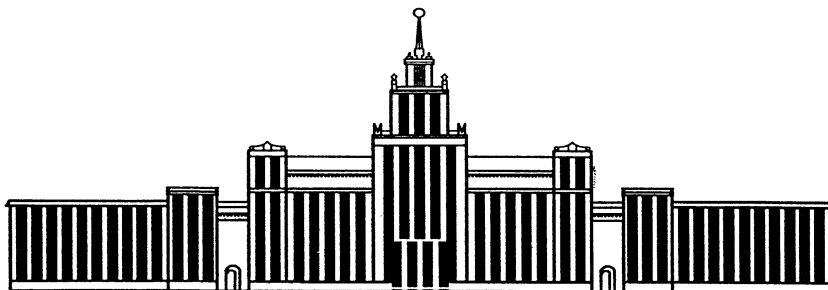

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ



ЮЖНО-УРАЛЬСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

624.014(07)
С622

С.А. Сонин, С.В. Амелькович, А.В. Фердер

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СБОРНОГО
ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ**

Учебное пособие к практическим занятиям
по курсу железобетонных и каменных конструкций

Челябинск
2010

Министерство образования и науки Российской Федерации
Южно-Уральский государственный университет
Кафедра «Строительные конструкции и инженерные сооружения»

624.014(07)
С622

С.А. Сонин, С.В. Амелькович, А.В. Фердер

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

Учебное пособие к практическим занятиям
по курсу железобетонных и каменных конструкций

Челябинск
Издательский центр ЮУрГУ
2010

УДК 624.016.001.2(075.8)
С622

*Одобрено
учебно-методической комиссией
архитектурно-строительного факультета*

*Рецензенты:
В.С. Казанцев, И.Д. Питкин*

Сонин, С.А.

С622 Расчет и конструирование сборного железобетонного перекрытия: учебное пособие к практическим занятиям по курсу железобетонных и каменных конструкций / С.А. Сонин, С.В. Амелькович, А.В. Фердер. – Челябинск: Издательский центр ЮУрГУ, 2010. – 48 с.

В учебном пособии рассмотрены основные положения расчета и конструирования сборного перекрытия. Приведен пример расчета ребристой плиты.

Пособие предназначено для студентов специальности 270105 «Городское строительство и хозяйство», 270301 «Архитектура жилых и общественных зданий», 270102 «Промышленное и гражданское строительство».

УДК 624.016.001.2(075.8)

© Издательский центр ЮУрГУ, 2010

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ	6
1. ЗАДАНИЕ НА ВЫПОЛНЕНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА	
1.1. Состав проекта	7
1.2. Расчетная часть проекта	7
1.3. Графическая часть проекта	7
1.4. Исходные данные для проектирования	7
1.5. Выбор исходных данных для выполнения курсового проекта ...	8
2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ РЕБРИСТОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЯ	
2.1. Компоновка сборного перекрытия	8
2.2. Сбор нагрузок	11
2.3. Установление расчетной схемы панели и расчет внутренних усилий	12
2.4. Характеристики панели, бетона и арматуры	13
2.5. Исходное предварительное напряжение в напрягаемой арматуре	14
2.6. Расчет прочности панели по сечению, нормальному к продольной оси (подбор продольной напрягаемой арматуры)	14
2.7. Определение геометрических характеристик приведенного сечения	17
2.8. Вычисление потерь предварительного напряжения арматуры	18
2.9. Проверка прочности панели по нормальному сечению	19
2.10. Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси панели	20
2.11. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси панели, в стадии эксплуатации	27

2.12. Расчет по раскрытию трещин, нормальных к оси панели	28
2.13. Расчет прогиба панели в стадии эксплуатации	32
2.14. Расчет панели в стадии предварительного обжатия	34
2.15 Конструирование панели	38
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	40
ПРИЛОЖЕНИЯ	41

ВВЕДЕНИЕ

Учебное пособие является частью методического обеспечения учебной дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» и предназначено для студентов специальности 270105 – «Городское строительство и хозяйство» и 270301 – «Архитектура жилых и общественных зданий».

Данное пособие разработано в соответствии с указаниями по расчетам, конструированию, изготовлению и эксплуатации норм СНиП 52–01–2003. [1] Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.

При этом соблюдены требования свода правил по расчету и проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций промышленных и гражданских зданий и сооружений из тяжелого бетона СП 52–01–2004 [3]. Данный свод правил применяется совместно с СП 52–101–2003. [2] «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры».

В пособии излагаются основные положения расчета и конструирования предварительно напряженной ребристой плиты перекрытия.

Содержание и объем расчетной и графической частей курсового проекта приведены в задании на проект. При выполнении графической части проекта можно пользоваться альбомами типовых железобетонных конструкций ребристых плит перекрытий, имеющихся в методическом кабинете кафедры СКИИС.

Пособие может быть использовано также студентами специальности ПГС при выполнении курсовых и дипломных проектов.

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Сборное железобетонное балочное перекрытие состоит из панелей и поддерживающих их балок (рис. 1). В учебной литературе панели иногда называют плитами или настилами, а балки – ригелями или прогонами. Балки вместе с колоннами, на которые они опираются, образуют каркас здания, воспринимающий вертикальную нагрузку.

В качестве панелей перекрытия используются плоские панели с пустотами или плоские панели с продольными ребрами, выступающими на нижней плоскости. Сечение балок проектируется в виде прямоугольника или с полками в нижней зоне.

Панели, как правило, опираются на балки без передачи изгибающего момента, то есть шарнирно, а поэтому работают как статически определимые конструкции. При прямоугольном сечении балок панели опираются на верхнюю грань, а при наличии полок – на верхние грани полок.

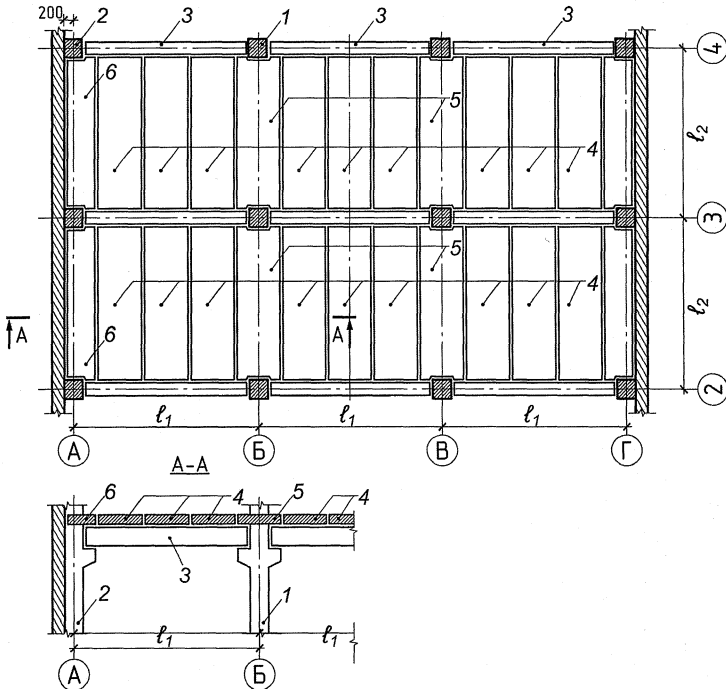


Рис. 1. Сборное железобетонное перекрытие здания с несущим каркасом:
1–колонны средние; 2–колонны крайние; 3–балки; 4–рядовые панели перекрытия;
5–связевая панель; 6–связевая панель по крайним рядам колонн

1. ЗАДАНИЕ НА ВЫПОЛНЕНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

1.1. Состав проекта

В состав курсового проекта входит разработка конструктивных решений элементов сборного железобетонного перекрытия многоэтажного производственного здания.

В проекте требуется выполнить рабочие чертежи сборной ребристой панели перекрытия с предварительно напряженной арматурой.

1.2. Расчетная часть проекта

Расчет и конструирование сборной ребристой предварительно напряженной панели перекрытия:

- компоновка основных геометрических размеров панели;
- определение нагрузок и усилий;
- подбор сечения продольной напрягаемой арматуры и проверка прочности нормального сечения;
- расчет на прочность наклонных сечений по поперечной силе и подбор поперечной арматуры;
- расчет по образованию и раскрытию нормальных трещин в стадии эксплуатации;
- расчет по деформациям;
- расчет прочности на усилия, возникающие в стадии предварительного обжатия.

1.3. Графическая часть проекта

На элементы перекрытия разрабатываются рабочие чертежи. На чертежах показывают:

- опалубочный и арматурный чертежи панели перекрытия;
 - рабочие чертежи всех арматурных элементов и закладных деталей панели;
 - спецификацию материалов и выборку стали на панель;
 - конструктивное решение узла сопряжения ригеля с колонной.
- Объем графической части проекта 1 лист формата А1.

1.4. Исходные данные для проектирования

Данные для проектирования студент принимает в соответствии с порядковым номером в учебном журнале по табл. 1 в соответствии с рис. 1.

Таблица 1

Исходные данные для проектирования

№ п/п	$\ell_{1,м}$	$\ell_{2,м}$	Класс бетона, В	Класс преднапряж. арматуры	Способ натяжения	Полезная нагрузка (нормативная) $p_{п,кН/м^2}$	Нагрузка от пола $g_{пол}^n$ кН/м ²
1	5,7	4,6	20	A600	Эт	8,0	1,0
2	6,0	4,8	25	A800	М	8,5	1,2
3	6,3	5,0	30	A1000	Эт	9,0	1,4
4	6,6	5,2	35	A600	М	9,5	1,6
5	6,9	5,4	40	A800	Эт	10,0	1,8
6	7,2	5,6	45	A1000	М	6,0	2,0
7	7,5	5,8	40	A600	Эт	6,5	1,9
8	7,8	6,0	35	A800	М	7,0	1,7
9	8,1	6,2	30	A1000	Эт	7,5	1,5
10	7,8	4,6	25	A800	М	8,0	1,3
11	7,5	4,8	20	A600	Эт	8,5	1,1
12	7,2	5,0	45	A800	М	9,0	1,2
13	6,9	5,2	40	A1000	Эт	9,5	1,6
14	6,6	5,4	35	A600	М	8,0	2,0
15	6,3	5,6	30	A800	Эт	9,0	1,9
16	6,0	5,8	25	A1000	М	10,0	1,8
17	5,7	6,0	20	A600	Эт	7,0	1,7
18	6,3	5,8	25	A800	М	6,0	1,6
19	6,9	5,4	30	A1000	Эт	9,0	1,5
20	7,5	5,0	35	A800	М	8,0	1,4
21	6,6	4,6	40	A600	Эт	8,5	1,3
22	7,2	4,8	45	A800	М	9,5	1,2
23	6,0	6,0	40	A1000	Эт	10,5	1,1
24	6,3	5,4	35	A800	М	8,5	1,3
25	6,6	5,0	30	A600	Эт	9,5	1,5
26	6,9	4,6	25	A800	М	6,5	1,7
27	7,2	5,4	20	A1000	Эт	7,0	1,9
28	7,5	5,0	25	A600	М	8,0	2,0
29	7,8	5,2	30	A800	Эт	9,0	1,8
30	8,1	5,4	35	A1000	М	9,5	1,7
31	5,7	5,6	40	A800	Эт	8,0	1,6
32	6,0	6,2	45	A600	М	8,5	1,5
33	6,3	6,0	40	A800	Эт	9,0	1,3
34	6,9	5,8	35	A1000	М	9,5	1,2
35	7,2	6,0	30	A600	Эт	10,0	1,1

Примечание: Кратковременно действующая нагрузка в составе общей полезной нагрузки составляет $2,0 \text{ кН/м}^2$ для всех вариантов.

1.5. Выбор исходных данных для выполнения курсового проекта

Конструктивная схема перекрытия многоэтажного здания с полным несущим каркасом показана на рис. 1.

Рассмотрим вариант №23.

1. Пролет здания (пролет сборного ригеля) – $l_1=6,0 \text{ м}$;
2. Шаг колонн (пролет сборной панели перекрытия) $l_2=6,0 \text{ м}$;
3. Класс бетона панели – В40;
4. Класс напрягаемой арматуры – А1000;
5. Способ натяжения арматуры – механический, на упоры;
6. Нормативная полезная нагрузка на перекрытие – $p_n=10,5 \text{ кН/м}^2$, в том числе кратковременно действующая – $p_{n,sh}=2,0 \text{ кН/м}^2$;
7. Нагрузка от собственного веса конструкций пола – $g_{пол}^n=1,1 \text{ кН/м}^2$.

2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ РЕБРИСТОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЯ

2.1. Компоновка сборного перекрытия

Раскладка панелей подразумевает минимальное количество типоразмеров плит.

Расчет раскладки панелей перекрытия представлен на рис.2.

