

**НАЗНАЧЕНИЕ МИНИМАЛЬНОГО ПРОЦЕНТА
АРМИРОВАНИЯ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С
ПРИМЕНЕНИЕМ НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКИ СОГЛАСНО
ЕВРОПЕЙСКИХ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ**

ШАЛОБИТА Н.Н., ДЕРКАЧ Е.А., ШАЛОБИТА Т.П.
Брестский государственный технический университет
Брест, Беларусь

Современная строительная индустрия предусматривает экономию ресурсов и материалов в процессе строительства, в первую очередь за счет применения новых эффективных конструктивных решений для возводимых зданий. Одним из эффективных решений, направленных на снижение стоимости 1 м^2 полезной площади, является разработанное в БрГТУ конструктивное решение перекрытия [1, 2], имеющего в своей структуре сферические пустотообразователи из дешевого вторичного пластика и элементы несъемной опалубки из ЦСП (цементно-стружечных плит).

По результатам проведенных испытаний [3] установлено, что при расчете и проектировании предложенных конструкций, определяющим является учет работы несъемной опалубки из ЦСП совместно с бетоном конструкции и конструктивные требования, предъявляемым к ним для обеспечения требований I (ULS) и II (SLS) групп предельных состояний. При этом, одной из первоочередных задач, является назначение минимального процента для их армирования, позволяющих обеспечить требования как эксплуатационной пригодности (SLS), так и требования по несущей способности (ULS).

Известно, что сечение считается железобетонным, если количество арматуры в сечении будет установлено не ниже минимального, в противном случае разрушение элемента произойдет хрупко, мгновенно от разрыва бетона растянутой зоны. Различные нормы по проектированию железобетонных элементов предлагают назначать, рассчитанную из условий I группы предельных состояний площадь сечения арматуры, не ниже минимальной площади сечения армату-

ры, исходя из заданного в нормах минимального процента армирования в том случае, если более точный расчёт не покажет, что можно использовать меньшее количество стали для данного сечения (например, исходя из расчёта по трещинообразованию). При этом в нормативных документах различных стран имеются собственные установленные критерии к назначению минимальной площади сечения арматуры. Так в СНиП [4] и СП [5], для определения минимального процента армирования заложен принцип равнопрочности бетонного и армированного сечений элемента. Такой подход был впервые предложен для элементов из тяжёлого бетона Р. Залигором и в дальнейшем усовершенствован К.С. Завриевым, А.Ф. Лолейтом, К.В. Сахновским, В.И. Мурашёвым, М.А. Трифоновым, С.А. Беловым и др. При этом, минимальный процент армирования, не зависящий ни от каких характеристик применяемого материала, назначен в виде строго фиксированного числа.

Во многих зарубежных нормах по расчёту и проектированию железобетонных конструкций при назначении минимальной границы армирования, также заложен принцип равнопрочности бетонного и армированного сечения, но при этом в отмеченных нормах учитываются такие факторы, как вид и диаметр арматуры, класс бетона, класс арматуры, тип поперечного сечения и условия нагружения. В настоящее время базовая методика для определения минимальной площади сечения арматуры европейских норм едина. В таблице 1 приведены зависимости для определения минимального процента армирования принятые в различных нормах.

Таблица 1

Минимальные проценты армирования, установленные в различных нормах

Норма проектирования	Значение обозначений	Минимальный процент армирования	
		S400	S500
1	2	3	
DIN 1045-1 и DIN EN 1992-1-1 Eurocode 2-2004 СНБ 5.03.01-	$f_{cm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$, для $f_{ck} \leq 50$ Мпа; $f_{cm} = 2.12 \ln(1 + f_{cm}/10)$, для $f_{ck} \leq 50$ Мпа	$A_{smin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \cdot \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \\ 0.0013 \cdot b \cdot d \end{array} \right.$	
BS 8110-97	$f_y = f_{yk}$	—	

