

## СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

УДК 624.012.45.06

В.А. Тесля

### РЕБРИСТЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОНОЛИТНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

При монолитном исполнении перекрытие состоит из плоской плиты и системы перекрестных балок. Монолитная плита в зависимости от соотношения сторон может воспринимать нагрузку по балочной схеме в одном направлении по короткому размеру или в двух направлениях для плит опертых по контуру. Плита монолитно соединена с системой главных и второстепенных балок в одно целое ребристого перекрытия. Размеры плит зависят от конфигурации расположения главных балок и и расстояний между второстепенными балками, которые опираются на главные. Направление главных балок может быть принято вдоль или поперек здания, чем будет обусловлено и расположение второстепенных балок - в первом случае поперек, во втором случае вдоль для зданий прямоугольного очертания в плане.

Так как суммарная нагрузка полностью воспринимается главными балками, их несущая способность будет максимальной по сравнению с другими элементами перекрытия, поэтому выбор их расположения является важным фактором. Опираие главных балок осуществляется на колонны зданий с полным каркасом или на колонны и наружные стены при отсутствии колонн по периметру.

Расстояния между второстепенными балками определяют пролеты монолитных плит. Возникает ситуация – при увеличении расстояний между балками нагрузка на них возрастает, потребуется увеличение поперечного сечения и армирования или принятие более высокого класса бетона. Последнее исключается, так как класс бетона уже принят расчетом главных балок. Плиты, имеющие большие пролеты, будут иметь повышенную толщину и усиленное армирование. Толщину плиты по экономическим соображениям необходимо принимать по возможности меньшей. Минимальные ее значения согласно требованиям норм [п.5.3 1] принимают для междуэтажных перекрытий промышленных зданий 6 см, для жилых и гражданских зданий 5 см. При значительных временных нагрузках потребуется увеличение толщины плит. Так при временной нагрузке 10-15 кН/м<sup>2</sup> и пролетах 2,2-2,7 м толщина плит принимается в 8-10 см. Учитывая, что расход бетона на монолитную плиту составляет от 40 до 50% общего расхода на перекрытие, поэтому при определении рас-

стояний между балками не следует принимать больших размеров, что потребует увеличение толщины и армирования. Таким образом, расположение второстепенных балок необходимо определять по несущей способности плиты при ее минимальной толщине и оптимальном армировании.

Принимая эту методику расчета произведем анализ несущей способности железобетонных балочных плит для суммарных нагрузок – 5; 7,5 и 10 кН/м<sup>2</sup> и классов бетонов по прочности на сжатие В20, В25 и В30. При расчете принимаем полосу плиты шириной 100 см с опорами на второстепенные балки и стены для крайних пролетов. При этом плита принимается как многопролетная балка, загруженная равномерно распределенной суммарной нагрузкой при максимальном изгибающем моменте  $q a^2 / 11$ . Где величина “a” – расстояние между второстепенными балками, а величина момента принята согласно методике расчета по предельному равновесию при допустимом наличии пластических шарниров.

Принимая армирование проволокой класса ВрI диаметром 5 мм при минимальном шаге ее расположения в 100 мм – рабочая площадь сечения арматуры  $A_s = 1,96 \text{ см}^2$  и арматура класса АIII при шаге ее расположения в 200 мм. В этом случае при диаметре в 6 мм суммарная площадь сечения  $A_s = 1,41 \text{ см}^2$ , а при диаметре в 8 мм  $A_s = 2,51 \text{ см}^2$ . По принятому армированию определяем коэффициент армирования  $\mu = A_s / b h_0$ , при ширине сечения  $b=100$  см и рабочей высоте  $h_0 = h - 1,5 \text{ см}$  для плит толщиной 6 и 8 см. Принимая расчетные сопротивления арматуры  $R_s$  и бетона  $R_b$  находим относительную высоту сжатой зоны сечения  $\xi = \mu R_s / R_b$ , что позволяет определить значение  $\alpha_m = \xi(1-0,5\xi)$  и величину изгибающих моментов плит  $M = R_b b h_0^2 \alpha_m$ . Выполним эти расчеты. Коэффициенты армирование плит  $h=6 \text{ см}$ . При армировании арматурой ВрI Ø5  $\mu=0,00436$ , арматурой АIII Ø6  $\mu=0,00313$ , Ø8  $\mu=0,00558$ . Тоже плит  $h=8 \text{ см}$ , при арматуре ВрI Ø5  $\mu=0,00302$ , АIII Ø6  $\mu=0,00216$ , Ø8  $\mu=0,00386$ . Все значения коэффициентов армирования больше минимального значения согласно требованиям норм для изгибаемых элементов  $M_{\min}=0,0005$  [табл. 38, 1]. Таким образом, условия по армиро-

