщенную формулу $m = 2,94(\omega - 0,15)$. При $z = (1 - \beta\xi_0)h_0$, $\beta = \frac{1+6\omega}{12}$ когда $\omega \leq 0,5$ и $\beta = \frac{1+2\omega}{6}$ при $\omega \geq 0,5$

Для расчетной схемы $\tau_0 = m_0$ и $\tau_2 = m_2\tau$ с вычислением z по приведенным выше формулам. Как указывалось ранее для минимальных прочностей наклонных сечений $\omega = 0,33$ $\tau = 2R_{bt}$, что соответствует пролетам среза от двух до трех и формула (6) перепишется

$$\xi_0 = 3 \frac{R_{bt}}{R_b} \frac{a}{h_0} \quad (7)$$

для B15–B50 $\frac{R_{bt}}{R_b} = 0,1 - 0,07$ и поэтому основным фактором расчета является пролет среза. При среднем значении $\frac{R_{bt}}{R_b} = 0,085$

$$\xi_0 = 0,26 \frac{a}{h_0} \quad (8)$$

$$Q_b = \left(1 - 0,06 \frac{a}{h_0}\right) b h_0 R_{bt} \quad (9)$$

Таким образом, минимальные значения поперечной силы можно определять по величине пролета среза, равного от двух до трех. Если учитывать изменение отношения прочностей бетона, то

$$\xi_0 = (0,33 - 0,004B) \frac{a}{h_0} \quad (10)$$

$$Q_b = b z m \tau = (1 - 0,25 \xi_0) b h_0 R_{bt} \quad (11)$$

при $\frac{a}{h_0} = 2 - 3$. В [6, С.10] А.С.Залесов приводит график опытных данных между пролетом среза и нашим

$$\frac{Q_b}{b h_0 R_{bt}} = \left(1 - \frac{\beta m n R_{bt}}{\omega} \frac{a}{h_0}\right) mn \quad (12)$$

где в нашем случае $n = 2$. Проведенный анализ показал, что при пролете среза равным единице $\omega = 0,55$ и по (4) имеем $m = 1,09$ а $\beta = 0,35$ и по (12) получаем $\frac{Q_b}{b h_0 R_{bt}} = 1,88$, что соответствует рассматриваемому графику. При пролете среза равного двум и наших исходных данных $\frac{Q_b}{b h_0 R_{bt}} = 0,85$, что также соответствует графику и коэффициент ω для пролетов среза 1, 2, 3 соответственно равен 0,55, 0,35, 0,31 а его значение 0,33 примерно соответствует пролету среза 2,5.

Результаты расчетов поперечной силы по данному методу согласно [4] на 25–50 % оказались выше результатов аналогичных расчетов по действующим нормам. Кроме расчета минимальных значений поперечной силы по формулам (9),(11) для пролета среза равного 2,5, общая схема расчета поперечной силы ведется по исходным параметрам расчета, приведенных выше, при этом параметр ω определяется по формуле

$$\omega = 0,025 \left(\frac{a}{h_0}\right)^2 - 0,225 \frac{a}{h_0} + 0,75 \quad (13)$$

Выводы

1 Представленная расчетная схема для варианта прямого определения поперечной силы в наклонных сечениях (3) реально отражает напряженно-деформированное состояние этого сечения.

2 Метод прямого определения поперечной силы в наклонных сечениях объединяет действие поперечных сил и моментов в этом сечении.

3 Наиболее опасными для поперечной силы в наклонных сечениях являются пролеты среза от двух до трех поэтому для расчета по данному методу предлагаются значения $\omega = 0,33$, $\tau = 2R_{bt}$, $m = 0,5$, $\beta = 0,25$, что соответствует пролету среза равного 2,5.

4. Разрушение наклонных сечений от среза бетона следует ожидать при малых значениях напряжений сжатия у конца наклонной трещин, малых значениях коэффициента ω и при максимальных касательных напряжениях у этой точки (ордината x_2 и m_2).

5. Основные параметры расчета прочности наклонных сечений определяются из совместного решения уравнения равновесия моментов по нормальному и наклонному сечениям как по сжатой, так и по растянутой зоне, что позволяет определять напряжения в растянутой арматуре.

6. Практический расчет поперечной силы по этому методу можно вести лишь по величине пролета среза по принятым исходным данным согласно (8),(9),(10),(11)

Conflict of Interest

None declared.

Конфликт интересов

Не указан.

Список литературы / References

1. Морозов А.Н. К теории прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям / А.Н. Морозов // Промышленное и гражданское строительство. – 2018. – № 2 – С. 53–59.
2. Morozov A.N. Direct definition of cross-sectional force in sloping sections of reinforced concrete structures / A.N. Morozov // Problems of modern science and education – 2019. – № 11 – pp. 33–39.
3. Морозов А.Н. Расчет поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонных сечениях железобетонных элементов (в порядке обсуждения) / А.Н. Морозов // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – № 12 – С. 30–34
4. Залесов А.С. Сопротивление железобетонных балок действию поперечных сил. / А.С. Залесов, О.Ф.Ильин – М.: Стройиздат. – 1977. – С. 115–149.
5. Залесов А.С. Опыт построения новой теории прочности балок в зоне действия поперечных сил. / А.С. Залесов, О.Ф. Ильин – М.: Стройиздат. – 1977. – С.115–140.
6. Залесов А.С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. / А.С. Залесов, Ю.А. Климов – Кишинев: Будивельники, 1989. – 194 с.
7. Морозов А.Н. О новых подходах к теории прочности газобетонных элементов по наклонным сечениям / А.Н. Морозов // Исследования по строительству. – Таллинн: НИИ Строительства Эстонии. – 1992. – С. 10–25.
8. Морозов А.Н. О некоторых концепциях по расчету прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям при действии поперечных сил (на примере исследования работы газобетона) / А.Н. Морозов // Проблемы современной науки и образования – 2015. – № 4 – С. 41–51.
9. Морозов А.Н. Исследование прочности конструкций из сланцевольного газобетона по наклонным сечениям / А.Н. Морозов // НИИ Строительства Госстроя ЭССР – 1985 – 80 с.
10. Talbot F. Tests of Reinforced Concrete Beams: Resistance of Web Stresses / F. Tablot // Buletin № 29 – University of Illinois Experiment Station, 1909.
11. Saliger R. Der Eisenbeton / R. Saliger – 1925.
12. Mersch E Nochmals zur frage der Schubsicherung / E. Mersch // Beton und Eisen. – №7 – 1927
13. Kani G.N.I. Basic Facts Concerning Shear Failure / G.N.I. Kani // Journal of the A.C. – I. – 1966. – V.63. – № 6.
14. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия / А.А. Гвоздев – М.: Стройиздат. – 1949. – 278 с.
15. Борицанский М.С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибающихся железобетонных элементах по стадии разрушения / М.С. Борицанский – М.: Стройиздат. – 1946.
16. Силантьев А.С. Прочность изгибающихся железобетонных элементов без хомутов по наклонным сечениям с учетом параметров продольного армирования / А.С. Силантьев // Вестник МГСУ. – 2012 – № 2 – С. 163–169.
17. Силантьев А.С. Экспериментальное исследование влияния продольного армирования на сопротивление изгибающихся железобетонных элементов без поперечной арматуры по наклонным сечениям / А.С. Силантьев // Промышленное и гражданское строительство. – 2012. – №1. – С. 58–61.
18. Краснощеков Ю.В. Прочность железобетонных элементов по наклонным сечениям при совместном действии поперечных сил и моментов. / Ю.В. Краснощеков // Вестник СибАДИ. – 2009. – Вып. 3 (13). – С. 46–50.
19. Старишко И.Н. Результаты экспериментальных исследований влияния основных факторов на несущую способность по наклонным сечениям в изгибающихся железобетонных балках прямоугольного и таврового профиля. / И.Н. Старишко // Вестник МГСУ. – 2016. – №7. – С. 18–32.
20. Morozov A.N. On Direct Determination of Shear Force Tacen By Concrete in Oblique Cross – Sections of Reinforced Concrete Structures / A.N. Morozov // International Journal of Innovation Engineering and Science Research – 2022 – №1. – pp. 1–10

Список литературы на английском языке / References in English

1. Morozov A.N. K teorii prochnosti zhelezobetonnyh elementov po naklonnym secheniyam [To the theory of strength of reinforced concrete elements] / A.N. Morozov // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo [Industrial and civil engineering]. – 2018. – № 2 – pp. 53–59. [in Russian]
2. Morozov A.N. Direct definition of cross-sectional force in sloping sections of reinforced concrete structures / A.N. Morozov // Problems of modern science and education – 2019. – № 11 – pp. 33–39.
3. Morozov A.N. Raschet poperechnoj sily, vosprinimaemoj betonom v naklonnyh secheniyah zhelezobetonnyh elementov (v poryadke obsuzhdeniya) [Calculation of the transverse force by concrete in inclined sections of reinforced concrete elements] / A.N. Morozov // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo [Industrial and civil engineering]. – 2019. – № 12 – pp. 30–34 [in Russian]
4. Zalesov A.S. Soprotivlenie zhelezobetonnyh balok dejstviyu poperechnyh sil [Resistance of reinforced concrete beams to the action of transverse forces] / A.S. Zalesov, O.F. Ilyin – M.: Stroizdat. – 1977. – pp. 115–149. [in Russian]

5. Zalesov A.S. Opyt postroeniya novoj teorii prochnosti balok v zone dejstviya poperechnyj sil [Experience in constructing a new theory of beam strength in the area of transverse forces] / A.S. Zalesov, O.F. Ilyin – M.: Stroizdat. – 1977. – pp.115–140. [in Russian]
 6. Zalesov A.S. Prochnost' zhelezobetonnyh konstrukcij pri dejstvii poperechnyj sil [Strength of reinforced concrete structures upon the impact of cross forces]. / A.S. Zalesov, Yu. A. Klimov – Chisinau: Budivelnik, 1989. – 194 p. [in Russian]
 7. Morozov A.N. O novyh podhodah k teorii prochnosti gazobetonnyh elementov po naklonnym secheniyam [About new approaches on the theories of strength of gas concrete elements in case of oblique sections] / A.N. Morozov // Issledovaniya po stroitel'stvu [Research on construction]. – Tallinn: Research Institute of Construction of Estonia. – 1992. – pp. 10–25. [in Russian]
 8. Morozov A.N. O nekotoryh koncepciyah po raschetu prochnosti zhelezobetonnyh elementov po naklonnym secheniyam pri dejstvii poperechnyj sil (na primere issledovaniya raboty gazobetona) [On some concepts for calculating the strength of reinforced concrete elements over inclined sections under the action of transverse forced] / A.N. Morozov // Problemy sovremennoj nauki i obrazovaniya [Problems of modern science and education] – 2015. – № 4 – pp. 41–51. [in Russian]
 9. Morozov A.N. Investigation of the strength of structures made of slate aerated concrete on inclined sections [The study of strength of structures from cinder-shale gas-concrete in oblique sections] / A.N. Morozov // Research Institute of Construction of the State Construction of the ESSR – 1985 – 80 p. [in Russian]
 10. Talbot F. Tests of Reinforced Concrete Beams: Resistance of Web Stresses / F. Tablot // Buletin № 29 – University of Illinois Experiment Station, 1909.
 11. Saliger R. Der Eisenbeton [The iron concrete] / R. Saliger – 1925. [in German]
 12. Mersch E Nochmals zur frage der Schubsicherung [Again on the question of thrust protection] / E. Mersch // Beton und Eisen [Concrete and iron]. – №7 – 1927 [in German]
 13. Kani G.N.I. Basic Facts Concerning Shear Failure / G.N.I. Kani // Journal of the A.C. – I. – 1966. – V.63. – № 6.
 14. Gvozdev A.A. Raschet nesushchej sposobnosti konstrukcij po metodu predel'nogo ravnovesiya [Calculation of the load-bearing capacity of structures by the method of limit equilibrium] / A.A. Gvozdev – M.: Stroizdat. – 1949. – 278 p. [in Russian]
 15. Borishanskiy M.S. Raschet otognutyh sterzhnej i homutov v izgibaemyh zhelezobetonnyh elementah po stadii razrusheniya [Computation of unbent rods and clamps in bended reinforced concrete elements at the destruction stage] / M.S. Borishanskiy – M.: Stroizdat. – 1946. [in Russian]
 16. Silantjev A.S. Prochnost' izgibaemyh zhelezobetonnyh elementov bez homutov po naklonnym secheniyam s uchetom parametrov prodol'nogo armirovaniya [Strength of flexible reinforced concrete elements without stirrups of oblique sections considering the parameters of longitudinal reinforcement] / A.S. Silantjev // Vestnik MGSU [Bulletin of MSCU]. – 2012 – № 2 – pp. 163–169. [in Russian]
 17. Silantjev A.S. Eksperimental'noe issledovanie vliyanija prodol'nogo armirovaniya na soprotivlenie izgibaemyh zhelezobetonnyh elementov bez poperechnoj armatury po naklonnym secheniyam [Experimental study on the impact of longitudinal reinforcement as to the resistance of flexible reinforced concrete elements in case of oblique sections without shear reinforcement] / A.S. Silantjev // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo [Industrial and civil construction]. – 2012. – №1. – pp. 58–61. [in Russian]
 18. Krasnoshchekov Yu.V. Prochnost' zhelezobetonnyh elementov po naklonnym secheniyam pri sovmestnom dejstvii poperechnyj sil i momentov [Strength of reinforced concrete elements in case of oblique sections upon the co-impact of cross forces and moments]. / Yu.V. Krasnoshchekov // Vestnik SibADI [SibADI Bulletin]. – 2009. – Issue. 3 (13). – pp. 46–50. [in Russian]
 19. Starishko I.N. Результаты экспериментальных исследований влияния основных факторов на несущую способность по наклонным сечениям в изгибаемых железобетонных балках прямоугольного и таврового профиля [Results of experimental studies of the effect of basic factors on the bearing capacity in the rectangular and T-section bending reinforced concrete beams upon the oblique sections]. / I.N. Starishko // Vestnik MGSU [Bulletin of MSCU]. – 2016. – №7. – pp. 18–32. [in Russian]
 20. Morozov A.N. On Direct Determination of Shear Force Tacen by Concrete in Oblique Cross – Sections of Reinforced Concrete Structures / A.N. Morozov // International Journal of Innovation Engineering and Science Research – 2022 – №1. – pp. 1–10
-

УДК 624.012.45.046

АНАЛИЗ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ ПРИ РАСЧЕТЕ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

© 2014 В.Б. Филатов, А.С. Арцыбасов, М.А. Багаутдинов, Д.И. Гордеев,
А.И. Кортунов, Р.А. Никитин

Самарский государственный архитектурно-строительный университет

Поступила в редакцию 01.12.2014

Рассмотрены расчетные модели для определения прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов без поперечной арматуры на действие поперечной силы, принятые в нормативных документах и предложенные в их развитие. Приведен пример оценки прочности наклонных сечений железобетонной балки в зависимости от процента продольного армирования по некоторым расчетным моделям. Показано, что учет продольного армирования при расчете прочности железобетонных балок на действие поперечных сил позволяет повысить конструктивную надежность и безопасность проектных решений, в том числе для элементов из высокопрочного бетона.

