

	Введение							
Целью выполнения курсовой работы (КР) является закрепление теоретических знаний по курсу «Железобетонные и каменные конструкции», развитие практических навыков проектирования, конструирования и расчета железобетонных и каменных конструкций.								
В данной КР выполнена компоновка перекрытия многоэтажного кирпичного здания по кирпичным несущим стенам и запроектированы основные несущие железобетонные конструкции перекрытия - железобетонные многопустотные плиты по исходным данным, согласно принятому варианту (по 2-м последним цифрам номера зачетки). Толщина стен: а) наружные – 510мм; б) внутренние несущие -380 мм; в) внутренние не несущие – 120 мм. Все расчеты выполнены в программном комплексе Excel и приведены ниже.								
1 Компоновка конструктивной схемы сборного перекрытия								
В состав сборного междуэтажного перекрытия входят плиты, опирающиеся на несущие кирпичные стены.								
По конструктивным схемам кирпичные здания делятся на схемы с продольными или поперечными несущими стенами и схемы с перекрестным расположением продольных и поперечных несущих стен.								
Тип плит перекрытия выбирается по архитектурно-планировочным требованиям и с учетом величины действующей временной (полезной) нагрузки. При временной нагрузке $v \leq 7,0$ кН/м ² используются многопустотные плиты, высота сечения которых равна (20...24) см. Принимаем высоту плиты Н=0.22м.								
Выполняем компоновку сборочного перекрытия, принимаем конструктивную схему здания с поперечным расположением несущих стен согласно рисунку 1, приняты тип 1ПК 62-15-8 А800 в количестве 96 шт. Конструктивные параметры плиты (рис.2):плиты многопустотные П-1, длина 6.18 м, ширина 1.5 м. Доборные плиты П-2 ПК 62-12-8 А800 в количестве 4 шт.								

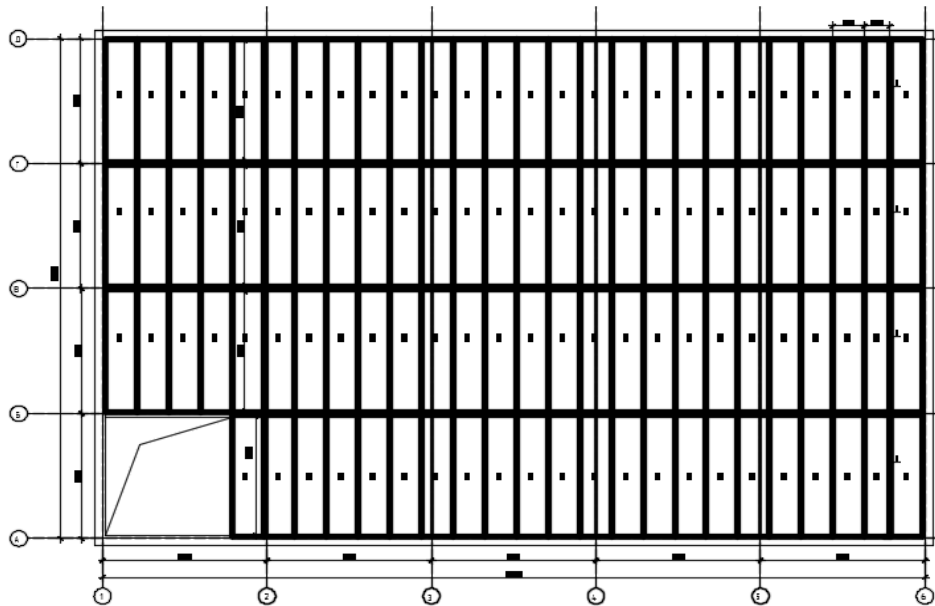


Рисунок 1. Раскладка плит перекрытия

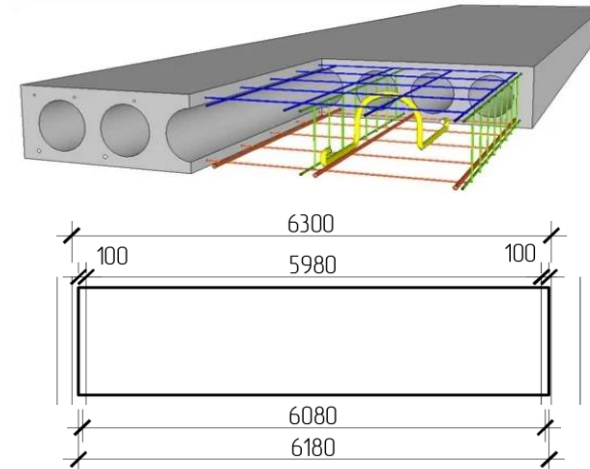


Рисунок 2. Конструктивные параметры плиты перекрытия

2. Исходные и принятые параметры

2.1. Исходные данные

1	Длина здания в осях	45	5		
2	Шаг продольных осей l_1 , м	9			
3	Ширина здания в осях	18.9	3		
4	Шаг поперечных осей l_2 , м	6.3			
5	Полезная нагрузка на перекрытие, Н/м ²	8200			
6	Временная кратковременная нагр, Н/м ²	2733			
7	Классы бетона и напрягаемой арматуры для плиты перекрытия: (плита подвергается тепловой обработке при атм давлении)				
	а) бетон	В	20		
	б) арматура		A1000		