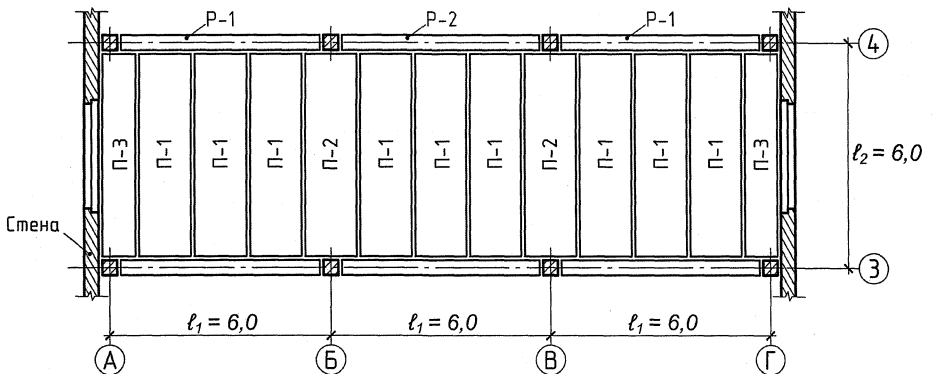


Рис. 2. Схема сборного железобетонного перекрытия

– средний пролет: $6,0 = 1,5 \cdot 0,5(\Pi - 2) + 1,5 \cdot 0,5(\Pi - 2) + 1,5 \cdot 3(\Pi - 1)$;

– крайний пролет: $6,0 = 1,5 \cdot 0,5(\Pi - 2) + 1,5 \cdot 3(\Pi - 1) + 0,75 \cdot 1(\Pi - 3)$;

Номинальная ширина типовой панели – $b_0 = 1,5\text{м}$ ($\Pi - 1$).

С учетом схемы опирания панели на ригель (рис. 3) определяем конструктивную длину и расчетный пролет панели.

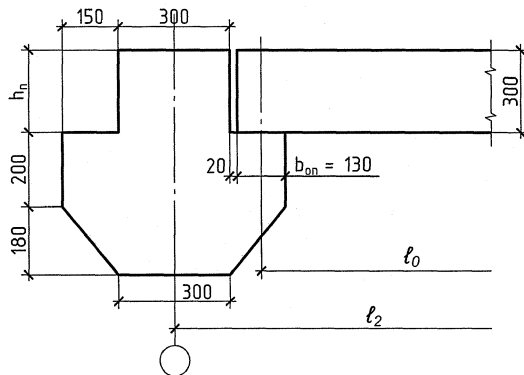


Рис. 3. Схема опирания панели на полку ригеля

Конструктивная длина панели: $l_n = l_2 - 2(15,0 + 2,0) = 600 - 2(15 + 2) = 566$ см;

Расчетный пролет панели: $l_0 = l_n - 2 \cdot 6,5 = 566 - 13 = 553$ см.

Расчетный пролет – расстояние между осями площадок опирания панели на полку ригеля.

Конструктивная (проектная) ширина панели (рис.4) равна:

$$b_{пл} = b_0 - 1 = 150 - 1 = 149 \text{ см}$$

Ориентировочная высота поперечного сечения панели предварительно напряженного определяется как

$$h_{пл} = \frac{1}{20} l_n = \frac{553}{20} = 27,65 \text{ см}$$

Полученная высота панели округляется до 5 см.

Принимаем $h_{пл} = 30$ см.

Остальные размеры принимаем в соответствии с рис. 4.

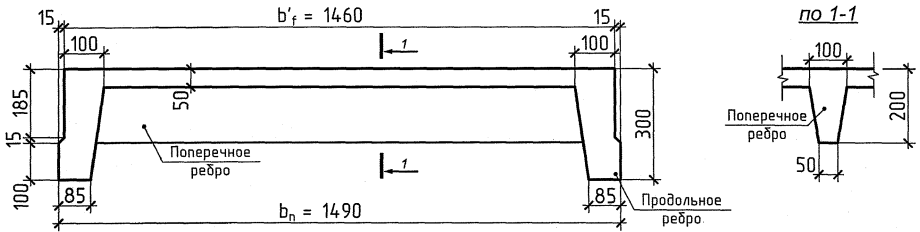


Рис. 4. Поперечное сечение панели

2.2. Сбор нагрузок

Нагрузка от собственного веса панели принимается равномерно распределенной по ее площади.

Полная нормативная нагрузка складывается из постоянной (собственная масса панели и масса конструкций пола) g_n и временной (полезной) p_n .

Нормативная нагрузка от собственной массы панели определяется по формуле:

$$g_n^{пан} = \frac{V \cdot \rho}{b_0 \cdot \ell_n} \cdot 10 \text{ (Н/м}^2\text{)},$$

где V – объем бетона панели, м^3 ; ρ – объемная масса железобетона, равная 25000 Н/м^3 ; b_0, ℓ_n – соответственно, номинальная ширина панели и ее конструктивная длина, м.

В курсовом проекте допускается принимать $g_n^{пан} = 2500 \text{ Н/м}^2$. Нормативная нагрузка от собственной массы конструкций пола $g_n^{пол}$ принимается в соответствии с заданием на проект (см. табл.1).

$$g_n^{пол} = 1,1 \text{ кН/м}^2;$$

Полная нормативная нагрузка на панель равна

$$g_n = g_n^{пан} + g_n^{пол} + p_n = 2500 + 1100 + 10\,500 = 14\,100 \text{ Н/м}^2;$$

Для расчета панели на трещиностойкость и по деформациям определяется величина нормативной длительно-действующей нагрузки

$$g_{n,\ell} = g_n - p_{n,sh} = 14\,100 - 2000 = 12\,100 \text{ Н/м}^2,$$

где $p_{n,sh}$ – кратковременно-действующая часть полной временной нагрузки (2000 Н/м^2).

Для расчета панели на прочность определяется полная расчетная нагрузка

$$g = g_n^{пан} \gamma_{f1} + g_n^{пол} \gamma_{f2} + p_n \gamma_{f3}.$$

где $\gamma_{f1}=1,1$; $\gamma_{f2}=1,3$; $\gamma_{f3}=1,2$ – коэффициенты надежности по нагрузке [7].

$$g = 2500 \cdot 1,1 + 1100 \cdot 1,3 + 10\,500 \cdot 1,2 = 16780 \text{ Н/м}^2$$

Подсчет нагрузок на 1 пог.м. длины панели при ее номинальной ширине $b_0=1,5$ м с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n=0,95$ [5, стр. 95]:

Полная расчетная нагрузка:

$$q = g \times b_0 \times \gamma_n = 16\,780 \times 1,5 \times 0,95 = 23\,911,5 \text{ Н/пог.м};$$

Нормативная нагрузка:

$$q_n = g_n \times b_0 \times \gamma_n = 14\,100 \times 1,5 \times 0,95 = 20\,092,5 \text{ Н/пог.м};$$

Нормативна длительно–действующая нагрузка:

$$q_{n,\ell} = g_{n,\ell} \times b_0 \times \gamma_n = 12\,100 \times 1,5 \times 0,95 = 17\,242,5 \text{ Н/пог.м}.$$

2.3. Установление расчетной схемы панели и расчет внутренних усилий

При расчете в стадии эксплуатации панель рассматривается как изгибаемый элемент в виде свободно опертой однопролетной балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой. Расчетный пролет панели принимается равным расстоянию между осями ее опор ($\ell_0 = 5,53$ м). Расчетная схема панели показана на рис. 5.

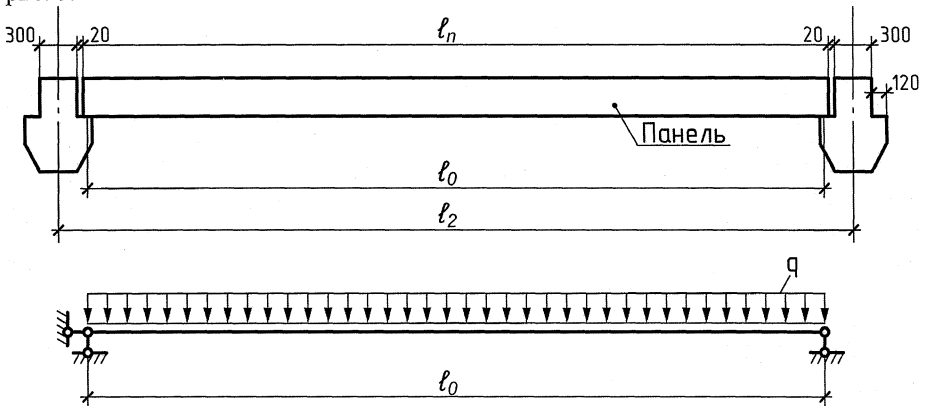


Рис. 5. Расчетная схема панели покрытия

Подсчет расчетных усилий выполняется как для однопролетной свободно опертой балки:

– от расчетной нагрузки

$$M = \frac{q\ell_0^2}{8} = \frac{23\,911,5 \cdot 5,53^2}{8} = 91\,404,4 \text{ Нм} = 91,4 \text{ кНм};$$

$$Q = \frac{q \ell_0}{2} = \frac{23911,5 \cdot 5,53}{2} = 63724,1 \text{ Нм} = 63,7 \text{ кН};$$

– от полной нормативной нагрузки

$$M_n = \frac{q_n \ell_0^2}{8} = \frac{20092,5 \cdot 5,53^2}{8} = 76805,8 \text{ Нм} = 76,8 \text{ кНм};$$

– от нормативной длительно–действующей нагрузки

$$M_{n,\ell} = \frac{q_{n,\ell} \ell_0^2}{8} = \frac{17242,5 \cdot 5,53^2}{8} = 69911,4 \text{ Нм} = 69,9 \text{ кНм};$$

2.4. Характеристики панели, бетона и арматуры

Панель изготавливается преднапряженной с напрягаемой арматурой класса А1000. Натяжение арматуры – механическое, на упоры стальной формы. Изделие подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении. Панель эксплуатируется при относительной влажности окружающей среды $40 \leq W\% \leq 75$.

Бетон класса В40:

$$R_{b,n} = R_{b,ser} = 29,0 \text{ МПа (табл. 1 [3]);}$$

$$R_b = 22,0 \text{ МПа (табл. 2 [3]);}$$

$$R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 2,1 \text{ МПа (табл. 1 [3]);}$$

$$R_{bt} = 1,4 \text{ МПа (табл. 2 [3]);}$$

$$E_b = 36,0 \times 10^3 \text{ МПа (табл. 4 [3]).}$$

Продольная напрягаемая арматура класса А1000:

$$R_{s,ser} = R_{sn} = 1000 \text{ МПа (табл. 7 [3]);}$$

$$R_s = 830 \text{ МПа (табл. 8 [3]);}$$

$$E_s = 2,0 \times 10^5 \text{ МПа (п. 2.2.2.6 [3]).}$$

Поперечная арматура класса А400 диаметром 6 мм:

$$R_s = 400 \text{ МПа (табл. 7 [3]);}$$

$$R_{sw} = 355 \text{ МПа (табл. 8 [3]);}$$

$$E_b = 2,0 \times 10^5 \text{ МПа (п. 2.2.2.6 [3]).}$$

Учитывая, что плиты работают в основном на воздействие постоянных и длительно–действующих нагрузок, прочностные характеристики бетона умножаются на коэффициент условий работы $\gamma_{b,1} = 0,9$ (п. 2.1.2.3 [3]).

С учетом данного коэффициента характеристики бетона равна

$$R_{b,n} = R_{b,ser} = 0,9 \cdot 29,0 = 26,1 \text{ МПа};$$

$$R_b = 0,9 \cdot 22,0 = 19,8 \text{ МПа};$$

$$R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 0,9 \cdot 2,1 = 1,89 \text{ МПа};$$

$$R_{bt} = 0,9 \cdot 1,4 = 1,26 \text{ МПа}.$$

2.5. Исходное предварительное напряжение в напрягаемой арматуре

Согласно п. 2.2.3.1. [3] предварительное напряжение арматуры σ_{sp} принимают для горячекатаной арматуры не более $0,9R_{s,n}$.

$\sigma_{sp,0}$ – исходная величина предварительного напряжения.

Принимаем

$$\sigma_{sp,0} = 0,9 \cdot R_{s,n} = 0,9 \cdot 1000 = 900 \text{ МПа};$$

Согласно п. 3.1.1.6 [3] при расчете предварительно напряженных элементов по прочности следует учитывать возможные отклонения предварительного напряжения (или усилия обжатия P) путем умножения на коэффициент γ_{sp} .

Значения коэффициента γ_{sp} принимают равными:

0,9 – при благоприятном влиянии предварительного напряжения;

1,1 – при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения.

2.6. Расчет прочности панели по сечению, нормальному к продольной оси (подбор продольной напрягаемой арматуры)

Для расчета арматуры фактическое поперечное сечение панели приводится к эквивалентному тавровому сечению (рис. 6).

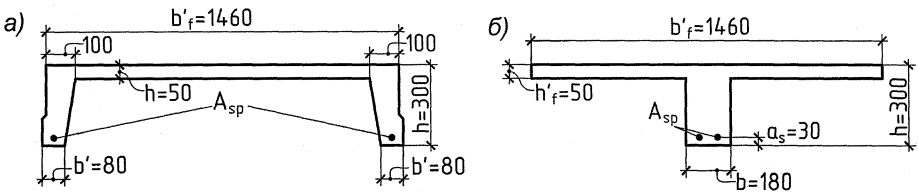


Рис. 6. Поперечное сечение панели:
а) фактическое; б) приведенное тавровое

Расчетный изгибающий момент $M=91,4$ кНм.

