

**МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО
ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН**

**САМАРКАНДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО–
СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ ИМЕНИ МИРЗО УЛУГБЕКА**

Факультет «Строительный»

Кафедра «Производство строительных материалов, изделий и конструкций»

**Пояснительная записка к курсовому проекту
МНОГОПУСТОТНАЯ ПЛИТА ПЕРЕКРЫТИЯ**

Предмет: «Строительные конструкции заводского изготовления»

Выполнил Негматуллаева Г.

Проверил: ст. пр. Ибрагимоов Х.

САМАРКАНД – 2014

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ

Расчет сборных плит

Наибольший расход бетона в сборном перекрытии приходится на плиты, поэтому разработка их рациональных решений имеет особо важное значение. Достигается это, прежде всего, за счет удаления возможно большего количества бетона из растянутой зоны с сохранением вертикальных ребер, обеспечивающих прочность наклонных сечений и жесткость элемента.

По форме поперечного сечения различают ребристые, многопустотные и сплошные плиты (рисунок 1). Ребристые плиты применяют преимущественно в промышленных зданиях. Размеры поперечных сечений таких плит составляют: высота 350...400 мм, ширина 1500...3000 мм.

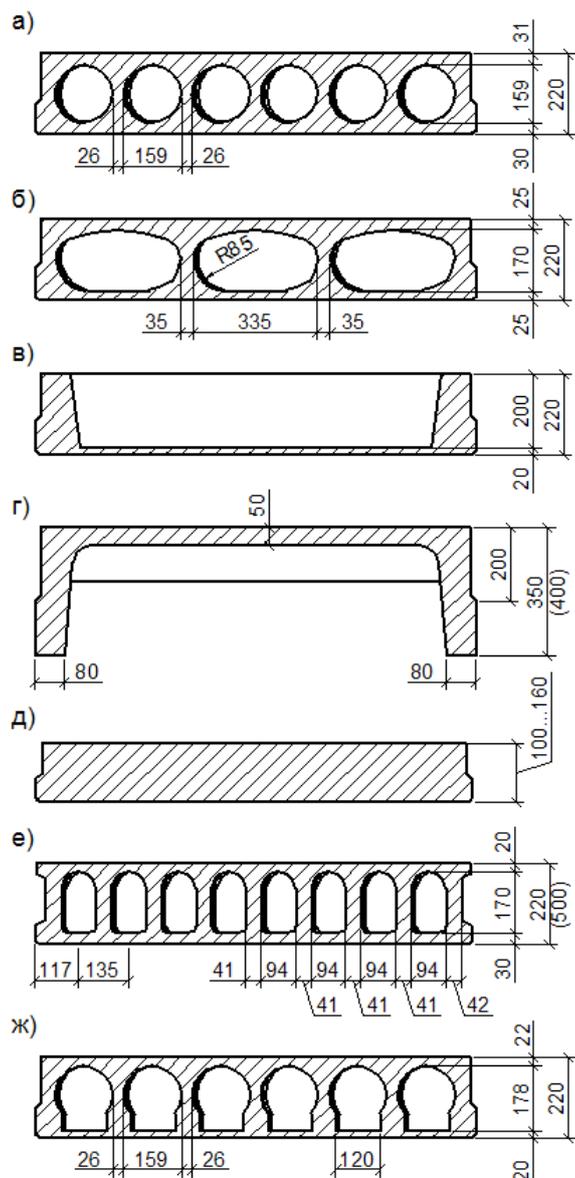


Рисунок 1. Формы поперечного сечения плит перекрытий: а – с круглыми пустотами; б – с овальными пустотами; в – ребристые с ребрами вверх; г – то же, вниз; д – сплошные; е – многопустотные стендовые безопалубочного формования; ж – с вертикальными пустотами

Многопустотные плиты, имеющие гладкие потолочные поверхности, применяют главным образом в гражданском строительстве. Наибольшее распространение получили плиты шириной 1000...2400 мм и высотой 220 мм с круглыми и вертикальными пустотами. Плиты с овальными пустотами, несмотря на лучшие показатели по расходу материалов, менее технологичны в изготовлении и в последнее время не применяются.

Сплошные плиты толщиной 100...160 мм применяют преимущественно в крупнопанельном строительстве. Они могут быть как однослойными, так и двухслойными с верхним слоем из легкого бетона. Последние целесообразно применять для чердачных перекрытий, так как такие плиты обладают повышенными теплотехническими свойствами.

Среди новых решений плит перекрытий следует отметить многопустотные плиты, изготавливаемые по непрерывной безопалубочной технологии (рисунок 1, е). Армирование этих плит выполняется напрягаемой высокопрочной арматурой $\varnothing 5$ Вр-II (Вр1400) размещаемой как в нижней, так и в верхней полках плиты в пространстве между пустотами. Изготовление таких плит производится экструзивным способом путем непрерывного безопалубочного формования на всю длину стелла. Термообработка отформованной ленты производится непосредственно на поддоне стелла, который разогревается путем сжигания газа в газогенераторной установке. После термообработки отформованная лента разрезается на плиты

необходимой длины алмазными пилами. Погрузка плит на транспортные средства и их монтаж производится траверсами с клещевыми захватами за наружные продольные кромки плит или с помощью монтажных петель, каждая из которых выполняется из двух Г-образных стержней $\varnothing 10$ А-I после формования непрерывной ленты.

Все приведенные плиты перекрытий рассчитываются по схеме однопролетной статически определимой балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой. Максимальные усилия в такой балке определяют по формулам:

$$M = \frac{ql_0^2}{8}; \quad Q = \frac{ql_0}{2},$$

где $q = (g + v) \cdot B$ – полная нагрузка на 1 погонный метр плиты; g – постоянная расчетная нагрузка, кН/м^2 ; v – временная расчетная нагрузка, кН/м^2 ; B – номинальная ширина плиты; l_0 – расчетный пролет плиты, равный расстоянию между линиями действия опорных реакций (рисунок 2).

Высоту сечения предварительно напряженных плит перекрытий принимают в пределах $h = (1/20 \dots 1/30) \cdot l_0$.