Продолжение таблицы 1

1	2	3
ACI 318-08	$f_c' = f_{ck} + 8 \text{ МПа};$ $f_y = f_{yk}$	$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \cdot \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b \cdot d \\ \frac{200}{f_y} \cdot b \cdot d \end{array} \right.$
AS 3600-01	$f_{cf}' = 0.6 \cdot \sqrt{f_c'};$ $f_c' = f_{ck} + 8 \text{ МПа};$ $f_{sv} = f_{yk}$	$A_{s,min} = 0.22 \cdot \left(\frac{D}{d}\right)^2 \cdot \frac{f_{cf}'}{f_{sv}} \cdot b \cdot d$
AS 3600-09	$f_{cf}' = 0.6 \cdot \sqrt{f_c'};$ $f_c' = f_{ck} + 8 \text{ МПа};$ $f_{sv} = f_{yk}$	$A_{s,min} = \alpha_b \cdot \left(\frac{D}{d}\right)^2 \cdot \frac{f_{cf}'}{f_y} \cdot b \cdot d$, где $\alpha_b = 20$ – коэффициент (таблица 2) [7].
CSA A23.3-04	$f_c' = f_{ck} + 8 \text{ МПа};$ $f_y = f_{yk}$	$A_{s,min} \geq 0.2 \cdot \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b \cdot h$
CP-65-99 CP-04	$f_y = f_{yk}$	–
IS 456-2000	$f_c' = f_{ck} + 8 \text{ МПа};$ $f_y = f_{yk}$	$A_{s,min} \geq \frac{0.85}{f_y} \cdot b \cdot d$
NZS 3101-06	$f_c' = f_{ck} + 8 \text{ МПа};$ $f_y = f_{yk}$	$A_{s,min} \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} \cdot b \cdot d;$ $A_{s,min} \geq 1.4 \cdot \frac{b \cdot d}{f_y}$

Основное уравнение условия, для определения минимальной площади сечения арматуры согласно [6] записывается для элемента подверженного центральному растяжению, а далее интерпретируется для других видов напряжённого состояния путем применения различных коэффициентов, полученных чаще всего экспериментальным путем (таблицы 2 и 3):

$$\sigma_s \cdot A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct,eff} \quad (1)$$

откуда: $A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct,eff} / \sigma_s \quad (2)$

где: k – коэффициент, учитывающий геометрию сечения и фактор внешнего воздействия на данное сечение;

k_c – коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния сечения.

Сравнительная таблица по определению коэффициента k

Норма	PN-B-03264: 2002			
k	Деформации, вызванные внутренними факторами	Обычно		0,8
		Для стандартных сечений	$h < 300$ мм	0,8
			$h > 800$ мм	0,5
	Деформации, вызванные внешними факторами			1,0
Норма	PN-EN 1992-1-1:2004 и PN-EN 1992-1-1: 2004+AC:2008			
k	Стенка высотой $h < 300$ мм			1,0
	Полка шириной $b < 300$ мм			
	Стенка высотой $h > 800$ мм			0,65
	Полка шириной $b > 800$ мм			
Норма	DIN EN 1992-1-1: 2004			
k	Стенка высотой $h < 300$ мм			1,0
	Полка шириной $b < 300$ мм			
	Стенка высотой $h > 800$ мм			0,65
	Полка шириной $b > 800$ мм			
Норма	DIN 1045-1: 2001-07 и DIN 1045-1: 2008 045-1: 2001-07 и DIN 1045-1: 2008			
k	Деформации, вызванные внутренними факторами	$h < 300$ мм	0,8	
		$h = \min(h, b)$		
		$h > 800$ мм	0,5	
		$h = \min(h, b)$		

Представленное выше выражение (1 и 2) по сути является с одной стороны условием, удовлетворяющим требования по образованию трещин, с другой стороны прочностным условием для работы арматурного стержня на растяжение, то есть не допускает наступления в ней необратимых деформаций при ограничении ширины раскрытия трещин.

Для установления минимального процента армирования, напряжения в арматуре назначают или из расчета по 1-ой группе предельных состояний, то есть равными физическому пределу текучести, или более точно используя условия второй группы предельных состояний, а именно ограничение по ширине раскрытия трещин.