Расстояние от центра тяжести поперечного сечения предварительно напряженной арматуры A_s до нижней грани сечения a_s принимается приблизительно, исходя из опыта проектирования, а после подбора арматуры, проверяется снова, с учетом диаметра подобранной арматуры d_s .

Величина a_s должна удовлетворять условию:

$$a_s \geq a_{зщ.сл.} + d_s / 2$$

где d_s – диаметр предварительно напряженной арматуры; $a_{зщ.сл.}$ – толщина защитного слоя бетона, принимаемая в соответствии с п. 5.2.1 [3] ($a_{зщ.сл.} \geq 20$ мм).

Принято: $a_s = 2 + 2/2 = 3$ см.

Полезная высота сечения $h_0 = h - 3 \text{ см} = 30 - 4 = 27 \text{ см}$.

Ширина верхней полки $b'_f = 146 \text{ см}$.

Ширина ребра $b = \frac{80 + 100}{2} \cdot 2 = 180 \text{ мм}$.

Расчет таврового сечения начинают с определения границы сжатой зоны бетона (положение нейтральной оси, рис. 7).

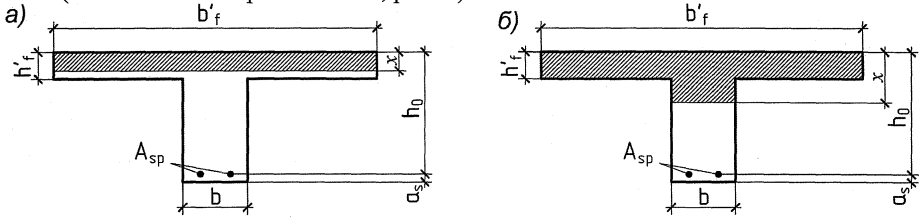


Рис. 7. Два случая расположения нейтральной оси в тавровом сечении: а) в полке ($x < h'_f$); б) – в ребре ($x > h'_f$)

Момент, воспринимаемый полкой (в предположении, что $x = h'_f$) равен

$$M_n = R_b b'_f h'_f (h_0 - h'_f / 2).$$

В случае, если расчетный момент в панели меньше момента, воспринимаемого полкой, граница сжатой зоны проходит в пределах полки сечения.

$$M_n = 19,8 \cdot 146 \cdot 5,0 \cdot \left(27 - \frac{5,0}{2} \right) \times (100) = 35\,412\,300 \text{ Нсм} =$$

$= 354,1 \text{ кНм} > M = 91,4 \text{ кНм}$, следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке.

Высота сжатой зоны определяется по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{R_b \cdot b_f}} = 27 - \sqrt{27^2 - \frac{2 \times 91400}{19,8 \cdot 146}} = 1,2 \text{ см}.$$

$$x = 1,2 \text{ см} < h'_f = 5,0 \text{ см}.$$

Если $M > M_n$, то граница сжатой зоны проходит в ребре и для вычисления x используется формула

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M'}{R_b \cdot b}},$$

$$\text{где } M' = M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - h'_f / 2).$$

После определения высоты сжатой зоны x проверяем условие $\xi \leq \xi_R$, в кото-

ром $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{1,20}{26} = 0,046$, а величина ξ_R определяется по формуле (32) [3].

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = 0,046,$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация в арматуре растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой, при достижении в этой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s},$$

где σ_{sp} – принимается с учетом всех потерь при коэффициенте $\gamma_{sp}=0,9$; ε_{b2} – предельная относительная деформация сжатого бетона, принимаемая равной 0,0035.

Поскольку, на данном этапе расчета величина полных потерь предварительно напряжений арматуры неизвестна, принимаем ориентировочно $\Delta\sigma_{sp} = 0,3\sigma_{sp,0} = 0,3 \times 900 = 270$ МПа,

$$\text{тогда } \varepsilon_{s,el} = \frac{830 + 400 - 0,9(900 - 270)}{200\,000} = 0,003315,$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{0,003315}{0,0035}} = 0,41.$$

Условие, обеспечивающее первый случай разрушения (разрыв растянутой арматуры) $\xi \leq \xi_R$, выполняется.

Определяем требуемую площадь поперечного сечения напрягаемой арматуры исходя из условия $N_s = N_b$ ($A_s R_s = A_b R_b$)

$$A_{sp} = \frac{R_b b_f x}{\gamma_{s3} R_s},$$

где $\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} \leq 1,1$ (формула 3.2. [4]);

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{0,046}{0,41} = 1,22, \text{ принимаем } \gamma_{s3} = 1,1.$$

$$A_{sp}^{треб} = \frac{19,8 \cdot 146 \cdot 1,2}{1,1 \cdot 830} = 3,80 \text{ см}^2.$$

Для предварительно напряженных элементов принимается стержневая арматура периодического профиля диаметром 6 ... 40 мм (п. 2.2.1.1 [3]).

По сортаменту принимаем $2\emptyset 16$ А1000 с $A_s^{факт} = 4,02 \text{ см}^2$.

Примечание. В случае, если $M > M_n$, расчет требуемой площади поперечного сечения арматуры производится по формуле

$$A_{sp} = \frac{R_b [bx + (b'_f - b)h'_f]}{\gamma_{sl} R_s}$$

2.7. Определение геометрических характеристик приведенного сечения

Расчет ведем в соответствии с п. 4.2.2.5. [3].

Коэффициент приведения арматуры к бетону.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{36,0 \cdot 10^3} = 5,55.$$

Площадь приведенного поперечного сечения панели.

$$A_{red} = A_b + \alpha A_{sp} = 146 \cdot 5 + 18 \cdot 25 + 5,55 \cdot 4,02 = 1152,3 \text{ см}^2.$$

Статический момент площади приведенного поперечного сечения панели относительно оси, проходящей по нижней грани приведенного сечения.

$$S_{red} = S_b + \alpha S_s = 146 \cdot 5 \cdot (30 - 2,5) + 18 \cdot 25 \cdot 12,5 + 5,55 \cdot 4,02 \cdot 3 = 25164,2 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани сечения.

$$y_t = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{25164,2}{1152,3} = 21,84 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси проходящей через центр тяжести сечения.

$$J_{red} = J_b + \alpha J_s = \frac{146 \cdot 5^3}{12} + 146 \cdot 5 \cdot (8,16 - 2,5)^2 + \frac{16 \cdot 25^3}{12} + 16 \cdot 25 \cdot (21,84 - 12,5)^2 + 5,55 \cdot 4,02 \cdot (21,84 - 3)^2 = 1520,83 + 23385,99 + 34894,2 + 7919,2 = 88553,52 \text{ см}^4$$

Моменты сопротивления приведенного сечения

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y_t} = \frac{88553,52}{21,84} = 4054,65 \text{ см}^3 - \text{относительно нижнего края,}$$

$$W_{red}' = \frac{J_{red}}{h - y_t} = \frac{88553,52}{30 - 21,84} = 10852,15 \text{ см}^3 - \text{относительно верхнего края.}$$

Упруго-пластический момент сопротивления

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,3 \cdot 4057,65 = 5271,05 \text{ см}^3,$$

где $\gamma = 1,3$ (см. табл. 4.1 [4], или приложение 7, п.2).

Расстояние до верхней (r_{sup}) и нижней (r_{inf}) ядерных точек от центра тяжести приведенного сечения

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}}, \quad (0,7 \leq \varphi \leq 1).$$

Принимаем ориентировочно $\frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 0,75$, тогда:

$$\varphi = 1,6 - 0,75 = 0,85$$

$$r_{sup} = 0,85 \cdot \frac{4054,65}{1152,3} = 2,99 \text{ см,}$$

$$r_{inf} = 0,85 \cdot \frac{10852,15}{1152,3} = 8,01 \text{ см.}$$

2.8. Вычисление потерь предварительного напряжения арматуры

Потери предварительного напряжения арматуры вычисляют в соответствии с п. 2.2.3.2. [3].

При механическом способе натяжения учитывают следующие потери:

Первые потери

а. От релаксации напряжений арматуры

$$\Delta\sigma_{s1} = 0,1 \cdot \sigma_{sp} - 2,0 = 0,1 \cdot 900 - 2,0 = 88 \text{ МПа.}$$

б. От температурного перепада Δt

$$\Delta\sigma_{s2} = 1,25 \cdot \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа.}$$

в. От деформаций стальной формы

$$\Delta\sigma_{s3} = \frac{n-1}{2n} \frac{\Delta\ell}{\ell} E_s.$$

При отсутствии данных о конструкции формы и технологии изготовления допускается принимать $\Delta\sigma_{s3} = 30$ МПа.

г. Потери от деформации анкеров

$$\Delta\sigma_{s4} = \frac{\Delta\ell}{\ell} E_s = \frac{0,2}{566 + 35} \cdot 200\,000 = 66,5 \text{ МПа;}$$

Полные потери первой группы равны

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{s1} + \Delta\sigma_{s2} + \Delta\sigma_{s3} + \Delta\sigma_{s4} = 88 + 81,25 + 30 + 66,5 = 265,75 \text{ МПа.}$$

д. Потери от усадки бетона

$$\Delta\sigma_{sp,5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s,$$

где $\varepsilon_{b,sh}$ – деформации бетона (п. 2.2.3.7. [3]),

$$\varepsilon_{b,sh} = 0,00025 \text{ – для бетона класса В40,}$$

$$\Delta\sigma_{sp,5} = 0,00025 \cdot 200\,000 = 50 \text{ МПа.}$$

е. Потери от ползучести бетона

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bp}}{1 + \alpha \cdot \mu_{sp} \left(1 + \frac{y_s^2 A_{red}}{J_{red}} \right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})},$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона $\varphi_{b,cr}=1,9$ (табл. 5 [3]); σ_{bp} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры,

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_{cb}) \cdot e_{op}}{J_{red}},$$

где P_1 – усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь,

$$P_1 = (\sigma_{sp,0} - \Delta\sigma_{sp(1)}) A_{sp} = (900 - 265,75) \cdot 4,02 = 2549,68 \text{ МПа} = 25,49 \text{ кН},$$

$$A_{red} = 1152,3 \text{ см}^2; J_{red} = 88\,553,52 \text{ см}^4; e_{op} = y_t - a_s = 21,84 - 3 = 18,84 \text{ см},$$

$$M_{cb} = \frac{q_n^{пан} \cdot b_0 \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{2500 \cdot 1,5 \cdot 5,53^2}{8} = 14334,8 \text{ Нм} = 14,33 \text{ кНм},$$

$$\mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A_{red}} = \frac{4,02}{1152,3} = 0,00349,$$

$$\sigma_{bp} = \frac{254,9 \cdot 10^3}{1152,3} + \frac{(254,9 \cdot 10^3 \cdot 18,84 - 14334,8) \cdot 18,84}{88553,52} = 662,5 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 6,625 \text{ МПа} > 0,$$

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 5,55 \cdot 1,9 \cdot 6,625}{1 + 5,55 \cdot 0,00349 \left(1 + \frac{18,84^2 \cdot 1152,3}{88553,52} \right) (1 + 0,8 \cdot 1,9)} = \frac{55,889}{1,2743} = 43,8 \text{ МПа}.$$

Полное значение первых и вторых потерь равно

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 265,75 + 50 + 43,8 = 358,15 \text{ МПа}.$$

2.9. Проверка прочности панели по нормальному сечению

Расчет выполняем в соответствии с п. 3.1.2. [3].

$$\sigma_{sp} = \gamma_{sp} \cdot \sigma_{sp,0} - \Delta\sigma_{sp(2)} = 0,9 \cdot 900 - 358,15 = 451,85 \text{ МПа},$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{0,00389}{0,0035}} = 0,379,$$

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{830 + 400 - 450,45}{200\,000} = 0,00389,$$

$$x = \frac{A_s \cdot \gamma_{s3} \cdot R_s}{b_f' R_b} = \frac{4,02 \cdot 1,1 \cdot 830}{146 \cdot 19,8} = 1,27 \text{ см},$$

$$\gamma_{s3} = 1,1,$$

$$M_{ult} = R_b b_f' x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 19,8 \cdot 146 \cdot 1,27 \cdot (27 - 0,635) = 96\,724,2 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3 =$$

$$= 96,7 \text{ кНм}.$$

$M = 91,4 \text{ кНм} < M_{ult} = 96,7 \text{ кНм}$ – несущая способность нормального сечения плиты по изгибающему моменту обеспечена.

2.10. Расчет прочности сечений наклонных к продольной оси панели

А. Расчет на действие поперечной силы по наклонной полосе

Согласно п. 8.3.11 [2] при равномерно распределенной нагрузке на балку (плиту) на ее приопорных участках, шаг хомутов должен назначаться не более $h/2=300/2=150$ мм и не более 300 мм.

На остальной части балки поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более $0,75h_0=0,75 \cdot 270=202,05$ мм и не более 500 мм.

В расчетном сечении число ветвей хомутов составляет $n=2$.

Принимаем диаметр стержня хомута $d_{sw}=6$ мм, следовательно, площадь поперечного сечения хомутов составит $A_{sw}=2 \cdot 0,283=0,57 \text{ см}^2$.