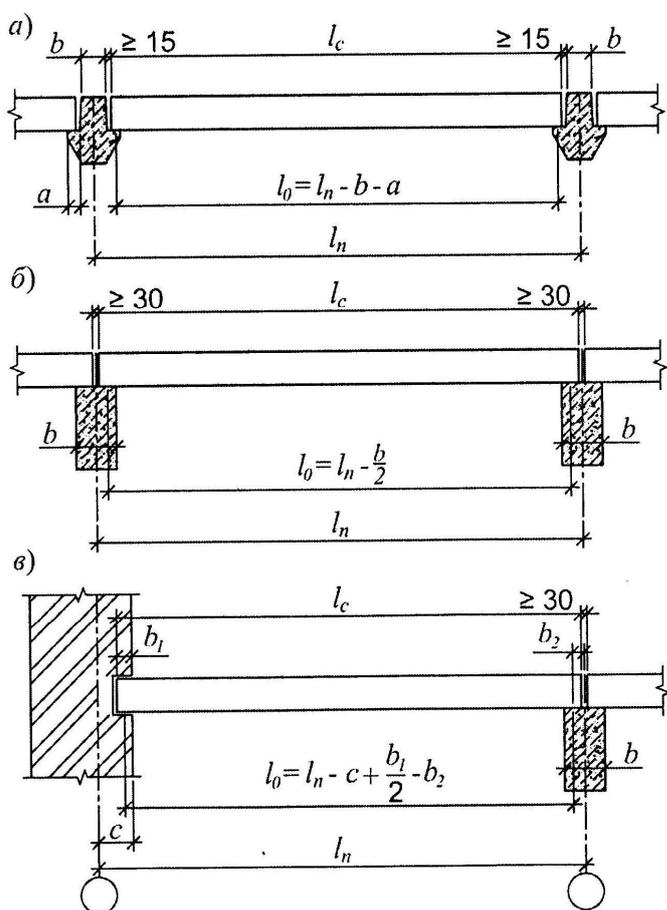


Рис. 2. Расчетные пролеты плит перекрытий при различном решении опирания: а – опирание на балки с полками вниз; б – опирание по верху; в – опирание на кирпичную стену и балку поверху

с круглыми пустотами

$$b = b_f' - n \cdot d,$$

где n – количество пустот; d – их диаметр.

Прочность наклонных сечений пустотных и ребристых плит следует рассчитывать с учетом работы свесов сжатой полки и влияния предварительного напряжения.

При расчете плит по второй группе предельных состояний сечения пустотных плит

Высота плит без предварительного напряжения арматуры определяется по эмпирической формуле

$$h = \frac{\delta l_0 R_s}{E_s} \cdot \frac{g_n \theta + v_n}{g_n + v_n},$$

где $\delta = 30 \dots 34$ – для ребристых плит с полкой в сжатой зоне;

$\delta = 18 \dots 20$ – для пустотных плит.

Большие значения принимают при рабочей арматуре класса А-II (А300), меньшие – при арматуре класса А-III (А400); g_n и v_n – соответственно длительно и кратковременно действующие нормативные нагрузки, кН/м^2 ; θ – коэффициент, учитывающий увеличение прогибов при длительно действии нагрузки, принимаемый равным 2 для пустотных и 1,5 для ребристых плит с полкой в сжатой зоне.

Расчет пустотных и ребристых плит выполняется как для элементов эквивалентного таврового профиля с полкой в сжатой зоне. При этом ширина полки таврового сечения принимается равной ширине плиты поверху (b_f'). Толщина ребра такого сечения равна сумме толщин всех ребер (рисунок 3). Например, для плит

должны быть приведены к эквивалентным двутавровым, так как при этом учитывается сопротивление всего сечения, как сжатой, так и растянутой зон. Такие сечения устанавливают, заменяя в пустотных панелях круглые, прямоугольные с овальными закруглениями и подобные отверстия эквивалентными по площади квадратными или прямоугольными

(рисунок 3). Например, для плиты с круглыми пустотами сторона h_1 квадратного отверстия, может быть определена из равенства площадей круга и соответствующего квадрата:

$$h_1^2 = \frac{\pi \cdot d^2}{4},$$

откуда $h_1 = \frac{d}{2} \sqrt{\pi} = 0,87d \approx 0,9d$.

Тогда ширина ребра эквивалентного двутаврового сечения будет равна $b = b_f' - 0,9d \cdot n$, толщина полок $h_f' = 0,5(h - h_1)$, а ширина полок остается равной соответственно b_f и b_f' .

Для плит с овальными пустотами и ребристых необходимо обеспечить также прочность плиты на местный изгиб. Расчетный пролет полки принимается равным расстоянию между ребрами в свету (l_{01}). При этом полка рассматривается как частично защемленная на опорах балка, изгибающий момент в которой определяется по формуле

$$M = \frac{q_1 \cdot l_{01}^2}{11}$$

где q_1 – расчетная нагрузка, действующая на полку плиты, кН/м.

В ребристых панелях с поперечными промежуточными ребрами изгибающие моменты в полке определяются как в плите, опертой по контуру.

Расчет по образованию и раскрытию трещин, а также по деформациям указанных

выше плит производится в соответствии с рекомендациями [6].

Конструирование сборных плит

В многопустотных плитах расстояние между продольными стержнями должно быть не более 400 мм. Для обеспечения прочности наклонных сечений плит, в ребрах устанавливаются плоские сварные каркасы (КР-1, рисунок 4 и 5). Плоские каркасы в круглопустотных плитах могут размещаться через одно – два ребра. Поперечные рабочие стержни данных каркасов объединяются с продольной монтажной или рабочей ненапрягаемой арматурой сварными соединениями. Верхнюю полку плит армируют плоскими сетками из холоднотянутой проволоки класса Вр-I (Вр500). В ребристой плите, как правило, применяют раздельное армирование полки в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. Сетки нижней полки пустотных плит устанавливают по конструктивным соображениям.