2.2. Принятые параметры

	Принятые коэффициенты				
1	Коэфф надежности по нагрузке γ_f	1.1	Для постоянных нагрузок вызванных конструкцией из ж/бетона		
2	Коэфф надежности по назначению γ_p	1	Принято сооружение II класса ответственности		
			В условиях эксплуатации конструкции не благоприятных для нарастания прочности бетона		
3	Коэфф условия работы бетона γ_{b2}	0.9			
4	Конструктивная длина плиты, м к (см. рис.2)	6.18			
5	Конструктивная ширина плиты впл, м к (см. рис.2)	1.5			
6	Принятая высота плиты Н, м	0.22			

3. Расчет и конструирование многопустотной предварительно напряженной плиты перекрытия

3.1. Исходные данные

Ссылки и примечание

3.1.1. Прочностные характеристики материалов:					
	Бетон плиты	20			
1	Норм сопротивл бетона на сжатие R_{bn} , Па	15000000	15. табл. 1		
2	Норм сопротивл бетона на растяж $R_{btн}$, Па	1350000	15. табл. 1		
3	Расч сопротивл бетона на сжатие R_b , Па	11500000	15. табл. 2		
4	Расч сопротивл бетона на растяж R_{bt} , Па	900000	15. табл. 2		
5	Начальный модуль упругости E_b , Па	27500000000	15. табл. 4		
	Арматура напрягаемая	A1000			
6	Норм сопротивл арматуры R_{sn} , Па	100000000	15. табл. 7		
7	Расч сопротивл арматуры растяжению R_s , Па	830000000	15. табл. 8		
8	Модуль упругости арматуры E_s , Па	2E+11	15. п. 2.2.2.6		
	Арматура ненапрягаемая B500, d=4мм		принята		
9	Норм сопротивл арматуры R_{sn} , Па	500000000	16. табл. 5.7		
10	Расч сопротивл прод армат растяж R_s , Па	415000000	16. табл 5.8		
11	Расч сопротивл попереч армат растяж R_{sw} , Па	300000000	16. табл 5.8		
12	Модуль упругости арматуры E_s , Па	20000000000	16. п. 5.2.10		

3.1.2. Определение конструктивных размеров плиты перекрытия

		Расчетные и принятые значения		
1	Плиты многопуст высотой H, м	0.22		Рекомендуется h=0.2...0.24 м /2/, стр.509
2	Ширина плиты перекрытия bпл, м	1.50		
3	Ширина нижней полочки bf, м	1.49		Принимается отрицательный допуск 3...10 мм /1/ стр. 269
4	Ширина верхней полочки bf1, м	1.46		Принимается зазор не менее 30 мм /1/ стр. 268
5	Диаметр отверстий d, м	0.159		
6	Число отверстий	7		
7	Расстояние между отверстиями (ребра) с, м	0.026		Минимальная толщина ребер 25 мм
8	Расстояние от края плиты до края отверстия e=	0.0955		Минимальная толщина крайних ребер 30 мм
9	Конструктивная длина плиты, м /k	6.18		
10	Площадь поперечного сечения плиты A, м2	0.186		
11	Поперечное сечение плиты (построение) (рис.3)	x	y	

		0.000	0.000
		0.015	0.220
	Плита	1.475	0.220
		1.490	0.000
		0.000	0.000
		0.000	0.110
	Осевая линия	1.483	0.110
		0.0075	0.110
	центр отверстия 1	0.1900	0.110
	центр отверстия 2	0.3750	0.110
	центр отверстия 3	0.5600	0.110
	центр отверстия 4	0.7450	0.110
	центр отверстия 5	0.9300	0.110
	центр отверстия 6	1.1150	0.110
	центр отверстия 7	1.3000	0.110
	центр отверстия 8	1.4850	0.110

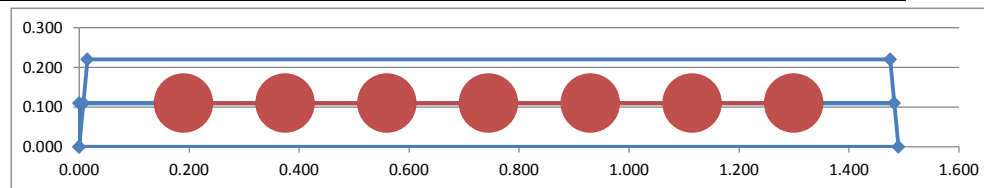


Рис. 3 Поперечное сечение плиты перекрытия

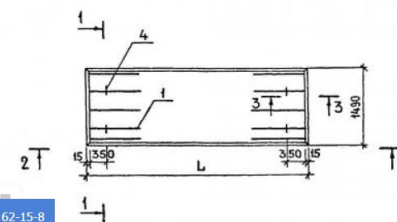
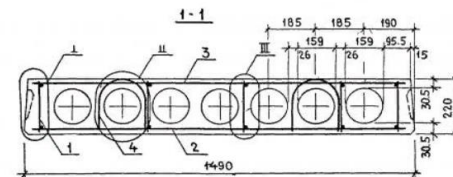
На основании принятых конструктивных размеров составлена схема к расчету плиты перекрытия.