Таблица 1

Плита	Арматура	Значения	B20	B25	B30	Средние значения
Толщина h=6 см	ВрIØ5	$\xi$	0,136	0,108	0,092	0,112
		$\alpha_m$	0,127	0,102	0,088	
		M кН·м	2,958	2,995	3,029	2,994
	АIIIØ6	$\xi$	0,097	0,077	0,065	0,080
		$\alpha_m$	0,092	0,074	0,063	
		M кН·м	2,142	2,163	2,169	2,158
	АIIIØ8	$\xi$	0,172	0,137	0,117	0,142
		$\alpha_m$	0,157	0,128	0,110	
		M кН·м	3,656	3,758	3,786	3,773
h=8см	ВрIØ5	M кН·м	4,373	4,411	4,453	4,412
	АIIIØ6	M кН·м	3,207	3,247	3,304	3,252
	АIIIØ8	M кН·м	5,393	5,513	5,531	5,479

Таблица 2

Плита h=6 см	Нагрузки, кН/м <sup>2</sup>	Шаг балок, a	B20	B25	B30	Среднее значение	Округленное значение a
		ВрI	M кН·м	<b>2,958</b>	<b>2,995</b>	<b>3,029</b>	2,994
	5	a, м	2,551	2,567	2,581	2,563	2,60
	7,5	a, м	2,083	2,096	2,107	2,092	2,10
	10	a, м	1,804	1,815	1,825	1,812	1,80
	АIII	M кН·м	<b>3,656</b>	<b>3,758</b>	<b>3,786</b>	3,733	
	5	a, м	2,836	2,875	2,886	2,873	2,90
	7,5	a, м	2,316	2,348	2,356	2,345	2,30
	10	a, м	2,005	2,034	2,041	2,032	2,00
Плита h=8 см	ВрI	M кН·м	<b>4,373</b>	<b>4,411</b>	<b>4,453</b>	4,412	
	5	a, м	3,102	3,115	3,130	3,115	3,10
	7,5	a, м	2,532	2,544	2,556	2,544	2,50
	10	a, м	2,193	2,202	2,213	2,202	2,20
	АIII	M кН·м	<b>5,393</b>	<b>5,513</b>	<b>5,513</b>	5,479	
	5	a, м	3,444	3,483	3,488	3,472	3,50
	7,5	a, м	2,812	2,844	2,848	2,835	2,80
	10	a, м	2,436	2,463	2,466	2,455	2,50

ванию удовлетворяются. Принимая расчетные сопротивления арматуры  $R_s$  и  $R_b$  для бетонов классов по прочности на сжатие B20, B25, B30, определяем изгибающие моменты M. Все определяемые компоненты сведены в табл.1.

Так как при армировании плиты арматурой АIIIØ6 моменты значительно меньше по сравнению с армированием арматурой ВрI, в дальнейшем нет необходимости анализировать плиты с армированием арматурой диаметром 6 мм класса

АIII.

По данным расчета видно следующее.

Повышение класса бетона не дает значительного роста моментов. При проволочном армировании рост моментов  $4,453/4,373=1,018$  (1,8%), при армировании арматурой класса АIIIØ6  $3,304/3,207=1,03$  (3%), при Ø8 –  $5,531/5,393=1,0256$  (2,56%). Поэтому можно рекомендовать армирование проволочной арматурой диаметром 5 мм при шаге в 100 мм и стержневой

Таблица 3

Нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Арматура плиты	Расстояние "a"	-M кН·м балки l=6см	Ширина сечения балки, см	h <sub>0</sub> , см	Размеры сечения балки (h×b), см
5	ВрIØ5	2,551	41,74364	20	23,890	29×20
	АIIIØ8	2,836	46,40727	20	25,189	30×20
7,5	ВрIØ5	2,083	51,12818	22	25,209	30×22
	АIIIØ8	2,316	56,84727	22	26,582	32×22
10	ВрIØ5	1,804	59,04000	24	25,936	31×24
	АIIIØ8	2,005	65,61818	24	27,342	32×20

Ø 8мм класса АIII с шагом 200 мм. В обоих случаях класс бетона В20.