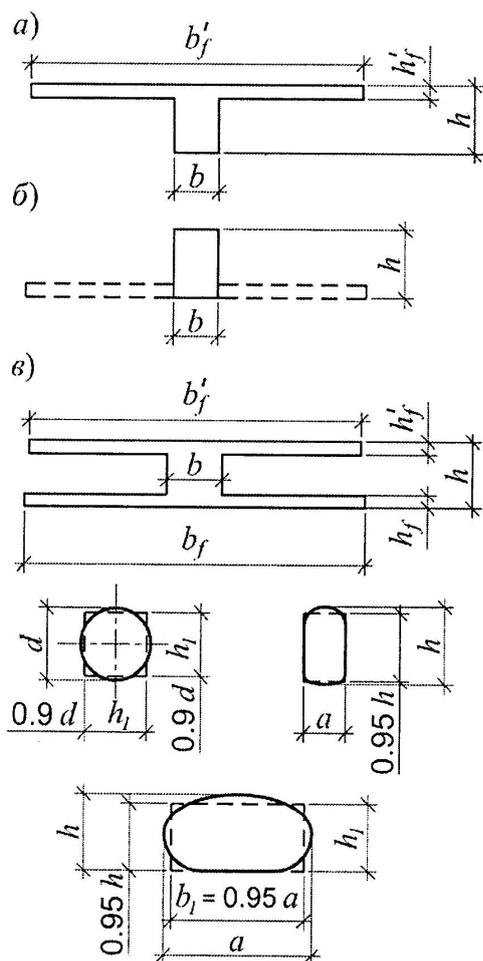


Рисунок 3. К определению расчетного сечения сборных панельных плит перекрытий: а – ребристая плита ребрами вниз; б – то же, ребрами вверх; в – пустотная панель

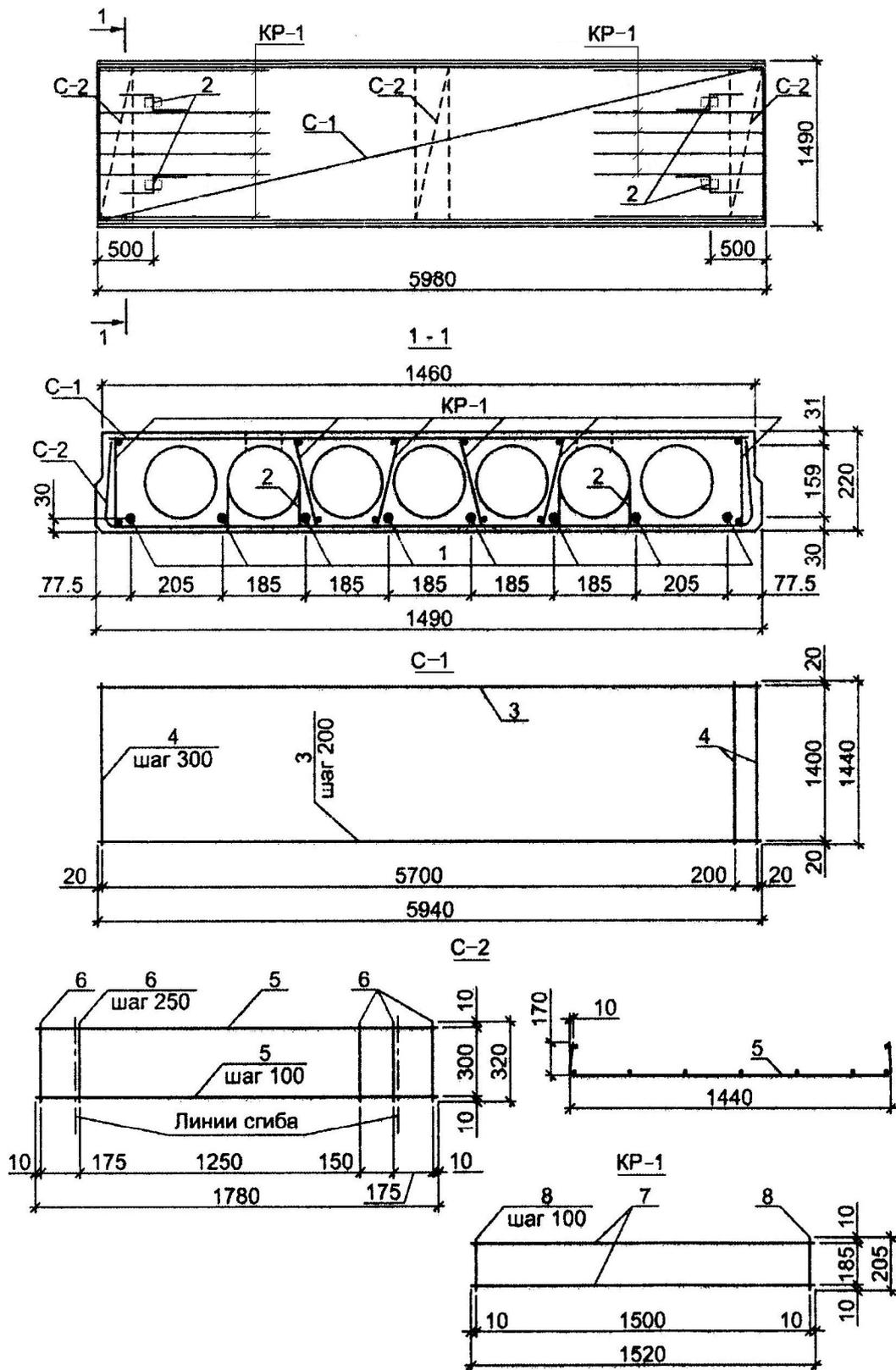


Рисунок 4. Армирование плиты с круглыми пустотами:

1 – предварительно напряженная арматура; 2 – петли; 3 – конструктивная арматура сетки С-1; 4 – рабочая арматура сетки С-1; 5, 6 – конструктивная арматура сетки С-2; 7 – конструктивная продольная арматура плоского каркаса Кр-1; 8 – поперечная арматура плоского каркаса Кр-1

Технико–экономическая оценка плит перекрытий

Экономичность плит перекрытий оценивается по приведенной толщине бетона, которую определяют делением объема бетона плит на её площадь, и по расходу арматуры.

Наиболее экономичны по расходу бетона плиты с овальными пустотами, однако при изготовлении они менее технологичны, т.к. после извлечения пустотообразователей стенки каналов свежееотформованного изделия иногда обваливаются. Поэтому в качестве типовых приняты сборные плиты с круглыми пустотами. Плиты ребрами вверх при относительно малой приведенной толщине бетона (80 мм) менее индустриальны, так как при их использовании требуется устройство настила под полы. В результате стоимость перекрытия оказывается более высокой.