Таблица 3

Сравнительная таблица по определению коэффициента k_c

Норма	PN-B-03264: 2002		
k_c	Осевое растяжение		1.0
	Изгиб		0.4
Норма	PN-EN 1992-1-1: 2004		
k_c	Чистое растяжение		1.0
k_c	Изгиб либо изгиб с осевой силой	Прямоугольные сечения и стенки сечений	$0.4 \cdot \left(1 + \frac{\sigma_s}{k_1 \cdot \frac{h}{h'} \cdot f_{ct,eff}} \right) \leq 1.0$
		Полки сечений	$0.9 \cdot \left(\frac{F_{cr}}{f_{ct,eff} \cdot A_c} \right) \geq 0.5$
Норма	PN-EN 1992-1-1:2004+AC:2008 и DIN EN 1992-1:2004		
k_c	Чистое растяжение		1.0
	Изгиб либо изгиб с осевой силой	Прямоугольные сечения и стенки сечений	$0.4 \cdot \left(1 + \frac{\sigma_s}{k_1 \cdot \frac{h}{h'} \cdot f_{ct,eff}} \right) \leq 1.0$
		Полки сечений	$0.9 \cdot \left(\frac{F_{cr}}{f_{ct,eff} \cdot A_c} \right) \geq 0.5$
Норма	DIN 1045-1:2001-07 и DIN 1045-1:2008		
k_c	Чистое растяжение		1.0
	Изгиб либо изгиб с осевой силой	Прямоугольные сечения и стенки сечений	$0.4 \cdot \left(1 + \frac{\sigma_s}{k_1 \cdot \frac{h}{h'} \cdot f_{ct,eff}} \right) \leq 1.0$
		Полки сечений	$0.9 \cdot \left(\frac{F_{cr}}{f_{ct,eff} \cdot A_c} \right) \geq 0.5$

Нормами [6] установлено максимально возможное значение напряжений σ_s равно $\sigma_{s,lim}$ и интерпретируется как напряжение, принятое в растянутой арматуре сразу после появления трещин, и которое зависит от допустимой ширины раскрытия трещин. Как отмечено выше, максимальное значение напряжений σ_s в арматуре

является характерной границей пластичности f_{yk} , но при условии ограничения ширины раскрытия трещин

$$W_k \leq W_{lim} = \beta \cdot \varepsilon_{sm} \cdot S_{rm} \quad (3)$$

где: S_{rm} - среднее расстояние между трещинами;

ε_{sm} - средние относительные деформации арматуры, определяемые при соответствующей комбинации нагрузок;

β - коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней, следует принимать меньшее значения допустимого напряжения.

Экспериментально-теоретические исследования.

Как показали проведенные экспериментальные исследования изгибаемых балочных и плитных железобетонных элементов с несъемной опалубкой из ЦСП, в зависимости от количества арматуры в сечении элемента, изменяется картина его трещинообразования и разрушения. При низком проценте армирования в момент появления первой трещины, которая появляется в ЦСП, происходит мгновенное хрупкое разрушение бетонного элемента, за счет значительного развития пластических деформаций в растянутой арматуре. Для элементов с более высоким процентом армирования до момента появления трещины в ЦСП, образуются «волосяные трещины» в теле бетона растянутой зоны, и после появления трещины в ЦСП, элемент разрушается аналогично обычному железобетонному элементу.