Определим шаг второстепенных балок по максимальным моментам плит от действия суммарных нагрузок 5; 7,5 и 10 кН/м<sup>2</sup>. Результаты отыскания расстояний между второстепенными балками приведены в табл.2.

Графики по средним значениям расстояний между второстепенными балками для плит толщиной 6 см и 8 см, при их армировании арматурой классов ВрIØ5 и АIIIØ8 мм, приведены на рис.1, 2.

Теперь, когда определены основные компоненты, влияющие на отыскание расстояний между второстепенными балками, сравним результаты с существующими рекомендациями. По [§XI.3 2] пролет второстепенных балок может составлять 5-7 м, плиты 1,7-2,7 м, при толщине плиты 6 см, временной нагрузке менее 10 кН/м<sup>2</sup> и бетоне класса В15. При временной нагрузке 10 кН/м<sup>2</sup> и более толщина плиты принимается 8-10 см по условиям

экономичного армирования. При оптимальном армировании рекомендуется относительная высота сжатой зоны  $\xi=0,1..0,15$ , что соответствует полученным результатам по предлагаемой методике настоящего расчета – см. табл. 1. Графики, которые приведены на рис.1, 2, позволяют принять правильный выбор, при учете суммарной нагрузки, толщины плиты и расстояния пролета, который находится в пределах от 1,8 до 3,5 м. Расстояние равное 3,5 м соответствует для плит толщиной 8 см, при суммарной нагрузке до 5 кН/м<sup>2</sup>. Так как значительного увеличения несущей способности по изгибающим моментам не происходит при классах бетона В25 и В30 по отношению к классу В20, нет смысла применять бетоны классов свыше В20. Используя данные рис.2 при классе бетона В20, можно принимать решения по выбору толщины плиты и расстояния между второстепенными балками в зависимости от действующей нагрузки.

Расчет и армирование второстепенных балок.

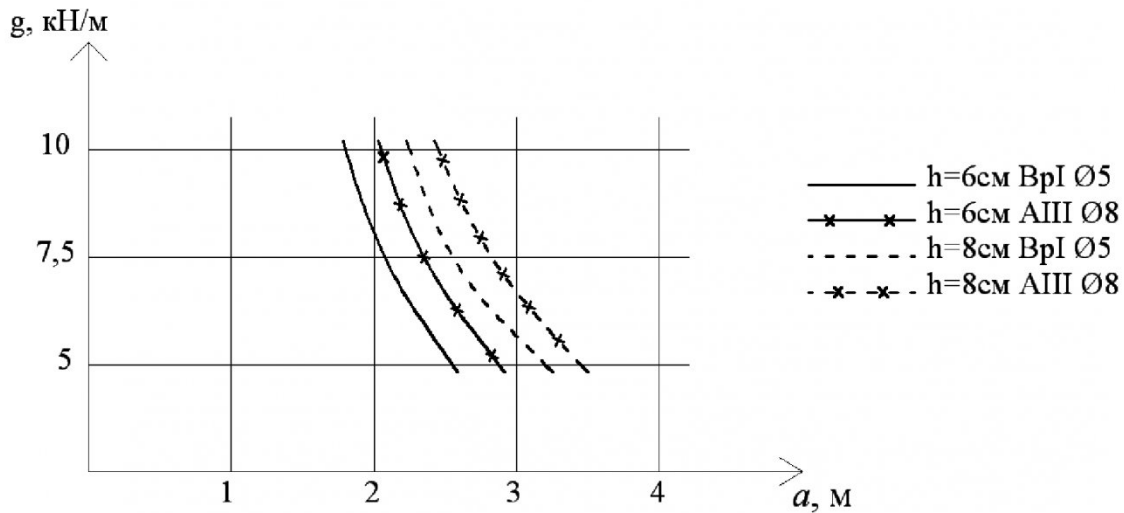


Рис.1 График средних расстояний "а" пролетов плит толщиной 6 см и 8 см.