Согласно п. 3.1.5.2. [3] расчет предварительно напряженных конструкций по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия (64):

$$Q \leq \varphi_{b1} \cdot R_b b h_0,$$

где Q – поперечная сила в нормальном сечении элемента ($Q=63,7$ кН); φ_{b1} – коэффициент, принимаемый равным 0,3.

$$Q=63 \text{ 700 Н} < 0,3 \cdot 19,8 \cdot 18 \cdot 27=2779,92 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2=277 \text{ 990 Н},$$

условие выполняется, прочность наклонного сечения на действие поперечной силы по бетонной полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Б. Расчет панели по наклонным сечениям на действие поперечных сил

Расчет изгибаемых элементов, по наклонному сечению производят согласно п. 3.1.5.3. [3]

$$Q \leq Q_b + Q_{sw},$$

где Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции S на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Поперечную силу Q_b определяют по формуле

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} \cdot b h_0^2}{C}, \quad \text{формула (66) [3]}$$

В соответствии с п. 3.1.5.3. [3] значение Q_b допускается определять с учетом влияния усилия предварительного обжатия P напрягаемой арматурой. Данный учет ведется умножением значения Q_b полученного по формуле (66) на коэффициент φ_n .

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_I} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_I} \right)^2, \text{ формула 3.53.а [4]}$$

A_I – площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки

$$A_I = b \cdot h_0 = 18 \cdot 27 = 486 \text{ см}^2,$$

$$P = A_{sp} (\sigma_{sp,0} \cdot \gamma_{sp} - \Delta \sigma_{sp,2}) = 4,02(900 \cdot 0,9 - 358,15) = 1816,44 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 181,6 \text{ кН};$$

$$\frac{P}{R_b A_I} = \frac{181600}{19,8 \cdot 48600} = 0,189.$$

Тогда

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b \cdot A_I} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b \cdot A_I} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,22 - 1,16 \cdot 0,189^2 = 1,296$$

φ_{b2} – коэффициент, принимаемый в формуле (66) [3] равным 1,5.

В соответствии с п. 3.15.3.[3] величину C принимают не более $2,0 \cdot h_0 = 2,0 \cdot 27 = 54 \text{ см}$.

Тогда

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot \varphi_n \cdot R_{bt} b h_0^2}{C} = \frac{1,5 \cdot 1,296 \cdot 1,26 \cdot 18 \cdot 27^2}{54} = 50,9 \text{ кН}.$$

Согласно п. 3.1.5.3. [3]

$$Q_b \leq 2,5 \cdot R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 1,26 \cdot 18 \cdot 27 = 1310,4 \text{ МПасм}^2 = 131,0 \text{ кН}$$

и

$$Q_b \geq Q_{b,min} = 0,5 \varphi_n R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 1,296 \cdot 1,26 \cdot 18 \cdot 27 = 3396,54 \text{ МПасм}^2 = 33,9 \text{ кН}$$

Принимаем $Q_b = 50,9 \text{ кН}$.

Из конструктивных соображений согласно п. 5.12 [4].

шаг поперечной арматуры принимают

$$S_w^{констр} \leq \frac{h_0}{2} = \frac{270}{2} = 135 \text{ мм},$$

$$S_w^{констр} \leq 300 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг поперечной арматуры $S_w = 100 \text{ мм}$.

Максимальный шаг (формула 3.67 [4]) равен

$$S_{w,max} = \frac{\varphi_n R_{bt} \cdot b h_0^2}{Q} = \frac{1,296 \cdot 1,26 \cdot 18 \cdot 27^2}{63,7} = 277,3 \text{ мм} = 27,7 \text{ см}.$$

$$Q = 63,7 \text{ кН (см. п. 2.3)}.$$

Оставляем шаг поперечной арматуры у опоры $S_1 = 10 \text{ см}$.

Требуемую интенсивность поперечного армирования q_{sw} определяем в зависимости от величины Q_{b1} :

$$Q_{b1} = 2\sqrt{1,5 \cdot \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b h_0^2 \cdot q} = 2\sqrt{1,5 \cdot 1,296 \cdot 1,26 \cdot 18 \cdot 27^2 \cdot 23911} = 50338,5 \text{ Н} = 50,3 \text{ кН}$$

Так как

$$Q_{b1} = 50,3 \text{ кН} < \frac{2 \cdot \varphi_{b2} \cdot \varphi_n \cdot R_{bt} b h_0^2}{h_0} - Q = \frac{2 \cdot 1,5 \cdot 1,296 \cdot 1,26 \cdot 18 \cdot 27^2 (100)}{26} - 63700 =$$

$$= 140093 \text{ Н} = 140 \text{ кН}, \text{ то}$$

$$q_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{1,5 h_0} = \frac{63700 - 50338}{1,5 \cdot 26} = 342,6 \text{ Н/см.}$$

При этом, если

$$Q_{b1} = 50,3 \text{ кН} \leq \varphi_n R_{bt} b h_0 = 1,296 \cdot 1,26 \cdot 18 \cdot 27 \cdot 100 = 67931 \text{ Н} = 67,9 \text{ кН},$$

$$q_{sw} = \frac{Q - Q_{b, \min} - 3 h_0 q}{1,5 h_0} = \frac{63700 - 33965 - 3 \cdot 27 \cdot 239,115}{1,5 \cdot 26} = 284,2 \text{ Н/см.}$$

Принимаем $q_{sw} = 284,2 \text{ Н/см.}$

Проверим условие 3.56 [4].

$$0,25 \cdot \varphi_n R_{bt} b = 0,25 \cdot 1,296 \cdot 1,26 \cdot 18 = 6,532 \text{ МПа см} = 653,2 \text{ Н/см}^2 > q_{sw} = 284,2 \text{ Н/см},$$

условие не выполняется, окончательно принимаем $q_{sw} = 653,2 \text{ Н/см.}$

В соответствии с условием 3.1.5.3. формула (8) [3].

определяем поперечное сечение арматуры

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \cdot S_1}{R_{sw}} = \frac{653,2 \cdot 10}{355} = 18,4 \text{ Н/МПа} = 0,184 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2\text{Ø}6$ с $A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$ ($d_{sw} = 6$ мм – минимальный диаметр стержневой арматуры).

Фактическая интенсивность поперечного армирования равна

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S} = \frac{355 \cdot 0,57}{10} = 20,23 \text{ МПа см} = 2023 \text{ Н/см.}$$

В соответствии с п. 3.1.5.3. [3] величину S принимают не более $2,0 h_0 = 2,0 \cdot 27 = 54$ см

Усилие Q_{sw} для поперечной арматуры определяем по формуле 67 [3]

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} C = 0,75 \cdot 2023 \cdot 54 = 78897 \text{ Н.}$$

Проверяем условие прочности наклонного сечения по поперечной силе 65 [3].

$$Q = 63700 \text{ Н} < Q_b + Q_{sw} = 50948 + 78897 = 129845 \text{ Н}, \text{ условие выполняется.}$$

Более простой способ расчета наклонного сечения по поперечной силе (для студентов специальностей 270105 «Городское строительство и хозяйство», 270301 «Архитектура жилых и общественных зданий»)

В соответствии с п. 3.1.5.3. [3] допускается производить расчет наклонных сечений, не рассматривая наклонные сечения при определении поперечной силы от внешней нагрузки, из условия (69):

$$Q_1 \leq Q_{b1} + Q_{sw,1}$$

где Q_1 – поперечная сила в нормальном сечении от внешней нагрузки, принимаем $Q_1 = Q = 63700$ Н (расчетная поперечная сила, см. п. 2.3).

$$Q_{b1} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 1,26 \cdot 18 \cdot 27 = 262,08 \text{ МПасм}^2 = 26208 \text{ Н};$$

$$Q_{sw1} = q_{sw}h_0, \text{ формула 71 [3];}$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w}, \text{ формула 68 [3].}$$

Шаг поперечной арматуры назначаем их конструктивных соображения согласно п.8.3.11 [3]

$$S_w^{\text{констр}} \leq \frac{h_0}{2} = \frac{270}{2} = 135 \text{ мм},$$

$$S_w^{\text{констр}} \leq 300 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг поперечной арматуры $S_w = 100$ мм.

Максимальный шаг (формула 3.67 [3]) равен

$$S_{w,max} = \frac{R_{bt} \cdot bh_0^2}{Q} = \frac{1,26 \cdot 18 \cdot 27^2}{63,7} = 213,9 \text{ мм} = 21,4 \text{ см}.$$

Оставляем шаг поперечной арматуры у опоры $S_l = 10$ см.

Принимаем диаметр поперечной арматуры равный 6 мм (минимальный диаметр стержневой арматуры).

Площадь поперечного сечения двух стержней диаметром 6 мм составляет

$$A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2.$$

Из формулы 69 [3] определяем требуемую интенсивность поперечного армирования

$$q_{sw} = \frac{Q_1 - Q_{b1}}{1,5h_0} = \frac{63700 - 26208}{27} = 1442 \text{ Н/см}.$$

Требуемое поперечное сечение арматуры равно

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \cdot S_1}{R_{sw}} = \frac{1442 \cdot 10}{355} = 40,6 \text{ мм}^2 = 0,4 \text{ см}^2.$$

По сортаменту принимаем 2Ø6 А400 с фактической площадью поперечного сечения равной $A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$ (диаметр d_{sw} – минимальный диаметр стержневой арматуры). Поперечная арматура размещается в виде одного стержня в каждом ребре плиты.

Фактическая интенсивность поперечного армирования равна

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_1} = \frac{355 \cdot 0,57}{10} = 20,23 \text{ МПасм} = 2023 \text{ н/см}.$$

Определяем величину поперечной силы, воспринимаемую поперечной арматурой

$$Q_{sw1} = g_{sw} h_0 = 2023 \cdot 27 = 52598 \text{ Н.}$$

Проверяем условие п. 3.1.5.3 [3]

$q_{sw} = 2023 \text{ Н/см} \geq 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1,26 \cdot 18 = 5,04 \text{ МПасм} = 504 \text{ Н/см}$, условие выполняется.

Проверяем условие прочности наклонного сечения

$Q_{b1} = 63700 \text{ Н} \leq Q_{b1} + Q_{sw,1} = 26208 + 52598 = 78806 \text{ Н}$, прочность наклонного сечения по Q обеспечена.

Определим длину участка с принятой интенсивностью хомутов $q_{sw} = q_{sw,1}$.

$$q_{sw2} = 0,5q_{sw,1} = 0,5 \cdot 2023 = 1012,5 \text{ Н/см} > 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 504 \text{ Н/см.}$$

Так как

$\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(2023 - 1012,5) = 759,375 \text{ Н/см} > q = 239,115 \text{ Н/см}$.
значение ℓ_1 равно

$$\ell_1 = \frac{Q - (Q_{b,min} + 1,5q_{sw2}h_0)}{q} - 2h_0 = \frac{63700 - (26080 + 1,5 \cdot 1012,5 \cdot 27)}{239,115} = 101,15 \text{ см.}$$

$$Q_{b,min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 1,26 \cdot 18 \cdot 27 = 262,08 \text{ МПасм}^2 = 26,2 \text{ кН.}$$

Принимаем длину приопорного участка с шагом хомутов $S_I = 10 \text{ см}$ не менее 105 см . $\ell_1 = 101,15 \text{ см}$.

В пролете панели увеличиваем шаг поперечной арматуры до значения не более $3/4h_0 = 202,5 \text{ мм}$.

Принимаем в пролете шаг поперечной арматуры $S_2 = 20 \text{ см}$.

Поперечную арматуру размещаем в каркасах К-1 (рис. 8.), установленных по одному в каждом продольном ребре панели.

Продольная монтажная арматура в каркасах К-1 принята в виде в арматурных стрежней $\varnothing 8A400$.

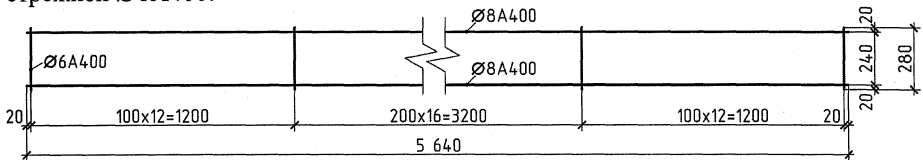


Рис. 8. Каркас К-1 с рабочей поперечной арматурой

В. Расчет панели по наклонным сечениям на действие изгибающего момента

Расчет производят из условия (72) [3]

$$M \leq M_s + M_{sw},$$

где M – момент в наклонном сечении от внешней расчетной нагрузки; M_s – момент, воспринимаемый продольной арматурой пересекающей наклонное сечение относительно центра тяжести сжатой зоны в конце наклонной трещины; M_{sw} – момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно центра тяжести сжатой зоны в конце наклонной трещины.

Момент M_s определяют по формуле (73) [3]

$$M_s = N_s \cdot z_s,$$

где N_s – усилие в продольной растянутой арматуре, принимаемое равным $R_s A_s$, а в зоне анкеровки – определяемое согласно п. 5.3.4. [3]; z_s – плечо внутренней пары сил; допускается принимать $z_s = 0,9h_0$.