3.1.3. Подсчет нагрузок

№ п/п	Вид нагрузки	на 1 м2 перекрытия, Н/м2			на 1 погонный метр плиты с учетом коэф. γп	
		Нормат нагрузки	Коэф надежности по нагр	Расч нагрузка	Расч нагрузка на 1 м плиты	Норм нагрузка на 1 м плиты
1	Постоянные					
2	собств вес плиты	3185	1.1	3503		

Ссылки

12. табл. 1



ПК 62-15-8

ПК 62-15-8

Размеры:

Длина: 6180 мм.

Ширина: 1490 мм.

Высота: 220 мм.

Вес: 2894 кг.

Объем бетона: 1,1576 м3

Геометрический объем: 2,0258 м3

Рис. 4. Типовая схема поперечного сечения плиты перекрытия

3							
4	полы	600	1.2	720			
5	Постоянная g	3785		4223	$gp=\sum(g_i*\gamma f_i)$	6334.72	5677
	Временная (v длительная) перегородки		1.2	0			
6	Временная полезная θ	8200.0	1.2	9840		14760.00	
7	длительная v_{lop}	5466.7	1.2	6560			
8	кратковременная θsh	2733.3	1.2	3280			
9	Полная нагрузка $g+v$	11984.7		14063	$(g+v)p=\sum((g+v)_i*\gamma_i)$	21094.72	17977
10	нормативная постоянная +длительная	9251.3					13877
11	кратковременная	2733.3					

12. табл. 1

12. табл. 1

Расчетные и принятые значения	Формула	Ссылки	Примечание
-------------------------------	---------	--------	------------

3.2. Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям 1 группы

3.2.1. Расчетные параметры плиты и определение внутренних усилий

1	Полочка опирания плиты на стену l_x , м (см. рис.2)	0.1			
2	Расчетный пролет l_0 , м	6.08	$l_0=l_k-a$		
3	Принятый диаметр напрягаемой арматуры d , м	0.010			
4	Принятый защитный слой a_1 , м	0.02			16. табл. 8.1
5	Расстояние от оси напрягаемой арматуры до края плиты a , м	0.025	$a=a_1+d/2$	При однорядном расположении арматуры	
6	Рабочая высота сечения h_0 , м	0.195	$h-a$		
7	Приведенная высота пустоты h , м	0.138	$h=d/4*(12)^{0.5}$		19. стр.7
8	Суммарная площадь пустот $A_{пуст}$	0.139			
9	Приведенная ширина всех пустот $b_{пуст}$, м	1.009	$b_{пуст}=A_{пуст}/h$		19. стр.7
10	Ширина ребра b , м	0.451	$b= b_{г1}-b_{пуст}$		19. стр.7
11	Момент от расчетной полной нагрузки M , Нм	97475	$M=(\sum((g+v)i*\gamma_{fi})*b_{пл}*\gamma_n*lo^2)/8$		
12	Поперечная сила от расчетной полной нагрузки Q , Н	64128	$Q=(\sum((g+v)i*\gamma_{fi})*b_{пл}*\gamma_n*lo)/2$		
13	Момент от полн норм нагр M , Нм	83068	$M=(\sum(gi*\gamma_{fi})*b_{пл}*\gamma_n*lo^2)/8$		
14	Поперечная сила от полн норм нагр Q , Н	54650	$Q=(\sum(gi*\gamma_{fi})*b_{пл}*\gamma_n*lo)/2$		
15	Момент от норм пост+длит нагр M , Нм	64123	$M=\sum(gi*\gamma_{fi})*b_{пл}*\gamma_n*lo^2)/8$		
16	Поперечная сила от норм пост+длит нагр Q , Н	42186	$Q=\sum(gi*\gamma_{fi})*b_{пл}*\gamma_n*lo)/2$		

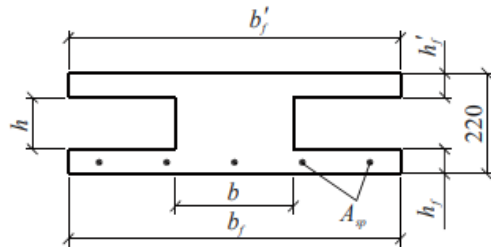


Рис.5 Приведенное оперечное сечение плиты перекрытия

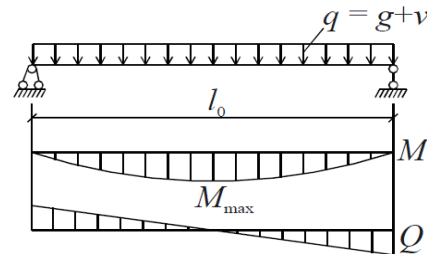


Рис.5 Усилия в плите перекрытия

3.2.2. Расчет прочности плиты перекрытия по прочности нормального сечения при действии изгибающего момента