Ключевые слова: изгибаемый железобетонный элемент, наклонное сечение, расчетная модель, поперечная сила, высокопрочный бетон

Разработка и внедрение прогрессивных строительных технологий и конструкций, в том числе на основе высокопрочных материалов, требуют опережающего развития нормативно-технической базы строительства, совершенствования существующих и разработки новых методов в области расчета и проектирования конструкций. Такое развитие возможно на основе обширных экспериментально-теоретических исследований, направленных на обеспечение конструктивной надежности и эксплуатационной безопасности возводимых зданий и сооружений. Одним из важнейших факторов, определяющих эксплуатационную безопасность конструкции, является соответствие принятой расчетной модели действительному характеру работы рассматриваемого сечения и всей конструкции в целом.

Расчетная модель для определения прочности наклонных сечений железобетонной балки при действии поперечных сил имеет эмпирический характер, обусловленный сложностью напряженно-деформированного состояния композитного материала (каковым, по сути, является железобетон) в зоне поперечного изгиба.

Филатов Валерий Борисович, кандидат технических наук, доцент кафедры строительных конструкций.
E-mail: vb_filatov@mail.ru
Арцыбасов Антон Сергеевич, студент
Багаутдинов Марсель Азатович, студент
Гордеев Дмитрий Игоревич, студент
Кортунов Александр Игоревич, студент
Никитин Роман Анатольевич, студент

Прочность наклонных сечений изгибаемых элементов в действующих нормах по расчету железобетонных конструкций [1] рассчитывают из условия, что усилия от внешних нагрузок, действующие в наклонном сечении, не должны превышать внутренних предельных усилий в этом сечении. Для балки без поперечного армирования внутренним расчетным усилием, определяющим несущую способность элемента при действии поперечных сил в соответствии с принятой в [1] расчетной моделью, является касательное усилие в сжатой зоне бетона Q_b . Эмпирическая зависимость для определения Q_b , как функция от прочности бетона на сжатие и длины проекции наклонной трещины, изначально была предложена М.С. Боришанским по результатам экспериментальных исследований на балках без поперечного армирования из бетона средней прочности [2]. Впоследствии было установлено, что несущая способность наклонных сечений при действии поперечных сил не возрастает прямо пропорционально прочности бетона на сжатие, а изменяется по параболической кривой, вследствие чего прочность бетона на сжатие была заменена на прочность бетона при растяжении. В дальнейшем экспериментальные исследования [3] показали, что в наклонном сечении действуют усилия, в явном виде неучтенные в расчетной модели: касательное усилие в продольной растянутой арматуре (нагельный эффект) и силы зацепления по берегам наклонной трещины. Метод расчета прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям с учетом усилия нагельного эффекта и сил

зашепления по берегам наклонной трещины был предложен А.С. Залесовым [4]. Однако, из-за недостаточности опытных данных, в нормативной методике расчета эти усилия продолжали учитывать косвенно – через величину Q_b [5].

Методика расчета прочности наклонных сечений, учитывающая усилие нагельного эффекта и силы зацепления в наклонной трещине была предложена авторами [6-8]. Расчетные зависимости включают в себя следующие усилия: суммарное усилие в хомутах, пересекающих наклонную трещину, касательное усилие, возникающее в продольной растянутой арматуре; касательные усилия сопротивления сдвигу берегов наклонной трещины. Касательное усилие в сжатой зоне бетона определяется по уточненной зависимости [6], позволяющей избежать дополнительных ограничений эмпирического характера, но в условии прочности касательное усилие Q_b выражается через остальные компоненты напряженного состояния. Касательные усилия сопротивления сдвигу берегов наклонной трещины по предложению [7, 8] зависят от прочности бетона на растяжение и угла наклона трещины.

Анализ результатов экспериментальных исследований прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов [9, 10] показывает, что прочность изгибаемых элементов действию перерезывающих сил также зависит от процента армирования сечения продольной арматурой и высоты сечения элемента (так называемый «масштабный эффект»). Влияние процента продольного армирования балок на их сопротивление поперечному изгибу отмечалось и ранее [5], однако эмпирический характер расчетных зависимостей не позволял выделить и проанализировать влияние этого фактора.

Нормативные методики расчета прочности изгибаемых элементов на действие поперечных сил, принятые за рубежом [11, 12] также являются эмпирическими. По структуре расчетных зависимостей наиболее близкими являются отечественные [1] и американские [11] нормы, в которых касательное усилие в сжатой зоне бетона определяется только его прочностью. В европейских нормах [12] касательное усилие в сжатой зоне бетона также зависит от величины процента продольного армирования и высоты сечения изгибаемого элемента, влияние которых учитывается введением в расчетные зависимости эмпирических коэффициентов. Осознавая ограниченность эмпирического подхода для дальнейшего развития теории прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил, предпринимаются попытки определения прочности на основе полуэмпирического подхода, одним из

примеров которого является модифицированная теория полей сжатия (MCFT), предложенная авторами [13] и успешно конкурирующая с нормативным методом расчета прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил [11]. Предложенная в [13] методика расчета позволяет, в частности, учитывать процент продольного армирования балки при определении величины касательного усилия в сжатой зоне бетона.

Авторами [14] предложена расчетная модель наклонного сечения изгибаемого железобетонного элемента без поперечной арматуры (рис. 1). Особенностью расчетной модели является выделение в расчетных зависимостях сил зацепления в наклонной трещине как отдельной компоненты в совокупности усилий, обеспечивающих прочность наклонного сечения при расчете на действие поперечной силы. Схема усилий, действующих в наклонном сечении железобетонного элемента, принята в соответствии с [3].

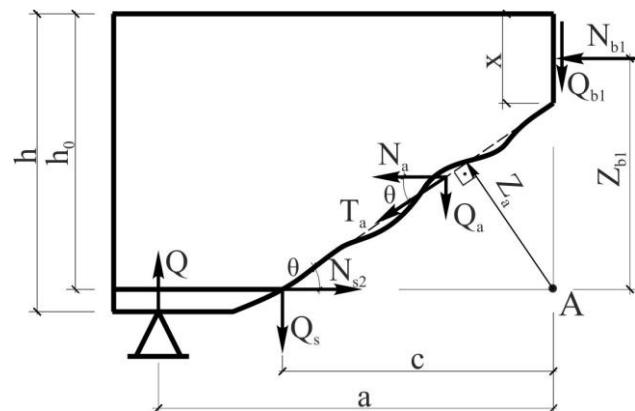


Рис. 1. Расчетная модель наклонного сечения

Предложенная модель позволяет из рассмотрения условий равновесия блока над наклонной трещиной получить компоненты, входящие в условие прочности наклонного сечения изгибаемого элемента на действие поперечной силы:

$$Q \leq Q_{b1} + Q_s + Q_a, \quad (1)$$

где Q_{b1} – касательное усилие в бетоне сжатой зоны в конце наклонной трещины, Q_s – касательное усилие в продольной растянутой арматуре в начале наклонной трещины (нагельный эффект), Q_a – вертикальная составляющая усилия зацепления по длине наклонной трещины.

Сопоставление результатов расчета прочности наклонных сечений железобетонных балок без поперечной арматуры по нормативным методикам [1, 11, 12] и расчетной модели, предлагаемой в [14] при величине пролета среза

$a/h_0=3$, приведено на рис. 2. Анализ графиков показывает, что результаты расчета по зависимостям [14] корреспондируют с результатами расчета по европейским нормам [12]. Наибольшее соответствие результатов наблюдается при величине $h_0=300$ мм, однако с увеличением процента продольного армирования сечения становится заметным превышение расчетных значений по методике [12]. Расхождение между результатами расчета по зависимостям [14] и методике [12] также возрастает с увеличением высоты сечения элемента. Результаты расчета по методикам [1] и [12] корреспондируют при $h_0=150$ мм и проценте продольного армирования не менее 1,5, а также при $h_0=300$ мм и проценте продольного армирования не менее 2. Во всех остальных случаях результаты расчета по методике [1] существенно выше. Та же тенденция характерна и для норм США [11], однако в целом минимальный уровень расчетных значений прочности составляет порядка 75% от значений норм [1].

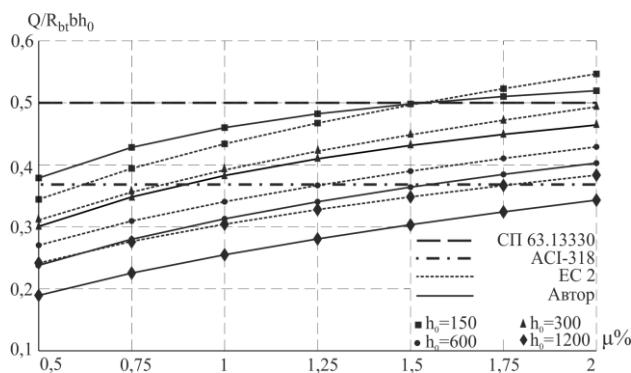


Рис. 2. Сопоставление результатов расчета прочности наклонных сечений

Анализ позволяет сделать вывод о недостаточном соответствии теоретических предпосылок, заложенных в расчетных моделях и фактическом характере работы наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов. Недостаточное соответствие обусловлено эмпирической природой расчетных зависимостей норм [1, 11, 12] при определении прочности наклонных сечений. В свою очередь, эмпирический характер расчетных зависимостей является закономерным следствием значительных трудностей, возникающих при теоретическом исследовании анизотропного материала с нарушенной сплошностью (железобетона) при плоском напряженном состоянии.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ:

- Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения: СП 63.13330.2012: утв. Министерством рег. развития Рос. Федерации 29.12.11: ввод в действие с 01.01.13. – М.: ФАУ «ФЦС», 2012. 165 с.
- Борицанский, М.С. Расчет железобетонных элементов при действии поперечных сил // Расчет и конструирование элементов железобетонных конструкций. Сб. тр. НИИЖБ. – М., 1964. С. 122-143.
- Гвоздев, А.А. Силы зацепления в наклонных трещинах / А.А. Гвоздев, А.С. Залесов, И.А. Титов // Бетон и железобетон. 1975. № 7. С. 44-45.
- Залесов, А.С. Новый метод расчета прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям // Расчет и конструирование железобетонных конструкций. Сб. тр. НИИЖБ. Вып. 39. – М., 1977. С. 16-28.
- Гвоздев, А.А. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. / А.А. Гвоздев, С.А. Дмитриев, Ю.П. Гуца и др. – М.: Стройиздат, 1978. 204 с.
- Карпенко, С.Н. Построение критериев прочности железобетонных конструкций по наклонным трещинам разрушения // ACADEMIA. Архитектура и строительство. 2006. № 2. С. 54-59.
- Карпенко, Н.И. О новом построении критериев прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко // ACADEMIA. Архитектура и строительство. 2006. № 3. С. 26-31.
- Карпенко, С.Н. Об общем подходе к построению теории прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил // Бетон и железобетон. 2007. № 2. С. 21-27.
- Collins, M.P. How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs and Footings? / M.P. Collins, D. Kuchma // ACI Structural Journal. 1999. Vol. 96, № 4. P. 482-490.
- Филатов, В.Б. Особенности работы и эффективное использование жесткой поперечной арматуры железобетонных балок / В.Б. Филатов, Ю.В. Жильцов // Известия Самарского научного центра РАН. 2012. Т. 14, № 4(5). С. 1325-1328.
- Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary: ACI 318 – 05, ACI 318R – 05. Farmington Hills. USA. 2005. 430 p.
- Eurocode 2. Design of Concrete Structures. Part 1. General Rules and Rules for Buildings: EN 1992 – 1:2001. Brussels. 2002. 230 p.
- Vecchio, F.J. The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear / F.J. Vecchio, M.P. Collins // ACI Journal, Proceedings. 1986. Vol. 83, № 2. P. 219-231.
- Филатов, В.Б. Расчетная модель наклонного сечения железобетонной балки с учетом сил зацепления в наклонной трещине / В.Б. Филатов, Е.В. Блинкова // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 3. С. 39-42.

ANALYSIS OF THE DESIGN MODELS FOR CALCULATING THE STRENGTH OF INCLINED SECTIONS OF REINFORCED CONCRETE BEAMS ON THE ACTION OF SHEAR FORCES

© 2014 V.B. Filatov, A.S. Artsybasov, M.A. Bagautdinov, D.I. Gordeev,
A.I. Kortunov, R.A. Nikitin

Samara State University of Architecture and Civil Engineering

We consider design models to determine the strength of inclined section of bent reinforced concrete elements without shear reinforcement on the action of shear forces, adopted in the codes and proposed in their development. An example of assessing the strength of inclined sections of reinforced concrete beam, depending on the percentage of longitudinal reinforcement according to some design models. It is shown that the inclusion of longitudinal reinforcement in the calculation of the strength of reinforced concrete beams on the effect of shear forces can improve structural safety and reliability of design solutions, including elements of high-strength concrete.