Таблица 4

Номенклатура опытных образцов

Серия	№ образца	Принятое армирование	Геометрические характеристики образцов $b \times h$, мм	Класс бетона	Процент армирования $\rho_l = A_{st}/bd$ %
1	2	3	4	5	6
I	БП-I-I	2Ø8 S500	120x190	C16/20	0,56
	БП-I-II	2Ø12 S500	120x190	C16/20	1,2
II	Б-II-I	2Ø14 S500	120x190	C16/20	1,35
	Б-II-II	2Ø16 S500	120x190	C16/20	1,76
	Б-II-III	2Ø18 S500	120x190	C16/20	2,22

Для выяснения значения минимального процента армирования в испытательном цехе УО «Брестский государственный технический

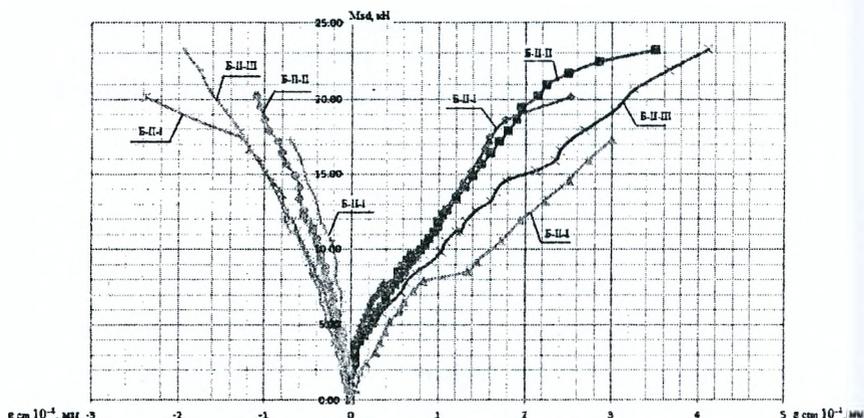


Рис. 4. График «момент – относительные деформации в бетоне»

Анализ графика средних относительных деформаций в бетоне растянутой зоны и в листе ЦСП (рисунок 4), также находящихся в растянутой зоне показывает влияние процента и вида армирования на напряженно-деформированное состояние балки. До появления первых трещин в бетоне растянутой зоны, при уровнях нагрузки около $0,25 \cdot M_{уст}$ материалы деформировались линейно. Средние относительные деформации, как в бетоне растянутой зоны, так и в ЦСП, имели практически линейный характер распределения.

Из анализа графика также установлено, что после появления трещины в бетоне средние относительные деформации в нем на участке между трещинами сдерживались деформативностью ЦСП, что отражается изменением угла наклона диаграммы после приложения усилия свыше $20 \text{ кН} \cdot \text{м}$. $\epsilon_{\text{int}} 10^{-4}$, мм

Исходя из графиков средних относительных деформаций в ЦСП установлена аналогичная картина деформирования, при этом очевидно, что при достижении средних относительных деформаций величины 9-13 % происходит разрушение листа ЦСП, что подтверждается экспериментальными исследованиями при испытании ЦСП на изгиб [3].

Очевидно, что в случае чистого изгиба элементов с несъемной опалубкой в отмеченной выше формуле (1), необходимо уточнить ряд параметров: во первых эффективную прочностную характеристику материала на растяжение $f_{ct, \text{eff}}$, во вторых ряд коэффициентов применяемых для уравнивания внутренних усилий, так как при

изгибе в отличие от осевого растяжения, нельзя утверждать, что усилие в растянутой арматуре равняется усилию в окружающем ее бетоне перед образованием трещины в связи с тем, что в общем случае на величину усилий оказывает влияние изменения плеча внутренней пары сил.

Как показали экспериментальные исследования, первые трещины появляются в растянутой зоне бетона, непосредственно примыкающей к ЦСП без повреждений, при этом ЦСП продолжает деформироваться. Учитывая последнее, для определения минимального процента армирования была принята следующая схема работы материалов (рисунок 5).

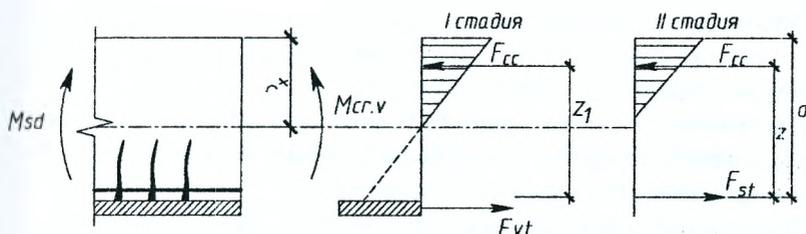


Рис. 5. К определению коэффициента k_v

С одной стороны в случае чистого изгиба перед образованием трещин в листе ЦСП:

$$M_{cr.v} = F_{vt} \cdot z_1 = f_{vt,eff} \cdot A_{vt,eff} \cdot z_1 \quad (4)$$

где: z_1 – плечо пары сил;

$f_{vt,eff}$ – сопротивление листа ЦСП изгибу;

$A_{vt,eff}$ – эффективная площадь поперечного сечения в растянутой зоне.