1	Поперечное сечение плиты условно приводится к тавровому с полкой в сжатой зоне						
2	В расчете принимается вся ширина верхней полки bf1, м	1.46	т.к.				
	(bf1-b)/2<l/6	0.504433817	<	1.03			
2	Условная высота полочек hf и h'f	0.0412		0.036494897			
3	Положение границы сжатой зоны		$M=\gamma b^2 \cdot R_b \cdot b' \cdot f' \cdot h' \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h' \cdot f)$				
4	Проверка условия 3.30 /1/	108463	> M=	97475	19. стр.8	нейтральная ось в полке, поэтому сечение рассчитываем как прямоугольное	
5	Коэффициенты: am	0.169640135	$a_m = M / R_b \cdot b \cdot h_0^2$		19. ф. 3		
6	ξ	0.187153317	$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot a_m}$		19. ф. 4		
7	ζ	0.906423342	$\zeta = 0.5 + 0.5 \cdot \sqrt{1 - 2 \cdot a_m}$		лекц.		
8	Предварительное напряжение арматуры σ_{sp}	900000000		0.9 * Rsn	15.п 2.2.3.1		
9	σ_{sp} с учетом полных потерь и коэф.точности натяжения =0,9 (100 Мпа)	720000000		0.9*0.8*Rsn			
10	$\epsilon_{s,el}$ - относительная деформация арматуры растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой при достижении в этой арматуре напряжения, равного ;	0.00255		$\epsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s}$	15. ф. 33		
11	$\epsilon_{b,ult}$ - относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных , R_b принимаемая равной 0,0035.	0.0035	случай 1, когда в сжатом бетоне и растянутой арматуре достигнуты предельные значения напряжений,				
12	Граничное значение относительной высоты сжатой зоны ξ_R	0.46	\geq	0.19	15. ф.32	$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0.8}{1 + \frac{\epsilon_{s,el}}{\epsilon_{b,ult}}}$	
13	К-т γ_{s3}	1.15	>	1.1	20. ф.6		
14	Приним коэф условий раб высокопр арм γ_{sp}	1.1				$R_b \cdot b \cdot \zeta \cdot h_0 = R_s \cdot A_s$	
15	Площадь сеч растянутой арматуры A_s , м2	0.00060	0.000604025	$A_s = M / R_s \cdot \zeta \cdot h_0$	8. ф. 9.9		
16	Площадь сечения растянутой арматуры A_s , см2	6.040					
17	Принятое количество арматурных стержней, n	8					
18	Расчетный диаметр арматурных стержней, см	0.981		$d = (A_s / 0.785 \cdot n)^{0.5}$			
19	Принятый диаметр арматурных стержней, см	1					
20	Вес 1 пог. м напрягаемой арматуры, кг	0.616					
21	Фактическая площадь принятой арматуры A_s , см2	6.28					
22	Итого арматуры A_s , м2	0.00063					
23	Переармирование	3.82		переармирование в пределах 5 %			
24	Длина напрягаемой арматуры, м	6.18					
25	Вес одного стержня напрягаемой арматуры, кг	3.81					
26	Вес напрягаемой арматуры, кг	30.47					
27	Напрягаемые стержни располагаются симметрично и расстояние между ними должно быть не более 400 мм.						