Момент M_{sw} определяют по формуле (74) [3].

$$M_{sw} = 0,5Q_{sw} \cdot C,$$

где Q_{sw} – усилие в поперечной арматуре, принимаемое равным $q_{sw}C$;

$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w}$ а C принимают в пределах от $1,0h_0$ до $2,0h_0$.

Допускается производить расчет наклонных сечений, принимая в условии (72) [3] момент M в наклонном сечении при длине проекции C на продольную ось элемента, равной $2,0h_0$, а момент $M_{sw} = 0,5q_{sw} \cdot h_0^2$.

Поскольку продольная арматура не имеет анкеров, усилие в этой арматуре

$$N_s = R_s A_{sp} \frac{\ell_s}{\ell_{ан}},$$

где ℓ_s – расстояние от торца элемента до начала наклонного сечения в растянутой зоне; $\ell_{ан}$ – длина зоны анкеровки ненапрягаемой арматуры (формула 3.78 [4])

$$\ell_{ан} = \alpha \frac{R_s}{4R_{bond}} d_s,$$

где R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, равное $R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{br}$; η_1 – коэффициент, учитывающий влияние поверхности арматуры, принимаемый равным 2,5 для горячекатанной и термически упрочненной арматуры; η_2 – коэффициент, учитывающий влияние диаметра арматуры принимаемый равным:

1,0 – при диаметре $d_s < 32$ мм;

0,9 – при диаметрах 36 и 40 мм;

α – коэффициент, учитывающий влияние поперечного обжатия бетона и поперечной арматуры и принимаемый равным (см. п. 3.43.[4]):

– для крайних свободных опор балок

если $0,25 \leq \frac{\sigma_e}{R_b} \leq 0,75$, $\alpha = 0,75$;

если $\frac{\sigma_e}{R_b} < 0,25$ или $\frac{\sigma_e}{R_b} > 0,75$, $\alpha=1,0$,

здесь $\sigma_e = F_{sup} / A_{sup}$; F_{sup} , A_{sup} – опорная реакция и площадь опирания балки.

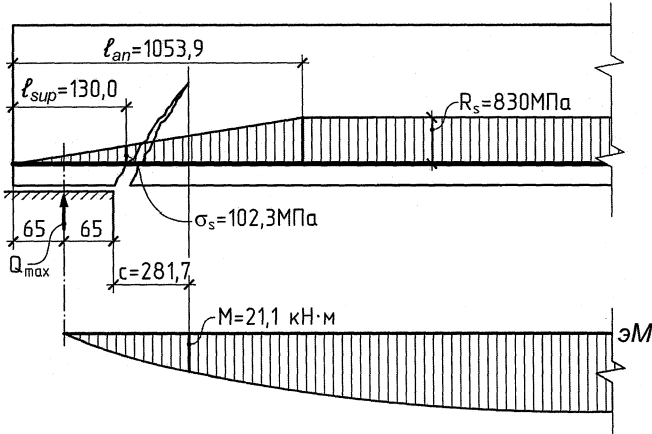


Рис. 9. К расчету прочности наклонного сечения по изгибающему моменту

Определим коэффициент влияния поперечного обжатия бетона α .

$$\text{Принимая } \sigma_e = \frac{F_{sup}}{A_{sup}} = \frac{Q_{max}}{b \cdot l_{sup}} = \frac{63724,1}{18 \cdot 13} = 272,3 \text{ Н/см}^2 = 2,72 \text{ МПа.}$$

$$Q_{max} = Q = 63\,724,1 \text{ Н (см. п. 2.3);}$$

$$b = 18 \text{ см;}$$

$$l_{sup} = 130 \text{ мм – длина площадки опирания.}$$

Поскольку

$$\frac{\sigma_e}{R_b} = \frac{2,72}{19,8} = 0,14 < 0,25, \text{ принимаем } \alpha=1,0,$$

$$R_{bond} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,26 = 3,15 \text{ МПа;}$$

$$l_{ан} = \alpha \frac{R_s}{4R_{bond}} d_s = 1,0 \cdot \frac{830}{4 \cdot 3,15} \cdot 16 = 1053,93 \text{ мм.}$$

Усилие в арматуре на грани опоры

$$N_s = R_s A_{sp} \frac{l_s}{l_{ан}} = 830 \cdot 4,02 \cdot \frac{130}{1053,93} = 411,56 \text{ МПасм}^2 = 41,16 \text{ кН}$$

$$l_s = l_{sup} = 130 \text{ мм;}$$

$$z_s = 0,9 \cdot h_0 = 0,9 \cdot 27 = 24,3 \text{ см.}$$

Аналогично определяем длину зоны анкеровки ненапрягаемой арматуры, принимая $\eta_1 = 2,0$, $d_s = 8$ мм (2Ø8 А400, $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$, $R_s = 355$ МПа, продольная арматура в каркасах К-1, см. рис. 8).

Для этих стержней

$$\ell_s = \ell_{sup} - 10 = 130 - 10 = 120 \text{ мм, тогда}$$

$$\ell_{an} = \frac{R_s}{4R_{bond}} d_s = \frac{355}{4 \cdot 2,5 \cdot 1,4} \cdot 8 = 202,9 \text{ мм,}$$

$$R_{bt} = 1,4 \text{ МПа,}$$

$$N_s = 355 \cdot 1,01 \cdot \frac{120}{202,9} = 212,0 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 21,2 \text{ кН.}$$

Итого, полное значение N_s равно

$$N_s = 41,16 + 21,2 = 62,36 \text{ кН, тогда}$$

$$M_s = N_p \cdot z_s = 62360 \cdot 24,3 = 1515348 \text{ Нсм} = 15,15 \text{ кНм.}$$

Определим длину проекции наименее выгоднейшего наклонного сечения по формуле (3,79) [4]

$$C = \frac{Q_{\max}}{q_{sw} + q} = \frac{63724,1}{2023 + 239,11} = 28,17 \text{ см,}$$

$$q_{sw} = 2023 \text{ Н/см (см. п. 2.10, Б),}$$

$$q = 23911,5 \text{ Н/м (см. п. 2.2).}$$

$$M_{sw} = \frac{q_{sw} \cdot C^2}{2} = \frac{2023 \cdot 28,17^2}{2} = 802674,7 \text{ Нсм} = 8,0 \text{ кНм.}$$

Момент от внешней расчетной нагрузки в сечении на расстоянии $C = 28,17$ см от грани опоры (a – площадка опирания, равная 13 см, см. рис. 3)

$$M = Q \left(C + \frac{a}{2} \right) - \frac{qc^2}{2} = 63724,1(28,17 + 6,5) - \frac{239,11 \cdot 28,17^2}{2} = 2114472 \text{ Нсм} =$$

$= 21,1 \text{ кН} < M_s + M_{sw} = 15,15 + 8,0 = 23,15 \text{ кНм}$, прочность наклонного сечения на действие изгибающего момента обеспечена.

2.11. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси панели, в стадии эксплуатации

Расчет в соответствии с формулой (75) [3]:

$$M > M_{crs},$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки; M_{crs} – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

$$P = A_s (\sigma_{sp,0} \cdot \gamma_{sp} - \Delta \sigma_{sp(2)}) = 4,02(900 \cdot 0,9 - 358,15) = 1816,44 \text{ Мпасм}^2$$

$$M_{rp} = P \cdot e_{rp} = 181,6 \cdot 21,83 = 3964,3 \text{ кНсм} = 39,6 \text{ кНм}$$

$$e_{rp} = e_{op} + r_{sup} = 18,84 + 2,99 = 21,83 \text{ см}$$

$$R_{bt,ser} = 2,1 \text{ МПа}$$

$$W_{pl} = 5271,05 \text{ см}^2$$

$$R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 2,1 \cdot 5271,05 = 11069,6 \text{ МПа см}^2 = 11,07 \text{ кНм}$$

$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp} = 11,07 + 39,6 = 50,67 \text{ кНм} < M_n = 76,8 \text{ кНм}$, трещины в растянутой от действия внешней нагрузки зоне образуются. Следовательно, необходим расчет по раскрытия трещин.

2.12. Расчет по ширине раскрытия трещин, нормальных к оси панели

Расчет по раскрытию трещин согласно п.4.2.1.3 [3] производят из условия (77)

$$a_{crc} \leq a_{crcult}$$

где a_{crc} – расчетная ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки;
 a_{crcult} – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Значения a_{crcult} принимают равными:

а) из условия обеспечения сохранности арматуры:

– классов А240 – 600, В500:

0,3 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,4 мм – при непродолжительном раскрытии трещин.

– классов А800, А1000:

0,2 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм – при непродолжительном раскрытии трещин.

Ширину раскрытия трещин a_{crc} определяют исходя из возможных смещений растянутой арматуры и бетона, по обе стороны трещины на уровне оси арматуры и принимают:

– при непродолжительном раскрытии

$$a_{crc} = a_{crc1};$$

– при продолжительном раскрытии

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}.$$

где a_{crc1} – ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок, определяемая при $\varphi_1 = 1,4$ и $M = M_{n,\ell}$; a_{crc2} – ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок, определяемая при $\varphi_1 = 1,0$ и M_n ; a_{crc3} – ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок, определяемая при $\varphi_1 = 1,0$ и $M = M_{n,\ell}$.

Согласно п.4.2.3.1. [3] ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, определяют по формуле (88):

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \Psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} \ell_s,$$

где σ_s – напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной (формула 93 [3])

$$\sigma_s = \frac{M - N_p(z - e_{sp})}{zA_s},$$

где z – расстояние от центра тяжести арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения, до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента.

Согласно п. 4.2.3.2. [3] для элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений допускается z принимать равным $0,7h_0$:

$$z = 0,7h_0 = 0,7 \cdot 27 = 18,9 \text{ см};$$

e_{sp} – расстояние от центра тяжести той же арматуры до точки приложения усилия предварительного обжатия с учетом всех потерь $N_p = P = 181644 \text{ Н}$.

$$e_{sp} = 0;$$

$A_{sp} = 4,02 \text{ см}^2$ – площадь сечения напрягаемой арматуры ($2\text{Ø}16\text{A}1000$);

$A_s = 1,01 \text{ см}^2$ – площадь ненапрягаемой арматуры в растянутой зоне сечения ($2\text{Ø}8\text{A}400$, см. рис. 8.).

Приращения напряжений в арматуре от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок равны

$$\sigma_{s,\ell} = \frac{M_{n,\ell} - P(z - e_{sp})}{z(A_{sp} + A_s)} = \frac{6\,991\,140 - 181\,644 \times 18,9}{18,9 \cdot (4,02 + 1,01)} = 37\,427,0 \text{ Н/см}^2 = 374,3 \text{ МПа}.$$

Согласно п. 4.2.3.2 [3] значение напряжений σ_s определяемые по формуле (93), не должны превышать величины $(R_{s,ser} - \sigma_{sp})$

$R_{s,ser} = 1000 \text{ МПа}$ (табл.7 [3], арматура класса А1000);

σ_{sp} – величина предварительного напряжения в арматуре в стадии эксплуатации конструкции с учетом первых и вторых потерь при $\gamma_{sp} = 0,9$.

$$\sigma_{sp} = \gamma_{sp} \sigma_{sp,0} - \Delta \sigma_{sp(2)} = 0,9 \cdot 900,0 - 358,15 = 451,85 \text{ МПа}$$

$$R_{s,ser} - \sigma_{sp} = 1000 - 451,85 = 548,15 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{s,\ell} = 374,3 \text{ МПа} < R_{s,ser} - \sigma_{sp} = 548,15 \text{ МПа}, \text{ условие выполняется.}$$

Значение коэффициентов в формуле 88 [3] принимаются равными $\psi_3 = 1$;

$\phi_1 = 1,0$ – при непродолжительном действии нагрузки;

$\phi_1 = 1,4$ – при продолжительном действии нагрузки;

$\phi_2 = 0,5$ – для арматуры периодического профиля;

$\phi_3 = 1,0$ – для изгибаемых элементов.

Базовое расстояние между трещинами ℓ_s определяют по формуле (95) [3]:

$$\ell_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s,$$

где A_{bt} – площадь сечения растянутого бетона; A_s – площадь поперечного сечения растянутой арматуры ($A_s=4,02+1,01=5,03 \text{ см}^2$); d_s – номинальный диаметр арматуры ($d_s = 16 \text{ мм}$).

Высота зоны растянутого бетона, определяемая как для упругого материала равна

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P/R_{bt,ser}} = \frac{25164,2}{1152,3 + 181644/126} = 9,81 \text{ см.}$$

Усилие предварительного обжатия (с учетом всех потерь) $P = 181,644 \text{ кН}$.

С учетом неупругих деформаций растянутого бетона высота равна

$$y_t = k \cdot y_0 = 0,9 \cdot 9,81 = 8,829 \text{ см,}$$

где k – поправочный коэффициент учитывающий неупругие деформации растянутого бетона, принимаемый согласно п. 4.10 [4].

Поскольку $y_t > 2 \cdot a = 2 \cdot 30 = 60 \text{ мм}$, принимаем $y_t = 88,29 \text{ мм}$. Величина y_t принимается не более $0,5 \cdot h$, ($0,5 \cdot h = 150 \text{ мм}$).