Key words: bending reinforced concrete element, inclined section, design model, shear force, high-strength concrete

Valeriy Filatov, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor at the Department of Building Constructions.
E-mail: vb_filatov@mail.ru
Anton Artsybasov, Student
Marsel Bagautdinov, Student
Dmitriy Gordeev, Student
Alexander Kortunov, Student
Roman Nikitin, Student

Методики расчета несущей способности по наклонным сечениям

М. А. Назаров¹, М. Ю. Кицаев², С. С. Зимин³.

¹⁻³ Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, 195251, Россия, г. Санкт-Петербург,
Политехническая ул., 29

Информация о статье обзор

Аннотация

Практика показывает, что у опор железобетонных балок могут образовываться наклонные трещины, которые могут привести к разрушению по наклонным сечениям. Возникновение этих трещин как правило связано с главными растягивающими напряжениями, действующими по наклонным площадкам. На данный момент не найдено решение задачи о трещиностойкости железобетонных балок по наклонным сечениям, которое было бы приемлемо в инженерной практике. В данной статье произведен сравнительный анализ подходов к расчету наклонных трещин в соответствии с Российскими и Европейскими строительными нормами. Результаты расчета показали, что обе методики существенно занижают несущую способность вследствие своего несовершенства. Однако проектирование по Российским нормам оказалось более экономичным в большинстве рассмотренных случаев, что соответствует результатам, полученным другими авторами.

Ключевые слова:

Строительные конструкции, железобетонные конструкции, поперечная сила, наклонные трещины, несущая способность, методики расчета, строительные нормы и правила

Содержание

1.	Введение	45
2.	Методы	46
3.	Результаты и обсуждения	48
4.	Выводы	49

Контактный автор:

- +79119127004, mikenazarow@yandex.ru (Назаров Михаил Александрович, студент)
- +79817819014, mr.kitsaev@mail.ru (Кицаев Максим Юрьевич М. Ю., студент)
- +7(921)3477701, zimin_sergei@mail.ru (Зимин Сергей Сергеевич, студент)

1. Введение

У опор железобетонных балок могут образовываться наклонные трещины, которые при увеличении нагрузки могут привести к разрушению по наклонным сечениям [1]. Вблизи опор поперечная сила достигает наибольших значений, поэтому конструкция находится в двухосном напряженно-деформированном состоянии [2], близком к состоянию чистого сдвига. При этом трещины преимущественно ориентированы перпендикулярно траектории главных растягивающих напряжений [3,4]. При проектировании железобетонных балок, и их поперечной арматуры, расчет на действие поперечных сил вблизи опор является обязательным. Однако, на данный момент не найден способ расчета, который всецело удовлетворял бы следующим требованиям [5,6,24,29, 30]:

- Простота применения в инженерной практике
- Отражение результата совместного действия всех силовых факторов, действующих в приопорной зоне

Сложности во многом вызваны тем, что железобетон - композитный материал, а его разрушение по наклонному сечению может происходить по одной из следующих схем [7-9, 28]:

- Раздробление бетона в полосе между наклонными сечениями. Такое разрушение может произойти при малой ширине сечения b , когда значение главных сжимающий напряжений отс достигает предел прочности бетона на сжатие R_b , которое в свою очередь уменьшается вследствие двухосного напряженного состояния.
- Взаимный сдвиг частей элемента, обусловленный, преимущественно, действием поперечной силы Q . В этом случае напряжение в поперечной арматуре, проходящей через сечение, достигает предела текучести. Слой бетона, расположенный над трещиной, и продольная арматура срезаются.
- Взаимный поворот частей элемента, обусловленный, преимущественно, действием изгибающего момента M . При этом напряжения в продольной и поперечной арматуре, проходящей через сечение, достигают предела текучести. Сжатая зона бетона сокращается по высоте вследствие раскрытия трещины, и в итоге, разрушается.

Строительные нормы различных стран вводят упрощенные модели для расчета:

Российские строительные нормы вводят модель “наклонных сечений”. Рассматривается равновесие при опорного блока, условная граница которого проходит по наклонной трещине в растянутой зоне, и полосе бетона в сжатой зоне. Расчет основан на следующем условии: поперечная сила и момент от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону о рассматриваемой наклонной трещине и вертикали над ее вершиной в сжатой зоне (Q, M), не должны превышать “внутренних” поперечных сил и момента в предельном состоянии элемента, предшествующему разрушению (Qu, Mu). При этом расчеты на действие Q и M производятся независимо друг от друга, и должны обеспечить прочность по каждому из трех возможных вариантов разрушения [8,15,26,27].

Европейские строительные нормы вводят модель “Тяжей и распорок” или “ферменную аналогию” [16,17,23,24]. При этом сплошная железобетонная балка заменяется на ферму [18,25], элементы которой моделируют:

- Верхний пояс - верхнюю сжатую полосу бетона
- Нижний пояс - растянутую продольную арматуру
- Стойки - растянутую поперечную арматуру (хомуты)
- Раскосы - наклонные сжатые полосы бетона (воображаемые раскосы)

При этом стойки и раскосы фермы считаются “размазанными”. Вертикальные хомуты заменяются равномерным вертикальным напряжением, а сжатые раскосы - равномерным одноосным сжимающим напряжением, которое приложено параллельно силовой линии раскоса между центром тяжести растянутой арматуры и центром тяжести сжатой зоны. Максимальное сопротивление сечения действию поперечной силы VRd,max определяется прочностью сжатых раскосов [19-22].

Каждая из упомянутых выше расчетных моделей имеет свои сильные и слабые стороны, однако обе они далеки от совершенства. Как результат, вычисляемые значения прочности балок зачастую существенно различаются с данными экспериментов [10-14]. Поэтому совершенствование методологии расчета является важной, актуальной задачей в настоящее время.

Целью данного исследования является сравнение расчетных методик, предложенных в России и за рубежом[25].

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

- 1) Произвести теоретический расчет прочности железобетонных балок по наклонным сечениям, используя модель “наклонных сечений” и “ферменную аналогию”.
- 2) Сравнить полученные результаты с экспериментальными данными, выявить закономерности в расхождении результатов.

2. Методы

За основу для расчетов были взяты результаты экспериментального исследования [7], проведенного авторами Mohamed Zakaria, Tamon Ueda, Zhimin Wu, Lian Meng для оценки влияния различных факторов на трещиностойкость железобетонных балок. Балки-образцы в эксперименте были разбиты на 3 серии. В серии А варьировалась полезная высота сечения; в серии В – толщина защитного слоя хомутов и их шаг; в серии С – процент продольного армирования. Образцы были изготовлены из бетона с кубиковой прочностью 40 МПа. Поперечная арматура диаметром 10мм изготовлена из стали с нормативным значением предела текучести 370 Мпа. Необходимые для расчета характеристики балок приведены в табл.1. Сечения образцов серии А в качестве примера показаны на рис.1. Испытания производилось под действием двух сосредоточенных сил, действующих на расстоянии $c=2h_0$ (слева) и $c=3h_0$ (справа) от опоры. Балки были доведены до разрушения по наклонному сечению, при этом разрушение происходило около левой опоры, с меньшим пролетом среза. Таким образом, были получены значения разрушающей нагрузки для $c=2h_0$, которые приведены в табл. 2.

Таблица 1. Характеристики балок-образцов, испытанных в [7]

Серия	Образец	Высота сечения h , см	Полез-ная высота сечения h_0 , см	Ширина сечения b , см	Пролет среза c , см	c/h_0	Толщина защитного слоя поперечной арматуры a_w , см	Процент продольного армирования μ_s %	Процент поперечного армирования μ_{sw} %	Шаг армирова-ния s , см
Серия I	A1	20	16	20	32	2	2.5	2.86	0.72	10
	A2	35	28	20	56	2	2.5	2.83	0.72	10
	A3	50	43.2	20	86.4	2	2.5	2.84	0.72	10
	A4	75	66.9	20	133.8	2	2.5	2.84	0.72	10
Серия II	B1	50	43.2	20	86.4	2	4	2.84	0.72	10
	B2	50	43.2	20	86.4	2	6	2.84	0.36	20
	B3	50	43.2	20	86.4	2	8	2.84	0.36	20
	C1	50	45	20	90	2	2.5	1.62	0.72	10
Серия III	C2	50	42.7	20	85.4	2	2.5	2.3	0.72	10
	C3	50	41.7	20	83.4	2	2.5	3.64	0.72	10

Таблица 2. Значения разрушающих нагрузок для балок-образцов, испытанных в [7]

Образец	A1	A2	A3	A4	B1	B2	B3	C1	C2	C3
V_u , кН	285.4	470.2	720	1196.5	715	540.7	522.7	551.4	600.8	760.3

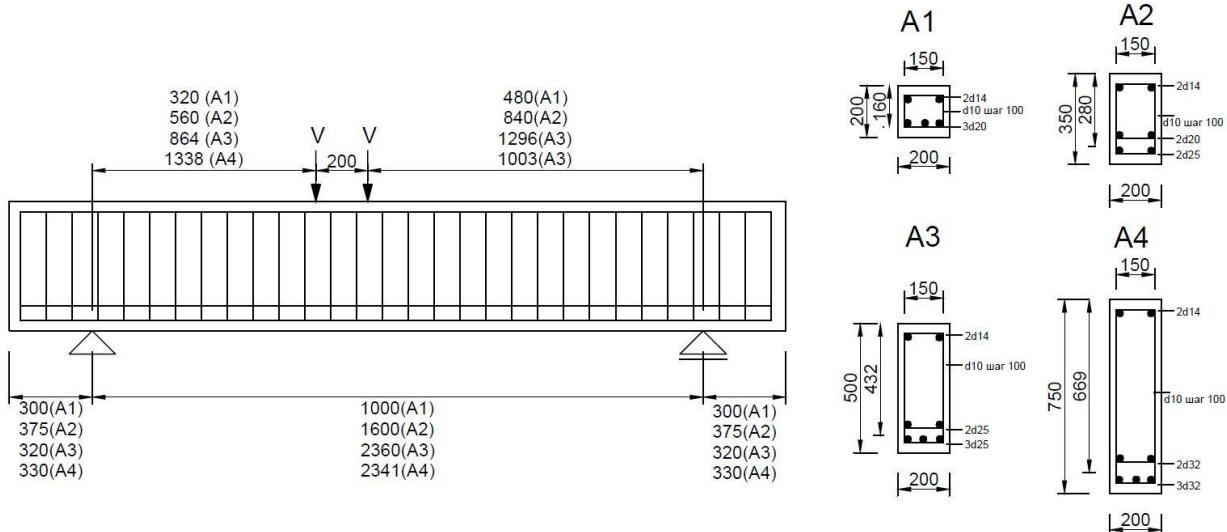


Рисунок 1: Балки серии А, испытанные в [7]

Для девяти испытанных образцов был произведен теоретический расчет сопротивления срезу по двум исследуемым методикам.

Ход расчета балки на поперечную силу в соответствии с СП 63.13330.2012 "Бетонные и железобетонные конструкции" [8]:

Расчет изгибаемых элементов с нормальным армированием по наклонному сечению производят из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} \quad (1)$$

где:

- Q - поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции c от внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение Q принимается в нормальном сечении, проходящем на расстоянии c от опоры; при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на припорном участке длиной c ;
- Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;
- Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая хомутами в наклонном сечении.

Поперечную силу Q_b определяют по формуле:

$$Q_b = \frac{M_b}{c} \quad (2)$$

но принимают не более $2,5R_{bt}bh_0$ и не менее $1,5R_{bt}bh_0$.

Параметр M_b определяется по следующей формуле:

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 \quad (3)$$

Усилие Q_{sw} определяют по формуле:

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_0 \quad (4)$$

где:

- c_0 - длина проекции наклонной трещины, принимаемая в пределах $h_0 \dots 2h_0$
- q_{sw} - усилие в хомутах на единицу длины элемента, равное:

$$q_{sw} = \frac{A_{sw}R_{sw}}{S} \quad (5)$$

Ход расчета балки на поперечную силу в соответствии с ЕС-2 [22]

В рамках ферменной модели, максимальное сопротивление сечения срезу определяется прочностью сжатых "бетонных раскосов" [21,22, 23]. Поперечная сила, которую способно выдержать сечение, находится как:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (6)$$

где:

- θ - угол между бетонным сжатым раскосом и осью балки, перпендикулярной к поперечному усилию, принимаемый в диапазоне: $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$
- α_{cw} - коэффициент, учитывающий уровень напряжения в сжатом поясе (для бетона без предварительного напряжения принимается =1)

- f_{cd} – расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии
- v_1 - коэффициент понижения прочности бетона, зависящий от значение его характеристической прочности в возрасте 28 суток f_{ck} , который учитывает влияние наклонных трещин. Для бетонов с пределом прочности менее 60 МПа значение v_1 рассчитывается по формуле:

$$v_1 = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (7)$$

3. Результаты и обсуждения

По методикам, указанным в предыдущем разделе, был произведен расчет несущей способности образцов. Результаты представлены на диаграмме 1:

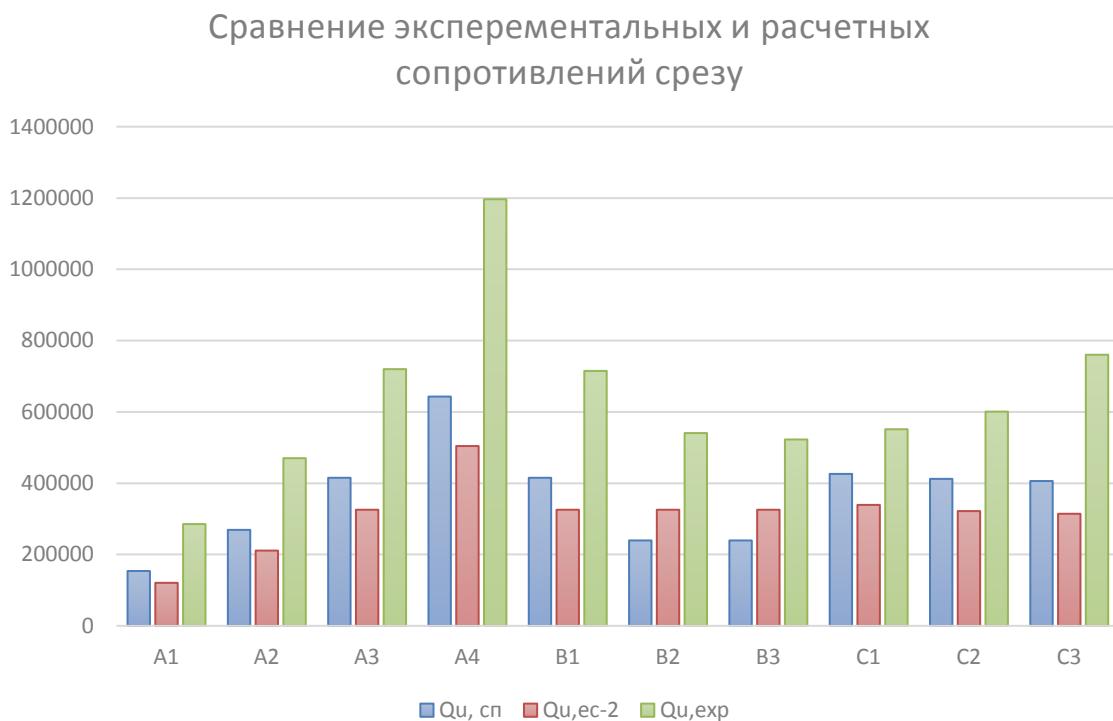


Диаграмма 1: сравнение экспериментальных и расчетных сопротивлений срезу

Расчет показал, что:

- 1) Реальная несущая способность, полученная экспериментально, в среднем в 2 раза превышает предсказанную теоретически по СП и ЕС-2.
- 2) Испытания образцов С1-С3 показали, что процент продольного армирования μ_s вносит ощутимый вклад в несущую способность по наклонному сечению, при том что в обоих расчетных моделях этот эффект не учитывается.
- 3) Для большинства образцов (А1-А4, В1, С1-С3) расчет по модели наклонных сечений предсказал большую несущую способность, в среднем на 27%, по сравнению с ферменной моделью.

Полученные результаты отчетливо иллюстрируют несовершенство обоих расчетных моделей, которое компенсируется большими коэффициентами запаса. Искусственное введение коэффициентов, повышающих несущую способность, тем не менее остается недопустимым, поскольку не имеет теоретического обоснования, и в редких случаях может повлечь к переоценке несущей способности, что недопустимо в инженерной практике.

Введение в расчет влияния продольного армирования и учет совместного действия M и Q , позволило бы более точно оценивать несущую способность сечения, как это было показано в [6,11,25]. Однако вместе с этим повышается и трудоемкость расчета и как следствие – неудобство применения на практике.

Модель наклонных сечений, используемая в России, позволяет проектировать поперечную арматуру более экономично, что согласуется с результатами, полученными другими авторами [15, 25].

4. Выводы

- 1) Обе модели, представленные в СП и ЕС-2 для расчета балок по наклонным сечениям, существенно недооценивают их несущую способность.
- 2) Модель "Наклонных сечений" введенная в СП, в большинстве случаев позволяет проектировать более экономично, что можно считать ее основным преимуществом перед ферменной моделью.
- 3) Необходимо разработать усовершенствованную модель расчета, которая была бы удобна для применения в инженерной практике и учитывала бы совместность действия изгибающего момента и поперечной силы, а также работу продольной арматуры на срез и силы зацепления между бетоном по берегам наклонных трещин.

Литература

- [1]. H. S. S. Abou El-Mal, A. S. Sherbini, H. E. M. Sallam. Location the site of diagonal tension crack initiation and path in reinforced concrete beams. Aim Shams engineering journal. 2015. No 6. pp. 17-24.
- [2]. Жарницкий В. И. Теория прочности сжатой зоны бетона над наклонной трещиной // Вестник МГСУ. 2011. №2. С. 28-32.
- [3]. Баширов Х. З., Клюева Н. В., Дородных А.А. Основные результаты экспериментальных исследований ширины раскрытия трещин железобетонных составных конструкций по наклонным сечениям // Научный вестник Воронежского ГАСУ. 2013. №2 (30). С. 18-26.
- [4]. Daniel de Lima Araujo, Fernanda Gabrielle Tiburcio Nunes, Romildo Dias Toledo Filho, Moacir Alexandre Souza de Andrade. Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams. Acta Scientiarum. 2014. Vol. 36, № 3, pp. 389-397.
- [5]. Doroфеев V. S., Karpyuk V. M., Krantovskaya E. N., Petrov N. N., Petrov A. N. Strength calculation of support areas in reinforced concrete beam structures. Vestnik MGSU. 2013. No 12. pp. 55-67.
- [6]. Филатов В. Б., Блинкова В. Е. Расчетная модель наклонного сечения железобетонной балки с учетом сил зацепления в наклонной трещине // Промышленное и гражданское строительство. 2014. №3. С. 39-42.
- [7]. Mohamed Zakaria, Tamon Ueda, Zhimin Wu, Lian Meng. Experimental Investigation on Shear Cracking Behavior in Reinforced Concrete Beams with Shear Reinforcement. Journal of Advanced Concrete Technology. 2009. Vol. 7, No 1. pp. 79-96.
- [8]. СП 63.13330.2012 - Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. 2012. С. 152
- [9]. Абдуллаев А. Р. Экспериментальные исследования прочности стенки двутавровых железобетонных балок при действии равномерно-распределенной нагрузки // Технические науки - от теории к практике. 2016. № 55. С. 129-134.
- [10]. Снежкина О. В., Егинов Э. В., Ладин Р. А. Оценка влияния вертикальных хомутов на прочность железобетонных балок при действии поперечных сил // Строительные конструкции, здания и сооружения. 2014. №3. С. 57-61.
- [11]. Филатов В. Б. Влияние продольного армирования на прочность железобетонных балок при действии поперечных сил // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре.

References

- [1]. H. S. S. Abou El-Mal, A. S. Sherbini, H. E. M. Sallam. Location the site of diagonal tension crack initiation and path in reinforced concrete beams. Aim Shams engineering journal. 2015. No 6. pp. 17-24.
- [2]. Zharnickij V. I. Vestnik MGSU. 2011. No 2. Pp. 28-32. (rus)
- [3]. Bashirov H. Z., Kljueva N. V., Dorodnyh A.A. Nauchnyj vestnik Voronezhskogo GASU. 2013. No2 (30). Pp. 18-26. (rus)
- [4]. Daniel de Lima Araujo, Fernanda Gabrielle Tiburcio Nunes, Romildo Dias Toledo Filho, Moacir Alexandre Souza de Andrade. Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams. Acta Scientiarum. 2014. Vol. 36, No3. pp. 389-397.
- [5]. Doroфеев V. S., Karpyuk V. M., Krantovskaya E. N., Petrov N. N., Petrov A. N. Strength calculation of support areas in reinforced concrete beam structures. Vestnik MGSU. 2013. No12. Pp. 55-67.
- [6]. Filatov V. B., Blinkova V. E. Raschetnaja Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. 2014. No 3. Pp. 39-42. (rus)
- [7]. Mohamed Zakaria, Tamon Ueda, Zhimin Wu, Lian Meng. Experimental Investigation on Shear Cracking Behavior in Reinforced Concrete Beams with Shear Reinforcement. Journal of Advanced Concrete Technology. 2009. Vol. 7, No 1. pp. 79-96.
- [8]. SP 63.13330.2012 - Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii. Osnovnye polozhenija. 2012. p. 152 (rus)
- [9]. Abdullaev A. R. Tehnicheskie nauki - ot teorii k praktike. 2016. No 55. Pp. 129-134. (rus)
- [10]. Snezhkina O. V., Eginov Je. V., Ladin R. A. Stroitel'nye konstrukcii, zdaniya i sooruzhenija. 2014. No 3. Pp. 57-61. (rus)
- [11]. Filatov V. B. Stroitel'stvo sbornik statej. Samara. Izdatel'stvo SGASU, 2015. Pp. 107-110. (rus)
- [12]. Kljueva N. V., Chernov K. M. Izvestija Jugozapadnogo gosudarstvennogo universiteta. 2015. No 5 (62). Pp. 31-35. (rus)
- [13]. Choi, Y. W., Lee, H. K., Chu, S. B., Cheong, S. H., Jung, W. Y. shear behavior and performance of deep beams made with self-compacting concrete. International journal of concrete structures and materials. 2012. Vol. 6, No2. pp. 65-78.
- [14]. Kim H., Kim M. S., Ko M. J., Lee Y. H. Shear Behavior of Concrete Beams Reinforced with GFRP Shear Reinforcement. International journal of polymer science. 2015. Vol. 10, No5. pp. 132-155.
- [15]. Kolmogorov A. G., Plevkov V. S. Raschet zhelezobetonnyh konstrukcij po rossijskim i zarubezhnym normam [Calculation of reinforced concrete structures using Russian and foreign building

- Строительство сборник статей. Самара. Издательство СГАСУ, 2015. С. 107-110.
- [12].Клюева Н. В., Чернов К. М. Результаты сопоставительного анализа исследований железобетонных составных конструкций с наклонными трещинами // Известия Юго-Западного государственного университета. 2015. №5 (62). С. 31-35.
- [13].Choi, Y. W., Lee, H. K., Chu, S. B., Cheong, S. H., Jung, W. Y. shear behavior and performance of deep beams made with self-compacting concrete. International journal of concrete structures and materials. 2012. Vol. 6, No 2. pp. 65-78.
- [14].Kim H., Kim M. S., Ko M. J., Lee Y. H. Shear Behavior of Concrete Beams Reinforced with GFRP Shear Reinforcement. International journal of polymer science. 2015. Vol. 10, No5. pp. 132-155.
- [15].Колмогоров А. Г., Плевков В. С. Расчет железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам. Изд-во Печатная мануфактура, 2009. С. 87-98.
- [16].Ahmed K. El-Sayed. Strut and tie modeling for RC short beams with corroded stirrups. Latin American journal of solid and structures. 2014. No 11. pp. 2255-2270.
- [17].Panjehpour, Mohammad; Chai, Hwa Kian; Voo, Yen Lei. Strut deformation in CFRP-strengthened reinforced concrete deep beams. The scientific world journal. 2014. Vol. 9, No7. pp. 251-258.
- [18].Panjehpour, Mohammad; Chai, Hwa Kian; Voo, Yen Lei. Refinement of strut-and-tie model for reinforced concrete deep beams. Plos one. 2015. Vol. 10, No6. pp. 211-225.
- [19].Ahmed K. El-Sayed, Ahmed B. Shuraim. Experimental verification of resistance-demand approach for shear of HSC beams. International journal of concrete structures and materials. 2016. Vol. 10, No4. pp. 513-525.
- [20].Woo-Young Lim, Sung-Gul Hong. Shear tests of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) beams with shear reinforcement. International journal of concrete structures and materials. 2016. Vol. 10, No 2. pp. 177-188.
- [21].Биби Э. В., Нааянан Р. С. Руководство для проектировщиков к еврокоду 2: проектирование железобетонных конструкций. Изд-во МГСУ, 2013. С. 115-118.
- [22].Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. 1992. 225p.
- [23].Алмазов В.О. Проектирование железобетонных конструкций по Еврокодам. Изд-во АСВ, 2007. С. 92-101
- [24].Алмазов В.О. Гармонизация строительных норм: необходимость и возможности // Вестник МГСУ. 2011. С.84.
- [25].Плевков В.С., Малиновский А.П., Балдин И.В. Оценка прочности и трещиностойкости железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам // Вестник ТГАСУ. 2013. С. 144.
- [26].Дородных А.А. Методика экспериментальных исследований прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных составных конструкций по наклонным сечениям // Научный вестник Воронежского ГАСУ. 2013. №2 (30). 2013. №2. С. 18-27.
- regulations]. Tomsk: Pechatnaja manufaktura, 2009. 495 p. (rus)
- [16].Ahmed K. El-Sayed. Strut and tie modeling for RC short beams with corroded stirrups. Latin American journal of solid and structures. 2014. No 11. pp. 2255-2270.
- [17].Panjehpour, Mohammad; Chai, Hwa Kian; Voo, Yen Lei. Strut deformation in CFRP-strengthened reinforced concrete deep beams. The scientific world journal. 2014. Vol. 9, No7. pp. 251-258.
- [18].Panjehpour, Mohammad; Chai, Hwa Kian; Voo, Yen Lei. Refinement of strut-and-tie model for reinforced concrete deep beams. Plos one. 2015. Vol. 10, No6. pp. 211-225.
- [19].Ahmed K. El-Sayed, Ahmed B. Shuraim. Experimental verification of resistance-demand approach for shear of HSC beams. International journal of concrete structures and materials. 2016. Vol. 10, No4. pp. 513-525.
- [20].Woo-Young Lim, Sung-Gul Hong. Shear tests of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) beams with shear reinforcement. International journal of concrete structures and materials. 2016. Vol. 10, No2. pp. 177-188.
- [21].Bibi Je. V., Narajanan R. S. Rukovodstvo dlja proektirovshhikov k evrokodu 2: proektirovanie zhelezobetonnyh konstrukcij [Designer guide for EC-2: design of reinforced concrete structures] Moscow: Izdatel'stvo MGSU, 2013. 291 p. (rus)
- [22].Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels. 1992. 225p.
- [23].Almazov V.O. Proektirovanie zhelezobetonnyh konstrukcij po Evrokodam [Reinforced concrete structures design with Eurocodes]. Izd-vo ASV, 2007.Pp. 92-101. (rus)
- [24].Almazov V.O. Vestnik MGSU. 2011. p.84. (rus)
- [25].Plevkov V.S., Malinovskij A.P., Baldin I.V. Vestnik TGASU. 2013. p. 144. (rus)
- [26].Dorodnyh A.A. Nauchnyj vestnik Voronezhskogo GASU. 2013. №2 (30). 2013. №2. Pp. 18-27. (rus)
- [27].Mitasov V.A., Adishchev V.V., Pischkurova N.S., Lagunova M.A. Sbornik dokladov nauchno-metodicheskoy konferencii. Moskva. izdatel'stvo MGASU, 2012. Pp. 269-276. (rus)
- [28].Bondarenko V. M. Inzhenernye metody nelinejnoj teorii zhelezobetona [Engineering methods of nonlinear theory of reinforced concrete]. Stroizdat, 1982. Pp. 287. (rus)
- [29].Bilashova T.P. Volgodinskoe chtenie. 2012. №80. Pp. 94-96(rus)
- [30].Pugachev S.S. Stroitel'stvo. 09.2014. Pp. 29-42. (rus)

- [27]. Митасов В.А., Адищев В.В., Писчкурова Н.С.,
Лагунова М.А. Трецинообразование в
железобетонных конструкциях //
Железобетонные конструкции: исследования,
проектирование, методика преподавания.
Сборник докладов научно-методической
конференции. Москва. Издательство МГАСУ,
2012. С. 269-276.
- [28]. Бондаренко В. М. Инженерные методы
нелинейной теории железобетона. М.:
Стройиздат, 1982. С. 287.
- [29]. Билашова Т.П. Проблемы гармонизации
национальных норм и еврокодов в странах ЕС //
Волгодинское чтение. 2012. №80. С. 94-96
- [30]. Пугачев С.С. Еврокоды в строительстве: как
решить проблемы внедрения // Строительство.
09.2014. С. 29-42.