3.3. Расчет на прочность при действии поперечной силы

3.3.1. Расчет по прочности сечения наклонного к продольной оси

3.3.1.1. По бетонной полосе между двумя наклонными трещинами

1	Коэф ϕ_{b1}		0.3			15. п. 3.1.5.2		
2	Условие обеспеченности прочн по накл полосе	условие обеспечено	273149	$Q \leq \phi_{b1} R_b b h_0$	64128	15. ф.64		
3.3.1.2. Условие обеспечения прочности по наклонному сечению (расчет хомутов)								
3	Поперечная сила воспринимаемая бетоном		35628	$Q_{b1} = 0,5 R_{bt} b h_0$		15. ф. 70	необходима постановка хомутов по расчету	
4	Поперечная сила воспринимаемая хомутами, Q_{sw}		28500	из уравнения:		15. ф. 65	$Q_{sw,1} = q_{sw} h_0$	
5	Усилия в поперечной арматуре на единицу длины, q_{sw}		146153	$q_{sw} = Q_{sw}/h_0$		15. ф. 71		
6	Проверка соблюдения условия		91354	$q_{sw} \geq 0,25 R_{bt} b$		15. п.3.1.5.3 стр.5	поперечную арматуру учитывают в расчете	
7	Примем шаг хомутов, S_w		0.1	$S_w < H/2$	0.11	16. п.8.3.11		
8	Требуемая площадь сечения хомутов A_{sw} , м2		0.0000487	$A_{sw} = q_{sw} * S_w / R_{sw}$		15. ф.68		
9	Принимаем на приопорных участках каркас (продольные и поперечные стержни) из арматуры В500 d, мм		4.0					
10	Количество принимаемых на приопорных участках каркасов, шт		4					
11	Фактическая площадь продольной арматуры на приопорных участках, м2		0.0000502	$>$	0.0000487			
12	Каркасы устанавливаются с двух сторон плиты, всего каркасов, N_k , шт		8					
13	Количество хомутов принимаемых в каркасах N_x (см.чертеж), шт		18					
14	Длина принимаемых на приопорных участках каркасов хомутов L_x (см.чертеж), шт		0.205					
15	Вес 1 пог. м арматуры на приопорных участках, кг		0.099					
16	Вес одного поперечного стержня арматуры каркаса, кг		0.020					
17	Вес поперечных стержней арматуры всех каркасов, кг		2.911					
18	Количество продольных стержней принимаемых в каркасах $N_{пр}$ (см.чертеж), шт		2					
19	Длина каркаса, м		1.545					
20	Вес одного продольного стержня арматуры каркаса, кг		0.152					
21	Вес продольных стержней арматуры каркасов, кг		2.437					
3.3.1.3. Проверка несущей способности принятых хомутов (поперечных стержней)								
22	Усилие от напрягаемой арматуры (предв)		452160	$P_2 = \sigma_{sp} * A_{sp}$				
23	К-т учитывающий предварительное напряжение ϕ_n		1.36			19.ф.14	$\phi_n = 1 + 1,6 \frac{P_{(2)}}{R_b \cdot A_1} - 1,16 \left(\frac{P_{(2)}}{R_b \cdot A_1} \right)^2$	
24	Рабочая площадь плиты A_1 , м2		0.14				$A_1 = b_f \cdot h_f + b \cdot (h - h'_f)$	

25	Усилия в поперечной арматуре на единицу длины, qsw		150720	$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}$	15. ф.68			
26	Наиболее опасная длина наклонного сечения C_0		0.39	$C_0 = 2h_0$				
27	Поперечная сила воспринимаемая хомутами, Q_w		44086	$Q_{sw} = 0,75q_{sw} \cdot c_0$	19.ф.16	пос. ф.3.54		
28	Уточняем поперечную силу воспринимаемую бетоном				19.ф.17	пос. ф.3.51		
29	Невыгоднейшее значение C при равномерной нагрузке		0.700	из 19. ф.17	$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_{tot}}} = \sqrt{\frac{1,5\varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{tot}}}$			
30	Поперечная сила воспринимаемая бетоном Q_b		44882		$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{1,5\varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}$			
31	Усилие воспринимаемое бетоном и поперечной арматурой, H		88968	$Q_b + Q_w$				
32	Прочность в наклонном сечении обеспечена при $Q_b + Q_w > Q$		88968	> 64128		Прочность обеспечена		

3.4. Расчет на действие изгибающего момента

				$M_p = Q_{tot} \cdot c_0 < R_{sp} \cdot A_{sp} \cdot z_{sp} \cdot \frac{l_x}{l_p} + \sum R_s \cdot A_s \cdot z_s + q_{sw} \frac{c^2}{2}$					
1	Условие прочности				19. ф.21				
2	Момент от полной расчетной нагрузки Mr, Нм		25010	$M_p = Q_{tot} \cdot c_0$					
3	Момент воспринимаемый напрягаемой арматурой (1 член ур.21), Нм		10273	$R_{sp} \cdot A_{sp} \cdot z_{sp} \cdot \frac{l_x}{l_p}$					
4	Длина зоны передачи напряжений l_p , м		0.97	$l_p = \frac{\sigma_{sp(1)}}{4 R_{bond}} d_s$	19.ф.19				
5	Сопrotивление сцепления напрягаемой арматуры с бетоном Rbond		2250000	Rbond=2.5* Rbt	19. п.3.2.2				
6	Напряжение в арматуре после первых потерь σ_{sp1}		873000000	$\sigma_{sp(1)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(1)j}$					
7	Первые потери σ_1		27000000	$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp}$	15. ф.18				
8	Плечо внутренней пары сил для напрягаемой арматуры, м		0.18	$z_{sp} = h_0 - \frac{x}{2}$					
9	Высота сжатой зоны x для напрягаемой арматуры, м		0.037	$x = \frac{R_{sp} \cdot A_{sp}}{R_b \cdot \gamma_{bt} \cdot b}$					
10	Момент от нижних продольных проволок каркаса (второго члена ур.21), Нм		4051	$\sum R_s \cdot A_s \cdot z_s$					
11	Площадь хомутов (4d4) As		0.0000502						
12	Плечо внутренней пары сил, м		0.19	$z_s = h_0 - \frac{x}{2}$					
13	Высота сжатой зоны x2 от каркасов, м		0.00138	$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot \gamma_{bt} \cdot b}$					
14	Момент от третьего члена (момент воспринимаемый поперечной арматурой), Нм		11462	$q_{sw} \frac{c_0^2}{2}$					
15	Проверка условие прочности		25786		>	25009.9	Условие выполнено		