В ребристых плитах ребрами вниз приведенная толщина бетона равна 105 мм, расход арматуры на 1 м² площади – 8,3...21,5 кг в зависимости от величины временной нагрузки.

Таблица 1.1

Технико–экономические показатели плит перекрытий при номинальном пролете 6 м и расчетной нагрузке 8 кН/м²

Типы плит	Приведенная толщина бетона, мм	Расход стали на 1 м ² площади в зависимости от вида арматуры, кг		
		без предварительного напряжения	напрягаемая	
			стержневая	проволочная
С пустотами:				
овальными	92	8	4,3	3,4
вертикальными	102	8,5	4,7	3,7
круглыми	120	8,5	4,7	3,7
Ребристые:				
ребрами вниз	105	–	до 21,5	от 8,3
ребрами вверх	80	9,1	5	4
Сплошные	120...160	14...16	12...14	10...11

МНОГОПУСТОТНАЯ ПЛИТА ПЕРЕКРЫТИЯ (с круглыми пустотами диаметром 159 мм)

Данные для проектирования

Требуется выполнить расчет и конструирование сборной железобетонной плиты междуэтажного перекрытия жилого здания со стенами из кирпича. Здание момент возводиться в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

Несущим элементом перекрытия является многопустотная плита перекрытия с круглыми пустотами диаметром 159мм, шириной 1190мм и длиной 5860мм. Плита без предварительного напряжения. Плита опирается на кирпичные стены.

Для изготовления плит предусматриваем: тяжелый бетон класса В20 по прочности на сжатие; продольную арматуру – из стали класса А–III (А400); монтажную и поперечную арматуру – из стали класса А–I (А240); сварные сетки в верхней и нижней полках – из арматуры класса А–III (А400).

Армирование плиты производим с учетом использования номенклатуры арматурной стали Бекабадского металлургического завода.

Расчетные характеристики материалов принимаем на КМК [4] или по таблицам П.1.3...П.1.8.

Для бетона класса В20 при коэффициенте условия работы бетона $\gamma_{b2} = 1,0$:

$R_b = 11,5$ МПа; $R_{bt} = 0,90$ МПа; $R_{b, ser} = 15$ МПа; $R_{bt, ser} = 1,40$ МПа;

$E_b = 24000$ МПа (бетона подвергнут тепловой обработке при атмосферном давлении)

Для арматурной класса А–III (А 400) диаметром 10...40мм:

$R_s = R_{sc} = 365$ МПа; $E_s = 200\ 000$ МПа.

Для арматуры класса А–I (А 240) диаметром 6...40 мм:

$R_s = R_{sc} = 215$ МПа; $E_s = 210\ 000$ МПа.

Определение нагрузок и усилий

Действующие нагрузки на 1 м^2 перекрытия приведены в таблице 1.

Таблица 1.

Нагрузки на междуэтажное перекрытие, кН/м^2

Вид нагрузки	Нормативная	Коэффициенты		Расчетная при	
		γ_h	γ_f	$\gamma_f = 1$	$\gamma_f > 1$
Постоянная:					
– от бетонного пола $h = 2$ см, $\gamma = 24$ кН/м^3	0,48	0,95	1,3	0,456	0,593
– от шлакобетонного слоя $h = 6$ см, $\gamma = 12$ кН/м^3	0,72	0,95	1,3	0,684	0,889
–от железобетонной плиты приведенной толщиной $h = 12$ см, $\gamma = 25$ кН/м^3	3	0,95	1,1	286	3,135
итого	4,2			3,99	4,617
Временная: (таблица 3, КМК [3])					
кратковременная	3,0	0,95	1,3	2,85	3,705
длительная	1,5	0,95	1,3	1,425	1,853
итого	4,5			1,425	1,853
Полная:	8,7			8,265	10,175
в том числе					
постоянная и длительная	5,7			5,415	6,47

кратковременная	3,0		2,85	3,705
-----------------	-----	--	------	-------

На 1 м длины панели шириной 120 см действуют следующие нагрузки, кН/м:
кратковременная расчетная –

$$\text{при } \gamma_f = 1 \quad p_{cd}^n = 2,85 \cdot 1,2 = 3,42,$$

$$\text{при } \gamma_f > 1 \quad p_{cd} = 3,705 \cdot 1,2 = 4,446;$$

постоянная и длительная расчетная –

$$\text{при } \gamma_f = 1 \quad g^n + p_{ld}^n = 5,415 \cdot 1,2 = 6,498,$$

$$\text{при } \gamma_f > 1 \quad g + p_{ld} = 6,47 \cdot 1,2 = 7,764;$$

полная расчетная –

$$\text{при } \gamma_f = 1 \quad q^n = 8,265 \cdot 1,2 = 9,918,$$

$$\text{при } \gamma_f > 1 \quad q = 10,175 \cdot 1,2 = 12,21.$$

Изгибающий момент от полной расчетной нагрузки при $\gamma_s > 1$

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{12,21 \cdot 5,74^2}{8} = 50,287 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $l_0 = l - 0,5a - 0,5a = 5,86 - 0,5 \cdot 0,12 - 0,5 \cdot 0,12 = 5,74 \text{ м}$,

здесь $a = 0,12 \text{ м}$ – опирание плиты на кирпичную стену.