*Назаров, М. А., Кицаев, М. Ю., Зимин, С. С.,
Методики расчета несущей способности по
наклонным сечениям // Alfabuild. 2019. № 5 (12).
С. 44-52.*

*Nazarov, Mikhail, Kitsaev, Maxim, Zimin, Sergej,
Approaches to reinforced concrete beams shear
performance. Alfabuild. 2019. 5 (12). Pp. 44-52. (rus)*

Approaches to reinforced concrete beams shear performance

Mikhail Nazarov¹, Maxim Kitsaev², Sergej Zimin³.

¹⁻³ Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, 29 Politehnicheskaya St., St. Petersburg, 195251, Russia

Article info

review article

Abstract

Practice shows that cracks are frequently formed beside reinforced concrete beam supports, and can be the cause of destruction on inclined sections. Cracks formation connected with principal tensile stresses. At the moment, acceptable in engineering practice methodology for inclined cracks analysis haven't been found. That is why different simplified approaches were introduced. This research was aimed to look through Russian and European construction regulations and find out, which method could be considered as more usable and completed. Calculations showed that both methodologies significantly underestimate load-carrying ability, but Russian approach allows to design more economic shear reinforcement. The same result was declared by other authors.

Keywords:

Building construction, reinforced concrete structures, transverse force, diagonal crack, load-carrying ability, methodology for structural analysis, construction regulations

1 Corresponding author
 1. +79119127004, mikenazarow@yandex.ru (Nazarov Mikhail, undergraduate)
 2. +79817819014, mr.kitsaev@mail.ru (Kitsaev Maxim, undergraduate)
 3. +7(921)3477701, zimin_sergei@mail.ru (Zimin Sergej, undergraduate)

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

УДК 624.07

Г.А. Смоляго, д-р техн. наук, профессор, БГТУ им. В.Г. Шухова (Россия, 308012, Белгород, ул. Костюкова, 46) (e-mail: tpk-psv@yandex.ru)

Н.В. Фролов, аспирант, БГТУ им. В.Г. Шухова (Россия, 308012, Белгород, ул. Костюкова, 46) (e-mail: frolov_pgs@mail.ru)

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕМЫЧЕК НАРУЖНЫХ НЕСУЩИХ СТЕН ОБЩЕСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

До сих пор в строительных нормативных документах отсутствует методика оценки остаточного ресурса железобетонных конструкций. Объясняется это тем, что разработанные методики не позволяют в полной мере комплексно учитывать многие факторы, связанные с длительной эксплуатацией конструктивных элементов: происходит изменение нагрузок как по величине, так и по режиму и направленности действия, возможны не предусмотренные проектом технологические воздействия, проявляются и накапливаются коррозионные повреждения, изменяются первоначальные деформативно-прочностные свойства бетона и арматуры. При решении данной проблемы отмечается важность результатов натурных обследований и испытаний конструкций, работа которых под нагрузкой осуществлялась в условиях реальной окружающей среды. Разработка, апробация и включение в нормативные документы комплексных инженерных методов прогнозирования и методик расчетной оценки остаточного ресурса железобетонных конструкций является актуальной научной задачей, стоящей перед исследователями в области строительства. Создание современной практической методики позволит повысить конструктивную безопасность при длительной эксплуатации объектов инфраструктуры, и даст возможность более эффективно управлять капиталовложениями на рынке недвижимости. В данной статье представлены обобщенные результаты экспериментальных исследований сборных железобетонных перемычек наружных несущих стен общественного здания. Описан характер деформирования образцов вплоть до разрушения при контрольных испытаниях на статический изгиб. Приведены обнаруженные дефекты изготовления и накопленные за время эксплуатации коррозионные повреждения материалов, указана степень их влияния на работу конструкций. Отмечено, что при производстве железобетонных конструкций необходимо повышать уровень контроля качества изготовления арматурных каркасов и обеспечивать их проектное положение при бетонировании.

Ключевые слова: железобетонная перемычка; экспериментальное исследование; остаточный ресурс; испытание на изгиб; разрушение.

DOI: 10.21869/2223-1560-2018-22-5-47-57

Ссылка для цитирования: Смоляго Г.А., Фролов Н.В. Экспериментальные исследования конструкций сборных железобетонных перемычек наружных несущих стен общественного здания // Известия Юго-Западного государственного университета. 2018. Т. 22, № 5(80). С. 47-57.

Введение

На сегодняшний день в практике строительства отсутствует единый стандартный подход к оценке остаточного ресурса железобетонных конструкций. Разработанные до этого методики при расчетах приводят к многофакторной неопределенности, поскольку не позволяют в

полном мере совместно учесть свойства материалов, особенности и дефекты конструкций, их напряженно-деформированное состояние, а также воздействие окружающей среды [1-3].

При длительной эксплуатации происходит изменение нагрузок как по величине, так и по режиму и направленности действия, возможны не предусмотренные

проектом технологические воздействия, проявляются и накапливаются коррозионные повреждения, изменяются первоначальные свойства бетона и арматуры. Кроме того, в отдельных случаях силовые и коррозионные повреждения связей и соединений проводят к изменению расчетно-статических схем сооружений [4].

Разработка, апробация и включение в нормативные документы комплексных инженерных методов прогнозирования и методик расчетной оценки остаточного ресурса железобетонных конструкций является актуальной научной задачей, стоящей перед исследователями в области строительства, поскольку значительная часть зданий и сооружений из железобетона возведена еще 60-80 лет назад и находится в изношенном состоянии. Как справедливо отмечено в работах [5, 6], создание современной практической методики позволит повысить конструктивную безопасность при длительной эксплуатации объектов инфраструктуры, и даст возможность более эффективно управлять капиталовложениями на рынке недвижимости.

По мнению авторов, в научных исследованиях по разработке методики расчета остаточного ресурса определяющую роль должны играть результаты натурных обследований и испытаний конструкций, работа которых под нагрузкой осуществляется в реальных условиях внешней и внутренней среды. В связи с этим, в программу диссертационных исследований [2], были включены контрольные испытания нагружением до разрушения нескольких серий изгибаемых элементов, полученных в ходе ликвидаций зданий различного функционального назначения Белгородской области. В частности, в данной статье приводятся сводный отчет по экспериментальным

исследованиям конструкций железобетонных перемычек общественного здания.

Основная часть

Исследуемые железобетонные перемычки являлись сборными конструктивными элементами наружных несущих стен 4-этажного здания родильного дома, расположенного в Восточном административном округе города Белгород по ул. Некрасова, д. 28. По архивным записям выявлено, что на постоянной основе в качестве медицинского учреждения здание использовалось с 1984 г., а до этого как общественное. Период возведения относится к 60-м годам XX века.

По степени воздействия на конструкции среда помещений рассматриваемого здания определена как неагрессивная с нормальной относительной влажностью воздуха.

Конструктивная система здания – стеновая, с продольными и поперечными несущими стенами из кирпича. Перекрытия были выполнены из сборных многопустотных железобетонных плит.

Решение о сносе здания и возведении на его месте многоквартирного жилого дома было принято в 2015 г. Демонтаж конструкций производился в 2015-2016 гг. в щадящем режиме, ввиду развитой вокруг жилой застройки. Поэтому, после демонтажа все перемычки имели хорошую целостность.

По маркировочным надписям на торцовых поверхностях перемычек установлено, что они были изготовлены в 1966 г. по ГОСТ 948-58 типа БУ (несущие нагрузку от собственного веса, от кладки над ними, от междуэтажных перекрытий и других элементов здания). Таким образом, на момент испытаний возраст железобетонных перемычек составил 52 года.

Общее количество образцов перемычек, отобранных для исследований, составило 7 штук (рис 1, а), поделенных в зависимости от длины 1 на 3 серии: 1-я серия – 3 образца длиною 1800 мм; 2-я серия – 3 образца длиною 1600 мм; 3-я серия – 1 образец длиною 1400 мм. Проектные размеры поперечных сечений всех образцов 120x220 мм (b×h). Проектная прочность бетона на сжатие соответствует классу В12,5.

В процессе подготовки к испытаниям поверхности перемычек были очищены, осмотрены, а затем покрыты известковым раствором для лучшей визуализации раскрытия и развития трещин; замерены фактические размеры поперечных сечений образцов; с помощью склерометра «ОНИКС-2.3» неразрушающим методом определена фактическая прочность бетона на сжатие и его соответствующий класс. Стоит отметить, разброс значений поверхностной прочности находился в узком диапазоне измерений (\pm ступень класса), что свидетельствует об однородности бетонной матрицы конструкций.

Внешний визуальный и инструментальный осмотр очищенных от слоев штукатурки, пыли и грязи образцов позволил зафиксировать: искривление поверхностей и ребер до 5 мм на всю длину перемычек; местные наплывы и неровности бетона высотой до 10 мм; сколы ребер шириной до 15 мм, длиной до 40 мм; раковины диаметром до 10 мм и глубиной до 5 мм в количестве не более 3 шт. на 1 пог. м. Остаточный прогиб у всех перемычек составил до 1,0 мм. Остаточные трещины в середине пролета не обнаружены либо находились в закрытом состоянии.

Армирование перемычек произведено плоскими сварными каркасами, изготовленными из горячекатаной стали по ГОСТ 5781-61. Продольная растянутая

арматура класса АIII (А400). Продольная сжатая и поперечная арматура класса AI (А240). Шаг поперечных стержней в средних четвертях пролета 200 мм, в крайних 100 мм.

Данные по принятой маркировке образцов и подробная информация об армировании и размерах сечений приведены в таблице 1.

Для получения наибольшего объема информации железобетонные перемычки были испытаны кратковременной нагрузкой на статический изгиб вплоть до разрушения в соответствии с основными положениями ГОСТ 8829. Хотя в последнее время находят применение и другие методы испытаний изгибаляемых элементов [7, 8].

Схема опирания и нагружения образцов при испытаниях – однопролетная балка, свободно опертая по двум сторонам (расстояние между осями опор 10) и симметрично нагруженная двумя сосредоточенными силами с образованием в пролете зоны чистого изгиба длиною 250-300 мм.

Нагружение образцов осуществлялось ступенчато (до 10-15% от разрушающей нагрузки) с выдержкой на каждом этапе по 10-15 минут при помощи испытательной гидромеханической установки, показанной на рис. 1, б. Прогиб в середине пролета фиксировался прогибомером 6-ПАО-0,01, на опорах индикаторами часового типа ИЧ-10. Относительные деформации сжатого и растянутого бетона в зоне чистого изгиба определялись с использованием многооборотных индикаторных головок МИГ-1 на базе 200 мм, закрепленных по обеим сторонам перемычек. Ширина раскрытия трещин изменилась микроскопом МПБ-2, высота их развития – металлической линейкой. Результаты испытаний всех образцов железобетонных перемычек на изгиб после аналитической обработки сведены в таблицу 2.