Тогда площадь сечения растянутого бетона равна

$$A_{bt} = b \cdot y_t = 18 \cdot 8,829 = 158,9 \text{ см}^2,$$

$$\ell_s = 0,5 \left(\frac{A_{bt}}{A_{sp} + A_s} \right) \cdot d_s = 0,5 \frac{158,9}{5,03} \cdot 1,6 = 25,27 \text{ см.}$$

Величину ℓ_s согласно п. 4.2.3.3 [3] принимают

– не менее $10d_s$ ($10 \cdot 16 = 160 \text{ мм}$) и не менее 10 см ,

– не более $40d_s$ ($40 \cdot 16 = 640 \text{ мм}$) и не более 40 см .

Принимаем $\ell_s = 25,27 \text{ мм}$.

Ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок равна

$$a_{crcl} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_{s,\ell}}{E_s} \cdot \ell_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{374,3}{2 \cdot 10^5} \cdot 252,7 = 0,33 \text{ мм} >$$

$a_{crcult} = 0,2 \text{ мм}$, условие не выполняется.

Так как условие (77) [3] не выполняется значение ψ_s следует определять по формуле (96)

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s},$$

где $\sigma_{s,crc}$ – напряжение в продольной растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин, определяемое при $M = M_{crc} = 5\,067\,000 \text{ Нсм}$, $\sigma_s = \sigma_{s,\ell} = 374,3 \text{ МПа}$.

$$\sigma_{s,crc} = \frac{M_{crc} - P \cdot z}{(A_{sp} + A_s) \cdot z} = \frac{5067000 - 181644 \cdot 18,9}{(4,02 + 1,01) \cdot 18,9} = 17187 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2} = 171,9 \text{ МПа}$$

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{171,9}{373,3} = 0,613$$

С учетом коэффициента $\psi_s = 0,613$ ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок равна

$$a_{crc1} = \Phi_1 \cdot \Phi_2 \cdot \Phi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_{\ell,s}}{E_s} \cdot \ell_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,613 \cdot \frac{374,3}{2 \cdot 10^5} \cdot 252,7 = 0,2 \text{ мм}$$

$= a_{crc,ult} = 0,2 \text{ мм}$, условие удовлетворено.

Для вычисления $a_{crc,2}$ определим приращение напряжения арматуры от полной нормативной нагрузки при ее непродолжительном действии σ_s :

$$\sigma_s = \frac{M_n - P(z - e_{sp})}{z \cdot (A_{sp} + A_s)} = \frac{7680580 - 181644 \cdot 18,9}{18,9(4,02 + 1,01)} = 44679,1 \frac{H}{\text{см}^2} = 446,8 \text{ МПа}$$

$$\sigma_s = 446,8 \text{ МПа} < R_{s,ser} - \sigma_{sp} = 554,18 \text{ МПа}, \text{ условие выполняется}$$

$$a_{crc2} = \Phi_1 \cdot \Phi_2 \cdot \Phi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \ell_s = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{446,8}{2 \cdot 10^5} \cdot 252,7 = 0,28 \text{ мм}$$

Ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок равна

$$a_{crc3} = \frac{a_{crc1}}{1,4} = \frac{0,2}{1,4} = 0,14 \text{ мм}$$

Вычисляем полную ширину раскрытия трещин (п. 4.12 [4])

– при продолжительном раскрытии (формула (78) [3])

$$a_{crc} = a_{crc1} = 0,2 \text{ мм} = a_{crc,ult}$$

– при непродолжительном раскрытии (формула (79) [3])

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} = 0,2 + 0,28 - 0,14 = 0,34 > a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм}$$

Так как условие (77) [3] не выполняется, вычислим величину $a_{crc,2}$ с учетом коэффициента ψ_s , определенного по формуле (96) [3]

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s};$$

где $\sigma_{s,crc} = 171,9 \text{ МПа}$; $\sigma_s = 446,8 \text{ МПа}$;

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{171,6}{446,8} = 0,69$$

С учетом коэффициента $\psi_s = 0,69$ величина

$$a_{crc,2} = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,69 \cdot \frac{446,8}{2 \cdot 10^2} \cdot 252,7 = 0,19 \text{ мм}$$

Полная ширина непродолжительного раскрытия трещин равна

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} = 0,2 + 0,19 - 0,14 = 0,25 \text{ мм}$$

Проверяем условие (77) [3]

$a_{crc} = 0,25 < a_{crc,ult} = 0,3$ мм, условие соблюдено.

2.13. Расчет прогиба панели в стадии эксплуатации

Производим расчет прогиба в соответствии с п.4.3.2.1. [3] из условия (97).

$$f \leq f_{ult},$$

где f – прогиб элемента от действия внешней нагрузки;

По условиям задания расчет прогиба производится при ограничении деформаций эстетическими требованиями. Поэтому в соответствии с указаниями п.4.3.1.1 [3] расчет ведем на действие нормативных значений постоянных и временных длительных нагрузок.

Определяем величину прогиба f .

$\ell_0 = 5,53$ м – расчетный пролет плиты;

$M_{n,\ell} = 69,9$ кНм – момент от постоянной и длительной нагрузки (см.п.2.3);

$P = 181,3$ кН – усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь напряжения (см.п.2.8);

влажность воздуха – нормальная;

Прогиб ограничивается эстетическими требованиями.

Определяем кривизну $1/r$ в середине пролета от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, т.е. при $M = M_{n,\ell} = 69,9$ кНм.

Принимая $e_{sp} = y_0 - a_s - e_{op} = 20,84 - 3,0 - 17,84 = 0$, получаем

$$M_s = M + P \cdot e_{sp} = 69,9 \text{ кНм},$$

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{M_s}{P \cdot h_0} = \frac{69,9}{181,6 \cdot 0,27} = 1,42,$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} = \frac{(146 - 18) \cdot 5}{18 \cdot 27} = 1,31.$$

Коэффициент приведения для арматуры растянутой зоны равен

$$\alpha_{s2} = \psi_s \frac{E_s}{E_{b,red}} = \frac{2 \cdot 10^5}{0,612 \cdot 9321,4} = 35,05,$$

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{bl,red}} = \frac{26,1}{28 \cdot 10^{-4}} = 9321,43 \text{ МПа},$$

$$\varepsilon_{bl,red} = 28 \cdot 10^{-4} \text{ (п.4.24 [4]), } \psi_s = 0,612 \text{ (см.п.2.12)}$$

$$E_s = 20 \cdot 10^5 \text{ МПа (см.п.2.4).}$$

При продолжительном действии нагрузки в зависимости от относительной влажности воздуха окружающей среды W (%) $\varepsilon_{bl,red}$ принимается (см. табл. 6 [3])

при $W > 75 - 24 \cdot 10^{-4}$;

при $75 \geq W \geq 40 - 28 \cdot 10^{-4}$;

при $W < 40 - 34 \cdot 10^{-4}$.

$$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0} = \frac{4,02 + 1,01}{18 \cdot 27} = 0,0103;$$

$$\mu\alpha_{s2} = 0,0103 \cdot 35,05 = 0,36.$$

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{M}{P \cdot h_0} = \frac{69,9}{181,6 \cdot 0,27} = 1,42$$

По табл.4.5 [4] при $\varphi_f=1,31$; $\frac{e_s}{h_0} = 1,42$ и $\mu\alpha_{s2}=0,36$.

находим $\varphi_c=0,35$.

Тогда кривизна равна

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{69,9 \cdot 10^6}{0,35 \cdot 180 \cdot 270^3 \cdot 9321,4} = 6,04 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм.}$$

Прогиб плиты определяем по формуле 4.25 [4] принимая согласно табл. 4.3 [4] $S=5/48$:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{max} \cdot S \cdot \ell_0^2 = 6,04 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{5}{48} \cdot 5530^2 = 19,2 \text{ мм}$$

Согласно СНиП 2.03.01-84* (табл. 4. поз. 2) при $\ell_0 = 553$ см,

предельно допустимый из эстетических соображений прогиб равен

$$f = \frac{553}{200} = 27,65 \text{ мм, что превышает вычисленное значение прогиба}$$

($f = 19,2$ мм). Жесткость плиты обеспечена.

Примечание

Учет влияния выгиба плиты, обусловленного усадкой и ползучестью бетона от усилия предварительного обжатия, уменьшит значение кривизны на величину, вычисляемую по формуле 4.31 [4].

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s h_0},$$

Где $\sigma_{sb}, \sigma'_{sb}$ – значения, численно равные сумме потерь предварительного напряжения в арматуре от усадки и ползучести бетона, соответственно, для арматуры растянутой зоны и для арматуры, условно расположенной на уровне крайнего сжатого волокна бетона.

Предполагая, что в стадии обжатия в верхней зоне образуются трещины, принимаем

$$\sigma'_{sb} = 0; \sigma_{sb} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 50 + 43,8 = 93,8 \text{ МПа.}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s h_0} = \frac{93,8}{2 \cdot 10^5 \cdot 270} = 1,73 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм.}$$

Полная кривизна в середине пролета от постоянных и длительных нагрузок составит

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{max} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 6,04 \cdot 10^{-6} - 1,73 \cdot 10^{-6} = 4,31 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм}$$

Прогиб плиты составит

$$f = 4,31 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{5}{48} \cdot 5530^2 = 13,7 \text{ мм} < f_{ult} = 27,65 \text{ мм.}$$

2.14. Расчет панели в стадии предварительного обжатия

Расчет выполняется на совместное действие силы обжатия N_p и изгибающего момента от веса панели $M_{с.в.}$ с учетом $\gamma_f = 1,1$ $\gamma_{din} = 1,4$ (рис. 10).

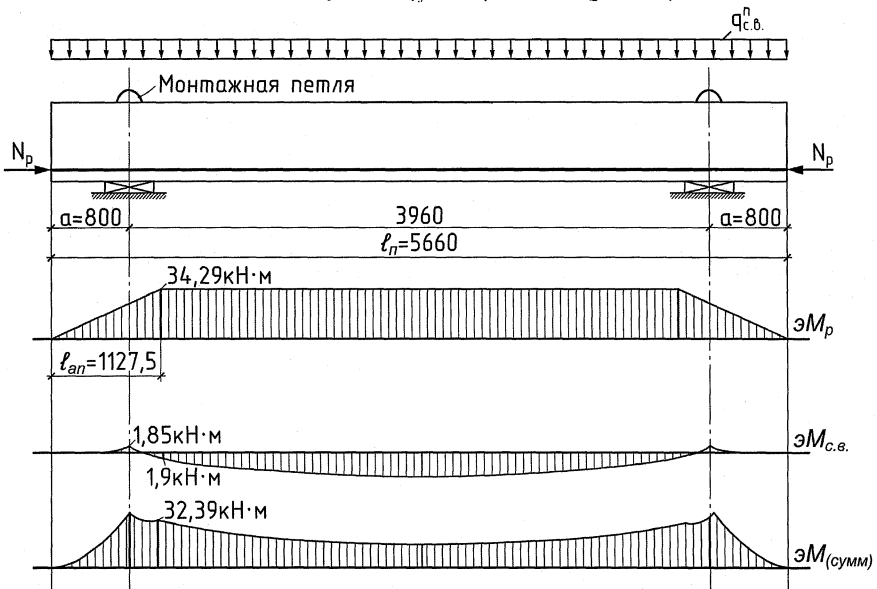


Рис. 10. К расчету панели в стадии предварительного обжатия

Усилие в напрягаемой арматуре вводится в расчет как внешняя продольная сила, равная (формула 3.37 [4])

$$N_p = (\sigma'_{sp} - 330) \cdot A'_{sp} + \sigma_{sp} \cdot A_{sp},$$

где A'_{sp} и A_{sp} – площадь напрягаемой арматуры расположенной, соответственно, в наиболее обжатой и в растянутой (менее обжатой) зонах сечения ($A'_{sp}=4,02 \text{ см}^2$, $A_{sp} = 0$);

σ'_{sp} и σ_{sp} – предварительные напряжения с учетом первых потерь и коэффициента $\gamma_{sp} = 1,1$

$$(\sigma_{sp} = 0; \sigma'_{sp} = \sigma_{sp,0} \cdot \gamma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)} = 900 \cdot 1,1 - 265,75 = 724,25 \text{ МПа}).$$

При этом расчете расчетное сопротивление бетона сжатию $R_b^{(p)}$ определяют по табл. 2.4 [4] при классе бетона, численно равном передаточной прочности бетона R_{bp} .

В соответствии с п. 2.3 [4] передаточную прочность бетона R_{bp} (прочность бетона к моменту его обжатия) следует назначать не менее 15 МПа и не менее 50% принятого класса бетона.

В данном примере принимаем

$$R_{bp} = 0,5B = 0,5 \cdot 40 = 20 \text{ МПа}.$$

По табл. 2.4 [4] при $B = R_{bp} = 20 \text{ МПа}$ определяем

$$R_b^{(p)} = 11,5 \text{ МПа}.$$

Расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры, расположенной в наиболее обжатой зоне площадью сечения A'_s принимается не более 330 МПа.