С другой стороны, непосредственно после появления трещин, условие можно записать в виде:

$$M_{cr} = F_{st} \cdot z = \sigma_{st} \cdot A_{st,min} \cdot z. \quad (5)$$

Приравняв данные условия (4 и 5) и приняв в качестве $\sigma_s = \sigma_{s,lim} = f_{yk}$, получим условие для определения $A_{st,min}$. Однако, как уже выше отмечалось выше имеются различные факторы, влияющие на равновесие внутренних усилий. Поэтому, аналогично, как принято в формуле (2), условие для определения минимальной площади арматуры примет вид:

$$A_{z.min} = k \cdot k_c \cdot k_v \cdot \frac{f_{vt,eff}}{f_{yk}} \cdot A_{vt,eff} \quad (6)$$

где: k_v – коэффициент, учитывающий совместную работу листа ЦСП с бетоном;

f_{yk} – нормативное сопротивление арматуры.

Первое экспериментальное исследование установило, что в качестве $f_{vt,eff}$ следует принимать значение равное $f_{vfm} \approx 11$ МПа. В свою очередь, значение коэффициента k_v будет равным в пределах 1.57-1.6.

Проведенные экспериментально-теоретические исследования позволяют сделать следующие выводы:

Определение минимального процента армирования имеет важное значение при расчете композитных элементов с применением несъемной опалубки из ЦСП.

Применением стандартной методики норм [8] по определению минимального процента армирования данных композитных железобетонных элементов является некорректной.

Применение композитных перекрытий с применением несъемной опалубки из ЦСП с учетом минимального процента армирования, может позволить рационально применяться данные перекрытия, экономя материалы и ресурсы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Шалобыта, Н.Н. Плоское многпустотное безбалочное железобетонное перекрытие / Н.Н. Шалобыта, Т.П. Шалобыта, Е.А. Деркач // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь 28-29 нояб 2012 г.: в 2 ч. / ПГУ Новопол.: редкол.: Д.Н. Лазовский [и др.]. Новополоцк, 2012. Ч.1. - С. 116–125.

2. Шалобыта, Н.Н. Эффективное решение плоского безбалочного железобетонного перекрытия с применением элементов системы VST / Н.Н. Шалобыта, В.В. Тур, Е.А. Деркач // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь 28-29 нояб. 2012 г.: в 2 ч. / ПГУ Новопол.: редкол.: Д.Н. Лазовский [и др.]. Новополоцк, 2012. Ч.1. - С. 89–90.

3. Н.Н. Шалобьга, Е.А. Деркач // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1(85): Строительство и архитектура. – С. 97–102.

4. СНиП 2.03.01.-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – Взамен СНиП П-21-75; Введ. 01.01.86. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 79 с.

5. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Свод правил. – актуализированная редакция СНиП 52-01-2013. Москва 2012. – 156 с.

6. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – Ч. 1-1: Общие правила и правила для зданий.

7. Шалобьга, Н.Н. Исследование минимального процента армирования для железобетонных элементов с несъемной опалубкой из цементно-стружечных плит / Н.Н. Шалобьга, Е.А. Деркач // Перспективы направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров: сборник науч. статей, XIX международ. науч.методич. семинара., Брест, 23-25 октября 2014 г.: УО БрГТУ; редкол.: С.М. Семенюк [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2014. – Ч.1 – 362 с.

8. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 503.01-02. – С изменениями № 1, 2, 3, 4, 5. - Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.