Таблица 1

Информация по исследуемым образцам перемычек

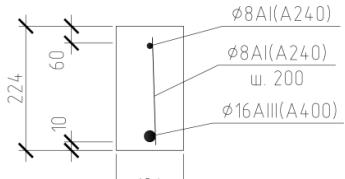
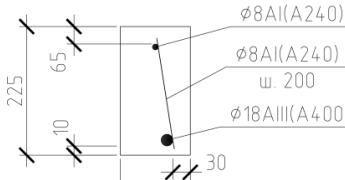
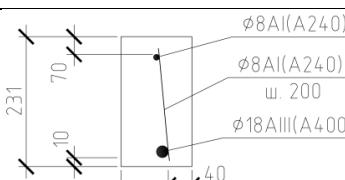
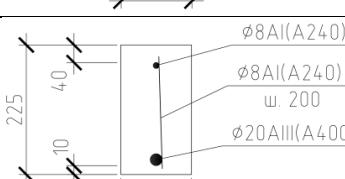
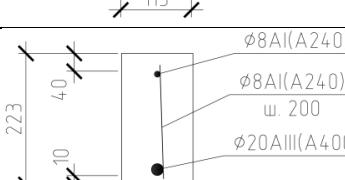
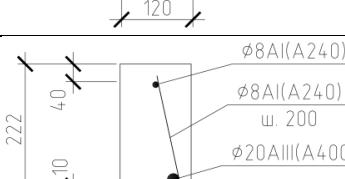
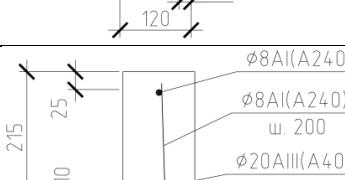
№ серии образцов перемычек / Марка по ГОСТ 948-58	Маркировка образца при испытаниях	Поперечное сечение образца	Фактический класс бетона по прочности на сжатие в середине пролета
1 / БУ 18	ПБ-1,8-1		B20
	ПБ-1,8-2		B20
	ПБ-1,8-3		B20
2 / БУ 16	ПБ-1,6-1		B15
	ПБ-1,6-2		B15
	ПБ-1,6-3		B15
3 / БУ 14	ПБ-1,4-1		B15



Рис. 1. Исследуемые перемычки (а) и общий вид их испытаний (б)

Таблица 2

Основные результаты исследований железобетонных перемычек

Исследуемый параметр	1 серия образцов перемычек			2 серия образцов перемычек			3 серия образцов перемычек
	ПБ-1,8-1	ПБ-1,8-2	ПБ-1,8-3	ПБ-1,6-1	ПБ-1,6-2	ПБ-1,6-3	ПБ-1,4-1
Разрушающая нагрузка $P_{разр}$, кН	56,25	73,75	76,88	97,50	93,75	55,63	81,25
Контрольная разрушающая нагрузка $P_{конпр}$ по ГОСТ 948-58, кН		84,60			71,40		45,10
Изгиб. момент при разрушении M_{max} , кН·м	16,88	22,13	23,06	25,83	24,84	14,74	19,29
Расчетный изгиб. момент $M_{расч}$ по ГОСТ 948-58, кН·м		12,10			9,80		5,30
Расчетная попечерчная $Q_{расч}$ сила по ГОСТ 948-58, кН		33,00			27,00		19,00
Трещиностойкость M_{crc} , кН·м	3,56	3,75	3,91	4,31	3,41	2,75	4,14
Изгиб. момент при ширине раскрытия трещины $a_{crc}=0,3\text{мм}$, кН·м	15,94	18,94	19,68	22,19	21,20	9,44	18,70
Прогиб при разрушении f_{ult} , мм	11,12	10,04	10,62	8,45	8,65	7,59	7,58
Прогиб при $0,7 \cdot M_{max}$, мм	4,98	4,67	4,74	3,75	3,55	3,84	2,57
Высота развития нормальных трещин, мм	130-160	130-160	140-150	140-170	120-160	150-180	120-150
Кол-во трещин в пролете, шт.	10	10	9	10	8	8	6
Расстояние между трещинами, мм	50-170	60-170	90-180	70-150	80-160	70-160	40-120

Характер трещинообразования и разрушения образцов перемычек показан на рис. 2.

В ходе испытаний установлено, что у железобетонных перемычек в растянутой зоне первые нормальные трещины появлялись при нагрузках равных 13,7-21,4%

от разрушающей, наклонные при нагрузках 45,7 – 61,2 % от разрушающей. При дальнейшем нагружении все образцы 1-й и 3-й серий разрушились по нормальному сечению, при этом наблюдался выкол бетона сжатой зоны (разрушение по бетону).



Рис. 2. Характер трещинообразования и разрушения образцов перемычек (масштаб изменен)

Образцы 2-й серии разрушились по наклонным сечениям, что также происходило в схожих исследованиях [9]. У всех рассматриваемых изгибаемых элементов было зафиксировано от 6 до 10

трещин на расстоянии 40-180 мм друг от друга. Значения прогибов в середине пролета при нагрузке равной разрушающей находилось в диапазоне $(1/134-1/177) l_0$.

Как видно из табл. 1 фактическая разрушающая нагрузка образцов перемычек марок ПБ-1,6-1, ПБ-1,6-2 и ПБ-1,4-1 выше (на 31,3-80,2%) соответствующего контрольного значения, регламентируемого ГОСТ 948-58; у всех остальных образцов $P_{разр}$ ниже $P_{контр}$ (на 9,1-33,5%), что может быть связано с выявленными дефектами армирования: перемычки марок ПБ-1,8-2, ПБ-1,8-3 и ПБ-1,6-3 имеют смещения растянутых арматурных стержней от центральной оси поперечного сечения к боковой грани, что на высоких этапах нагружения приводило к косому изгибу образцов; у перемычки ПБ-1,8-1 номинальный диаметр растянутого стержня равен 16 мм, когда у других образцов этой серии имеет величину 18 мм.

Значение расчетного изгибающего момента по ГОСТ 948-58 во всех случаях ниже (в 1,40-3,64 раза) фактического значения изгибающего момента при разрушении перемычек (M_{max}). Аналогичная ситуация, за исключением образца ПБ-1,8-1, наблюдается со значением расчетной поперечной силы (значение поперечной силы, которую воспринимает образец при принятой схеме приложения нагрузок равно $0,5 P_{разр}$). При этом, если сравнивать значение расчетного изгибающего момента со значением изгибающего момента, возникающего при предельно допустимой ширине продолжительного раскрытия трещин равной 0,3 мм, у всех образцов, за исключением ПБ-1,6-3, есть запас прочности (24,1-71,6 %).

Прогибы от действия изгибающего момента равного $0,7 M_{max}$ для всех образцов не превышают предельно допустимых значений ($l_0/150$).

После испытаний железобетонных перемычек на статический изгиб до разрушения, были дополнительно исследо-

ваны бетон и стержни растянутой арматуры.

Индикаторным методом с применением 1%-го раствора фенолфталеина определена величина водородного показателя pH бетона. Установлено, что наименьшей щелочной средой обладают наружные слои бетона, особенно на границах контакта с растянутой арматурой, где $pH \approx 10$, что свидетельствует о частичной нейтрализации защитного слоя углекислым газом CO_2 по причине длительной эксплуатации перемычек на границе сред помещений и наружной атмосферы [10]. Величина защитного слоя растянутой арматуры у всех образцов равна 10 мм, вместо проектного значения 20 мм.

Продольные арматурные стержни нижней зоны перемычек были извлечены из бетона, обследованы и испытаны на осевое растяжение до разрыва на специализированной машине WEW-600D (рис. 3). Зафиксированы локальные коррозионные повреждения арматурной стали глубиной до 0,4 мм на силовом стержне и до 0,6 мм на ребрах и выступах. По ГОСТ 5781-61 для класса арматурной стали АIII (A400) устанавливаются следующие механические характеристики: предел текучести 400 МПа, временное сопротивление разрыву 600 МПа, а относительное удлинение при этом составляет 14%. Фактические диаграммы деформирования представлены на рис. 4. Как видно, у растянутых арматурных стержней перемычек 1-й и 3-й серий отсутствует площадка текучести, что, скорее всего, в большей степени связано с охрупчиванием стали при сварке арматурных каркасов, нежели со старением в результате длительной эксплуатации. Это же могло приводить к серьезному уменьшению величины отно-

сительного удлинения при разрыве. По прочностным показателям арматурные стержни всех перемычек, за исключением

ПБ-1,4-1, удовлетворяют стандартным требованиям.



Рис. 3. Процессы извлечения и испытания арматурных стержней на осевое растяжение

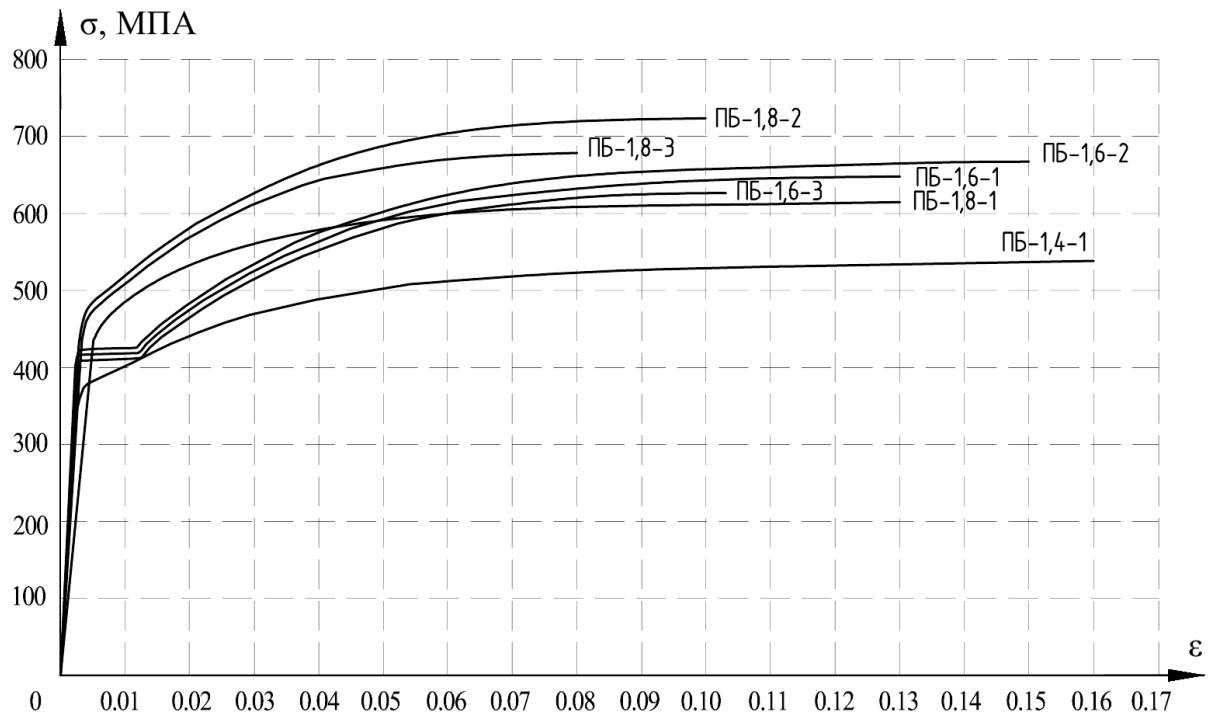


Рис. 4. Диаграммы деформирования стержней растянутой арматуры

Выводы и заключения

Дефекты изготовления железобетонных перемычек в заводских условиях в виде непроектного положения стержней растянутой арматуры и уменьшения ее содержания в поперечном сечении элемента приводят к снижению прочности,

трещиностойкости и жесткости конструкций [9, 11, 12].

Уменьшение защитного бетонного слоя рабочей арматуры и его дальнейшая нейтрализация в процессе длительной эксплуатации конструкций приводит к развитию коррозионных повреждений арматурной стали. Такие повреждения,

накопленные за 52 года, не оказали существенного влияния на работу под нагрузкой конструкций железобетонных перемычек наружных несущих стен общественного здания.

Список литературы

1. Селяев В.П., Бондаренко В.М., Селяев П.В. Прогнозирование ресурса железобетонных изгибающихся элементов, работающих в агрессивной среде, по первой стадии предельных состояний // Региональная архитектура и строительство. 2017. № 2 (31). С. 14-24.
2. Смоляго Г.А., Фролов Н.В. Методика и программа проведения экспериментальных исследований изгибающихся железобетонных элементов при силовом и средовом воздействии // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения. 2017. № 1. С. 135-138.
3. Пухонто Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений: (силосов, бункеров, резервуаров, водонапорных башен, подпорных стен): монография. М.: Изд-во АСВ, 2004. 424 с.
4. Гоциридзе Г.П. К оценке конструктивной безопасности эксплуатируемых конструкций из железобетона // Вестник научных конференций. 2017. № 5-4 (21). С. 33-37.
5. Петров А.В., Еремеева А.И. Техническое состояние конструкций обследуемых зданий и сооружений. Расчет остаточного ресурса // Экспертиза промышленной безопасности и диагностика опасных производственных объектов . 2015. № 6. С. 76-79.
6. Колчунов В.И. Теория и практика создания ресурсно-энергосберегающих железобетонных конструктивных систем жилых и общественных зданий массового строительства с заданным уровнем конструктивной безопасности // Бетон и железобетон - взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: в 7 т. М., 2014. С. 68-80.
7. Абашин Е.Г. Экспериментальные исследования железобетонных перемычек типа 2ПБ26-4 вибрационными методами // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2016. № 5. С. 53-57.
8. Колчунов В.И., Калашникова О.В. Контроль жесткости конструкций балочного типа, изготовленных из физически нелинейного материала // Строительство и реконструкция. 2013. № 6 (50). С. 21-27.
9. Жильцов Ю.В. Результаты испытаний перемычек загруженных двумя сосредоточенными силами // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительство: сборник статей / под ред. М.И. Бальзанникова, К.С. Галицкова, В.П. Попова; Самарский государственный архитектурно-строительный университет. Самара, 2015. С. 121-125.
10. Мигунов В.Н., Овчинников И.Г. Теоретические и экспериментальные исследования влияния трещин в защитном слое бетона на физико-технические характеристики изгибающихся, центрально-сжатых и внецентренно-сжатых обычных железобетонных элементов // Дороги и мосты. 2011. № 25. С. 181.
11. Тамразян А.Г., Орлова М.А. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибающихся элементов с трещинами // Современные проблемы

расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия / под ред. А.Г. Тамразяна, Д.Г. Копаницы. М., 2016. С. 507-514.

12. Тамразян А.Г., Орлова М.А. К остаточной несущей способности железобетонных балок с трещинами // Жилищное строительство. 2015. № 6. С. 32-34.

Поступила в редакцию 20.08.18

UDC 624.07

G.A. Smolyago, Doctor of Engineering Sciences, Professor, BSTU named after V.G. Shukhov (Russia, 308012, Belgorod, Kostyukova Str., 46) (e-mail: tpk-psv@yandex.ru)

N.V. Frolov, Post-Graduate Student, BSTU named after V.G. Shukhov (Russia, 308012, Belgorod, Kostyukova Str., 46) (e-mail: frolov_pgs@mail.ru)

EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF REINFORCED CONCRETE BEAMS OF CIVIL BUILDING EXTERNAL WALLS

The relevant building codes don't contain methods of calculation of remaining life of reinforced concrete structures. The explanation is that developed methods don't allow to consider many factors concerned with durable exploitation of structural elements: changing loads occurs both in amount and mode and direction of the influence, technological impacts not foreseen by the project are possible, corrosive damages occur and accumulate, the initial deformation-strength properties of concrete and reinforcement are changed. To solve this problem it's important to test the structures, that suffered from real environment conditions. Development, approbation and inclusion of complex engineering methods of forecasting and methods of estimation of the residual life of reinforced concrete structures in normative documents is an actual scientific task facing the researchers in the field of construction. The creation of a modern practical methodology will increase constructive safety in the long-term operation of infrastructure facilities, and will provide an opportunity to more effective manage capital investments in the real estate market. The results of the experimental investigations of reinforced concrete beams of civil building external walls are given in the article. The deformation mode of the specimens until their rupture is described. Manufacturing defects, exploitation corrosion damages and their influence on stress-strain condition of structures are presented. It is noted that in the manufacture of reinforced concrete structures it is necessary to increase the level of quality control of the manufacture of reinforcing frames and to ensure their project position when concreting.