Изгибающий момент: от полной расчетной нагрузки при $\gamma_f = 1$ (для расчета прогибов и трещиностойкости)

$$M^n = \frac{q^n l_0^2}{8} = \frac{9,918 \cdot 5,74^2}{8} = 40,847 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

то же, от постоянной и длительной временной нагрузок

$$M_{ld}^n = \frac{6,498 \cdot 5,74^2}{8} = 26,762 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

то же, от кратковременной нагрузки

$$M_{cd}^n = \frac{3,42 \cdot 5,74^2}{8} = 14,085 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальная поперечная сила на опоре:

от расчетной нагрузки при $\gamma_f > 1$

$$Q = 0,5ql_0 = 0,5 \cdot 12,21 \cdot 5,74 = 35,043 \text{ кН};$$

то же, от расчетной нагрузки при $\gamma_f = 1$

$$Q^n = 0,5 \cdot 9,918 \cdot 5,74 = 28,465 \text{ кН};$$

$$Q_{ld}^n = 0,5 \cdot 6,498 \cdot 5,74 = 18,65 \text{ кН}.$$

Подбор сечений

Плиту рассчитываем как однопролётную балку прямоугольного сечения с заданными размерами $b \times h = 120 \times 22 \text{ см}$ (рисунок 1). Проектируемая плита шестипустотная (рисунок 2.2 а). В расчете поперечное сечение пустотной плиты приводим к эквивалентному двутавровому сечению (рисунок 2.2 б). Заменяем площадь круглых пустот прямоугольниками той же площади и того же момента инерции. Вычисляем

$$h_1 = 0,9d = 0,9 \cdot 159 = 143 \text{ мм};$$

$$h_f = h'_f = \frac{h - h_1}{2} = \frac{220 - 143}{2} = 38,5 \text{ мм}.$$

Приведенная толщина ребер $b = 1160 - 6 \cdot 143 = 302 \text{ мм}$.

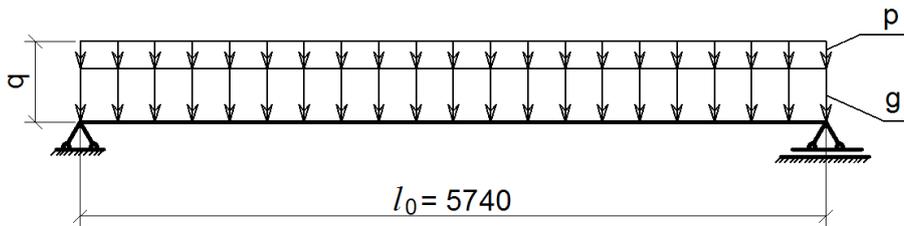


Рисунок 2.1. Расчетная схема плиты.

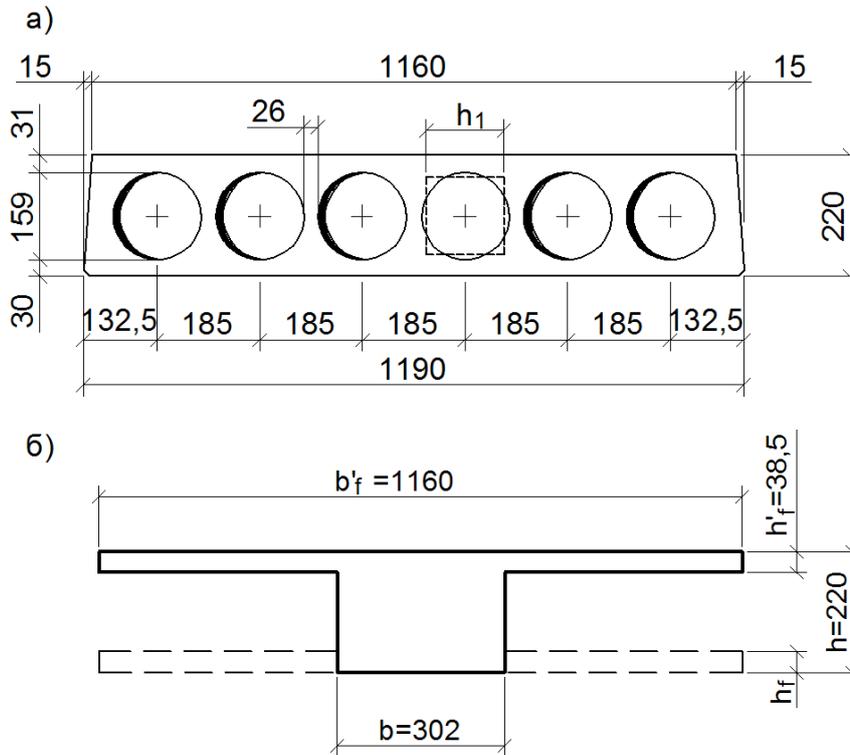


Рисунок 2. К расчету плиты: а – поперечное сечение; б – эквивалентное поперечное сечение.

Расчет прочности плиты по нормальным сечениям

Отношение $\frac{h'_f}{h} = \frac{38,5}{220} = 0,175 > 0,1$.

В расчет вводим всю ширину полки $b'_f = 1160$ мм.

Принимаем $a = 3$ см. Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ см.}$$

Поскольку нагрузки малой суммарной продолжительности отсутствуют, принимаем $\gamma_{b2} = 0,9$ (таблица 14 КМК [4])

Тогда $R_b = 0,9 \cdot 11,5 = 10,35$ МПа; $R_{bt} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81$ МПа.

По формулам (3.17), (3.18) и (3.25) [9]

Вычисляем:

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 10,35 = 0,7672;$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,7672}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,7672}{1,1}\right)} = 0,628.$$

Здание может строиться в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, поэтому значение ξ_R умножаем на коэффициент 0,85 (п.3.8.1 КМК [2])

$$\xi_R = 0,85 \cdot \xi_{R0} = 0,85 \cdot 0,628 = 0,534;$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,534 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,534) = 0,391$$

Определяем положение границы сжатой зоны по условию (3.5 2) [9]. Так как

$$M'_{fu} = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 10,35 \cdot 10^2 \cdot 116 \cdot 3,85 \cdot (19 - 0,5 \cdot 3,85) = 7892594 \text{ Н} \cdot \text{см} > M = 5028700 \text{ Н} \cdot \text{см},$$

Граница сжатой зоны проходит в полке. Площадь сечения растянутой арматуры вычисляем, как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f = 116 \text{ см}$.

По формуле (3.29) [9]

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{50,287 \cdot 10^5}{10,35 \cdot 10^2 \cdot 116 \cdot 19^2} = 0,116.$$

Условие $\alpha_m = 0,116 < \alpha_R = 0,391$ выполняется.