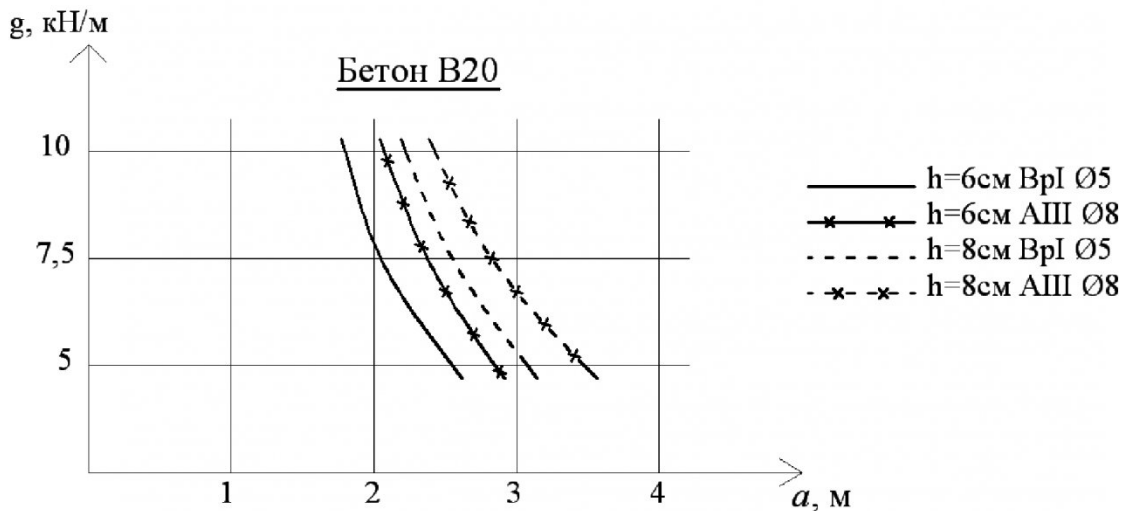


Рис.2 График расстояний "а" пролетов плит толщиной 6 см и 8 см при бетоне класса В20.



Выполним расчет для максимального пролета 6 м, класса бетона В20 при армировании арматурой класса АIII. Расчет необходимо выполнять по опорной части балки, когда сжатая часть находится внизу сечения. Определим размеры поперечного сечения балки по необходимой рабочей высоте  $h_0$  при ширине сечения 20 см при нагрузке 5 кН/м<sup>2</sup>, 22 см при 7,5 кН/м<sup>2</sup> и 24 см для 10 кН/м<sup>2</sup>. При этом принимаем соответственно максимальные размеры расстояний между балками. С целью уменьшения размеров поперечного сечения балок, что дает значительную экономию бетона, принимаем оптимальное армирование балок, когда коэффициент армирования равен 0,0125. Результаты размеров поперечного сечения балок при толщине плиты 6 см и опорном моменте балки –  $M = q \cdot l^2 / 11$  приведены в табл.3.

В технической литературе допущенного Министерством образования и науки РФ в качестве учебного пособия для студентов высших учебных

заведений по специальности “Промышленное и гражданское строительство” [3] имеется подробный расчет и конструирование железобетонного монолитного ребристого перекрытия, где предлагается методика расчета элементов перекрытий по оптимальной стоимости, когда процент армирования плит равен 0,3..0,6% при относительной высоте сжатой зоны бетона 0,1..0,15. Стоимость железобетонных балок прямоугольного сечения, как и стоимость балок таврового сечения с полкой в растянутой зоне получается близкой к оптимальной при значениях  $\mu = 1..2\%$ . Эти данные еще раз подтверждают предлагаемую выше новую методику расчетов монолитных железобетонных плит и второстепенных балок. При этом расчетного материала достаточно для обоснования принятого решения по выбору классов бетона и арматуры и определения расстояний по размещению второстепенных балок.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.

1. СНиП 2.03.01-84\* Бетонные и железобетонные конструкции/ Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2000. – 76с.
2. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1986. – 728с.
3. Бондаренко В.М., Римшин В.И. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций. – М.: “Высшая школа”, 2007. – 564с.

□ Автор статьи:

Тесля  
Виктор Андреевич  
- доцент каф. строительных кон-  
струкций КузГТУ  
Тел. 8 (3842) 39-63-31