Несущая способность плиты на действие изгибающего момента обеспечена

3.5. Расчет прочности плиты на действие опорных моментов

1	Величина опорных моментов 15% ОТ ПРОЛЕТНОГО		14621		19. стр.14				
2	Коэффициенты: am		0.02419	am=M /Rbb·h02	19. ф.22				
3	коэф.ξ		0.024489491	$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot am}$					
4	коэф.ζ		0.975810377	$\zeta = 0.5 + 0.5 \cdot \sqrt{1 - 2 \cdot am}$					
5	Количество необходимой арматуры в верхней зоне As`	1.76559077	0.00017656	$A_s' = \frac{\gamma_{bt} \cdot R_b \cdot b_f \cdot h_0' (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s}$					
6	Рабочая высота сечения для верхней арматуры h0`		0.198						
7	На приопорных участках по 4 каркаса (4D4 B500) As`, м2		0.0000502						

8	Сетка в верхней зоне плиты C1 (10D4 B500) As', см2		0.0001256	$h'_0 = H - a'$				
9	Верхняя арматура включает (10d4+4d4)		0.0001758	перearмирование, %		-0.4		
10	Сетка в верхней зоне плиты C1 включает:							
11	поперечные стержни длиной , м		1.11					
12	продольные стержни длиной , м		6.16					
13	Вес 1 пог. м арматуры сетки C1, кг		0.099					
14	Вес одного поперечного стержня сетки C1, кг		0.109					
15	Количество поперечных стержней сетки C1 (см.чертеж) , шт		32					
16	Вес поперечных стержней арматурысетки C1, кг		3.502					
17	Количество продольных стержней сетки C1 (см.чертеж) , шт		10					
18	Вес одного продольного стержня сетки C1, кг		0.607					
19	Вес продольных стержней арматурысетки C1, кг		6.074					
20	Прочность плиты на действие опорных моментов обеспечена							

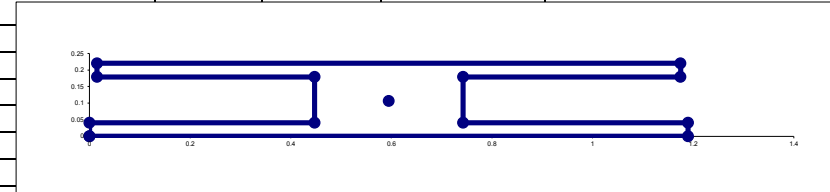
3.6. Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям 2 группы

0

0

3.6.1. Геометрические характеристики приведенного сечения

1	Условно принимаем квадратное сеч пустот C, м	0.138	См. раздел 3.2				
2	Рабочая высота сечения h ₀	0.1950	См. раздел 3.2				
3	Ширина нижней полочки b _f , м	1.49	См. раздел 3.2				
4	Ширина верхней полочки b _{f1} , м	1.46	См. раздел 3.2				
5	Ширина двутавра (ребра) b, м	0.451	См. раздел 3.2				
6	a=Es/Eb	7.27	См. раздел 3.2				
7	Высота ребра h, м	0.1377				0.970566183	0.17885
8	Площадь приведен сечения A _{red}	0.188082707	$A_{red} = b'_f \cdot h'_f + b_f \cdot h_f + b \cdot h + A_{sp} \cdot \alpha$	15. ф. 84		0.970566183	0.0412
9	Стат мом прив сеч отн ниж грани S _{red}	0.020190482	$S_{red} = b'_f \cdot h'_f \cdot y_3 + b \cdot h \cdot y_2 + b_f \cdot h_f \cdot y_1 + \alpha \cdot a \cdot A_{sp}$			1.49	0.0412
10	Расст от ниж гр до ц.т. прив сеч y ₀	0.107348957	$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}}$	15. ф. 85		1.49	0
11	Мом инерц прив сеч отн ц.т. J _{red}	0.001117729		15. ф. 83		$I_{red} = \frac{b'_f \cdot h'_f{}^3}{12} + b'_f \cdot h'_f (y_0 - y_3)^2 + \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h (y_0 - y_2)^2 + \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} +$	0
12	Мом сопр прив сеч W _{red} по ниж зоне	0.010412108	$W = \frac{I_{red}}{y_t}$	15. ф. 81		$+ b_f \cdot h_f (y_0 - y_1)^2 + \alpha \cdot A_{sp} \cdot e_{0p1}^2,$	
13	Расст от ц.т. прив сеч до наиб удал ядер точ r	0.0554	$r = \frac{W}{A_{red}}$	15. ф. 82		0.745	0.107348957
14	bf/b	3.24	>2, прин g=	учет работы свесов для таврового сечения		1.25	
15	Упругопласт мом по раст зоне W _{pl}	0.013015135					
16	Расстояние от силы обжатия до центра тяжести приведенного сечения e _{0p1}	0.0823	$e_{0p1} = y_0 - a$				
17	Плечо силы обжатия e _я	0.138	e _я =e _{0p1} + r				