Расчет выполняется из условия 3.38 [4]

$$N_p \cdot e \leq R_b^{(p)} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a'_s)$$

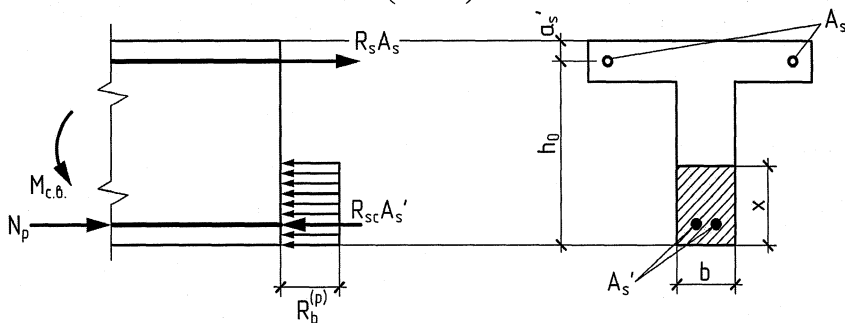


Рис. 11. Схема напряжений и усилий в расчетном сечении в стадии предварительного обжатия

В наиболее обжатой зоне располагается арматура 2Ø16A1000 площадью $A'_s = 4,02 \text{ см}^2$. Ненапрягаемую арматуру в этой зоне в расчете не учитываем (рис. 12).

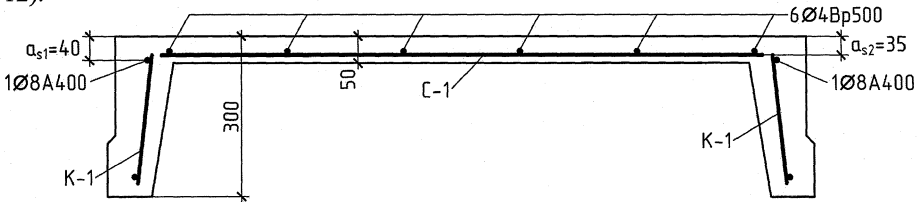


Рис. 12. Схема расположения арматуры, учитываемая в стадии предварительного обжатия

В менее обжатой зоне располагается ненапрягаемая арматура 2Ø8A400 с $A_{s1} = 1,01 \text{ см}^2$, $R_{s1} = 355 \text{ МПа}$ и 6Ø4Bp500 с $A_{s2} = 0,76 \text{ см}^2$, $R_{s2} = 415 \text{ МПа}$.

Определим положение общего центра тяжести этих арматур

$$a = \frac{A_{s1} \cdot a_{s1} + A_{s2} \cdot a_{s2}}{A_{s1} + A_{s2}} = \frac{1,01 \cdot 4 + 0,76 \cdot 3,5}{1,01 + 0,76} = 3,79 \text{ см},$$

Следовательно, $h_0 = h - a = 30 - 3,79 = 26,21 \text{ см}$.

Расчетное усилие обжатия равно

$$N_p = (\gamma_{sp} \sigma_{sp(1)} - 330) \cdot A'_s = (1,1 \cdot 724,25 - 330) \cdot 4,02 = 1478,0 \text{ МПа см}^2 = 147,8 \text{ кН}.$$

Опасным будет сечение, расположенное в месте подъемной петли, то есть на расстоянии $a = 0,8 \text{ м}$ от торца панели (см. рис. 10).

В этом сечении изгибающий момент вычисляется от действия собственного веса панели с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$ и коэффициента динамичности $\gamma_{din} = 1,6$,

$$M_{ce} = \gamma_a \cdot \gamma_{din} \cdot q_n^{ce} \cdot b_0 \cdot \frac{a^2}{2} = 1,1 \cdot 1,4 \cdot 2500 \cdot 1,5 \cdot \frac{0,8^2}{2} = 1848 \text{ Нм}$$

Определяем длину зоны передачи напряжения согласно п.2.3.5. [4]. Значение R_{bt} соответствующее передаточной прочности бетона $R_{bp} = 20 \text{ МПа}$, т.е. В20, равно $R_{bp} = 0,9 \text{ МПа}$. Тогда $R_{bond} = \eta R_{bt} = 2,5 \cdot 0,9 = 2,25 \text{ МПа}$ ($\eta = 2,5$ - для арматуры класса А, п. 2.35 [4]).

Длину зоны передачи предварительного напряжения на бетон определяем по формуле (2.14) [4]:

$$\ell_p = \frac{\sigma_{sp}}{4R_{bond}} d_s = \frac{634,25}{4 \cdot 2,25} \cdot 16 = 1127,5 \text{ мм}$$

$$\ell_p \geq 10d_s \text{ и } \ell_p \geq 200 \text{ мм},$$

Поскольку $\ell_p = 1,3$ м больше расстояние от торца панели до монтажной петли, $a=0,8$ м, проверяем сечение в конце зоны передачи напряжения, где усилия обжатия используется полностью.

В этом сечении при подъеме плиты действует момент от собственного веса равный

$$M = \left[q \frac{\ell_p^2}{2} - \frac{q \ell_n}{2} (\ell_p - a) \right] = \left[3750 \cdot \frac{1,3^2}{2} - \frac{3750 \cdot 5,66}{2} (1,3 - 0,8) \right] =$$

$$= (3168,75 - 5306,5) = -2137,75 \text{ Нм},$$

$$g = g_{св}^{nan} = 2500 \cdot b_0 = 2500 \cdot 1,5 = 3750 \text{ Н/м}.$$

Момент от собственного веса панели растягивает нижнюю наиболее обжатую зону. При этом коэффициент динамичности не учитывается, а коэффициент надежности по нагрузке принимается равным $\gamma_f = 0,9$, т.е.

$$M = -2137,75 \cdot 0,9 = -1923,97 \text{ Нм} = 1,9 \text{ кНм}.$$

Определяем момент $N_p \cdot e$, принимая значение M со знаком «минус»

$$N_p \cdot e = N_p e_p - M = 147,8 \cdot 0,232 - 1,9 = 32,39 \text{ кНм}$$

$$e_p = h_0 - a' = 2621 - 3 = 23,21 \text{ см}$$

Высоту сжатой зоны x определяется в зависимости от величины ξ_R определяемой по ненапрягаемой арматуре менее обжатой зоны (формула 6.11 [2])

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,0021}{0,0035}} = 0,5,$$

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{415}{200000} = 0,0021,$$

$$\varepsilon_{b,ult} = 0,0035, R_s = 415 \text{ МПа (арматура В500); } E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

$$\xi = \frac{N_p + R_s A_s}{R_b^{(p)} b h_0} = \frac{147,8 + 127,99}{11,5 \cdot 18 \cdot 26,21 \cdot 10} = 0,49 < \xi_R,$$

$$R_s A_s = \frac{R_{s1} A_{s1}}{A400} + \frac{R_{s2} A_{s2}}{B500} = 355 \cdot 1,01 + 415 \cdot 0,76 = 1279,95 \text{ Мпасм}^2 = 127,995 \text{ кН}.$$

$$x = h_0 \cdot \xi = 26,21 \cdot 0,49 = 12,48 \text{ см}$$

Проверяем условие прочности

$$R_b^{(p)} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 11,5 \cdot 18 \cdot 12,84 (26,21 - 6,42) = 52599,4 \text{ МПасм}^3 =$$

$= 52599,40 \text{ Нсм} = 52,6 \text{ кНм} > N_p e = 32,39 \text{ кНм}$, т.е. прочность панели в стадии обжатия обеспечена.

2.15. Конструирование панели

В процессе конструирования панели, разрабатываются рабочие чертежи арматурных изделий. В состав армирования ребристой панели входят (рис. 13):

- отдельные стержни (ОС) – продольная напрягаемая арматура;
- каркасы К-1, К-2 поперечной арматуры продольных и поперечных ребер;
- сетки С-1 и С-2 армирования плиты;
- опорные закладные детали М-1;
- косвенная арматура продольной напрягаемой арматуры (поз. 2);
- подъемные петли П-1.

Диаметр и количество стержней продольной напрягаемой рабочей арматуры панели определяется расчетом на прочность нормального сечения на изгиб (см. п. 2.6).

Конструирование каркаса К-1 осуществляется в соответствии с результатами расчета наклонных сечений панели по поперечной силе (см. п. 2.10).

Поскольку расчет прочности поперечных ребер панели не выполняется, конструкцию каркаса К-2, можно принять по аналогии с типовым проектом.

Сетки С-1 и С-2, являются элементами рабочего армирования плиты. Данные сетки, а также всю остальную арматуру подбирают в соответствии с конструктивными требованиями и по аналогии с типовым проектом.

Конструирование арматуры панели завершают составлением спецификацией арматурных изделий и ведомости расхода стали.

Правила и примеры заполнения спецификаций и ведомости приведены в [6].

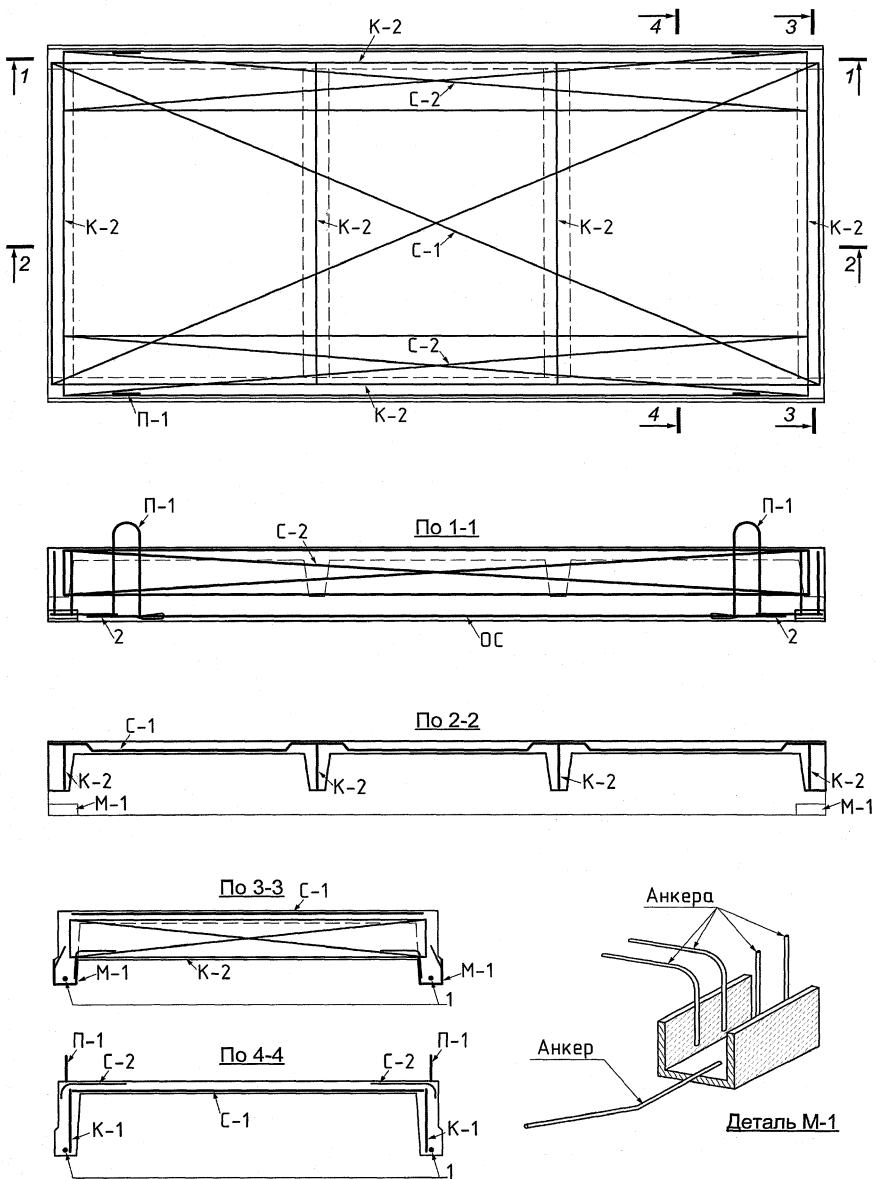


Рис. 13. Армирование ребристой панели

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 52–01–2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: 2004. – 28с.
2. СП 52–101–2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения. – М.: 2005. – 53с.
3. СП 52–102–2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. М.: 2005. – 35с.
4. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52–102–2004). – М.: 2005.
5. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс: учебник для вузов/ В.Н. Байков, Э.Е.Сигалов – 5–е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 766с.
6. Правила выполнения архитектурно–строительных чертежей//Георгиевский О.В./М., 1996 – 79с.
7. СНиП 2.01.07-85. нагрузки воздействия /Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Нормативные сопротивления бетона, МПа

Вид сопротивления	Нормативные значения сопротивления бетона $R_{b,n}, R_{bt,n}$ и расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}, R_{bt,ser}$, при классе бетона по прочности на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{b,n}, R_{b,ser}$	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Растяжение осевое $R_{bt,n}, R_{bt,ser}$	1,1	1,35	1,55	1,75	1,95	2,1	2,25	2,45	2,6	2,75