Коэффициенты:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,116} = 0,124;$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,116}) = 0,938.$$

Площадь сечения продольной арматуры вычисляем по формуле (3.43) [9]

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{50,287 \cdot 10^5}{365 \cdot 10^2 \cdot 0,938 \cdot 19} = 7,73 \text{ см}^2.$$

Предварительно принимаем 7 $\varnothing 12A$ –III (A400) с $A_s = 7,92 \text{ см}^2$. Данную арматуру изготавливаем в виде сетки С–1 марки $\frac{12A400 - 180}{6A240 - 300}$ и располагаем по низу плиты (рисунок

2.3). По верху плиты устанавливаем сетку С–2 марки $\frac{8A400 - 180}{6A240 - 300}$

Расчет прочности плиты по наклонным сечениям

Проверяем условие необходимости постановки поперечной арматуры для плиты при $Q = 35043 \text{ Н}$. Вычисляем проекцию наклонного сечения по формуле

$$c = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{Q_b} = \frac{V_b}{Q_b},$$

где $\varphi_{b2} = 2$ – для тяжелого бетона;

φ_f – коэффициент, учитывающий влияние свесов сжатых полок в многопустотной плите при семи ребрах

$$\varphi_f = n \cdot 0,75 \cdot \frac{3h'_f \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = 7 \cdot 0,75 \cdot \frac{3 \cdot 3,85 \cdot 3,85}{30,2 \cdot 19} = 0,407 < 0,5;$$

$\varphi_n = 0$, ввиду отсутствия усилия обжатия

Значение

$$V_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 2 \cdot (1 + 0,407 + 0) \cdot 0,81 \cdot 10^2 \cdot 30,2 \cdot 19^2 = 2484982 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

В расчетном наклонном сечении

$Q_b = Q_{sw} = \frac{Q}{2}$, следовательно

$$c = \frac{V_b}{0,5Q} = \frac{2484982}{0,5 \cdot 35043} = 142 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 19 = 38 \text{ см}.$$

Принимаем $c = 38 \text{ см}$, тогда

$$Q_b = \frac{V_b}{c} = \frac{2484982}{38} = 65394 \text{ Н} > Q = 35043 \text{ Н.}$$

Следовательно, поперечная арматура по расчету не требуется.

Поперечную арматуру предусматриваем из конструктивных условий шаг $S \leq \frac{h}{2} = \frac{22}{2} = 11 \text{ см}$, а также $S \leq 15 \text{ см}$.

Назначаем поперечные стержни диаметром 6мм класса А-I (А240) через 10 см у опор на участках длиной $\frac{1}{4}$ пролета

Определение прогибов.

Момент в середине пролета:

–от полной расчетной нагрузки при $\gamma_f = 1,0$ $M^n = 40827 \text{ кН}\cdot\text{м}$;

–от постоянной и длительной нагрузок при $\gamma_f = 1,0$ $M_{ld}^n = 26,762 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Определяем прогиб панели приближенным методом используя значения λ_{lim} . Для этого предварительно вычислим:

$$\gamma = \gamma' = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(116 - 30,2)}{30,2 \cdot 19} = 0,576;$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot \frac{E_s}{E_b} = \frac{7,92 \cdot 2,0 \cdot 10^5}{30,2 \cdot 19 \cdot 2,4 \cdot 10^4} = 0,115.$$

По таблица 2.20 [5] при $\gamma = \gamma' = 0,6$, $\mu\alpha = 0,1$ и классе арматуры А-III (А400) находим $\lambda_{lim} = 14$.

Общую оценку деформативности плиты определяем по формуле (2.145) [5]

$$\frac{l}{h_0} + \frac{18h_0}{l} \leq \lambda_{lim}.$$

Так как $\frac{574}{19} + 18 \cdot \frac{19}{574} = 30,2 + 0,6 = 30,8 > 14$, условие (2.145) [5] не выполняется, требуется расчет прогибов.

Прогиб в середине пролета плиты определяем по формуле (2.142) [5] от постоянных и длительных нагрузок

$$f_{max} = \frac{sl^2}{r_c} = \frac{5}{48} \cdot 5,74^2 \cdot \frac{1}{r_c},$$

где $\frac{1}{r_c}$ – кривизна в середине пролета плиты, определяемая по формуле (2.144) [5]

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_c} &= \frac{1}{E_s A_s h_0^2} \cdot \frac{M_{ld}^n - k_{2ld} \cdot b \cdot h^2 \cdot R_{bt,ser}}{k_{1ld}} = \\ &= \frac{1}{2,0 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 7,92 \cdot 19^2} \times \frac{2676200 - 0,2 \cdot 30,2 \cdot 22^2 \cdot 1,4 \cdot 10^2}{0,41} = 9,669 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}, \end{aligned}$$

здесь коэффициенты $k_{1ld} = 0,41$ и $k_{2ld} = 0,2$ приняты по таблица (2.19) [5] в зависимости от $\mu\alpha = 0,1$ и $\gamma' = 0,576 \approx 0,6$ для двутавровых сечений.

Прогиб

$$f_{max} = \frac{5}{48} \cdot 5,74^2 \cdot 9,669 \cdot 10^{-5} = 3,32 \text{ см},$$

что больше $f_{lim} = 3 \text{ см}$ для элементов перекрытий с плоским потолком при $l = 6 \dots 7,5 \text{ м}$

(см. таблица 2.2 [5]).

Увеличиваем площадь продольной арматуры и принимаем $7\varnothing 14$ А400 с площадью $A_s=10,77 \text{ см}^2$.

Вычисляем

$$\mu\alpha = \frac{A_s E_s}{b \cdot h_0 \cdot E_b} = \frac{10,77 \cdot 2,0 \cdot 10^5}{30,2 \cdot 19 \cdot 2,4 \cdot 10^4} = 0,156.$$

По таблица 2.19 [5] в зависимости от $\mu=0,15$ $\gamma = \gamma' = 0,6$ для двутавровых сечений значение коэффициентов $k_{1/d} = 0,38$ и $k_{2/d} = 0,2$.

Кривизна в середине пролета плиты

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_c} &= \frac{1}{E_s A_s h_0^2} \cdot \frac{M_{1/d}^n - k_{2/d} \cdot b \cdot h^2 \cdot R_{bt,ser}}{k_{1/d}} = \\ &= \frac{1}{2,0 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 10,77 \cdot 19^2} \times \frac{2676200 - 0,2 \cdot 30,2 \cdot 22^2 \cdot 1,4 \cdot 10^2}{0,38} = 7,672 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}, \end{aligned}$$

Прогиб

$$f_{\max} = \frac{5}{48} \cdot 574^2 \cdot 7,672 \cdot 10^{-5} = 2,64 \text{ см},$$

что меньше $f_{\lim} = 3 \text{ см}$

Окончательно принимаем сетки С-1 марки $\frac{14A400 - 180}{6A240 - 300}$.