3.6.2. Потери предварительного напряжения арматуры		Расчетные и принятые значения	Формула	Ссылки	Примечание
1	Первые потери σ_1	27000000	$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp}$	15.п.2.2.3.3	При электротермическом способе натяжения
2	Сила обжатия P1	548244	$P_{(1)} = \sum_j (A_{spj} \sigma_{sp(1)j})$	15.ф. 27	
3	Потери от тепературного перепада $\Delta\sigma_{sp2}$	0	$\Delta\sigma_{sp2} = 1,25\Delta t$	15.ф. 21	
4	Напряжения в бетоне от обжатия $\sigma_{b,sp}$	6241149	$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)}e_{sp}^2}{I_{red}}$		
5	Коэффициент продольного армирования μ	0.004560704			
6	Деформации усадки бетона	0.0002			0,0002 - для бетона классов В35 и ниже;
7	Потери от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5}$	40000000	$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s$	15.ф.24	
8	Коэффициент ползучести бетона φ_{hp}	2.1		15. т.5	для средней влажности
9	Потери от ползучести бетона $\Delta\sigma_{sp6}$	64062571	$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{b,sp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \left(1 + \frac{y_q^2 A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})}$	15. ф.25	
10	Полные потери $\sigma_{sp(2)}$	131062571	$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}$	19. ф.39	
11	Т.к. полные потери < 100МПа принимаем 100МПа	131062571			
12	Величина предварительного напряжения с учетом полных потерь, Мпа	768937429			
13	Тогда усилие обжатия с уч всех потерь P2, Н	482893	$P_{(2)} = \sum_j (A_{spj} \sigma_{sp(2)j})$	15.ф.29	
3.7. Расчет предварительно напряженных изгибаемых элементов на образование трещин					
	Изгибающий момент при образовании трещин	84069	$M_{crc} = R_{bt,ser} W \pm P e_{sp}$	64123	15. ф.75
	Трещины образуются когда $M > M_{crc}$		Трещины не образуются		
Расчет ширины раскрытия трещин не производится, т.к. трещины не образуются.					
3.8. Расчет прогиба плиты					
1	Для участков без трещин в растянутой зоне	$\left(\frac{1}{r}\right)_x$	$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2$	15.ф.101	
2	Пред доп прогиб f_u , м	0.0412	$\frac{1}{150}$	15.п 4.3.2.1	При действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок прогиб балок или плит во всех случаях не должен превышать пролета
3	Крив от непродолж. действия нагрузок (1/r)1	0.000932	$\frac{1}{r} = \frac{M - N_p e_{op}}{D}$	15.ф.103	
4	Крив от продолжит. действия нагрузок (1/r)2	0.001657	$\frac{1}{r} = \frac{M - N_p e_{op}}{D}$	15.ф.103	
5	Изгибная жёсткость	26126914	$D = E_{b1} I_{red}$	15.ф.104	
6	При непродолжительном действии нагрузок	23375000000	$E_{b1} = 0,85 E_b$	15.ф.110	

7	Прогиб от пост и дл нагр f, м		0.0103	$f = S^2 \left(\frac{1}{r} \right)_{\max}$	15.ф.100				
8	Прогиб не превышает допустимой величины		0.0103	<	15.ф.97	0.0412			