Key words: reinforced concrete beam; experiment; remaining life; bending test; rupture.

DOI: 10.21869/2223-1560-2018-22-5-47-57

For citation: Smolyago G.A., Frolov N.V. Experimental Investigations of Reinforced Concrete Beams of Civil Building External Walls. Proceedings of the Southwest State University, 2018, vol. 22, no. 5(80), pp. 47-57 (in Russ.).

Reference

1. Selyayev V.P., Bondarenko V.M., Selyayev P.V. Prognozirovaniye resursa zhelezobetonnykh izgibayemykh elementov, rabotayushchikh v agressivnoy srede, po

1. pervoy stadii predel'nykh sostoyaniy. *Regional'naya arkhitektura i stroitel'stvo*, 2017, no. 2 (31), pp. 14-24.
2. Smolyago G.A., Frolov N.V. Metodika i programma provedeniya eksperimental'nykh issledovaniy izgibayemykh

zhelezobetonnykh elementov pri silovom i sredovom vozdeystvii. *Bezopasnost' stroitel'nogo fonda Rossii. Problemy i resheniya*, 2017, no. 1, pp. 135-138.

3. Pukhonto L.M. Dolgovechnost' zhelezobetonnykh konstruktsiy inzhenernykh sooruzheniy: (silosov, bunkerov, rezervuarov, vodonapornykh bashen, podpornykh sten). Moscow, ASV Publ., 2004, 424 p.

4. Gotsiridze G.P. K otsenke konstruktivnoy bezopasnosti ekspluatiruyemykh konstruktsiy iz zhelezobetona. *Vestnik nauchnykh konferentsiy*, 2017, no. 5-4 (21), pp. 33-37.

5. Petrov A.V., Yeremeyeva A.I. Tekhnicheskoye sostoyaniye konstruktsiy obследuyemykh zdaniy i sooruzheniy. Raschet ostatochnogo resursa. *Ekspertiza promyshlennoy bezopasnosti i diagnostika opasnykh proizvodstvennykh ob'yektorov*, 2015, no. 6, pp. 76-79.

6. Kolchunov V.I. Teoriya i praktika sozdaniya resursno-energosberegayushchikh zhelezobetonnykh konstruktivnykh sistem zhilykh i obshchestvennykh zdaniy massovogo stroitel'stva s zadannym urovnem konstruktivnoy bezopasnosti. Beton i zhelezobeton - vzglyad v budushcheye. Nauchnyye trudy III Vserossiyskoy (II Mezhdunarodnoy) konferentsii po betonu i zhelezobetonu. Moscow, 2014, pp. 68-80.

7. Abashin EG Experimental studies of reinforced concrete bridges of 2PB26-4 type by vibrating methods. *Bulletin of the Belgo-*

rod State Technological University named after. V.G. Shukhov, 2016, no. 5, pp. 53-57.

8. Kolchunov V.I., Kalashnikova O.V. Control of stiffness of beam-type structures made of physically nonlinear material. *Construction and Reconstruction*, 2013, no. 6 (50), pp. 21-27.

9. Zhil'tsov YU.V. Rezul'taty ispytaniy peremychek zagrughennykh dvumya sosredotochennymi silami. *Traditsii i innovatsii v stroitel'stve i arkhitektуре*. Stroitel'stvo. Sbornik statey, ed. by Bal'zannikov M.I., Galitskov K.S., Popov V.P. Samara, 2015, pp. 121-125.

10. Migunov V.N., Ovchinnikov I.G. Teoreticheskiye i eksperimental'nyye issledovaniya vliyaniya treshchin v zashchitnom sloye betona na fiziko-tehnicheskiye kharakteristiki izgibayemykh, tsentral'noszhatykh i vnetsentrenno-szhatykh obychnykh zhelezobetonnykh elementov. *Dorogi i mosty*, 2011, no. 25, pp. 181.

11. Tamrazyan A.G., Orlova M.A. Eksperimental'nyye issledovaniya napryazheno-deformirovannogo sostoyaniya zhelezobetonnykh izgibayemykh elementov s treshchinami. Sovremennyye problemy rascheta zhelezobetonnykh konstruktsiy, zdaniy i sooruzheniy na avariynyye vozdeystviya, ed. by Tamrazyan A.G., Kopanitsy D.G. Moscow, 2016, pp. 507-514.

12. Tamrazyan A.G., Orlova M.A. K ostatochnoy nesushchey sposobnosti zhelezobetonnykh balok s treshchinami. *Zhilishchchnoye stroitel'stvo*, 2015, no. 6, pp. 32-34.

**ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ
НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ТАВРОВЫХ БАЛОК МОСТОВ,
УСИЛЕННЫХ ВЫСОКОПРОЧНЫМИ КОМПОЗИЦИОННЫМИ
МАТЕРИАЛАМИ**

Аҳмедов Шерзод Баҳодирович

Доцент Ташкентского Государственного Университета Транспорта, PhD

Насвалиев Нозимжон Каримжон ўғли

Магистр Ташкентского Государственного Университета Транспорта

<https://doi.org/10.5281/zenodo.6527482>

Аннотация. В статье отражены результаты исследований несущей способности тавровых железобетонных балок, усиленных высокопрочными тканевыми углепластиковым волокнистым полимером в зоне действия поперечных сил. Оценка их сопротивления при срезе проводилась в зависимости от содержания продольной рабочей арматуры, отношения пролета среза к рабочей высоте сечения, интервала, количества и ориентации приклеиваемых полос усиливающего волокнистого полимера.

Ключевые слова: прочность, поперечный изгиб, углепластиковый волокнистый материал, углепластик, тавровые железобетонные балки, усиление.

**PRACTICAL RECOMMENDATIONS FOR THE CALCULATION OF THE
STRENGTH OF SLOPED SECTIONS OF BRIDGE T-BEAMS
REINFORCED WITH HIGH-STRENGTH COMPOSITE MATERIALS**

Abstract. The article reflects the results of studies of the bearing capacity of reinforced concrete tee beams reinforced with high-strength fabric carbon fiber polymer in the area of transverse forces. The evaluation of their shear resistance was carried out depending on the content of the longitudinal working reinforcement, the ratio of the shear span to the working height of the section, the spacing, the number and orientation of the bonded strips of the reinforcing fibrous

polymer.

Keywords: strength, transverse bending, carbon fiber material, carbon fiber, reinforced concrete tee beams, reinforcement.

Объемы реконструкции и усиления конструкций сооружений ежегодно неуклонно возрастают. Одной из главных задач при этом является обеспечение работоспособности железобетонных конструкций, полностью или частично сохраняемых при реконструкции сооружений. В последние годы для усиления таких конструкций широко используются тканевые композитные материалы из тонких волокон высокой прочности, работающих в составе матрицы из полимерной смолы. Такое усиление требуется для увеличения несущей способности, жесткости и сейсмостойкости железобетонных конструкций.

Применение новой технологии усиления поврежденных железобетонных балок в свою очередь требует совершенствования конструктивных решений и расчета прочности усиленных железобетонных балок. Следует отметить, что методы усиления железобетонных конструкций, разрушающихся от среза являются более сложными, чем при изгибе. Несмотря на большое количество проведенных исследований, проблема сопротивления железобетонных элементов действию среза все ещё далека от решения. Из-за большого числа и сложности факторов, влияющих на поведение железобетонных элементов при срезе, построение соответствующей объемлющей теории связано с большими трудностями. Это обстоятельство долгое время усугублялось преобладанием эмпирического подхода к решению проблемы без углубленного изучения фундаментальных механизмов и процессов, определяющих сопротивление элементов действию поперечных сил /1-3/. Анализ проведенных исследований показывает, что экспериментальные данные по распределению напряжений в железобетонных балках в стадии после образования нормальных и

наклонных трещин весьма ограничены и положены в основу эмпирического подхода при определении формы эпюор нормальных и касательных напряжений над наклонной трещиной. При этом рассматривается условие равновесия внутренних и внешних сил.

В работе приведена методика расчета наклонных сечений усиливаемых железобетонных тавровых балок внешним армированием высокопрочными композиционными материалами (ВКМ) на основе углеродных, арамидных и стеклянных волокон.

В основу расчета положены рекомендации Руководства по усилению конструкций [58], исследования, проведенные автором [46] и результаты многочисленных зарубежных экспериментальных исследований [35, 67–69].

Характеристики бетона и арматуры при отсутствии в них повреждений принимаются в соответствии со СНиП 52-101-2003 [61].

При наличии результатов обследования усиляемых конструкций назначение характеристик бетона и арматуры производят с учетом требований СП 13-102-2003 [60] и СП 52-101-2003 [59].

Системы ВКМ могут быть использованы для усиления наклонных к продольной оси сечений. Усиление достигается наклеиванием ВКМ в поперечном направлении к оси элемента или перпендикулярно потенциальным трещинам в опорном сечении.

На рис. 1. приведены основные схемы наклейки, используемые при усилении наклонных сечений. Для балок в основном используется наклейка ФАП с трех или двух сторон элемента.

Номинальная прочность наклонных сечений элемента, усиленного системой ВКМ, должна превышать требуемую прочность. В общем виде условие прочности наклонных сечений элемента, усиленного ФАП записывается так:

$$Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} + \psi_f Q_f \quad (1)$$

ψ_f – коэффициент запаса, зависящий от схемы наклейки ВКМ.

Коэффициент запаса, зависящий от схемы наклейки ВКМ для полностью обернутых элементов $\psi_f=0,95$, а для трехсторонних U-образных хомутов или приклеенных к наружной поверхности слои $\psi_f=0,85$.

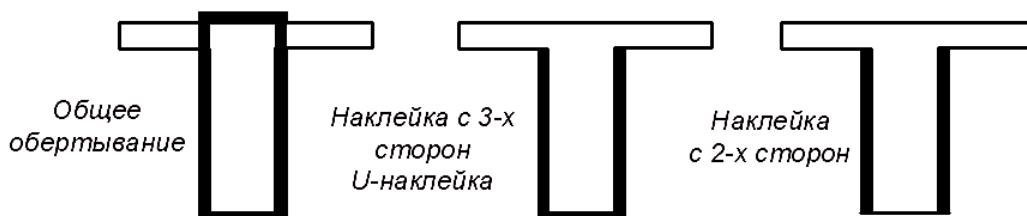


Рис. 1. Схемы наклейки ВКМ при усилении наклонных сечений

Рисунок 2. иллюстрирует параметры, которые используются для вычисления прочности наклонных сечений с учетом ВКМ. Вклад системы ВКМ в увеличение прочности на сдвиг элемента основан на работе соответствующего направления фибры по отношению к предполагаемой траектории трещины.

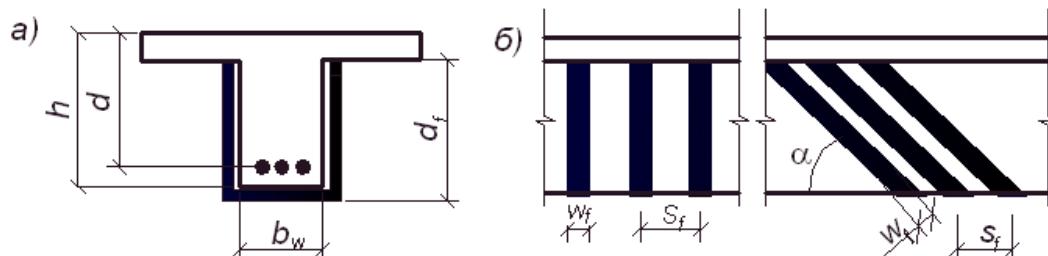


Рис. 2. Размещение хомутов из ВКМ для усиления наклонных сечений

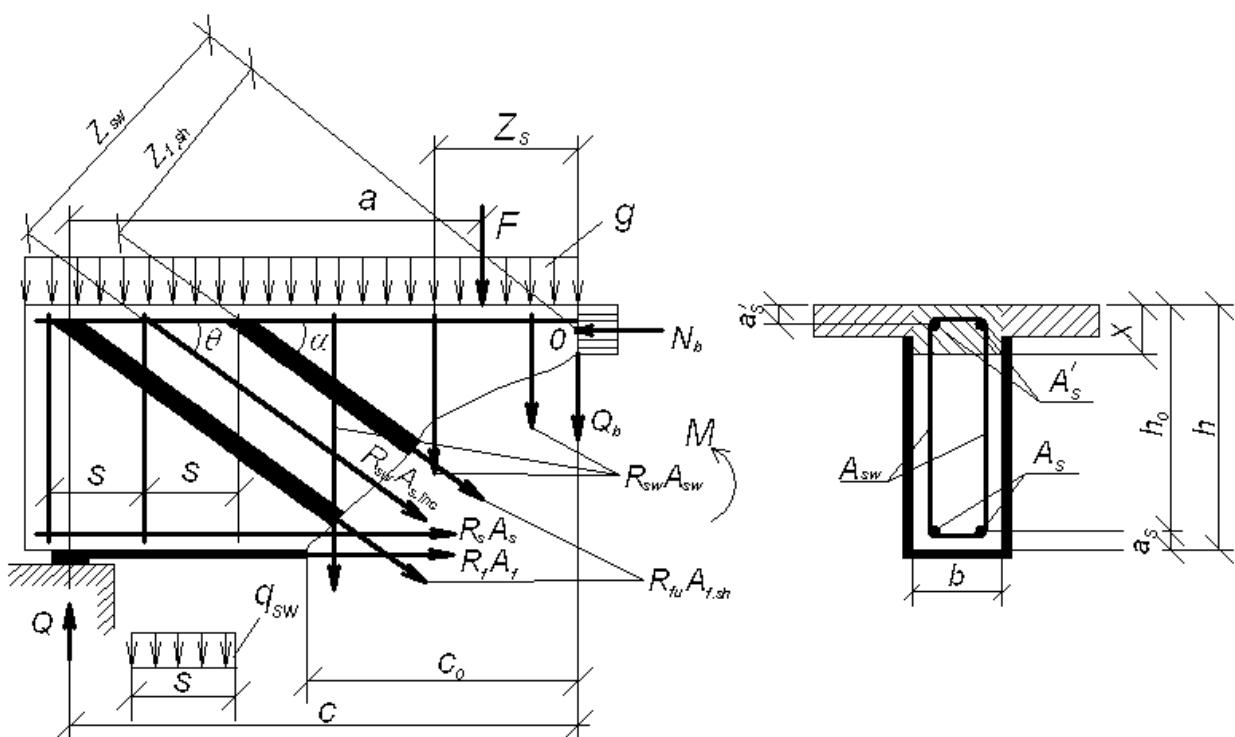


Рис. 3. Расчетная схема при расчете наклонного сечения на поперечную силу и изгибающий момент

После подбора сечения усиливающей накладки необходима проверка обеспечения несущей способности сечений:

- наклонных к продольной оси элемента на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами,
- на действие поперечной силы по наклонной трещине,
- на действие изгибающего момента по наклонной трещине.