Расчетные сопротивления бетона, МПа

Вид сопротивления	Нормативные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b, R_{bt} , при классе бетона по прочности на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растяжение осевое R_{bt}	0,75	0,9	1,05	1,15	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8

Приложение 2

Начальный модуль упругости бетона, МПа

Значение начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении E_h , МПа 10^{-3} , при классе бетона по прочности на сжатие									
B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

Приложение 3

Нормативные сопротивления арматуры, МПа

Класс арматуры	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа
A240	6-40	240
A300	6-40	300
A400	6-40	400
A500	10-40	500
A600	10-40	600
A800	10-32	800
A1000	10-32	1000
B500	3-12	500
Bp1200	8	1200
Bp1300	7	1300
Bp1400	4;5;6	1400
Bp1500	3	1500
K1400(K-7)	15	1400
K1500(K-7)	6;9;12	1500
K1500(K-19)	14	1500

Приложение 4

Расчетные сопротивления арматуры, МПа

Класс арматуры	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы	
	Растяжению R_s	Сжатию R_{sc}
A240	215	215
A300	270	270
A400	355	355
A500	432	435(400)
A600	520	470(400)
A800	695	500(400)
A1000	830	500(400)
B500	415	415(360)
Bp1200	1000	500(400)
Bp1300	1070	500(400)
Bp1400	1170	500(400)
Bp1500	1250	500(400)
K1400	1170	500(400)
K1500	1250	500(400)

Относительные деформации бетона при продолжительном действии нагрузки

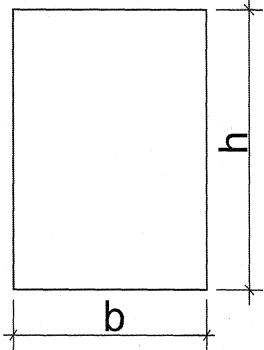
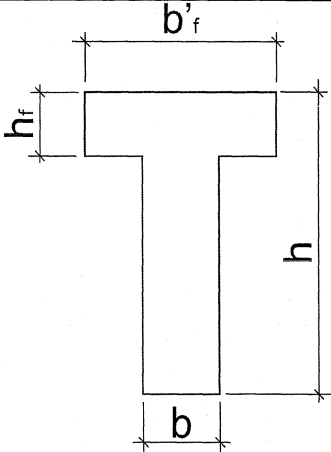
Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Относительные деформации бетона при продолжительном действии нагрузки					
	при сжатии			при растяжении		
	$\varepsilon_{b0} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{b2} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{brl,red} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{b0} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{b2} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{brl,red} \cdot 10^3$
Выше 75	3,0	4,2	2,4	0,21	0,27	0,19
40–75	3,4	4,8	2,8	0,24	0,31	0,22
Ниже 40	4,0	5,6	3,4	0,28	0,36	0,26

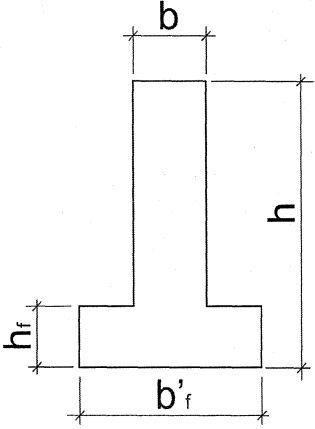
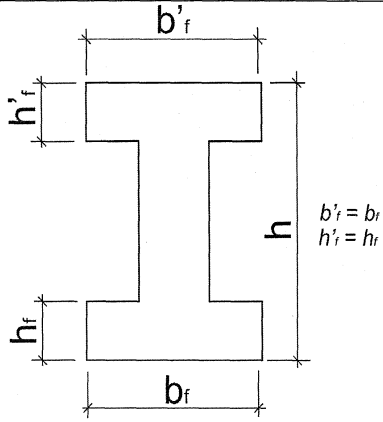
Примечание – относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СНиП 23–01 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства

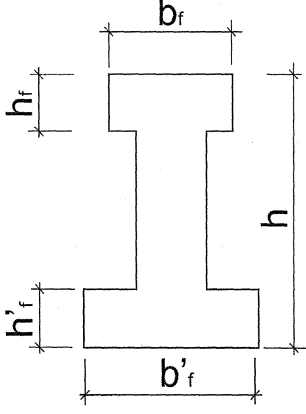
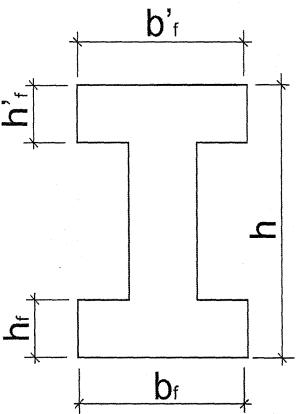
Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней										Масса кг/м
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052
4	0,126	0,25	0,38	0,5	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,313	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466
22	3,801	7,6	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42	6,313
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,99
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	9,87

Коэффициент γ для определения момента M_{cr}

Сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
1. Прямоугольное	1,30	 <p>The diagram shows a simple rectangle. The horizontal dimension is labeled 'b' and the vertical dimension is labeled 'h'. Dimension lines with arrows indicate the extent of these measurements.</p>
2. Тавровое с полкой, расположенное в сжатой зоне	1,30	 <p>The diagram shows a T-shaped cross-section. The top horizontal flange has a width labeled b'_f and a thickness labeled h_f. The vertical web has a width labeled b. The total height of the section is labeled h. Dimension lines with arrows indicate the extent of these measurements.</p>

Сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
<p>3. Тавровое с полкой (уширением), расположенной в растянутой зоне:</p> <p>а) при $b'_f/b \leq 2$</p> <p>б) при $b'_f/b > 2$</p>	<p>1,20</p> <p>1,15</p>	
<p>4. Двутавровое симметричное (коробчатое)</p> <p>а) при $b'_f/b = b_f/b \leq 2$</p> <p>б) при $2 < b'_f/b = b_f/b \leq 6$</p> <p>в) при $b'_f/b = b_f/b > 6$</p>	<p>1,30</p> <p>1,25</p> <p>1,20</p>	

Сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
<p>5. Двутавровое несимметричное удовлетворяющее условию $b'_f/b \leq 3$:</p> <p>а) при $b_f/b \leq 2$</p> <p>б) при $2 < b_f/b \leq 6$</p> <p>в) при $b_f/b > 6$</p>	<p>1,20</p> <p>1,15</p> <p>1,10</p>	
<p>6. Двутавровое несимметричное удовлетворяющее условию $b'_f/b \leq 3$:</p> <p>а) при $b_f/b \leq 4$ независимо от отношения h_f/h</p> <p>б) при $b_f/b > 4$ $h_f/h \geq 0,2$</p> <p>в) при $b_f/b > 4$ и h_f/h</p>	<p>1,25</p> <p>1,20</p> <p>1,25</p>	

Коэффициент φ_e для определения кривизны

φ_f	e_s/h_0	Коэффициент φ_e при значениях l/a_s равных															
		0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,90	1,10	1,50	2,00
0,0	0,7	0,29	0,29	0,30	0,30	0,30	0,31	0,31	0,31	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,33	0,33	0,33
	0,8	0,18	0,20	0,21	0,22	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,28	0,29	0,30	0,30	0,31	0,31	0,32
	0,9	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27	0,28	0,29	0,30	0,31
	1,0	0,09	0,11	0,13	0,15	0,18	0,19	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,30
	1,1	0,07	0,09	0,11	0,13	0,16	0,17	0,19	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,28	0,28	0,29
0,2	1,2	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,21	0,22	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,29
	1,3	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15	0,17	0,18	0,20	0,21	0,23	0,23	0,25	0,26	0,27	0,29
	0,8	0,31	0,33	0,34	0,35	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,43	0,44	0,45	0,45	0,46
	0,9	0,18	0,21	0,23	0,26	0,29	0,31	0,33	0,34	0,36	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,44
	1,0	0,12	0,15	0,18	0,21	0,24	0,27	0,29	0,30	0,33	0,34	0,36	0,37	0,39	0,40	0,42	0,43
0,4	1,1	0,09	0,12	0,15	0,17	0,21	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,35	0,37	0,39	0,40	0,43
	1,2	0,07	0,10	0,13	0,15	0,19	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,33	0,36	0,38	0,39	0,41
	1,3	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,20	0,22	0,24	0,27	0,29	0,31	0,32	0,35	0,37	0,38	0,41
	0,8	0,46	0,47	0,48	0,50	0,51	0,53	0,54	0,54	0,56	0,57	0,57	0,58	0,59	0,59	0,60	0,60
	0,9	0,23	0,27	0,30	0,34	0,38	0,41	0,43	0,44	0,47	0,49	0,50	0,52	0,53	0,55	0,56	0,58
$\geq 1,3$	1,0	0,14	0,18	0,22	0,25	0,30	0,33	0,36	0,38	0,41	0,44	0,46	0,47	0,50	0,52	0,54	0,55
	1,1	0,10	0,14	0,17	0,21	0,25	0,29	0,32	0,34	0,38	0,40	0,42	0,44	0,47	0,50	0,52	0,54
	1,2	0,10	0,11	0,14	0,18	0,22	0,26	0,29	0,31	0,35	0,38	0,40	0,42	0,45	0,48	0,50	0,52
	1,3	0,11	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,42	0,46	0,49	0,51

φ_f	e_s/h_0	Коэффициент φ_e при значениях μ_{a_s2} равных															
		0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,90	1,10	1,50	2,00
0,6	0,8	0,61	0,63	0,64	0,65	0,67	0,68	0,69	0,69	0,71	0,71	0,72	0,73	0,73	0,74	0,75	0,75
	0,9	0,28	0,33	0,37	0,41	0,46	0,50	0,52	0,54	0,58	0,60	0,62	0,63	0,62	0,68	0,69	0,71
	1,0	0,16	0,21	0,25	0,29	0,35	0,39	0,43	0,45	0,50	0,53	0,55	0,57	0,60	0,63	0,65	0,68
	1,1	0,13	0,15	0,19	0,23	0,29	0,33	0,37	0,40	0,44	0,48	0,51	0,53	0,56	0,60	0,62	0,65
	1,2	0,14	0,12	0,16	0,20	0,25	0,29	0,33	0,36	0,41	0,44	0,47	0,50	0,53	0,57	0,60	0,63
0,8	1,3	0,15	0,13	0,14	0,17	0,23	0,27	0,30	0,33	0,38	0,42	0,45	0,47	0,41	0,45	0,58	0,62
	0,8	0,79	0,80	0,80	0,81	0,83	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	0,89	0,90	0,90
	0,9	0,33	0,38	0,43	0,48	0,54	0,58	0,62	0,64	0,68	0,71	0,73	0,75	0,78	0,80	0,82	0,84
	1,0	0,17	0,23	0,27	0,33	0,40	0,45	0,49	0,52	0,57	0,61	0,64	0,66	0,70	0,740	0,77	0,80
	1,1	0,16	0,16	0,20	0,25	0,32	0,37	0,41	0,45	0,50	0,45	0,58	0,61	0,65	0,70	0,73	0,76
1,0	1,2	0,17	0,16	0,17	0,21	0,27	0,32	0,36	0,40	0,46	0,50	0,54	0,57	0,61	0,66	0,70	0,74
	1,3	0,19	0,17	0,15	0,19	0,24	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,50	0,54	0,57	0,61	0,66	0,72
	0,8	0,97	0,98	0,98	0,99	1,0	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05
	0,9	0,37	0,44	0,49	0,55	0,62	0,67	0,71	0,74	0,78	0,82	0,84	0,86	0,89	0,93	0,95	0,97
	1,0	0,18	0,24	0,29	0,36	0,44	0,50	0,54	0,58	0,64	0,69	0,72	0,75	0,80	0,85	0,88	0,91
1,0	1,1	0,19	0,18	0,22	0,27	0,34	0,40	0,46	0,49	0,56	0,61	0,65	0,69	0,73	0,79	0,83	0,87
	1,2	0,21	0,19	0,18	0,22	0,29	0,35	0,37	0,43	0,50	0,55	0,59	0,63	0,69	0,75	0,79	0,84
	1,3	0,23	0,21	0,19	0,20	0,26	0,31	0,36	0,39	0,46	0,51	0,56	0,59	0,65	0,71	0,76	0,81

$$\eta_f = \frac{(b_f - b) * h_f - (A'_{sp} + A_s) * a_{s1}}{b * h_0}; \mu_{a_s2} = \frac{A_{sp} + A_s}{b * h_0}; \frac{e_s}{h_0} = \frac{M_s}{P * h_0}$$

Сергей Анатольевич Сонин,
Светлана Витальевна Амелькович,
Анна Владимировна Фердер

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СБОРНОГО
ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

Учебное пособие к практическим занятиям
по курсу железобетонных и каменных
конструкций

Техн. редактор А.В. Миних

Издательский центр Южно-Уральского государственного университета

Подписано в печать 21.12.2010. Формат 60×84 1/16. Печать цифровая.
Усл. печ. л. 2,79. Тираж 100 экз. Заказ 554/563. Цена С.

Отпечатано в типографии Издательского центра ЮУрГУ.
454080, г. Челябинск, пр. им. В.И. Ленина, 76.