Расчет плиты по раскрытия трещин.

Плита перекрытия, согласно таблица 2 КМК [4] относится к третьей категории трещиностойкости, как элемент эксплуатируемый в закрытом помещении и армируемый стержнями из стали класса А-III (А400). Предельно допустимая ширина раскрытия трещин

$$a_{cr1} = 0,4 \text{ мм} \text{ и } a_{cr2} = 0,3 \text{ мм}.$$

Для элементов третьей категории трещиностойкости, рассчитываемых по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси, при действии кратковременных и длительных нагрузок должно соблюдаться условие (3.16) [5]

$$a_{cr} = a_{cr1} - a_{cr2} + a_{cr3} < a_{cr,max},$$

где $a_{cr1} - a_{cr2}$ – приращение ширины раскрытия трещин в результате кратковременного увеличения нагрузки от постоянной и длительной до полной;

a_{cr3} – ширина раскрытия трещин от длительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Ширину раскрытия трещин определяем по формуле (144) КМК [4]

$$a_{cr} = \delta \varphi_e \cdot \eta \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d},$$

где $\delta = 1$ – для изгибаемых элементов;

$\eta = 1$ – для стержневой арматуры периодического профиля;

$d = 1,4 \text{ см}$ – принятый диаметр стержня;

$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ – для арматуры класса А-III (А400);

$\varphi_l = 1$ – при кратковременных нагрузках и

$\varphi_l = 1,6 - 15\mu$ – при постоянных длительных нагрузках:

$$\mu = \frac{10,77}{30,2 \cdot 19} = 0,0188 < \mu = 0,02,$$

принимаем $\mu = 0,0188$ (см. п. 4.14 КМК [4]),

тогда

$$\varphi_l = 1,6 - 15 \cdot 0,0188 = 1,318;$$

напряжение

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot z_1} = \frac{M}{W_s}.$$

Определяем значение z_1 по формуле (166) КМК [4]

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right],$$

где $\varphi_f = 0,576$;

$$\frac{h'_f}{h_0} = \frac{3,85}{19} = 0,203.$$

По формуле (161) КМК [4] определяем ξ :

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}}.$$

Значение λ определяем по формуле (163) КМК [4]

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right) = 0,576 \cdot \left(1 - \frac{3,85}{2 \cdot 19} \right) = 0,518.$$

Значение δ определяем по формуле (162) КМК [4]:

от действия полной расчетной нагрузки при $\gamma_f = 1,0$

$$\delta = \frac{M^n}{R_{b,ser} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{40847 \cdot 10^5}{15 \cdot 10^2 \cdot 116 \cdot 19^2} = 0,0651;$$

то же от действия постоянной и длительной нагрузки:

$$\delta_{ld} = \frac{M_{ld}^n}{R_{b,ser} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{26,762 \cdot 10^5}{15 \cdot 10^2 \cdot 116 \cdot 19^2} = 0,0426.$$

Значение $\mu\alpha = 0,115$

Вычисляем ξ при кратковременном действии всей нагрузки

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,0651 + 0,518)}{10 \cdot 0,156}} = 0,232 > \frac{h'_f}{h_0} = \frac{3,85}{19} = 0,203;$$

продолжаем расчет как для элементов тавровых сечений

Значение

$$z_1 = 19 \cdot \left[1 - \frac{0,203 \cdot 0,576 + 0,232^2}{2 \cdot (0,576 + 0,232)} \right] = 17,27 \text{ см.}$$

Упругопластический момент сопротивления железобетонного сечения после образования трещин

$$W_s = A_s \cdot z_1 = 10,77 \cdot 17,21 = 185 \text{ см}^3.$$

а. Расчет по длительному раскрытию трещин

Момент $M_{ld}^n = 26,762 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Значение

$$\delta_{ld} = \frac{M_{ld}^n}{R_{b,ser} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{26,762 \cdot 10^5}{15 \cdot 10^2 \cdot 116 \cdot 19^2} = 0,0426. \text{ (повтор)}$$

Значение $\mu\alpha = 0,115$

Вычисляем ξ при длительном действии всей нагрузки

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,0426 + 0,518)}{10 \cdot 0,156}} = 0,236 > \frac{h'_f}{h_0} = \frac{3,85}{19} = 0,203;$$

продолжаем расчет как для элементов тавровых сечений

Значение

$$z_1 = 19 \cdot \left[1 - \frac{0,203 \cdot 0,576 + 0,232^2}{2 \cdot (0,576 + 0,232)} \right] = 17,27 \text{ см.}$$

Напряжение в растянутой арматуре при действии настоянных и длительных нагрузок

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{ld}^n}{W_s} = \frac{21,087 \cdot 10^5}{135} = 15620 \text{ Н/см}^2 = 156,2 \text{ МПа,}$$

где $W_s = 135 \text{ см}^2$ принята без пересчета величины z_1 , так как значение ξ при подстановке в формулу (161) КМК [4] параметра $\delta_{ld} = 0,0336$ (в место $\delta = 0,0425$) изменяется незначительно.

Ширина раскрытия трещины от действия настоянной и длительной нагрузок при $\varphi_l = 1,393$

$$a_{cr3} = 1 \cdot 1 \cdot 1,393 \cdot \frac{156,2}{2,0 \cdot 10^5} \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,0138) \sqrt[3]{12} = 0,106 \text{ мм} < a_{cr,u} = 0,3 \text{ мм.}$$

Условие выполняется.