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

4. Расчет плиты в стадии изготовления, транспортировки и монтажа

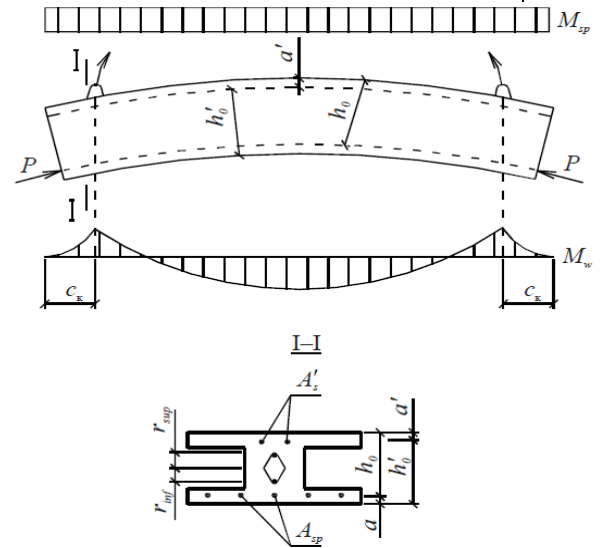


Рис. К расчету плиты перекрытия в стадии изготовления и монтажа

4.1. Проверка прочности верхней зоны плиты

1	Первые потери σ_1		27000000				
2	Сила обжатия в предельном состоянии		376988	$P = (\sigma_{sp1} \cdot \gamma_{sp} - \sigma_{su}) \cdot A_{sp} \gamma_1$			
3	Предельное напряжение в арматуре сжатой зоны, σ_{su}		360000000			19. приложение 11	
4	Момент обжатия относительно верхней арматуры		65219	$M_{sp} = P(h_0 - a')$			
5	Расстояние от сжатой грани до центра тяжести верхней арматуры, a'		0.0220	$a' = a + d_{верхн. арм} / 2$			
6	Расстояние от торца до петли S_k (см. чертеж)		0.35				
7	Коэффициент перегрузки при монтаже k_d		1.40				
8	Собственный вес 1 м погонной плиты с учетом коэффициента перегрузки		7307.6	$g_w = g_w^n \cdot \gamma_f \cdot k_d \cdot b_{пл}$			
9	Момент от собственного веса в зоне монтажной петли		447.6	$M_g = \frac{g_w \cdot c_k^2}{2}$			
10	Рабочая высота сечения верхней арматуры, м		0.198	$h_0' = H - a'$			

11	Коэффициент передаточной прочности γ_b		1.2					
12	Класс бетона при отпуске принимают не менее 50 % от класса В		11	Rbrпринимают не менее 50 % от класса В и не менее 11 МПа				
13	Rbr принимают, Па		6730000	6.73	19. прил. 10	интерполяцией		
14	Суммарный момент		65666.6					
15	Коэффициенты: a_m		0.18560	$a_m = M / R_{br} \cdot b \cdot h_0^2$				
16	ξ		0.2070	$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot a_m}$				
17	Площадь арматуры в сжатой зоне A_s'	0.82072	0.00008207	$A_s' = \frac{\xi \cdot R_s^{(p)} \cdot b_f \cdot h_0' - P}{R_s'}$				
18	Верхняя арматура(сетки С1 10d4+каркасы 4d4)	1.75840	0.0001758					
19	Прочность верхней зоны обеспечена, т.к. принятая площадь верхней арматуры более требуемой по расчету							
4.2. Проверка трещиностойкости верхней зоны плиты у пегли								
1	Момент от силы обжатия		14797.0	$P_{(1)}(e'_{0p} - r_{inf})$				
2	Предельное сопротивление бетона $R_{bt,ser}$		928000					
3	Условие образования трещин		12078.0	$R_{bt,ser}^{(p)} \cdot W_{pl}^{sup}$				
4	Трещины НЕ образуются			$R_{bt,ser}^{(p)} \cdot W_{pl}^{sup} \geq P_{(1)}(e'_{0p} - r_{inf})$				

	СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ								
1.	Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. - 5-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1991. - 767 с.								
2.	Бедов А.И., Габитов А.И., Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций. М.: АСВ 2006.								
3.	Бондаренко В.М., Бакиров Р.О., Назаренко В.Г., Римшин В.И. «Железобетонные и каменные конструкции». Учебник для вузов. М.: Высшая школа, 2008.								
4.	Бондаренко В.М., Римшин В.И. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций: Учеб. Пособие. - М.: Высш. шк., 2006. -504 с.								
5.	Бородачев Н. А. Автоматизированное проектирование железобетонных и каменных конструкций: Учеб. пособие для вузов. - М: Стройиздат, 1995. - 211 с.								
6.	Гарбусенко В.В. Основы расчета железобетона в вопросах и ответах: Уч. Пособие. М., АСВ, 2002. – 104 с.								
7.	Кузнецов В.С. Расчет и конструирование стыков и узлов элементов железобетонных конструкций. Уч. Пособие. М., АСВ, 2002., 128с.								
8.	Кумпяк О.Г. и др. Железобетонные конструкции. Часть 1.: Учебное издание. – М.: Издательство АСВ, 2003. – 280 с.								
9.	Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84), 1989. - 192 с.								
10.	Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч. II, 1988.- 144 с.								
11.	Проектирование железобетонных конструкций: Справоч. пособие/ А. Б. Гольшев, В. Я. Бачинский, В. П. Полищук и др.; Под ред. А. Б. Гольшева. - Киев: Будівельник, 1985. -496 с.								
12.	СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия./ Госстрой России.- М.: ГУП ЦПП. 2000.								
13.	СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции /Госстрой России. - М: ГУП ЦПП, 2000. - 76 с.								
14.	СНиП II-22-81 Каменные и армокаменные конструкции./ Госстрой России.- М.: ГУП ЦПП. 2002								
15.	СП 52-102-2004								
16.	СП 52-101-2003.								
17.	Фролов А.К. и др. Проектирование железобетонных, каменных и армокаменных конструкций / Учебное пособие6 – М.: АСВ, 2004, - 176 с.								
18.	Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. Учеб. Пособие для студентов строительных специальностей. – М.: «Архитектура - С», 2005. 168 с., ил.								
19.	Климов С.В. Проектирование и расчет железобетонных многослойных плит перекрытия: уч.мет. пособие. Пермь, 2008								