Расчет изгибаемых железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят по выражению {6.65 [59]}:

$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0 \quad (2)$$

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил осуществляется по {п. 6.2.34 [59]} с учетом следующих дополнений.

Общее условие прочности (рис. 3):

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_{f,sh} = Q_b + \sum R_{sw} A_{sw} + \sum R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta + Q_{f,sh} \quad (3)$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении Q_b , определяется по {п. 6.67 [59]}:

$$Q_b = \frac{\Phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (4)$$

$$0,5 R_{bt} b h_0 < Q_b < 2,5 R_{bt} b h_0. \quad (5)$$

Усилие Q_{sw} , воспринимаемое поперечной стальной арматурой, нормальной к продольной оси элемента определяется по выражению {6.68 [59]}:

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c, \quad (6)$$

$$\text{где } q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w}; c \leq 2h_0.$$

Усилие Q_f , воспринимаемое хомутами из ВКМ, согласно Руководство [58] и ACI 440 [67] определяется из выражения:

$$Q_f = \frac{A_{f,sh} \sigma_{fu} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f}{s_f}, \quad (7)$$

$$\text{где } A_{f,sh} = 2 n t_f w_f. \quad (8)$$

Растягивающие напряжения в арматуре ВКМ в предельном состоянии прямо пропорциональны достигнутому уровню деформации:

$$\sigma_{fu} = \varepsilon_{fe} E_f. \quad (9)$$

В зависимости от схемы наклейки поперечных хомутов вводятся ограничения на величину деформаций ВКМ.

Для железобетонных колонн и балок, обернутых системой ФАП вкруговую, может наблюдаться потеря сцепления с бетоном при деформации в ФАП меньше предельной. Для предупреждения этого типа разрушения необходимо ограничить используемую при проектировании максимальную деформацию до 0,4%:

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq 0,75\varepsilon_{ft}. \quad (10)$$

Для системы ВКМ, не охватывающей все сечение (двух и трехсторонние хомуты) расчетная деформация вычисляется с использованием коэффициента запаса по сцеплению k_v :

$$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{ft} \leq 0,004. \quad (11)$$

Коэффициент запаса по сцеплению является функцией от прочности бетона, типа схемы наклейки и жесткости ВКМ. Этот коэффициент можно вычислить с помощью выражений (5.133) – (5.136):

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_f}{11,900 \varepsilon_{ft}} \leq 0,75. \quad (12)$$

Параметр L_f определяется из выражения (5.42):

$$L_f = \frac{23,300}{(n t_f E_f)^{0,58}}. \quad (13)$$

Коэффициенты k_1 и k_2 , учитывающие прочность бетона и тип схемы наклейки определяются из выражений:

$$k_1 = \left(\frac{R'_b}{27} \right)^{\frac{2}{3}}; \quad (14)$$

$$k_2 = \frac{d_f - L_f}{d_f} - \quad \text{для U-образных хомутов}, \quad (15)$$

$$\text{а } k_2 = \frac{d_f - 2L_f}{d_f} - \text{ для двухсторонних.}$$

Усилие Q_f , воспринимаемое хомутами из ВКМ, согласно Khalifa [68] определяется из выражения:

$$Q_f = A_f R_{fe} \frac{(\sin \beta + \cos \beta)}{s_f} d_f \quad (16)$$

где $R_{fe} = KR_{fu}$

Предложенный коэффициент снижения (K) зависит в основном от вида разрушения. Коэффициент снижения должен быть принят как наименьшее значение следующих уравнений.

$$\kappa_1 = 0,5622(\rho_f E_f)^2 - 1,2188(\rho_f E_f) + 0,778 \quad (17)$$

$$K_2 = \frac{(R'_{cu})^{2/3} w_f}{\varepsilon_{fu} d_f} [738,93 - 4,06(t_f E_f)] \times 10^{-6} \quad (18)$$

Значение w_{fe} вычислено следующим образом:

если полоса ВКМ находится в форме U-обертки без концевого анкера, то:

$$w_f = d_f - L_f \quad (19)$$

если полоса ВКМ приклеена только на боковой поверхности балки

$$w_f = d_d - 2L_f \quad (20)$$

$$\kappa_3 = \frac{0,006}{\varepsilon_{fu}} \quad (21)$$

Усилие Q_f , воспринимаемое хомутами из ФАП, согласно Triantafillou [69] определяется из выражения:

$$Q_f = \frac{0,9}{\gamma_f} \rho_f E_f \varepsilon_{fe} b_w d_f (1 + \operatorname{ctg} \beta) \sin \beta \quad (22)$$

где, γ_f – частичный запас прочности для полосы ВКМ в одноосном напряженном состоянии (принят 1,15 для полосы ВКМ).

$$\varepsilon_{fe} = 0,0119 - 0,0205(\rho_f E_f) + 0,0104(\rho_f E_f)^2 \text{ при } 0 \leq \rho_f E_f < 1 \text{ ГПа} \quad (23)$$

$$\varepsilon_{fe} = -0,00065(\rho_f E_f) + 0,00245 \text{ при } \rho_f E_f > 1 \text{ ГПа} \quad (24)$$

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов производят из условия (рис.3):

$$\begin{aligned} M &\leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc} + M_{f,sh} = \\ &= R_s A_s Z_s + \Sigma R_{sw} A_{sw} Z_{sw} + \Sigma R_{s,inc} A_{s,inc} Z_{s,inc} + \Sigma R_{f,sh} A_{f,sh} Z_{f,sh}, \end{aligned} \quad (25)$$

где: M_s, M_{sw} – определяются по {п. 6.2.35 [59]}:

$$M_s = R_s A_s Z_s, \quad (26)$$

$$M_{sw} = 0,5 Q_{sw} c, \quad (27)$$

$$M_{f,sh} = 0,5 Q_f c. \quad (28)$$

В связи с расположением хомутов из ВКМ в зоне анкеровки ВКМ продольного направления, усилия в последнем в расчетах не учитываются.

Заключение

1. Несмотря на усилия многочисленных исследователей методы

расчета прочности предварительно-напряжённых железобетонных

изгибаемых элементов по наклонным сечениям, как в отечественных нормах,

так и за рубежом остаются несовершенными.

2. Выявление и уточнение влияния перечисленных факторов даст

возможность ответить на многие нерешенные вопросы, выявить

действительную работу изгибаемых элементов по наклонным сечениям и уточнить методику расчета.

3. Выше мы показали, что на основе общей расчетной модели,

включающей уравнения равновесия моментов, продольных и поперечных

сил с привлечением условия деформирования, в принципе, можно получить

достаточно простые расчетные зависимости для оценки прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям. Однако при этом, как было показано, приходится включить в расчет приближенные, достаточно условные приемы и подходы.

4. Полученная методика позволяет оценивать прочность железобетонных элементов по бетону над наклонной трещиной на действие поперечных сил и по растянутой продольной арматуре, пересекающей наклонную трещину, на действие момента для элементов без поперечной арматуры и с поперечной арматурой.

5. При расчете железобетонных элементов на действие поперечных сил учитываются основные параметры, присутствующие в приведенных выше нормативных документах: относительная длина проекции наклонного сечения c/h_0 , относительное содержание продольной арматуры A_s/bh_0 относительная величина момента M/z . Тем самым представленная модель позволяет заменить эмпирические зависимости, присутствующие в различных нормативных документах. Что касается эмпирической зависимости, присутствующей в отечественных нормативных документах, выраженной через относительную длину проекции наклонного сечения c/h_0 , то эта модель позволяет дополнить нормативную зависимость влиянием относительного содержания продольной арматуры A_s/bh_0 и относительного момента M/z , что в целом отвечает экспериментальным данным.

6. Безусловно, рассмотренная модель требует дальнейшего развития, уточнения и корректировки. В первую очередь она должна быть приведена в соответствии с экспериментальными данными путем уточнения прочности бетона над наклонной трещиной, высоты зоны бетона над наклонной трещиной, нагельного сопротивления продольной арматуры, сил зацепления по берегам наклонной трещины. Тем не менее, эта модель, в силу своей простоты и физического содержания, является более привлекательной по сравнению с эмпирическими зависимостями, содержащимися в приведенных

выше нормативных документах. Она может также служить обоснованием или показывать необходимость корректировки тех или иных эмпирических зависимостей.

7. Рассматривая представленную модель, можно также сделать вывод о нецелесообразности усложнения методики расчета железобетонных элементов на действие поперечных сил в силу невозможности точно оценить основные усилия, действующие в наклонном сечении.

1. Применимость выражения (3) ограничена кубиковой прочностью бетона в пределах 30 – 40 МПа. В таблице приведено сравнение теоретических и экспериментальных данных испытанных образцов. Видно, что предложенное уравнение хорошо аппроксимирует экспериментальные значения и позволяет с достаточной точностью определить несущую способность при срезе образцов усиленных УПВМ.

2. Результаты испытаний показывают, что доля вклада внешнего армирования в несущую способность образца уменьшается с увеличением процента внутреннего армирования стальными стержнями (хомутами). На начальных стадиях загружения внешнее армирование сдерживало тангенциальное смещение в сечении с трещиной и её раскрытие; они были меньше по сравнению с образцами без внешнего усиления для того же уровня нагрузки. Однако в предельной стадии наблюдалось внезапное увеличение нормальных и касательных смещений по сравнению с образцами без внешнего усиления. Повышение напряжения сдвига усиленных образцов изменяется в пределах 7% – 56% по сравнению с образцами без внешнего усиления (табл.1). В целом жесткость усиленных образцов была выше чем неусиленных, что можно объяснить меньшими деформациями в стальных хомутах при том же уровне нагрузки.

3. Деформация в стальных хомутах усиленных образцов была меньше чем в неусиленных при той же нагрузке. Однако в стадии разрушения, усиленные образцы показали большие деформации, чем неусиленные

образцы. Характер зависимости « $\tau - \delta$ » усиленных и неусиленных спецобразцов примерно одинаков. Предложенное теоретическое выражение для вычисления напряжения сдвига образцов с внешним усилием может использоваться при условии достаточной корреляции с экспериментальными результатами. Для более широкого применения предложенного уравнения необходимы дальнейшие исследования.

Литература:

1. Ашрабов А.А., Раупов Ч.С. Расчетная модель прочности железобетонных балок с учетом усилий и деформаций среза. Ташкент. Проблемы механики. 2005. № 3. с.50-55.
2. J. Jayaprakash, Abdul Aziz A. A., Abang, A A., Ashrabov, A. A. (2004) External Shear Strengthening Strategies of RC Beams with Bi-Directional Carbon Fibre Reinforced Polymer Sheet. Proceedings of International Conference on Bridge and Hydraulic structures, pp 219-224.
3. А. С. ЗАЛЕСОВ, Ю. А. КЛИМОВ. ПРОЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ. КИЕВ. «БУДІВЭЛНЫК». 1989. – 105 С.
4. Proceedings of the International Conference of “Integrative Risk Mangement Towards Resilient”, Davos, 2016
5. Axmedov.Sh.B. Strength of rc elements strengthened with external fiber polymerreinforcement // International Journal of Advanced Research in Science, Enjineering and technology.- India, 2019.Vol.6, Isue 9, September 2019. 10851-10856 (ISSN: 2350-0328).
6. Ахмедов Ш.Б., Ашрабов А.А. Прочность мостовых тавровых железобетонных балок, усиленных углепластиковым внешним армированием // “ТАЙИ хабарномаси” илмий-техник журнали. Тошкент: ТАЙЛҚЭИ, 2019. №1, 40-46 б.

7. Ashrabov. A.A. To the research of the contact interactions in the cracks of the reinforced concrete elements // Proceedings of the Russian Academy of Architecture and Construction, Moscow, 2009, 89-94 c.
8. Ashrabov A.A., Ishonkhodjaev A.O., Raupov Ch.S. On shear force transfer across the cracks in RC elements reinforced with fibre polymer materials // Journal of the Academy of Sciences of Uzbekistan "Problems of mechanics", - Tashkent, -2006. -№5, p. 7-11.
9. SH.B.Axmedov., Ashrabov. A. A. On sheer force transfer across the cracks in RC elements // Журнал АН РУз «Проблемы механики», -Ташкент, - 2016. -№4, p. 25-29.
10. Ashrabov A. A., J. Jayaprakash. Rehabilitation of Pre-cracked RC Push-off Specimens with CFRP Fabrics. First International Conference on Advances in Bridge Engineering, Brunel University, 26th - 28th June 2008, West London, UK, pp. 309 – 312.
11. Millard S. G., Johnson R. P. Shear Transfer Across Cracks in Reinforced Concrete due to Aggregate Interlock and Dowel Action. Mag. Conc. Res. 36, №126, Mar. 1984, pp. 9 – 21.