б. Расчет по кратковременному раскрытию трещин

$$M^n = 26,721 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_{ld}^n = 21,087 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Ширину раскрытия трещин определяем по формуле (3.16) [5]

$$a_{cr} = a_{cr1} - a_{cr2} + a_{cr3}.$$

Напряжение в растянутой арматуре при совместном действии всех нормативных нагрузок

$$\sigma_{s1} = \frac{M^n}{W_s} = \frac{26,721 \cdot 10^5}{135} = 19793 \text{ Н/см}^2 = 197,93 \text{ МПа}$$

Приращение напряжений от кратковременного увеличения нагрузки от длительно действующей до её полной величины

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s1} - \sigma_{s2} = 197,93 - 156,2 = 41,73 \text{ МПа.}$$

Соответствующее приращение ширины раскрытия трещин при $\varphi_l = 1$ по формуле (144) КМК [4] будет

$$\Delta a_{cr} = a_{cr1} - a_{cr2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{41,73}{2,0 \cdot 10^5} \cdot 20 \times (3,5 - 100 \cdot 0,0138) \times \sqrt[3]{12} = 0,02 \text{ мм.}$$

Ширина раскрытия трещин при совместном действии всех нагрузок

$$a_{cr} = 0,02 + 0,106 = 0,126 \text{ мм} < a_{cr1,n} = 0,4 \text{ мм,}$$

т.е. условие выполняется.

Значения a_{cr} на формуле (144) КМК [4] можно подсчитывать без предварительного

вычисления напряжений $\Delta\sigma_s$, подставляя в формулу значения $\sigma_s = \frac{M}{W_s}$. В этом случае расчет значений a_{crc} будет иметь следующий вид:

$$a_{crc1} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{26,721 \cdot 10^5}{125 \cdot 2,0 \cdot 10^5 \cdot 10^2} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0138) \cdot \sqrt[3]{12} = 0,104 \text{ мм};$$

$$a_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{21,087 \cdot 10^5}{125 \cdot 2,0 \cdot 10^5 \cdot 10^2} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0138) \cdot \sqrt[3]{12} = 0,082 \text{ мм};$$

$$a_{crc3} = 1 \cdot 1 \cdot 1,393 \cdot \frac{21,087 \cdot 10^5}{125 \cdot 2,0 \cdot 10^5 \cdot 10^2} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0138) \cdot \sqrt[3]{12} = 0,114 \text{ мм} < a_{crc2,u} = 0,3 \text{ мм};$$

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,104 - 0,082 + 0,114 = 0,136 \text{ мм} < a_{crc1,u} = 0,4 \text{ мм}.$$

Проверка по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси

Ширину раскрытия Н/см^2 трещин, наклонных к продольной оси элемента и армированных поперечной арматурой, определяем по формуле (152) КМК [4]

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0,6\sigma_{sw}d_w\eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15E_b(1 + 2\alpha\mu_w)},$$

где φ_l – коэффициент, равный 1,0 при учете кратковременных нагрузок, включая постоянные и длительные нагрузки непродолжительного действия, и равный 1,5 для тяжелого бетона естественной влажности при учете постоянных и длительных нагрузок продолжительного действия;

$\eta = 1,3$ – для гладкой стержневой арматуры (см.п.4.14) КМК [4];

$d_w = \text{Ø}6\text{A-I (A240)}$ – диаметр поперечных стержней;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{2,4 \cdot 10^4} = 8,33;$$

$$\mu_s = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{4 \cdot 0,283}{30,2 \cdot 10} = 0,003748,$$

здесь A_{sw} – площадь сечения поперечных стержней в четырех каркасах – $4\text{Ø}6\text{A-I}$.
Напряжение в поперечных стержнях по формуле (153) КМК [4]

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw} h_0} S \leq R_{s,ser},$$

где

$$Q_{b1} = \frac{0,8\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt,ser}bh_0^2}{c} = \frac{0,8 \cdot 1,5 \cdot (1 + 0) \cdot 1,4 \cdot 10^2 \cdot 30,2 \cdot 19^2}{38} = 48199 \text{ Н},$$

здесь $\varphi_n = 0$; $c = 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 19 = 38 \text{ см}$.

Поперечная сила от действия полной расчетной нагрузки при $\gamma_f = 1,0$

$$Q^n = 28,465 \text{ кН} = Q.$$

Напряжение

$$\sigma_{sw} = \frac{28465 - 48199}{4 \cdot 0,283 \cdot 19} \cdot 10 < 0.$$

Так как σ_{sw} на расчету отрицательна, по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси не будет.

Проверка плиты на монтажные нагрузки

Плита имеет четыре монтажные панели из стали класса А-I, расположенные на расстоянии 35 см от концов плиты (рисунок 2.4, а). С учетом коэффициента динамичности $k_d = 1,4$ расчетная нагрузка от собственного веса плиты при $\gamma_f > 1,0$

$$q = k_d \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{п} \cdot g \cdot b = 1,4 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 3000 \cdot 1,19 = 5223 \text{ Н/м},$$

где $g = h_{ред} \cdot \rho = 0,12 \cdot 25000 = 3000 \text{ Н/м}^2$ – собственный вес плиты на площади 1 м^2 ;

$b = 1,19 \text{ м}$ – конструктивная ширина плиты;

$h_{ред} = 0,12 \text{ м}$ – приведенная толщина плиты;

$\rho = 25000 \text{ Н/м}^3$ – плотность железобетона.



Рисунок 2.4. К расчету сборной плиты перекрытия на монтажную нагрузку: а – план плиты; б – расчетная схема и эпюра моментов консольной части плиты

Отрицательный изгибающий момент (рисунок 2.4 б) консольной части плиты

$$M = \frac{ql_1^2}{2} = \frac{5223 \cdot 0,35^2}{2} = 320 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Этот момент воспринимается продольной монтажной арматурой каркасов. Принимая, $z_1 = 0,9h_0$ требуемая площадь сечения указанной арматуры составляет

$$A_s = \frac{M}{z_1 \cdot R_s} = \frac{32000}{0,9 \cdot 19 \cdot 225 \cdot 10^2} = 0,083 \text{ см}^2,$$

что значительно меньше принятой монтажной $4\varnothing 8$ А-I (А240) с $A_s = 4 \cdot 0,503 = 2,012 \text{ см}^2$.

При подъеме плиты вес её может быть передан на две петли. Тогда усилие на одну петлю составляет

$$N = \frac{ql}{2} = \frac{5223 \cdot 5,86}{2} = 15309 \text{ Н}$$

Площадь сечения арматуры панели

$$A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{15309}{225 \cdot 10^2} = 0,68 \text{ см}^2,$$

Принимаем конструктивно стержни диаметром 12 мм с $A_s = 1,131 \text{ см}^2$.